



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL (PPGECI)**

**AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE SISTEMAS DE REFORÇO DE PILARES
COM CFRP SOB AÇÃO DA UMIDADE**

FERNANDA LENZI

Foz do Iguaçu
2020

**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL (PPGECI)**

**AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE SISTEMAS DE REFORÇO DE PILARES
COM CFRP SOB AÇÃO DA UMIDADE**

FERNANDA LENZI

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia civil (PPGECI) da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia civil.

Orientadora: Prof. Dra. Gláucia Maria Dalfré

Foz do Iguaçu
2020

FERNANDA LENZI

**AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE SISTEMAS DE REFORÇO DE PILARES
COM CFRP SOB AÇÃO DA UMIDADE**

Dissertação apresentada ao Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de mestra em Engenharia civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Profa. Dra. Gláucia Maria Dalfré
UNILA

Profa. Dra. Edna Possan
UNILA

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
UFSCar

Foz do Iguaçu, 2020.

Catálogo elaborado pelo Setor de Tratamento da Informação
Catálogo de Publicação na Fonte. UNILA - BIBLIOTECA LATINO-AMERICANA

L575a

Lenzi, Fernanda.

Avaliação da degradação de sistemas de reforço de pilares com CFRP sob ação da umidade / Fernanda Lenzi.
- Foz do Iguaçu, 2020.
184 f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Integração Latino-Americana. Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Orientador: Gláucia Maria Dalfré.

1. Concreto - Efeito da temperatura. 2. Concreto - Mistura. 3. Concreto armado - Degradação. I. Dalfré, Gláucia Maria, Orient. II. Título.

CDU: 624.012.45

AGRADECIMENTOS

À professora orientadora Dra. Gláucia Maria Dalfré pela orientação deste trabalho e desenvolvimento do estudo.

À professora Dra. Edna Possan pelas contribuições nesta pesquisa.

À Matusalém do Carmo de Oliveira por todo o auxílio prestado, pela paciência em ensinar e pela disposição e disponibilidade.

À minha família que esteve comigo durante todas as dificuldades e conquistas. Por terem me apoiado nos momentos em que mais precisei e por sempre saberem as palavras de incentivo que me fizeram continuar. Em especial aos meus pais, que sentiram junto comigo todos os sentimentos.

Aos amigos que estiveram ao meu lado ao longo do estudo, por compreenderem a minha ausência e por torcerem por mim. Em especial a Paloma de Oliveira Matias Frey, que sempre foi minha incentivadora.

Ao meu marido, Luiz Gustavo Grzybowski, por toda a dedicação, pelo carinho, pelo amor e paciência demonstrada desde que chegou. Sem o teu apoio, nada disso seria possível.

A autora e a orientadora agradecem ao Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e ao Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional por viabilizarem os ensaios desta pesquisa, em especial a Fábio Luiz Willrich.

Por fim, agradeço a todos os que, de alguma forma, tornaram possível a realização deste trabalho.

*Que os vossos esforços desafiem as
impossibilidades, lembrai-vos de que as
grandes coisas do homem foram
conquistadas do que parecia impossível.*

Charles Chaplin

RESUMO

Polímeros Reforçados com Fibras (PRF ou *Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa) se apresentam como uma opção atrativa para o reforço de estruturas na construção civil devido às características como baixo peso próprio, facilidade e versatilidade de aplicação, elevada resistência à tração, à corrosão e à fadiga. Dentre as principais técnicas de aplicação de reforço com FRP ressalta-se a técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, em língua inglesa), que consiste na aplicação de reforço por meio de colagem externa, o que causa sua exposição a agentes agressivos e a consequente perda de durabilidade quando não protegido. Neste âmbito, este projeto baseia-se em uma análise experimental e teórica visando avaliar o comportamento e a degradação de pilares curtos de concreto armado, reforçados externamente com mantas de fibra de carbono quando expostos à umidade, ao longo do tempo. Para tal, pilares com e sem armadura, não reforçados e reforçados, com mantas de fibra de carbono, aplicadas segundo a técnica EBR, por meio de confinamento contínuo e discreto, com uma e duas camadas de reforço, foram submetidos à ensaios de compressão axial. Também foi realizada a análise experimental do comportamento dos materiais constituintes do sistema de reforço por meio de ensaios de tração uniaxial de corpos de prova de resina epoxídica e de compósito de CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa), os quais foram expostos a ciclos de umidade e a umidade constante. Os resultados obtidos indicam que as resinas epoxídicas apresentaram redução de até 76% e 61% nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade, respectivamente, quando expostas aos ambientes de degradação estudados nesta pesquisa. Quanto ao compósito, não se observou degradação independentemente do ambiente analisado. Constatou-se aumento de capacidade de carga de até 40% nos elementos reforçados com o aumento do número de camadas de material de reforço. Para além disso, o reforço aplicado de forma contínua apresentou melhor desempenho comparado ao elemento reforçado por confinamento discreto, independentemente da variação do número de camadas. Entretanto, redução de até 10% na tensão média máxima foi observada após exposição a umidade. Quanto ao modelo analítico, observou-se que o proposto pela ACI 440.2R (2017) demonstrou bons resultados para previsão de tensões últimas para os modelos com confinamento contínuo, entretanto, o mesmo não pode ser observado para os de confinamento discreto, pois a ACI 440.2R (2017) não considera, em seu modelo de cálculo, o envolvimento parcial. Quanto as deformações axiais, verificou-se que o modelo não representa satisfatoriamente o observado nos ensaios experimentais. Para os pilares não confinados, tanto a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto a ACI 318 (2019) apresentam tensão de ruptura de projeto de 10 a 20% inferiores as obtidas experimentalmente quando aplicados os coeficientes de redução. O estudo corrobora o entendimento acerca da fragilidade do elemento de concreto reforçado com CFRP frente a exposição à umidade, especialmente para elementos com confinamento discreto.

PALAVRAS-CHAVES: Concreto; Pilares; CFRP; EBR; Degradação; Reforço.

ABSTRACT

Fiber-Reinforced Polymers (FRP) are widely used in civil engineering structure strengthening due to their characteristics such as low weight, use ease and versatility, and high tensile, corrosion and fatigue strengths. Among the main strengthening methods using FRP, Externally Bonded Reinforcement (EBR) stands out, which consists of applying strengthening by means of external bonding, what exposes it to aggressive agents and consequently loss of durability if not protected. In this regard, this project was based on experimental and theoretical analyses to assess the behavior and degradation of short reinforced concrete columns, externally strengthened with CFRP sheets, after exposed to moisture over time. To this end, axial compression tests were performed on reinforced and unreinforced columns, strengthened or not with carbon fiber sheets (EBR technique). The columns were tested in continuous and discrete confinement and with one or two strengthening layers. It also tested the behavior of EBR constituents experimentally by uniaxial tensile testing of epoxy resin specimens and CFRP composites (carbon fiber reinforced polymer), which were exposed to moisture cycles and constant humidity. The results indicated that, when exposed to the degradation environments, epoxy resins had reductions of up to 76% and 61% in maximum tension and elastic modulus, respectively. As for the composite, no degradation was observed regardless of the environment. Strengthened elements showed a load capacity increase of up to 40% as the number of reinforcement layers increased. Besides, strengthening applied continuously showed better performance compared to the element reinforced by discrete confinement, regardless of the number of layers. After exposure to humidity, maximum mean strength decreased by up to 10%. The analytical model proposed by ACI 440.2R (2017) had good results to predict last tensions for continuous confinement; however, the same was not observed for discrete confinement, as the ACI 440.2R (2017) model does not consider discrete confinement. Regarding axial strains, the model did not represent satisfactorily the experimental results. For non-confined columns, both the NBR 6118 (ABNT, 2014) and ACI 318 (2019) standards show tensile strength 10 to 20% lower than those obtained experimentally, when reduction coefficients were used. The study corroborates the understanding about the fragility of a CFRP strengthened concrete when exposed to moisture, mainly for discrete confinement.

KEYWORDS: Concrete; Columns; CFRP; EBR; Degradation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Reforço à flexão (a) técnica EBR e (b) técnica NSM	28
Figura 1-2 - Fluxograma de delineamento da pesquisa	31
Figura 2-1 – Principais grupos de compósitos reforçados com fibras em tecido de: (a) fibra de carbono, (b) fibra de vidro e (c) fibra de aramida.....	35
Figura 2-2 - Diagrama tensão-deformação das fibras e aço CA-50	36
Figura 2-3 - Tipos de fibras de carbono: (a) Laminado, (b) Manta e (c) Barra	38
Figura 2-4 - Principais aspectos que destacam as fibras de carbono em relação às demais fibras comercializadas.....	38
Figura 2-5 - Aplicação do reforço sobre os pilares: (a) Aplicação da resina primária (b) Posicionamento da manta e (c) Aplicação da resina para recebimento da próxima camada de CFRP	40
Figura 2-6 – Tensão máxima dos pilares do programa experimental de Rigazzo (2003).....	41
Figura 2-7 - Força de colapso dos pilares do programa experimental realizado por Carrazedo (2002)	43
Figura 2-8 - Colagem da manta de CFRP de Siddiqui <i>et. al.</i> (2014): (a) Aplicação da primeira camada de manta de CFRP e (b) Aplicação da segunda camada de manta de CFRP.....	44
Figura 2-9 - Ensaio de compressão axial	45
Figura 2-10 – Força de ruptura dos pilares do programa experimental realizado por Siddiqui <i>et. al.</i> (2014).....	47
Figura 2-11 - Processo de ensaio <i>pull-off</i> : (a) Corte circular sobre o compósito (b) Corte circular em diferentes regiões da face do prisma (c) Equipamento para realização do ensaio (d) Execução do ensaio <i>pull-off</i>	48
Figura 2-12: (a) Expansão lateral do pilar e (b) encamisamento do pilar	50
Figura 2-13 - Modelo tensão-deformação para concreto confinado com FRP	52
Figura 3-1 - Mecanismos de degradação do FRP	59
Figura 3-2 - Método de ensaio adotada para caracterização da (a) Resina epóxi e (b) laminado de CFRP	62
Figura 3-3 - Corpos de prova de CFRP e GFRP de Liang <i>et al.</i> (2018)	64
Figura 4-1 - Estrutura dos estudos realizados	66
Figura 4-2 - Divisão dos ensaios realizados no estudo	67

Figura 4-3 - Característica dos pilares utilizados no programa experimental (dimensões em mm): (a) seção transversal, (b) pilar de confinamento discreto e (c) pilar de confinamento contínuo.....	68
Figura 4-4 - Ambientes de exposição	69
Figura 4-5 - Localização dos ambientes de exposição	69
Figura 4-6 - Nomenclatura dos pilares	70
Figura 4-7 – Ensaio de caracterização do concreto	72
Figura 4-8 - (a) Corpos de prova de manta de CFRP – dimensões em mm; (b) ensaio de tração uniaxial com corpo de prova de manta de CFRP e respectivo modo de ruptura.	73
Figura 4-9 - Resinas bicomponentes (a) A e (b) B, (c) pesagem dos componentes e (d) mistura mecânica, (e) moldes de teflon utilizados na moldagem dos corpos de prova de resinas epoxídicas, (f-g) lançamento da resina nos moldes de teflon, (h) corpos de prova após 24h de lançamento das resinas e (i) aspecto final dos corpos de prova.....	74
Figura 4-10 – Ensaio de tração uniaxial da resina: (a) equipamento para ensaio, (b) arranjo de ensaio, (c) aspecto final dos corpos de prova de resina epoxídica após o ensaio.....	75
Figura 4-11 - Esquema de posicionamento dos sensores de medição de deslocamento (<i>clip-gage</i>)	76
Figura 4-12 - Esquema representativo da rigidez dos pilares ensaiados	77
Figura 5-1 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto para cada ambiente de exposição	80
Figura 5-2 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em ambiente laboratorial	82
Figura 5-3 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em ciclos de umidade.....	83
Figura 5-4 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em umidade constante.....	83
Figura 5-5 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para resina de laminação	84
Figura 5-6 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para resina de laminação	84

Figura 5-7 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em ambiente interno: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade.....	85
Figura 5-8 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade.....	85
Figura 5-9 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade	86
Figura 5-10 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em ambiente laboratorial.....	88
Figura 5-11 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em ciclos de umidade.....	88
Figura 5-12 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em umidade constante	89
Figura 5-13 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para resina <i>primer</i>	89
Figura 5-14 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para resina primer	90
Figura 5-15 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina <i>primer</i> em ambiente laboratorial: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade	90
Figura 5-16 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina primer em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade.....	91
Figura 5-17 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina primer em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade	91
Figura 5-18 – Variação de tensão de tração com o avanço da idade para as resinas em: (a) Ciclos de umidade e (b) Umidade constante.....	92
Figura 5-19 - Variação de módulo de elasticidade com o avanço da idade para as resinas em: (a) Ciclos de umidade e (b) Umidade constante	93
Figura 5-20 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em ambiente laboratorial.....	96
Figura 5-21 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em ciclos de umidade	96
Figura 5-22 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em umidade constante	96

Figura 5-23 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para o compósito	97
Figura 5-24 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para o compósito	97
Figura 5-25 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em ambiente laboratorial: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade	98
Figura 5-26 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade.....	98
Figura 5-27 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade	99
Figura 5-28 - Desempenho e consumo de materiais do elemento reforçado	103
Figura 5-29 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_ws_0_0_0 - Referência	105
Figura 5-30 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_ws_0_0_720 – Ambiente interno	105
Figura 5-31 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_ws_0_0_720 – Ciclos de umidade	105
Figura 5-32 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_ws_0_0_720 – Umidade constante	105
Figura 5-33 - Pilares sem reforço e sem armadura após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante.....	106
Figura 5-34 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_0_0_0 – Ambiente interno ...	107
Figura 5-35 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_0_0_720 – Ciclos de umidade	107
Figura 5-36 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_0_0_0 – Umidade constante	108
Figura 5-37 - Pilares sem reforço e com armadura após ruptura (a) ambiente interno, (b) ciclos de umidade e (b) umidade constante	109
Figura 5-38 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_40_0 - Referência	110
Figura 5-39 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_40_0 – Referência	110
Figura 5-40 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_40_720 – Ambiente interno	110
Figura 5-41 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_40_720 – Ambiente interno	110

Figura 5-42 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_40_720 – Ciclos de umidade	110
Figura 5-43 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_40_720 – Ciclos de umidade	110
Figura 5-44 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_40_720 – Umidade constante	111
Figura 5-45 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_40_720 – Umidade constante	111
Figura 5-46 - Pilares com confinamento discreto com 1 camada após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante ..	112
Figura 5-47 - CFRP flexível durante ensaio – Pilar C20_1_s_1_40_720	113
Figura 5-48 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_40_0 - Referência	113
Figura 5-49 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_40_0 – Referência	113
Figura 5-50 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_40_720 – Ambiente interno	114
Figura 5-51 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_40_720 – Ambiente interno	114
Figura 5-52 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_40_720 – Ciclos de umidade	114
Figura 5-53 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_40_720 – Ciclos de umidade	114
Figura 5-54 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_40_720 – Umidade constante	114
Figura 5-55 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_40_720 – Umidade constante	114
Figura 5-56 - Pilares com confinamento discreto com 2 camadas após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante ..	116
Figura 5-57 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_0_0 - Referência	117
Figura 5-58 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_0_0 – Referência	117
Figura 5-59 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_0_720 – Ambiente interno	117
Figura 5-60 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_0_720 – Ambiente interno	117
Figura 5-61 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_0_720 – Ciclos de umidade	117

Figura 5-62 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_0_720 – Ciclos de umidade	117
Figura 5-63 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_1_0_720 – Umidade constante	118
Figura 5-64 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_1_0_720 – Umidade constante	118
Figura 5-65 - Pilares com confinamento contínuo com 1 camada após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante ..	119
Figura 5-66 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_0_0 - Referência	120
Figura 5-67 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_0_0 – Referência	120
Figura 5-68 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_0_720 – Ambiente interno	120
Figura 5-69 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_0_720 – Ambiente interno	120
Figura 5-70 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_0_720 – Ciclos de umidade	121
Figura 5-71 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_0_720 – Ciclos de umidade	121
Figura 5-72 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_1_s_2_0_720 – Umidade constante	121
Figura 5-73 - Tensão <i>versus</i> deformação: C20_2_s_2_0_720 – Umidade constante	121
Figura 5-74 - Pilares com confinamento contínuo com 2 camadas após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante ..	122
Figura 5-75 - Tensão <i>versus</i> deformação da série sem armadura e sem reforço ..	124
Figura 5-76 - Tensão <i>versus</i> deformação da série com armadura e sem reforço ..	124
Figura 5-77 - Tensão <i>versus</i> deformação da série confinamento discreto com uma camada.....	125
Figura 5-78 - Tensão <i>versus</i> deformação da série confinamento discreto com duas camadas	125
Figura 5-79 - Tensão <i>versus</i> deformação da série confinamento contínuo com uma camada.....	125
Figura 5-80 - Tensão <i>versus</i> deformação da série confinamento contínuo com duas camadas	125
Figura 6-1 - Resultados teóricos e experimentais – Referência (Contínuo)	128

Figura 6-2 - Resultados teóricos e experimentais – Ambiente interno (Contínuo)..	128
Figura 6-3 - Resultados teóricos e experimentais – Ciclos de umidade (Contínuo)	129
Figura 6-4 - Resultados teóricos e experimentais – Umidade constante (Contínuo)	129
.....	129
Figura 6-5- Resultados teóricos e experimentais – Referência (Discreto).....	132
Figura 6-6 - Resultados teóricos e experimentais – Ambiente interno (Discreto) ...	132
Figura 6-7 - Resultados teóricos e experimentais – Ciclos de umidade (Discreto).	132
Figura 6-8 - Resultados teóricos e experimentais – Umidade constante (Discreto)	132
Figura 6-9 - Resultados experimentais e de projeto – Referência (Contínuo)	135
Figura 6-10 - Resultados experimentais e de projeto – Ambiente interno (Contínuo)	135
.....	135
Figura 6-11 - Resultados experimentais e de projeto – Ciclos de umidade (Contínuo)	136
.....	136
Figura 6-12 - Resultados experimentais e de projeto – Umidade constante (Contínuo).....	136
Figura 6-13 - Resultados experimentais e de projeto – Referência (Discreto)	138
Figura 6-14 - Resultados experimentais e de projeto – Ambiente interno (Discreto)	138
.....	138
Figura 6-15 - Resultados experimentais e de projeto – Ciclos de umidade (Discreto)	138
.....	138
Figura 6-16 - Resultados experimentais e de projeto – Umidade constante (Discreto)	138
.....	138
Figura 11-1 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 7 dias.....	162
Figura 11-2 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 14 dias.....	162
Figura 11-3 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 4 meses.....	162
Figura 11-4 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 8 meses.....	162
Figura 11-5 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 12 meses.....	162
Figura 11-6 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 7 dias.....	163
Figura 11-7 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 14 dias.....	163
Figura 11-8 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 4 meses.....	163
Figura 11-9 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 8 meses.....	163
Figura 11-10 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 12 meses.....	163
Figura 11-11 - Resina de laminação em umidade constante – 7 dias	164

Figura 11-12 - Resina de laminação em umidade constante – 14 dias	164
Figura 11-13 - Resina de laminação em umidade constante – 4 meses	164
Figura 11-14 - Resina de laminação em umidade constante – 8 meses	164
Figura 11-15 - Resina de laminação em umidade constante – 12 meses	164
Figura 11-16 - Resina primer em ambiente laboratorial – 7 dias	165
Figura 11-17 - Resina primer em ambiente laboratorial – 14 dias	165
Figura 11-18 - Resina primer em ambiente laboratorial – 4 meses	165
Figura 11-19 - Resina primer em ambiente laboratorial – 8 meses	165
Figura 11-20 - Resina primer em ambiente laboratorial – 12 meses	165
Figura 11-21 - Resina primer em ciclos de umidade – 7 dias.....	166
Figura 11-22 - Resina primer em ciclos de umidade – 14 dias.....	166
Figura 11-23 - Resina primer em ciclos de umidade – 4 meses.....	166
Figura 11-24 - Resina primer em ciclos de umidade – 12 meses.....	166
Figura 11-25 - Resina primer em umidade constante – 7 dias	167
Figura 11-26 - Resina primer em umidade constante – 14 dias	167
Figura 11-27 - Resina primer em umidade constante – 4 meses	167
Figura 11-28 - Resina primer em umidade constante – 8 meses	167
Figura 11-29 - Resina primer em umidade constante – 12 meses	167
Figura 11-30 - CFRP em ambiente laboratorial – 14 dias	168
Figura 11-31 - CFRP em ambiente laboratorial – 4 meses	168
Figura 11-32 - CFRP em ambiente laboratorial – 8 meses	168
Figura 11-33 - CFRP em ambiente laboratorial – 12 meses	168
Figura 11-34 - CFRP em ciclos de umidade – 14 dias	169
Figura 11-35 - CFRP em ciclos de umidade – 4 meses	169
Figura 11-36 - CFRP em ciclos de umidade – 8 meses	169
Figura 11-37 - CFRP em ciclos de umidade – 12 meses	169
Figura 11-38 - CFRP em umidade constante – 14 dias.....	170
Figura 11-39 - CFRP em umidade constante – 4 meses.....	170
Figura 11-40 - CFRP em umidade constante – 8 meses.....	170
Figura 11-41 - CFRP em umidade constante – 12 meses.....	170
Figura 11-42 - Tensão versus deformação de referência.....	171
Figura 11-43 - Tensão versus deformação para ambiente interno	171
Figura 11-44 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade	171

Figura 11-45 - Tensão versus deformação para umidade constante	171
Figura 11-46 - Tensão versus deformação de referência.....	172
Figura 11-47 - Tensão versus deformação para ambiente interno	172
Figura 11-48 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade.....	172
Figura 11-49 - Tensão versus deformação para umidade constante	172
Figura 11-50 - Tensão versus deformação de referência.....	173
Figura 11-51 - Tensão versus deformação para ambiente interno	173
Figura 11-52 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade.....	173
Figura 11-53 - – Tensão versus deformação para umidade constante	173
Figura 11-54 - Tensão versus deformação de referência.....	174
Figura 11-55 - Tensão versus deformação para ambiente interno	174
Figura 11-56 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade.....	174
Figura 11-57 - Tensão versus deformação para umidade constante	174
Figura 11-58 - Diagrama de interação Nd, Md – Referência	184
Figura 11-59 - Diagrama de interação Nd, Md – Ambiente interno	184
Figura 11-60 - Diagrama de interação Nd, Md – Ciclos de umidade.....	184
Figura 11-61 - Diagrama de interação Nd, Md – Umidade constante.....	184
Figura 11-62 - Diagrama de interação Nd, Md – De projeto.....	184

LISTA DE QUADROS

Quadro 2-1 - Classificação dos polímeros reforçados com fibra de carbono	37
Quadro 2-2 - Nomenclatura e descrição dos pilares de Siddiqui <i>et. al.</i> (2014).....	45
Quadro 3-1 - Classes de agressividade ambientais pela NBR 6118 (ABNT, 2014) .	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Propriedades das fibras de aramida, vidro e carbono	36
Tabela 2-2 - Propriedades dos aços utilizados.....	39
Tabela 2-3 - Propriedades do sistema de reforço.....	39
Tabela 2-4 - Resultado dos ensaios dos pilares de Rigazzo (2003).....	40
Tabela 2-5 - Modo de ruptura dos pilares.....	41
Tabela 2-6 - Resultados dos pilares do programa experimental de Carrazedo (2002)	42
Tabela 2-7 - Propriedade dos materiais utilizados por Siddiqui <i>et. al.</i> (2014).....	44
Tabela 2-8 - Resultados dos pilares submetidos a compressão axial	46
Tabela 2-9 – Resistência nominal máxima à compressão axial	56
Tabela 2-10 – Fator de redução de força para força axial.....	56
Tabela 3-1 - Coeficiente de degradação	60
Tabela 3-2 - Resistência à tração e módulo de elasticidade para 360 e 720 dias de exposição	63
Tabela 3-3 - Efeito do ciclo de umidade sob a resistência à tração e o módulo de elasticidade do CFRP e GFRP	64
Tabela 4-1 - Programa de ensaio dos pilares da campanha experimental.....	70
Tabela 4-2 - Nomenclatura utilizada para os ensaios das resinas epoxídicas e compósito	71
Tabela 5-1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado	79
Tabela 5-2 - Principais resultados da resina de laminação em ambiente laboratorial.	81
Tabela 5-3 - Principais resultados da resina de laminação em ciclos de umidade...	82
Tabela 5-4 - Principais resultados da resina de laminação em umidade constante .	82
Tabela 5-5 - Principais resultados da resina primer em ambiente laboratorial	87
Tabela 5-6 - Principais resultados da resina primer em ciclos de umidade	87
Tabela 5-7 - Principais resultados da resina primer em umidade constante	88
Tabela 5-8 - Principais resultados do compósito em ambiente laboratorial.....	95
Tabela 5-9 - Principais resultados do compósito em ciclos de umidade	95
Tabela 5-10 - Principais resultados do compósito em umidade constante	95
Tabela 5-11 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão dos pilares reforçados	101

Tabela 6-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental	128
Tabela 6-2 - Resultados da previsão de tensão e deformação analítico <i>versus</i> experimental (Contínuo)	129
Tabela 6-3 - Comparativo experimental <i>versus</i> analítico - Oliveira <i>et. al</i> (2018)	131
Tabela 6-4 - Resultados da previsão de tensão e deformação analítico <i>versus</i> experimental (Discreto).....	133
Tabela 6-5 - Variáveis de entrada para previsão de projeto	134
Tabela 6-6 - Resultados da previsão de tensão e deformação de projeto analítico <i>versus</i> experimental (Contínuo).....	137
Tabela 6-7 - Resultados da previsão de tensão e deformação de projeto analítico <i>versus</i> experimental (Discreto)	139
Tabela 7-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental NBR 6118 (ABNT, 2014)	140
Tabela 7-2 - Resultados da previsão de tensão experimental NBR 6118 (ABNT, 2014)	141
Tabela 7-3 - Variáveis de entrada para previsão de projeto NBR 6118 (ABNT, 2014)	142
Tabela 7-4 - Resultados da previsão de tensão de projeto NBR 6118 (ABNT, 2014)	142
Tabela 8-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental ACI 318 (2019)	144
Tabela 8-2 - Resultados da previsão de tensão experimental ACI 318 (2019).....	145
Tabela 8-3 - Variáveis de entrada para previsão de projeto ACI 318 (2019).....	145
Tabela 8-4 - Resultados da previsão de tensão de projeto ACI 318 (2019)	146
Tabela 11-1 - Dados de entrada para o dimensionamento segundo a ACI 440.2R (2017)	179
Tabela 11-2 - Coeficiente de redução ambiental	180

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c = área bruta do concreto

A_s = área total da armadura longitudinal

C_E = coeficiente de redução ambiental

D = diâmetro do pilar

e_1 = excentricidade de 1º ordem

E = módulo de elasticidade

E_c = módulo de elasticidade do concreto não confinado

E_f = módulo de elasticidade do FRP

E_2 = inclinação da reta do segundo trecho

f_c = tensão à compressão do concreto

f'_c = resistência à compressão do concreto

f_{cc} = resistência à compressão do concreto confinado

f'_{cc} = aumento da resistência à compressão do pilar decorrente do confinamento

f_{ccu} = tensão de compressão última do concreto confinado

f_{cm} = resistência à compressão média do concreto

f_{co} = resistência à compressão do concreto não confinado

f_{ftu} = resistência à tração de projeto

f_{ftu}^* = resistência à tração final do FRP dado pelo fabricante

f_l = pressão de confinamento última

f_y = tensão na armadura longitudinal

h = comprimento do pilar

i = raio de giração

k = rigidez total

k_a = coeficiente de redução devido à forma da seção transversal

k_b = coeficiente de redução devido à forma da seção transversal

k_ε = coeficiente de eficiência da deformação

k_p = rigidez do pilar

l_e = comprimento de flambagem

LR/LR = Relação entre limite de resistência e limite de escoamento

$M_{d1,\min}$ = momento fletor mínimo

n = número de camadas do compósito

N_d = esforços solicitantes

N_k = força normal característica do pilar

P_o = resistência axial nominal com excentricidade zero

P_n = resistência axial nominal

$P_{n,máx}$ = resistência nominal máxima à compressão axial

R = raio

t_f = espessura do compósito

T_g = temperatura de transição vítrea

ε_a = deformação de acomodação

ε_c = deformação no concreto

ε_{ccu} = deformação última do concreto confinado

ε_{co} = deformação específica referente a tensão

ε_{fe} = deformação efetiva

ε_{fu} = tensão de ruptura de projeto do FRP

ε_{fu}^* = tensão final de ruptura do reforço FRP dado pelo fabricante

$\varepsilon_{LVDT}(x)$ = deformação aferida no LVDT

ε_t' = deformação de transição

$\varepsilon_{2,5\%}$ = tensão referente à deformação de 2,5‰

$\varepsilon_{0,5\%}$ = tensão referente à deformação de 0,5‰

$\varepsilon_{0,3f_c}$ = deformação a 30% da resistência a compressão

$\varepsilon_{0,5MPa}$ = deformação a 0,5 MPa

ψ_f = coeficiente adicional de redução de resistência

ϕ = coeficiente de redução de resistência

λ = índice de esbeltez

λ_1 = índice de esbeltez limite

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU (estado limite último)

γ_n = coeficiente de majoração da força normal

σ_{ccu} = tensão última do concreto confinado

$\sigma(x)$ = tensão referente ao ponto de correção

$\sigma_{2,5\%}$ = tensão referente à deformação de 2,5‰

$\sigma_{0,5\%}$ = tensão referente à deformação de 0,5‰

$\sigma_{0,3f_c}$ = tensão a 30% da resistência a compressão

$\sigma_{0,5MPa}$ = tensão a 0,5 MPa

$\sigma_{cc,10\%}$ = tensão quando uma deformação axial de 10‰ é atingida

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA	30
1.2 OBJETIVOS.....	31
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	32
2 REFORÇO ESTRUTURAL COM FRPs (POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA)	34
2.1 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DOS SISTEMAS COM FRPs.....	34
2.2 REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS UTILIZANDO A TÉCNICA EBR	39
2.3 REFORÇO ESTRUTURAL DE PILARES POR CONFINAMENTO	47
2.3.1 Mecanismos de confinamento do concreto.....	49
2.3.1.1 <i>Confinamento passivo</i>	49
2.3.1.2 <i>Efeitos de confinamento</i>	50
2.3.1.3 <i>Influência da pressão lateral</i>	51
2.3.1.4 <i>Dimensionamento de confinamento com FRP</i>	51
2.3.1.5 <i>Dimensionamento de pilares pela NBR 6118 (ABNT, 2014)</i>	54
2.3.1.6 <i>Dimensionamento de pilares pela ACI 318 (2019)</i>	55
3 DURABILIDADE.....	57
3.1 DURABILIDADE E DEGRADAÇÃO DO FRP	58
3.1.1 Umidade como agente degradante.....	61
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	66
4.1 GENERALIDADES	66
4.2 DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	67
4.2.1 Da caracterização do concreto e dos materiais constituintes utilizados no programa experimental.....	72
4.2.1.1 <i>Do concreto</i>	72
4.2.1.2 <i>Do compósito de CFRP</i>	73
4.2.1.3 <i>Da resina epóxi</i>	73
4.2.2 Determinação do comportamento dos pilares de concreto armado reforçados e não reforçados.....	75
5 RESULTADOS	79
5.1 DO CONCRETO (CORPOS DE PROVA 10x20 cm)	79

5.2 DAS RESINAS.....	81
5.2.1 RESINA DE LAMINAÇÃO	81
5.2.1.1 <i>Avaliação dos resultados obtidos para Resina de laminação</i>	84
5.2.2 DA RESINA <i>PRIMER</i>	87
5.2.2.1 <i>Avaliação dos resultados obtidos para Resina primer</i>	90
5.2.3 DEGRADAÇÃO DAS RESINAS	92
5.3 DO COMPÓSITO DE CFRP	94
5.3.1.1 <i>Avaliação dos resultados obtidos para compósito CFRP</i>	97
5.4 DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP	100
5.4.1 Pilar não reforçado e sem armadura.....	104
5.4.1.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	104
5.4.1.2 <i>Modos de ruptura</i>	106
5.4.2 Pilar não reforçado e com armadura.....	107
5.4.2.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	107
5.4.2.2 <i>Modos de ruptura</i>	108
5.4.3 Pilar reforçado com confinamento discreto com uma camada de CFRP	109
5.4.3.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	109
5.4.3.2 <i>Modos de ruptura</i>	112
5.4.4 Pilar reforçado com confinamento discreto com duas camadas de CFRP	113
5.4.4.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	113
5.4.4.2 <i>Modos de ruptura</i>	115
5.4.5 Pilar reforçado com confinamento contínuo com uma camada de CFRP	116
5.4.5.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	116
5.4.5.2 <i>Modos de ruptura</i>	119
5.4.6 Pilar reforçado com confinamento contínuo com duas camadas de CFRP ...	120
5.4.6.1 <i>Comportamento tensão versus deformação</i>	120
5.4.6.2 <i>Modos de ruptura</i>	122
5.4.7 Resumo dos resultados experimentais dos pilares.....	123
6 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E O MODELO	
ANALÍTICO DA ACI 440.2R (2017)	127
6.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	128
6.1.1 Confinamento contínuo.....	128
6.1.2 Confinamento discreto	131

6.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO	134
6.2.1 Confinamento contínuo	135
6.2.2 Confinamento discreto	137
7 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E A NORMA BRASILEIRA NBR 6118 (ABNT, 2014).....	140
7.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	141
7.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO	142
8 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E A ACI 318 (2019) ..	144
8.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	144
8.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO	145
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	147
9.1 CONCLUSÕES.....	148
9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	150
10 REFERÊNCIAS	152
11 APÊNDICES.....	162
A.1 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA DE LAMINAÇÃO EM AMBIENTE LABORATORIAL	162
A.2 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA DE LAMINAÇÃO EXPOSTA EM CICLOS DE UMIDADE	163
A.3 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA LAMINAÇÃO EXPOSTA EM UMIDADE CONSTANTE	164
A.4 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA <i>PRIMER</i> EM AMBIENTE LABORATORIAL	165
A.5 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA <i>PRIMER</i> EXPOSTA A CICLOS DE UMIDADE.....	166
A.6 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DA RESINA <i>PRIMER</i> EXPOSTA A UMIDADE CONSTANTE	167
B.1 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DO CFRP EM AMBIENTE LABORATORIAL.....	168
B.2 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DO CFRP EM CICLOS DE UMIDADE.....	169
B.3 – DIAGRAMAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DO CFRP EM UMIDADE CONSTANTE	170

C.1 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO DISCRETO COM UMA CAMADA	171
C.2 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO DISCRETO COM DUAS CAMADAS.....	172
C.3 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO CONTÍNUO COM UMA CAMADA	173
C.4 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO CONTÍNUO COM DUAS CAMADAS	174
D.1 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES REFERÊNCIA.....	175
D.2 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM AMBIENTE INTERNO	176
D.3 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM CICLOS DE UMIDADE.....	177
D.4 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM UMIDADE CONSTANTE.....	178
E.1 – DIMENSIONAMENTO DE PROJETO PARA PILAR DE REFERÊNCIA COM DUAS CAMADAS DE REFORÇO COM CONFINAMENTO CONTÍNUO.....	179
F.1 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO PELA NBR 6118 (ABNT, 2014).....	184

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de reforço estrutural surge de problemas recorrentes de falhas de projeto, falhas construtivas, alteração do tipo de utilização da edificação com maiores solicitações do que as previstas em projeto, alteração de normas técnicas, entre outros (ARQUEZ, 2010). Para Araújo *et al.* (2017), soma-se ainda aos problemas citados a degradação sofrida pelas estruturas devido à falta de manutenção ao longo da utilização.

Diversas são as técnicas que podem ser utilizadas visando o reforço estrutural, tal como o aumento da seção transversal ou encamisamento com concreto e armaduras adicionais, colagem de chapas metálicas com uso de resina a base de epóxi e, mais recentemente, a utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (PFR, ou FRP, *Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa), dentre as quais se destacam as fibras de carbono, de aramida e as de vidro (MARQUES, 2017).

Dentre os Polímeros Reforçados com Fibras, o CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa), material formado por polímeros reforçados com fibras de carbono, tem sido utilizado de forma crescente no campo de reforço de estruturas de concreto armado buscando-se o incremento de capacidade de carga e da ductilidade (OLIVEIRA, 2012). Para Figueira (2016), a crescente utilização deste material justifica-se devido a sua leveza e elevada resistência à tração, à corrosão e à fadiga quando comparado a materiais tradicionais, tais como o concreto e o aço.

Dentre as técnicas mais utilizadas para o reforço de estruturas de concreto armado com compósitos cita-se a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, em língua inglesa) e a NSM (*Near-Surface Mounted*, em língua inglesa).

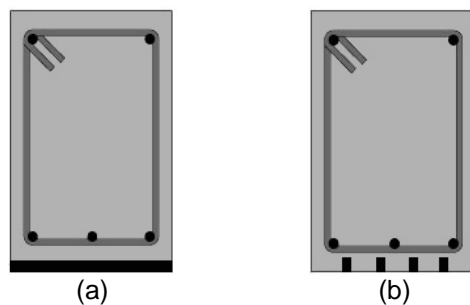
A técnica EBR consiste na aplicação do compósito reforçado com fibras na face externa do elemento estrutural, na região tracionada, por meio da colagem de uma combinação de uma matriz polimérica e de fibras (COELHO *et al.*, 2012). Esta técnica possui aplicação para reforço a flexão e/ou a cisalhamento de vigas e lajes e no reforço à compressão de pilares por meio do confinamento (CARVALHO, 2012).

A técnica NSM baseia-se na inserção de laminados ou barras de FRP em entalhes no concreto de cobertura do elemento estrutural, também na zona tracionada. A aplicação desta técnica restringe-se a reforço a flexão e/ou a

cisalhamento de vigas e lajes (SENA-CRUZ, 2008) ou no reforço à flexo-compressão de pilares.

A Figura 1-1 apresenta, de forma simplificada, um reforço com FRP aplicados em vigas de concreto armado utilizando as duas diferentes técnicas anteriormente apresentadas.

Figura 1-1 - Reforço à flexão (a) técnica EBR e (b) técnica NSM



Segundo Dias (2008), a principal desvantagem do uso da técnica EBR é possibilidade de desprendimento prematuro do FRP aderido ao substrato de concreto, fato que pode ser agravado dependendo do ambiente a qual está exposto.

As principais vantagens do uso da técnica NSM, para Sena-Cruz (2008), apresentam-se no fato de o reforço ser inserido no concreto de cobertura não estando exposto diretamente ao ambiente externo, prevenindo ações de vandalismo e também sua alta degradação, além de proporcionar uma ligação com menor risco de descolamento. Para Rezazadeh *et al.* (2016), sua principal desvantagem está vinculada a espessura do cobrimento do concreto em relação a armadura longitudinal, que deve ser suficiente para inserção das fibras. Além disso, a distância mínima entre FRP consecutivos deve ser bem dimensionada para que não haja um funcionamento insuficiente do reforço aplicado.

É importante salientar que diversos estudos foram realizados demonstrando a eficiência de ambas as técnicas aplicadas a elementos estruturais como vigas e lajes. Porém, o confinamento de pilares, objeto de estudo desta pesquisa, só é possível por meio da utilização da técnica EBR.

Apesar das comprovadas contribuições da aplicação do reforço com compósito de fibras de carbono e de sua crescente utilização, o desconhecimento do comportamento do reforço, a longo prazo, quando exposto ao ambiente de utilização

atinge a aplicabilidade deste sistema, bem como, atinge a confiabilidade que os projetistas têm sobre o emprego de materiais compósitos (CUNHA, 2015).

Ressalta-se que a ACI 440.2R (2017) indica o uso de revestimento sobre os sistemas de reforço com FRP. Este revestimento visa proteger o sistema de reforço contra os efeitos ambientais e mecânicos que são potencialmente prejudiciais. Porém, várias aplicações não fazem uso de um sistema de proteção, deixando o reforço exposto a uma possível degradação ambiental com conseqüente perda de durabilidade.

Dentro deste contexto, é importante salientar que a durabilidade do reforço aplicado e do elemento estrutural reforçado deve ser profundamente conhecida a fim de que o desempenho da edificação não seja afetado pela perda da funcionalidade do reforço.

Tratando-se de durabilidade, Liang *et al.* (2018) afirmam que os materiais compósitos podem estar sujeitos a degradação ao longo de sua vida útil, quando expostos a temperatura elevada, radiação ultravioleta, impactos e umidade elevada afetando principalmente a aderência entre o reforço e o substrato.

Dentre os agentes degradantes apresentados, este trabalho dará enfoque a possível degradação por umidade do sistema de reforço. Santiago (2011) enfatiza que este é o agente mais importante a ser analisado tratando-se da técnica de colagem externa, objeto desta pesquisa. Ressalta-se como o mais importante considerando a absorção de água pelas resinas devido as fissurações que surgem ao longo do tempo de utilização, prejudicando a aderência do reforço aplicado, justificando a escolha da umidade, como agente degradante, no desenvolvimento deste estudo.

Com relação ao dimensionamento, a recomendação ACI 440.2R (2017) atribui, ao cálculo da resistência à tração e a tensão de ruptura de projeto, um coeficiente de redução ambiental (C_E) para ambiente externo (considerando pontes e píeres sujeitos a umidade) de 0,85 para reforço com CFRP. É válido observar, de acordo com Liang *et al.* (2018), que a própria norma afirma que pesquisas relacionadas a durabilidade dos materiais compósitos e métodos de ensaios de longa duração precisam ser melhor desenvolvidos, logo justifica-se a importância desta pesquisa no âmbito da durabilidade.

Com base na necessidade de desenvolvimento de estudos e métodos, esta pesquisa visa obter um melhor entendimento do comportamento de elementos

estruturais de concreto armado reforçados com mantas de CFRP, aplicadas segundo a técnica EBR, a fim de garantir sua segurança e evitar seu colapso. Sendo assim, procura-se compreender de forma mais detalhada o comportamento de pilares, em longo prazo, quando expostos a ciclos de umidade e a umidade constante.

Considerando que tais questões apresentadas são ainda pouco conhecidas e consideradas de forma pouco fundamentada na norma da especialidade, soma-se também a este estudo a análise analítica dos resultados obtidos com base nas normas americanas ACI 440.2R (2017) e ACI 318 (2019) e na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). Ressalta-se que optou-se pelo uso da norma americana sobre reforço com FRPs visto que ainda não há norma brasileira a respeito do referido tema.

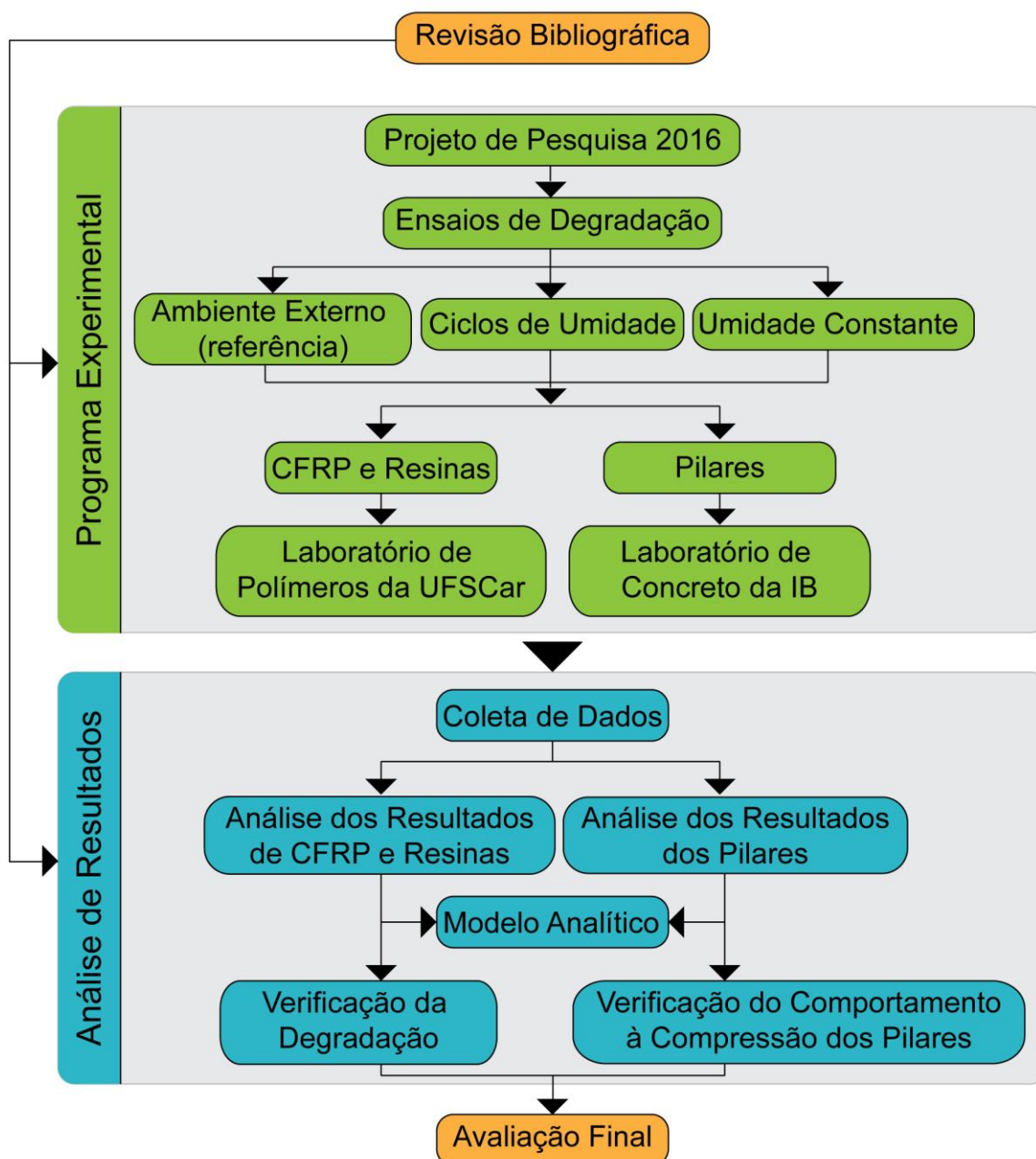
1.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa foi dividida em duas etapas principais, sendo a primeira constituída pelo programa experimental e a segunda constituída pela análise de resultados. Ressalta-se que a revisão bibliográfica abrange todo o desenvolvimento do estudo visando dar maior suporte e embasamento para a pesquisa como um todo.

O programa experimental teve início no ano de 2016, ano anterior ao ingresso no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGECI) da Universidade Federal da Integração Latino-Americana (UNILA), com a aprovação de projeto de pesquisa no âmbito do Edital FPTI-BR N° 058/2014. Este programa foi dividido entre os ensaios de tração uniaxial do CFRP e das resinas, realizados no Laboratório de Polímeros da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e os ensaios de compressão axial dos pilares, os quais foram realizados no Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional (IB). Neste sentido, nesta dissertação, estão apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão axial realizados após 14 dias (considerados como referência e realizados no ano de 2016) e 24 meses após a aplicação do sistema de reforço, os quais foram realizados no mês de agosto de 2018 no âmbito desta pesquisa. Para além disso, também serão apresentados os resultados da degradação dos materiais constituintes, realizados na UFSCar, para as idades de 07 dias, 14 dias, 04 meses, 08 meses e 12 meses. Neste âmbito, após tratamento e análise dos resultados experimentais obtidos, realizou-se o

dimensionamento dos pilares curtos com base na normativa ACI 440.2R (2017) e posterior comparação aos valores experimentalmente obtidos. A Figura 1-2 apresenta o fluxograma de delineamento da pesquisa.

Figura 1-2 - Fluxograma de delineamento da pesquisa



1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento temporal de pilares curtos de concreto armado reforçados com polímeros reforçados com fibra de carbono

(CFRP), aplicados segundo a técnica EBR, sem nenhuma proteção mecânica, e também dos materiais constituintes (resinas e compósitos) quando expostos a ciclos de umidade e umidade constante. Deste modo, têm-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Analisar a influência do número de camadas de reforço no confinamento e na tensão de ruptura dos pilares;
- b) Analisar a influência do tipo de confinamento (discreto ou contínuo) na tensão e no modo de ruptura dos pilares;
- c) Analisar a influência da umidade na degradação dos materiais utilizados no reforço;
- d) Avaliar o comportamento dos pilares frente à presença de umidade;
- e) Avaliar comparativamente o modelo apresentado pela recomendação ACI 440.2R (2017) para pilares de concreto reforçados e os resultados obtidos experimentalmente; e
- f) Avaliar comparativamente os modelos de dimensionamento apresentados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) e ACI 440.2R (2017) para pilares de concreto, reforçados ou não reforçados, e os resultados obtidos experimentalmente.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação está organizada em oito capítulos. Neste, são apresentados a introdução ao tema proposto, os objetivos e o delineamento da pesquisa.

No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica, onde é descrito acerca dos sistemas FRP, principal método de aplicação e efeitos de confinamento.

O terceiro capítulo tem como foco a durabilidade dos materiais compósitos de FRP utilizados nos sistemas de reforço, além dos mecanismos de degradação que podem comprometer suas propriedades mecânicas.

No quarto capítulo é apresentado o programa experimental utilizado para avaliação do comportamento e durabilidade de pilares de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP e dos materiais constituintes.

O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos no programa experimental. Consta-se nesse capítulo os resultados de caracterização do concreto. Assim como, apresentam-se os resultados obtidos nos programas experimentais de resinas epoxídicas e compósitos de CFRP, respectivamente, submetidos a um ambiente interno, a ciclos de umidade e umidade constante. Por fim, são apresentados os

resultados obtidos no programa experimental dos pilares. O comportamento tensão *versus* deformação e modos de ruptura dos pilares são apresentados.

No sexto capítulo mostra-se o modelo analítico proposto pela ACI 440.2R (2017), neste item, o modelo é avaliado em termos de valores experimentais e de projeto.

No sétimo capítulo apresenta-se um comparativo entre os resultados obtidos experimentalmente e a previsão de tensão de ruptura realizada com base na NBR 6118 (ABNT, 2014).

No oitavo capítulo apresenta-se um comparativo entre os resultados obtidos experimentalmente e a previsão de tensão de ruptura realizada com base na ACI 318 (2019).

Por fim, no nono capítulo, são apresentadas as principais conclusões obtidas neste estudo e o décimo e último capítulo é dedicado às referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do trabalho.

2 REFORÇO ESTRUTURAL COM FRPs (POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA)

Procurando-se obter um tipo de reforço que proporcionasse leveza, menor intervenção arquitetônica, propriedades mecânicas elevadas e fácil aplicação surgiram os estudos relacionados à utilização dos polímeros reforçados com fibras (de sigla em inglês FRP - *Fiber Reinforced Polymer*) na construção civil, visto que o sucesso destes materiais nas indústrias navais, aeroespaciais e automobilísticas já estava comprovadamente consolidado (DIAS, 2008). Para Dalfré (2013), os FRPs possuem propriedades como leveza, elevada resistência mecânica, resistência à corrosão e neutralidade eletromagnética, além disso, características como facilidade de transporte e simplicidade de aplicação fazem com que os estudos e o uso destes materiais tenham crescido consideravelmente nos últimos anos (DIAS, 2008). Além disso, diversos países têm desenvolvido normativas para dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com fibras, como as da ACI (*American Concrete Institute*), da CSA (*Canadian Standards Association*) e da FIB (*Fédération Internationale du Béton*). Ressalta-se que o Brasil não possui até o presente momento uma normativa para dimensionamento destas estruturas passando a utilizar, como alternativa, as normativas internacionais.

Dentre os polímeros reforçados com fibras disponíveis para aplicação, os que possuem maior destaque são os polímeros reforçados com fibras de carbono, devido a melhores propriedades, como leveza e resistência mecânica, quando comparada as demais disponíveis, como aramida e vidro (ARQUEZ, 2010).

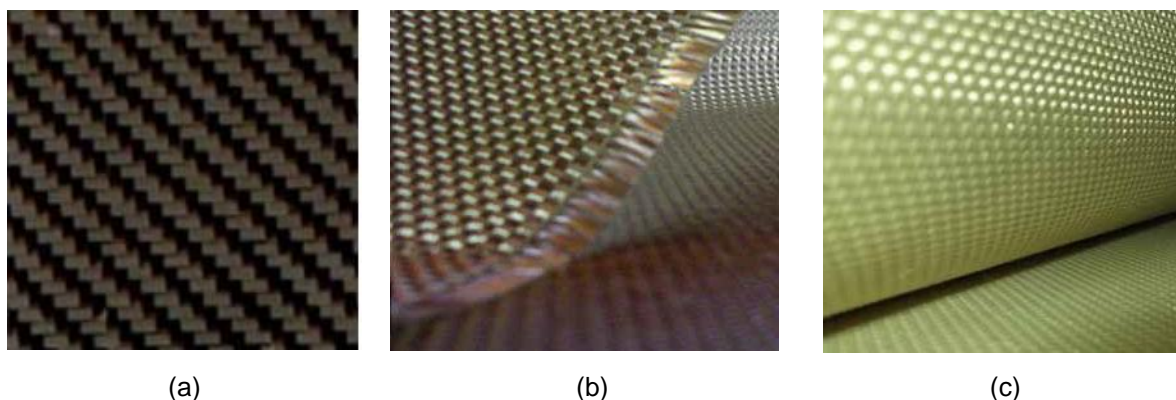
2.1 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DOS SISTEMAS COM FRPs

Os FRPs possuem inúmeras vantagens quando comparados aos demais sistemas de reforço, como as chapas ou perfis de aço e o encamisamento com concreto simples ou armado, as quais podem-se citar a leveza do material, a alta resistência à tração, alta rigidez e a elevada resistência à corrosão (DIAS, 2008; SENA-CRUZ, 2013; REZAZADEH, BARROS e COSTA, 2015; FIGUEIRA, 2016; MOSTOFINEJAD, HOSSEINI e BEHZADRAZAVI, 2016; CORREIA *et. al.*, 2017).

Para Beber (2003), existem três grupos principais de compósitos reforçados com fibras, sendo estes compostos pelas fibras de carbono, fibras de vidro e fibras de aramida. Pérez (2016) também confirma serem estes os três tipos de fibras comercialmente mais utilizados.

A Figura 2-1 apresenta os três grupos principais de compósitos reforçados com fibras na forma de tecidos.

Figura 2-1 – Principais grupos de compósitos reforçados com fibras em tecido de: (a) fibra de carbono, (b) fibra de vidro e (c) fibra de aramida



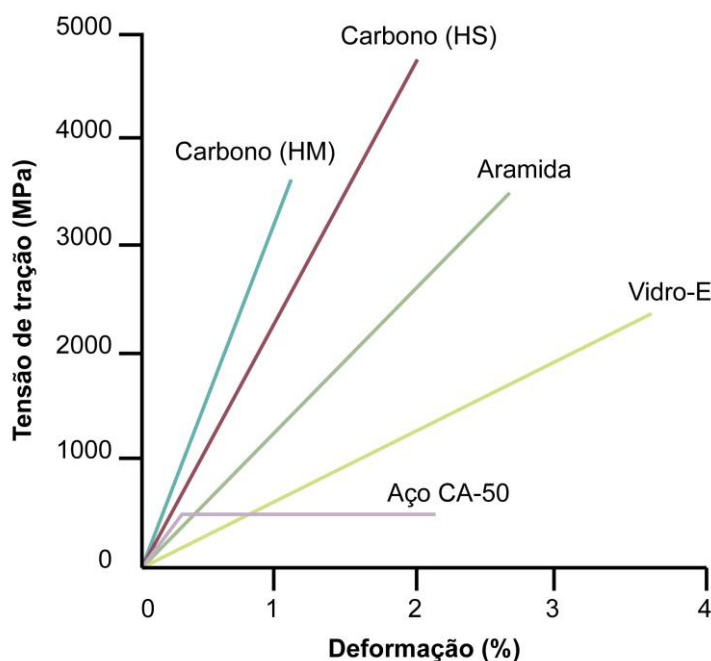
Fonte: Fibertex (2020)

A Figura 2-2 apresenta o diagrama tensão *versus* deformação elaborado por Beber (2003) de diversos materiais demonstrando seu comportamento quando solicitado à tração, sendo eles carbono de alto módulo (de sigla em inglês HM - *High Modulus*), carbono de alta resistência (de sigla em inglês HS - *High Strength*), aramida, vidro-E e aço CA-50.

Ênfase maior pode ser dada para comparação entre o comportamento do aço CA-50 (mais utilizado nas construções de edificações) e as fibras dos conjuntos anteriormente citados. Verifica-se que o aço de baixo carbono (aço CA-50), que possui comportamento elasto-plástico perfeito idealizado, após atingir seu patamar de escoamento, passa a apenas se deformar enquanto que todas as demais fibras, que possuem comportamento elástico linear, se deformam até atingirem a ruptura, ou seja, não possuem patamar de escoamento.

Ressalta-se também que as fibras possuem resistência à tração muito superior ao aço CA-50, sendo a fibra de carbono a que possui maior eficiência entre as demais apresentadas.

Figura 2-2 - Diagrama tensão-deformação das fibras e aço CA-50



Fonte: adaptado de Beber (2003)

Tratando-se especificamente das fibras usualmente comercializadas, a Tabela 2-1 apresenta algumas das propriedades típicas das fibras de vidro, aramida e carbono.

Tabela 2-1 - Propriedades das fibras de aramida, vidro e carbono

Propriedade	Vidro	Aramida	Carbono
Resistência à Tração (MPa)	2350 - 4600	2800 - 4100	2600 - 3600
Módulo de Elasticidade (GPa)	73 - 88	200 - 400	70 - 190
Deformação na Ruptura à tração (%)	2,5 - 4,5	2,0 - 4,0	0,6 - 1,5
Densidade (g/cm ³)	2,6	1,4	1,7 - 1,9
Coefficiente de Dilatação Térmica (10 ⁶ /°C)	5,0 - 6,0	-3,5	Axial: -1,3 a -0,1 Radial: 18,0
Estrutura das fibras	Isotrópica	Anisotrópica	Anisotrópica

Fonte: Figueira (2016) *apud* Correia (2012)

As fibras de carbono destacam-se entre as demais principalmente em relação ao seu custo-benefício, por apresentar boas propriedades mecânicas e custo

compatível a utilização. Neste contexto, apresentam-se como uma alternativa viável técnico-economicamente.

Considerando-se que o conceito de compósito consiste em materiais “formados por dois ou mais materiais com características mecânicas distintas dos componentes individuais” (REIS, 2001), é visto que o comportamento dos sistemas com FRPs está diretamente ligado às propriedades tanto das fibras quanto da matriz (resina). Assim, a escolha do tipo de resina e do tipo de fibra a serem aplicados para formação do sistema de reforço deve ser avaliada de forma criteriosa.

Os polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP, *Carbon Fiber Reinforced Polymer*) são usualmente classificados como o apresentado no Quadro 2-1.

Quadro 2-1 - Classificação dos polímeros reforçados com fibra de carbono

Classificação	Tipologia	Definição	Exemplos
Pela direção das fibras	Unidirecionais	Sistemas de uma única direção	Barras, fios, cabos e laminados
	Bidirecionais	Sistema composto por fibras em duas direções perpendiculares entre si	Grelhas ou mantas
	Multidirecionais	Sistema composto por fibras dispostas em várias direções	-
Pelo tipo do sistema	Pré-fabricado	Sistema no qual as fibras possuem características de material industrializado, ou seja, já possuem propriedades definidas, como rigidez e seção	Laminados
	Curado “ <i>in situ</i> ”	Sistema no qual as fibras são aplicadas juntamente com uma resina para composição do polímero	Mantas ou tecidos

Fonte: Arquez (2010)

A Figura 2-3 demonstra, algumas das formas de apresentação dos materiais compósitos para aquisição e aplicação na construção civil, dentre elas em forma de laminado (a), manta (b) e barra (c). Para além disso, já existem perfis de FRPs, com

diversas geometrias, utilizados em zonas de alta agressividade ou na confecção de estruturas mistas.

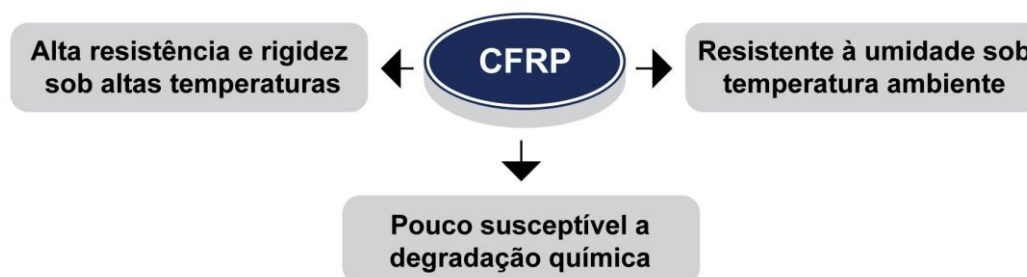
Figura 2-3 - Tipos de fibras de carbono: (a) Laminado, (b) Manta e (c) Barra



Segundo Saraiva, Teixeira e Carneiro (2013), as propriedades principais que possuem ligação direta com o comportamento do reforço aplicado são o comprimento das fibras, a direção das fibras (unidirecional, bidirecional ou multidirecional) e a forma a qual as fibras são dispostas sobre a matriz.

Além das propriedades já citadas de leveza, alta resistência mecânica e resistência à corrosão, os principais aspectos que fazem com que a fibra de carbono possua destaque em relação às demais fibras disponíveis no mercado são apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 2-4 - Principais aspectos que destacam as fibras de carbono em relação às demais fibras comercializadas



Fonte: ISIS (2006)

Considerando o uso ao longo do tempo e a exposição a agentes agressivos quando aplicadas, os aspectos acima citados mostram as vantagens das fibras de carbono perante as demais.

2.2 REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS UTILIZANDO A TÉCNICA EBR

A técnica EBR consiste na aplicação do compósito reforçado com fibras na face externa do elemento estrutural por meio de um procedimento de colagem da combinação de uma matriz polimérica e de uma determinada fibra, sendo o conjunto denominado de polímero reforçado com fibras (COELHO *et al.*, 2012).

Rigazzo (2003) realizou um estudo no qual pretendia avaliar o comportamento de pilares de concreto armado reforçados com CFRP, aplicados segundo a técnica EBR. Para isso, realizou um programa experimental, por meio de ensaios de compressão axial monotônico, com cinco pilares de seção transversal circular com diâmetro de 20 cm e altura de 160 cm e com três pilares de seção transversal quadrada (17,5x17,5x160 cm). Todos os pilares com estribos de 5 mm, espaçados a cada 10 cm, de aço CA-60 e armadura longitudinal composta por 8 barras de 10 mm de diâmetro de aço CA-50, com as propriedades descritas na Tabela 2-2. O reforço aplicado era composto da combinação de manta de fibra de carbono e resina epoxídica de características apresentadas na Tabela 2-3. O concreto utilizado no estudo do autor possuía resistência à compressão de 15,53 MPa e à tração de 1,75 MPa.

Tabela 2-2 - Propriedades dos aços utilizados

Tipo de aço	Limite escoamento (MPa)	Limite resistência (MPa)	Alongamento (%)	Relação elástica (LR/LE)
CA-60	616	696	11	1,1
CA-50	549	827	12	1,5

Legenda: LR/LE = Limite de Resistência/Limite de Escoamento

Fonte: adaptado de Rigazzo (2003)

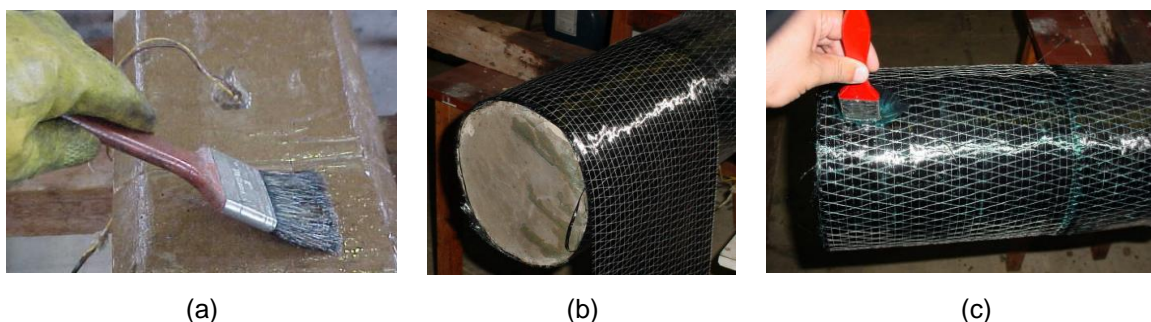
Tabela 2-3 - Propriedades do sistema de reforço

Material	Resistência média a tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Módulo tangente médio (GPa)	Módulo secante médio (GPa)	Deformação última (‰)
CFRP	3730,9	293	-	-	14,0
Resina primária	8,9	-	0,3	0,2	-
Resina saturante	5,9	-	0,3	0,1	-

Fonte: adaptado de Rigazzo (2003)

O reforço foi aplicado sobre a superfície dos pilares, iniciando o processo de reforço com o lixamento da superfície do concreto e posterior utilização de um compressor de ar e pano úmido com removedor de tinta para limpeza do substrato. Após devidamente limpa a superfície realizou-se a aplicação da resina primária, das mantas flexíveis e da resina saturante e assim sucessivamente para as demais camadas, com exceção da aplicação da resina primária, tal como mostra a Figura 2-5.

Figura 2-5 - Aplicação do reforço sobre os pilares: (a) Aplicação da resina primária (b) Posicionamento da manta e (c) Aplicação da resina para recebimento da próxima camada de CFRP



Fonte: Rigazzo (2003)

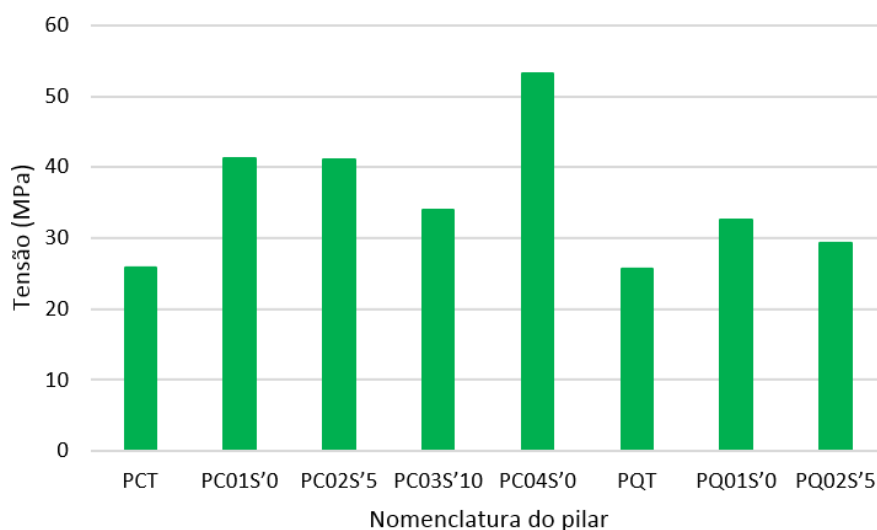
A Tabela 2-4 e a Figura 2-6 mostram os resultados obtidos pelo autor, considerando que P significa pilar, Q ou C, representa a seção transversal do pilar (quadrada ou circular), 01 a 04 representa o número de camadas de reforço aplicado no pilar, S' e o número posterior significa o espaçamento entre o reforço aplicado, para o reforço discreto, considerando que S'0 significa reforço contínuo.

Tabela 2-4 - Resultado dos ensaios dos pilares de Rigazzo (2003)

Pilar	Seção transversal (m)	Força de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)
Pilares circulares			
PCT	0,2	809,7	25,8
PC01S'0	0,2	1294,9	41,2
PC02S'5	0,2	1291,4	41,1
PC03S'10	0,2	1065,7	33,9
PC04S'0	0,2	1672,5	53,3
Pilares retangulares (quadrados)			
PQT	17,5	786,3	25,7
PQ01S'0	17,5	1000,0	32,6
PQ02S'5	17,5	900,0	29,4

Fonte: adaptado de Rigazzo (2003)

Figura 2-6 – Tensão máxima dos pilares do programa experimental de Rigazzo (2003)



Por meio da análise dos ensaios percebe-se um incremento considerável na capacidade de carga dos pilares reforçados por meio da técnica EBR (de até 107% utilizando-se quatro camadas de reforço contínuo), principalmente naqueles de seção transversal circular em concordância com o disposto por autores como Carrazedo (2002), Figueira (2016) e a normativa ACI 440.2R (2017). Os resultados entre os pilares com uma camada de confinamento contínuo e aquele com duas camadas de confinamento discreto são similares, independentemente da seção transversal analisada. Os modos de ruptura dos respectivos pilares encontram-se dispostos de forma resumida na Tabela 2-5.

Tabela 2-5 - Modo de ruptura dos pilares

Nomenclatura	Modo de ruptura
PCT	Ruptura do concreto
PC01S'0	Ruptura do reforço após grande deformação do pilar
PC02S'5	Ruptura do reforço (cinta central)
PC03S'10	Ruptura do concreto na região entre cintamentos
PC04S'0	Ruptura do concreto sem ruptura do reforço
PQT	Ruptura do concreto
PQ01S'0	Não descrito o modo de ruptura
PQ02S'5	Ruptura do concreto na região entre cintamentos

Fonte: Rigazzo (2003)

Ressalta-se que houve tanto ruptura do concreto, devido ao pilar atingir o encurtamento limite, quanto do reforço, porém, o autor não identificou, ou ao menos

não descreveu, problemas relacionados ao descolamento ou destacamento prematuros do reforço aplicado.

Carrazedo (2002) também utilizou a técnica EBR em pilares de concreto a fim de avaliar o comportamento de pilares reforçados com CFRP, variando o número de camadas de reforço de tecido de fibra de carbono, a taxa de armadura e a seção transversal. O autor realizou um programa experimental com nove modelos de pilares de seção transversal circular com diâmetro de 19 cm e altura de 57 cm. Do total de modelos, seis com armaduras transversais de 5 mm e longitudinais de 8 mm (variando-se o espaçamento a fim de variar as taxas volumétricas) e três modelos de pilares de seção transversal quadrada (15x15x45 cm). Dos pilares de seção transversal circular, considerou-se pelo autor a nomenclatura que definia ser de 0 a 2 (após o C - circular) o número de camadas de reforço aplicado e após o S o espaçamento entre a armadura transversal (valor em mm) sendo de 50 ou 25. Para os pilares de seção transversal quadrada seguiu-se nomenclatura análoga, porém, não havendo armadura longitudinal ou transversal.

Observou-se que o aumento da capacidade resistente dos pilares reforçados com a técnica EBR era proporcional ao número de camadas, tal como apresentado na Tabela 2-6. Além disso, percebeu-se um menor incremento da capacidade de carga (30 ou 33% para uma ou uma ou duas camadas, respectivamente) no reforço de pilares de seção transversal quadrada comparados aos de seção transversal circular, respectivamente.

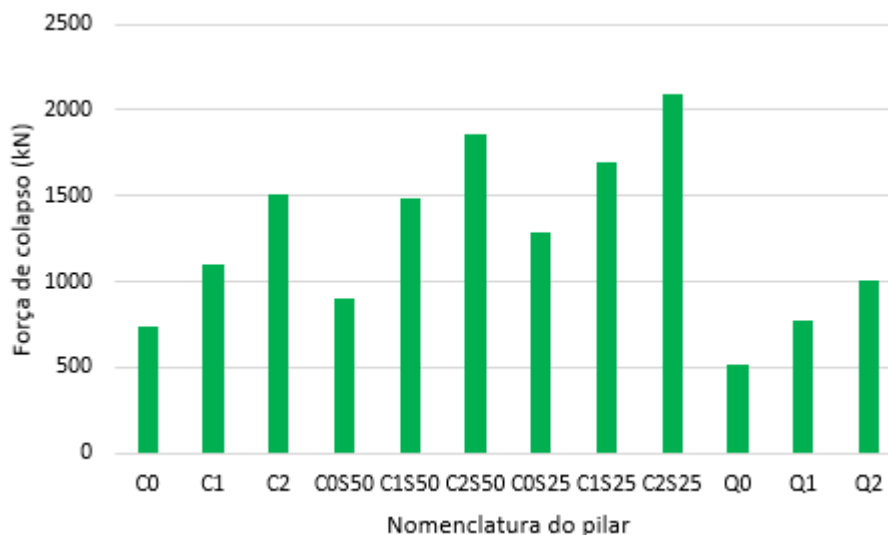
Tabela 2-6 - Resultados dos pilares do programa experimental de Carrazedo (2002)

Nomenclatura	Força de colapso (kN)	Incremento de força (%)
C0	741,7	Referência para C1 e C2
C1	1100,5	48%
C2	1507,6	103%
C0S50	903,7	Referência para C1S50 e C2S50
C1S50	1481,5	64%
C2S50	1854,7	105%
C0S25	1291,0	Referência para C1S25 e C2S25
C1S25	1691,5	31%
C2S25	2097,4	63%
Q0	512,1	Referência para Q1 e Q2
Q1	770,6	51%
Q2	1009,3	97%

Fonte: Carrazedo (2002)

A Figura 2-7 apresenta a força de colapso dos pilares do programa experimental realizados pelo autor.

Figura 2-7 - Força de colapso dos pilares do programa experimental realizado por Carrazedo (2002)



Percebem-se ganhos maiores de capacidade resistente nos pilares que possuem menor taxa de transversal e em pilares de seção transversal circular. Ressalta-se que o autor também não identifica ou ao menos não descreve problemas relacionados ao descolamento ou destacamento prematuro do reforço aplicado.

A principal vantagem do uso da técnica EBR, além de proporcionar ganhos de capacidade de carga e ductilidade ao elemento reforçado, está ligada à sua facilidade de aplicação/execução, visto que a aplicação do reforço consiste na colagem na superfície externa do elemento estrutural. Já a principal desvantagem da técnica está relacionada a ocorrências de destacamento/descolamento do reforço vinculado a problemas de aderência entre o substrato (superfície) e o reforço aplicado (CARVALHO, 2012). Além disso, Dias (2008) ainda retrata como desvantagem desta técnica a sua exposição direta ao ambiente externo, deixando-o exposto a possível degradação devido a fatores ambientais, assim como, deixando-o sujeito a atos de vandalismo.

Siddiqui *et. al.* (2014) realizou um estudo no qual doze pilares circulares de 15 centímetros de diâmetro foram submetidos a compressão axial monotônica a fim de estudar a eficácia do CFRP unidirecional, aplicado por meio da técnica de colagem externa EBR, conforme apresentado na Figura 2-8.

Figura 2-8 - Colagem da manta de CFRP de Siddiqui *et. al.* (2014): (a) Aplicação da primeira camada de manta de CFRP e (b) Aplicação da segunda camada de manta de CFRP



(a)

(b)

Fonte: Siddiqui *et. al.* (2014)

As principais propriedades dos materiais utilizados no estudo seguem descritos na Tabela 2-7.

Tabela 2-7 - Propriedade dos materiais utilizados por Siddiqui *et. al.* (2014)

Descrição	Valor
Concreto e aço	
Resistência à compressão média do concreto	35,1 MPa
Resistência ao escoamento das armaduras longitudinais	420 MPa
Resistência ao escoamento das armaduras transversais	275 MPa
Módulo de elasticidade do aço	200 GPa
Sistema composto de CFRP	
Módulo de elasticidade do CFRP (na direção das fibras primárias)	77,3 GPa
Módulo de elasticidade do CFRP (90 ° para as fibras primárias)	40,6 MPa
Resistência à tração do FRP	846 MPa

Fonte: adaptado de Siddiqui *et. al.* (2014)

Os doze pilares do estudo foram divididos em três grupos distintos com variação da altura de 600, 900 e 1200 milímetros. Cada grupo possuía um pilar de referência que não era reforçado para comparativo e outros três pilares reforçados variando-se entre eles o número de camadas e disposição das fibras. A nomenclatura utilizada pelo autor segue conforme apresentado no Quadro 2-2.

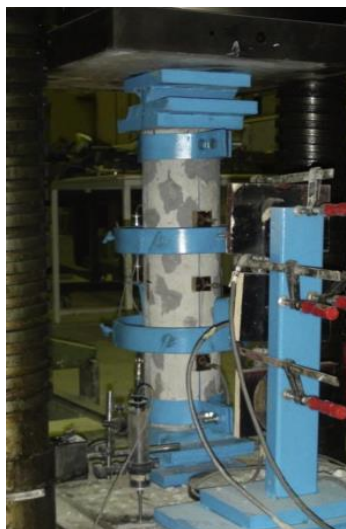
Quadro 2-2 – Nomenclatura e descrição dos pilares de Siddiqui *et. al.* (2014)

Nomenclatura	Altura (mm)	Reforço	Descrição do reforço de CFRP
CON-600	600	Não	-
STR1-600	600	Sim	Uma camada com as fibras na direção circunferencial
STR2-600	600	Sim	Duas camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial
STR3-600	600	Sim	Quatro camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial.
CON-900	900	Não	-
STR1-900	900	Sim	Uma camada com as fibras na direção circunferencial
STR2-900	900	Sim	Duas camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial
STR3-900	900	Sim	Quatro camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial.
CON-1200	1200	Não	-
STR1-1200	1200	Sim	Uma com as fibras na direção circunferencial
STR2-1200	1200	Sim	Duas camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial
STR3-1200	1200	Sim	Quatro camadas com as fibras na direção longitudinal e uma camada com as fibras na direção circunferencial

Fonte: adaptado de Siddiqui *et. al.* (2014)

A Figura 2-9 mostra o esquema de ensaio realizado para os pilares analisados no estudo. Na instrumentação foram utilizados extensômetros e LVDTs aplicados à superfície dos pilares a fim de medir os deslocamentos.

Figura 2-9 - Ensaio de compressão axial



Fonte: Siddiqui *et. al.* (2014)

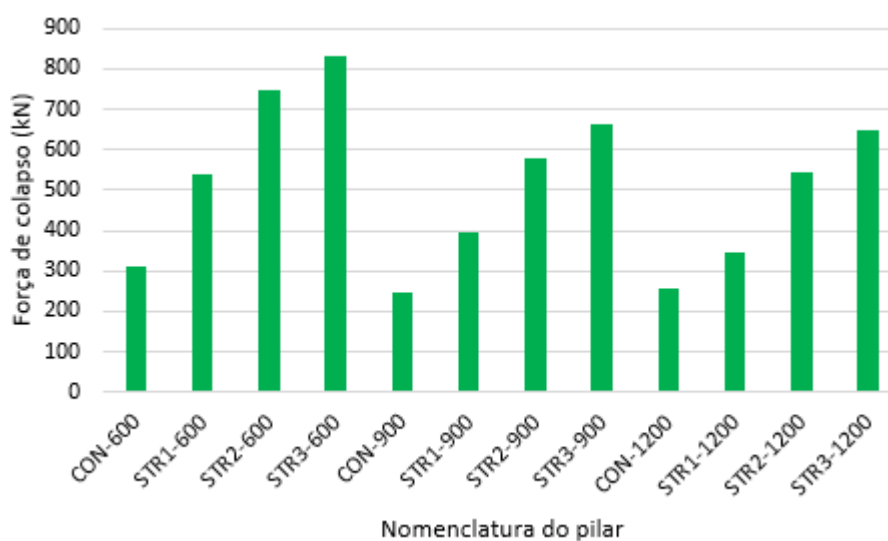
A Tabela 2-8 e a Figura 2-10 apresentam os resultados e modos de ruptura obtidos no programa experimental.

Tabela 2-8 - Resultados dos pilares submetidos a compressão axial

Nomenclatura	Força de pico (kN)	Acréscimo (%)	Modo de ruptura do pilar
CON-600	313,7	-	Perda de massa de concreto com flambagem externa da armadura longitudinal na região central do pilar
STR1-600	541,3	73	Ruptura por esmagamento do concreto na zona de compressão
STR2-600	745,2	138	Ruptura do CFRP circunferencial devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão
STR3-600	829,9	165	Ruptura do CFRP circunferencial devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão (não houve ruptura das fibras internas devido as 4 camadas longitudinais)
CON-900	244,7	-	Perda de massa de concreto com flambagem externa da armadura longitudinal na região central do pilar
STR1-900	393,7	61	Ruptura por esmagamento do concreto na zona de compressão
STR2-900	580,9	137	Ruptura do CFRP circunferencial externa devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão (houve ruptura das fibras internas)
STR3-900	660,9	170	Ruptura do CFRP circunferencial externa devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão (não houve ruptura das fibras internas devido as 4 camadas longitudinais)
CON-1200	258,0	-	Perda de massa de concreto com flambagem externa da armadura longitudinal na região superior do pilar
STR1-1200	346,7	34	Ruptura por esmagamento do concreto na zona de compressão
STR2-1200	545,2	111	Ruptura do CFRP circunferencial externa devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão (houve ruptura das fibras internas)
STR3-1200	647,1	151	Ruptura do CFRP circunferencial externa devido ao esmagamento do concreto e flambagem das fibras na zona de compressão (não houve ruptura das fibras internas devido as 4 camadas longitudinais)

Fonte: adaptado de Siddiqui *et. al.* (2014)

Figura 2-10 – Força de ruptura dos pilares do programa experimental realizado por Siddiqui *et. al.* (2014)



A técnica de colagem externa proporcionou aumento da capacidade resistente dos pilares reforçados, com aplicação de quatro camadas de CFRP com as fibras na direção longitudinal e com uma camada de CFRP com as fibras na direção circunferencial, em um percentual de 165%, 170% e 151%, para os pilares de 600, 900 e 1200 mm, respectivamente, quando comparado ao pilar de referência. A camada de fibra na direção circunferencial proporcionou o confinamento do elemento estrutural, assim como funcionou como um apoio para as camadas de fibras longitudinais, aumentando a capacidade resistente e auxiliando no não descolamento/destacamento do reforço aplicado.

Observando os resultados e utilizando como parâmetro a variação de altura das amostras ensaiadas, é possível verificar que o efeito proporcionado pela camada de fibra na direção circunferencial é mais efetivo para os pilares curtos do que para os mais esbeltos, nota-se que entre os pilares STR1 e os de referência, o acréscimo de força de ruptura em percentuais é de 73%, 61% e 34% para 600, 900 e 1200 mm, respectivamente.

2.3 REFORÇO ESTRUTURAL DE PILARES POR CONFINAMENTO

O confinamento de pilares de concreto é um método de reforço estrutural que possibilita o acréscimo de capacidade de carga e de ductilidade ao elemento reforçado

por meio da restrição da expansão lateral. Porém, é necessário que o reforço aplicado esteja devidamente aderido ao substrato para que não ocorra a perda de funcionamento ocasionado pelo seu descolamento.

De acordo com Santana (2004), a aderência entre o reforço aplicado e a superfície do concreto é de fundamental importância para o bom funcionamento do sistema de reforço aplicado quando submetido ao esforço a qual foi proposto. Note-se que um descolamento ou destacamento prematuro do reforço impossibilita a transferência de forças para o compósito fazendo com que haja a perda da funcionalidade principal do reforço sobre o elemento reforçado.

Fernández, Barrios-Padura e Molina-Huelva (2017) realizaram um total de 120 ensaios do tipo *pull-off* para analisar a aderência entre a superfície do concreto e as fibras de carbono aplicadas. Neste contexto, os autores realizaram 5 ensaios para cada uma das três faces dos prismas de 150x150x600 mm, sendo 4 prismas com resistência a compressão de 25 MPa e 4 prismas com resistência a compressão de 40 MPa. Ressalta-se que cada face do prisma recebeu tratamentos superficiais diferentes, sendo que as rugosidades obtidas foram lisa (A), média (B) e rugosa (C).

A Figura 2-11 apresenta o processo de realização do ensaio que contempla o corte circular sobre o compósito, o corte circular em diferentes regiões da face do prisma, o equipamento para realização do ensaio e a execução do ensaio *pull-off*.

Figura 2-11 - Processo de ensaio *pull-off*: (a) Corte circular sobre o compósito (b) Corte circular em diferentes regiões da face do prisma (c) Equipamento para realização do ensaio (d) Execução do ensaio *pull-off*



Fonte: Fernández, Barrios-Padura e Molina-Huelva (2017)

Após a realização dos ensaios, o autor afirma que o tratamento superficial não influenciou significativamente para melhoria da adesão do polímero a superfície do concreto no concreto de maior resistência (40 MPa).

Vale ressaltar que mesmo que a resistência à compressão do concreto influencie diretamente na aderência reforço/substrato, é de suma importância que a aplicação do reforço seja feita de forma satisfatória a fim de garantir uma perfeita ligação entre o concreto e o reforço e, conseqüentemente, evitar possíveis descolamento/destacamentos prematuros, visto que a aderência entre o reforço e o substrato está entre um dos principais fatores que afetam a eficiência do reforço aplicado (ARQUEZ, 2010).

2.3.1 Mecanismos de confinamento do concreto

Segundo Moreira (2002), os mecanismos de confinamento do concreto constituem-se de confinamento ativo (constituído por meio da protensão) e confinamento passivo (constituído por meio da restrição da expansão lateral mediante a aplicação de uma camisa de massa de concreto ou ainda por meio da utilização de armaduras transversais, sendo possível a aplicação conjunta de ambos os confinamentos). Além destas cita-se também o confinamento por meio da aplicação de chapas metálicas (FIGUEIRA, 2016). Porém, baseando-se nos diversos estudos sobre o assunto, sabe-se atualmente que o encamisamento passivo também é possível, com vantagens relacionadas ao comportamento estrutural e mecânico, por meio da utilização de materiais compósitos, foco principal deste trabalho (CARRAZEDO, 2002; CARRAZEDO 2005; FERREIRA, 2007; ACI COMMITTEE 440, 2017; VIEGAS, 2014; DOMICIANO, PENA E MACHADO, 2016; FIGUEIRA, 2016).

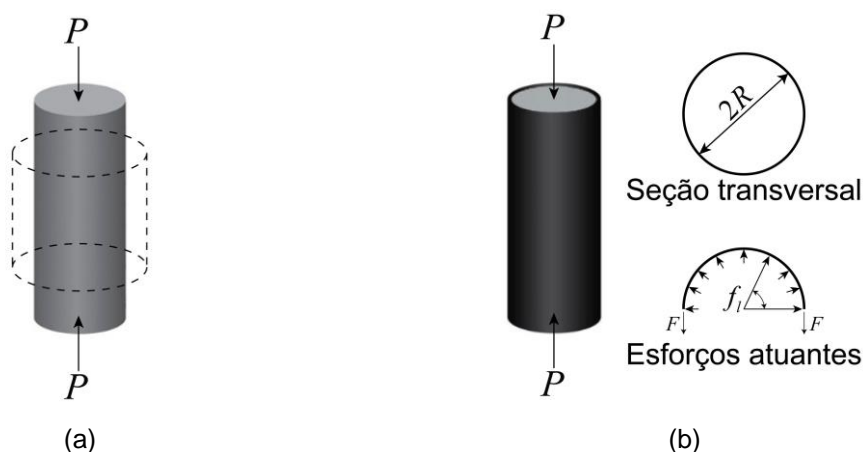
2.3.1.1 *Confinamento passivo*

Dentre os mecanismos de confinamento, segundo Carrazedo e Hanai (2006), o confinamento passivo é normalmente desenvolvido por meio da utilização de armaduras transversais e por meio da utilização de materiais que realizem um encamisamento do concreto, sendo que este confinamento tem por função restringir a expansão lateral do concreto quando sujeito a um esforço.

Carrazedo (2002) explica o funcionamento do confinamento passivo por meio de encamisando utilizando como exemplo um pilar de seção circular quando envolvido

superficialmente por um material de parede fina. Neste contexto, o autor explica que quando este pilar, ainda não envolvido pelo material de encamisamento, estiver sujeito a um esforço de compressão vertical, ocorre uma expansão lateral consequente do encurtamento axial do pilar (na direção da carga P aplicada), tal como apresentado na Figura 2-12 (a). Porém, quando este pilar estiver superficialmente envolvido com um material de modo a formar uma camisa (confinamento) e a carga P for aplicada de forma a comprimir axialmente o pilar, ocorre um efeito de restrição da expansão lateral e formação de uma pressão interna (f_l), como mostra a Figura 2-12 (b), calculada com base na taxa volumétrica do material e na tensão que atua no tubo.

Figura 2-12: (a) Expansão lateral do pilar e (b) encamisamento do pilar



Fonte: adaptado de Carrazedo (2002)

Sendo assim, no confinamento passivo do concreto, a tensão de compressão axial é aplicada, por meio da força P perpendicular à seção transversal do pilar, e conforme ocorre o incremento de carga, ocorre também o encurtamento axial da peça de concreto, a expansão lateral, o aumento da pressão interna juntamente a restrição da expansão por meio do material aplicado no confinamento. Para o efeito de confinamento deve ser considerada a deformação do concreto e as propriedades da camisa aplicada (CARRAZEDO, 2005).

2.3.1.2 Efeitos de confinamento

Segundo Carrazedo (2002), a partir da aplicação de um carregamento, o confinamento com compósitos possibilita um aumento da pressão interna do concreto

até a ruptura elemento reforçado. Neste contexto, segundo Pereira (2012), o sistema de confinamento de pilares depende da deformação transversal do concreto e este fator está diretamente relacionado à carga axial aplicada e à rigidez do sistema. Esta relação se faz devido ao modo comportamental do sistema de confinamento, pois quando o elemento é sujeito a um carregamento axial, o confinamento age como um restrigente a expansão lateral do concreto, atuando por meio de uma pressão radial. Esta restrição da expansão lateral exercida pelo sistema de confinamento é o que promove melhorias ao elemento reforçado no que se refere a ganhos de ductilidade e capacidade resistente do elemento pós-reforçado (CARRAZEDO, 2002).

2.3.1.3 Influência da pressão lateral

Para Figueira (2016), a pressão lateral do confinamento é influenciada diretamente pela seção transversal do elemento a ser reforçado, assim como, pelas propriedades do polímero reforçado com fibras a ser utilizado. Em pilares de seção circular conforme o elemento é submetido a um esforço axial, o mesmo passa a sofrer uma deformação lateral que tende a provocar a expansão radial do elemento estrutural. Quando da aplicação de um confinamento, a aplicação de um esforço axial causa o aumento da pressão lateral de confinamento que é mais uniforme para elementos de seção circular fazendo que se torne mais eficiente o reforço aplicado. Em seções retangulares ou quadradas, a distribuição da pressão lateral de confinamento não é uniforme, devido ao acúmulo de tensões que se concentram nas arestas do elemento estrutural.

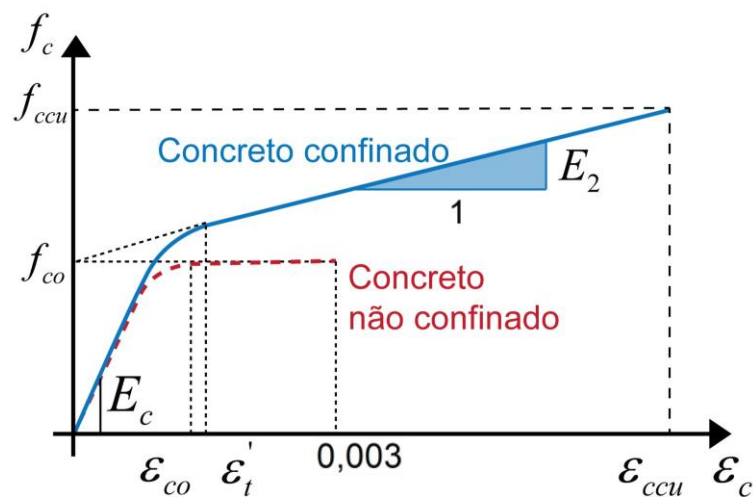
2.3.1.4 Dimensionamento de confinamento com FRP

Os modelos analíticos, desenvolvidos ao longo dos anos, com base em dados obtidos experimentalmente (MARCELINO, 2015) procuram descrever o comportamento tensão *versus* deformação dos elementos reforçados por confinamento, assim como prever a capacidade resistente destes elementos (PEREIRA, 2012).

A ACI 440.2R (2017) adota o modelo proposto por Lam e Teng (2003) que descreve o comportamento do concreto confinado por mantas de FRP. O modelo

consiste em separar o diagrama tensão *versus* deformação em dois trechos principais e distintos. O primeiro compreende o regime linear e plástico até uma deformação de transição (ε'_t) onde o efeito do confinamento passa a ser efetivo, como apresentado na Figura 2-13, onde f_{co} é a resistência à compressão do concreto não confinado, E_c é o módulo de elasticidade do concreto não confinado, ε_{co} é a deformação específica referente a tensão f_{co} do concreto não confinado, ε_{ccu} é a deformação última do concreto confinado, f_{ccu} é a tensão de compressão última do concreto confinado e E_2 é o coeficiente angular da reta que define o trecho do diagrama referente ao concreto confinado.

Figura 2-13 - Modelo tensão-deformação para concreto confinado com FRP



Fonte: adaptado de ACI 440.2R (2017)

A pressão de confinamento última (f_l) em pilares de seção circular é obtida pela formulação apresentada na Equação 1, onde E_f é o módulo de elasticidade do FRP, n é o número de camadas do compósito, t_f é a espessura do compósito, D é o diâmetro do pilar e ε_{fe} é a deformação efetiva do material de FRP.

$$f_l = \frac{2 \cdot E_f \cdot n \cdot t_f \cdot \varepsilon_{fe}}{D}$$

Equação 1

A deformação efetiva (ε_{fe}) pode ser obtida pela formulação apresentada na Equação 2, onde k_e é o coeficiente de eficiência da deformação, cujo valor recomendado é de 0,55, e ε_{fu} é deformação última do material.

$$\varepsilon_{fe} = k_e \cdot \varepsilon_{fu} \quad \text{Equação 2}$$

A tensão de compressão última do concreto confinado (f_{ccu}) é calculada segundo o apresentado na Equação 3, onde ψ_f é o coeficiente adicional de redução de resistência, igual à 0,95, e k_a é o coeficiente de redução devido à forma da seção transversal (igual à 1 para seções circulares).

$$f_{ccu} = f_{co} + \psi_f \cdot 3,3 \cdot k_a \cdot f_l \quad \text{Equação 3}$$

A Equação 3 leva em consideração que a ruína da estrutura unicamente ocorre pela ruptura do compósito. Entretanto, grandes deformações podem causar danos que comprometam a integridade do concreto. Dessa forma, a deformação última do concreto confinado (ε_{ccu}) é limitada pela norma em 10‰ (0,01), e pode ser expressa pela formulação apresentada na Equação 4, onde k_b é o coeficiente de redução devido à forma da seção transversal (igual à 1 para seções circulares).

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1,5 + 12 \cdot k_b \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \right) \leq 0,01 \quad \text{Equação 4}$$

A inclinação da reta do segundo trecho (E_2) do diagrama tensão-deformação é obtida pelo uso da formulação apresentada na Equação 5.

$$E_2 = \frac{f_{ccu} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}} \quad \text{Equação 5}$$

Quando o valor da deformação específica última do concreto confinado (ε_{ccu}) obtido pela Equação 4 ultrapassar 10‰ deve-se recalcular a tensão de compressão última do concreto confinado (f_{ccu}) para esta deformação utilizando a reta definida pelo coeficiente E_2 .

A curva completa é obtida pela Equação 6, onde f_c é a tensão à compressão do concreto, e ε_c é a deformação no concreto.

$$f_c = \begin{cases} E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f_{co}} \cdot \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t' \\ f_{co} + E_2 \cdot \varepsilon_c & \varepsilon_t' \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad \text{Equação 6}$$

Por fim, a força resistente do pilar reforçado (P_n) pode ser obtida segundo a formulação apresentada na Equação 7, onde ϕ é o coeficiente de redução de resistência (igual à 0,65 para estruturas que tem sua ruína determinada pelo esmagamento do concreto), A_c e A_s são as áreas bruta do concreto e área total da armadura longitudinal, respectivamente, e f_y é a tensão na armadura longitudinal. Note-se que o coeficiente 0,80 pode ser alterado para 0,85 para pilares com armaduras transversais em forma de espiral.

$$P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s] \quad \text{Equação 7}$$

2.3.1.5 Dimensionamento de pilares pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê, para pilares intermediários, que os momentos fletores de 1º ordem são nulos e, portanto, e_1 (excentricidade de 1º ordem) é igual a zero.

Os esforços solicitantes são calculados pela Equação 8, na qual N_k é força normal característica do pilar, γ_n é o coeficiente de majoração da força normal e γ_f é o coeficiente de ponderação das ações no ELU (estado limite último).

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k \quad \text{Equação 8}$$

O índice de esbeltez, razão entre o comprimento de flambagem (l_e) e o raio de giração (i), é apresentado na Equação 9.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad \text{Equação 9}$$

Em função do índice de esbeltez obtido, os pilares podem ser classificados de quatro formas distintas, sendo curto (quando $\lambda \leq 35$), médio (se $35 < \lambda \leq 90$), medianamente esbelto (se $90 < \lambda \leq 140$) e esbelto (se $140 < \lambda \leq 200$).

O momento fletor mínimo é definido em função de N_d e h (comprimento do pilar), conforme Equação 10.

$$M_{d1,\min} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad \text{Equação 10}$$

Os esforços locais de 2º ordem, em elementos isolados, podem ser desprezados quando o índice de esbeltez do pilar for inferior que o valor do índice de esbeltez limite, calculado por meio da Equação 11, onde e_1 é a excentricidade de 1ª ordem. O parâmetro α_b varia, sendo:

Para pilares biapoiados sem cargas transversais, então $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$.

Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura, então $\alpha_b = 1,0$.

Se trata-se de pilares em balanço, então $0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$.

Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo, então $\alpha_b = 1,0$.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad \text{Equação 11}$$

Se $\lambda \leq \lambda_1$, o efeito de 2º ordem não é considerado.

Se $\lambda > \lambda_1$, o efeito de 2º ordem é considerado.

No caso onde não se considera o efeito de 2º ordem, o momento fletor total na direção do pilar é igual ao momento mínimo calculado na Equação 10.

2.3.1.6 Dimensionamento de pilares pela ACI 318 (2019)

De acordo com a ACI 318 (2019), a resistência axial nominal com excentricidade zero (P_o) é calculada com o uso da Equação 12, no qual f_c' é igual a resistência à compressão do concreto, A_c é a área da seção transversal, A_s é área da armadura longitudinal e f_y é a tensão na armadura longitudinal

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s \quad \text{Equação 12}$$

A Tabela 2-9, extraída da referida normativa específica, específica para elementos não protendidos com estribos de aço convencionais, que P_n (resistência axial nominal) não deve exceder $P_{n,máx}$ (resistência nominal máxima à compressão axial).

Tabela 2-9 – Resistência nominal máxima à compressão axial

Elemento	Reforço transversal	$P_{n,máx}$
Não protendido	Estribos convencionais	$0,8 \cdot P_o$
	Estribos em espiral	$0,85 \cdot P_o$

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019)

Logo insere-se à Equação 12 o coeficiente 0,8 resultando na Equação 13.

$$P_n = 0,8 \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s] \quad \text{Equação 13}$$

Ainda, a Tabela 2-10 especifica um coeficiente de redução de força (ϕ) igual a 0,65 para armadura transversal que não seja em formato espiral.

Tabela 2-10 – Fator de redução de força para força axial

Classificação	ϕ	
	Tipo de reforço transversal	
	Espiral	Convencional
Compressão-controlada	0,75	0,65

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019)

Obtendo-se após a aplicação do fator de redução a Equação 14.

$$P_n = \phi \cdot 0,8 \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s] \quad \text{Equação 14}$$

3 DURABILIDADE

A durabilidade, de materiais, estruturas, edificações e todos os seus constituintes, tem sido cada vez mais foco de estudo e desenvolvimento. O conceito de durabilidade é definido pela NBR 15575-1 (ABNT, 2013) como a “capacidade da edificação ou de seus sistemas de desempenhar suas funções ao longo do tempo, sob condições de uso e manutenção especificadas no Manual de Uso, Operação e Manutenção”. Já a ISO 13823 (2008) define como

capacidade de uma estrutura ou de seus componentes de satisfazer, com dada manutenção planejada, os requisitos de desempenho do projeto, por um período específico de tempo sob influência das ações ambientais, ou como resultado do processo de envelhecimento natural.

Tratando especificamente de estruturas de concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define como “capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”.

Dentro deste contexto, Possan e Demoliner (2013) observam que a durabilidade está diretamente ligada a vida útil da edificação, considerando as características dos constituintes e as condições de utilização e exposição impostas. Ghiassi (2013) ainda complementa que a durabilidade dos materiais e demais componentes, contra os agentes de degradação, é fator determinante para o desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil.

Vida útil é definida NBR 15575-1 (ABNT, 2013) como “uma medida temporal da durabilidade de um edifício ou de suas partes”. A ISO 13823 (2008) a define como “período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”.

Considerando a proximidade e a ligação entre as definições, pode-se dizer que tanto a vida útil da edificação quanto a sua durabilidade são diretamente influenciadas pelas manutenções periódicas e pelo ambiente de exposição ao qual está inserida (POSSAN; DEMOLINER, 2013).

O efeito dos diferentes tipos de ambiente de exposição pode ser verificado no Quadro 3-1, a NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica classes de agressividade

ambientais e níveis de risco de deterioração com base no tipo de ambiente a qual a estrutura está exposta.

Quadro 3-1 - Classes de agressividade ambientais pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinha e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústria de celulose e papel, armazéns de fertilizante, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

A partir das definições apresentadas considera-se que o ambiente de exposição é um fator preponderante na determinação da vida útil e da durabilidade das estruturas. De forma análoga, é presumível que estruturas reforçadas com polímeros reforçados com fibras também sofram danos devido a ação do ambiente ao qual está inserido, refletindo na vida útil do reforço e do elemento reforçado.

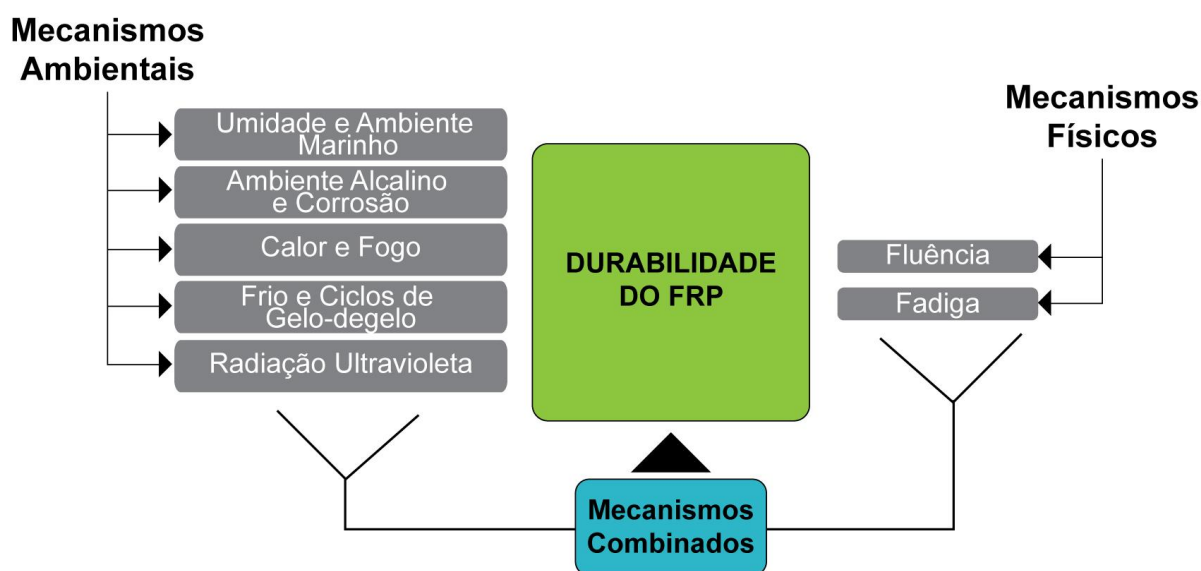
3.1 DURABILIDADE E DEGRADAÇÃO DO FRP

Assim como para todos os materiais, o conhecimento aprofundado acerca da durabilidade dos polímeros reforçados com fibras é de fundamental importância para sua aplicação. Kabir, Shrestha e Samali (2013) afirmam que para que se possa

garantir a eficiência do reforço, ao longo do tempo, é necessário conhecer o seu comportamento quando exposto a ambientes agressivos. Frigione e Lettieri (2018) ressaltam que a atual falta de informações bem fundamentadas sobre o seu comportamento, a longo prazo, quando exposto a diferentes ambientes, ainda causa grandes impactos na aplicabilidade destes sistemas.

Neste contexto, é de fundamental importância o conhecimento acerca dos mecanismos de degradação dos Polímeros Reforçados com fibras (FRP). Segundo ISIS (2006), estes mecanismos podem ser divididos entre mecanismos ambientais (umidade e ambiente marinho, ambiente alcalino e corrosão, calor e fogo, frio e ciclos gelo-degelo e radiação ultravioleta) e mecanismos físicos (fluência e fadiga), conforme apresenta a Figura 3-1.

Figura 3-1 - Mecanismos de degradação do FRP



Fonte: ISIS (2006)

A ACI 440.2R (2017) também traz, no âmbito da durabilidade, mecanismos de degradação ambientais e físicos. Dentre os ambientais cita mecanismos como a alta umidade e alta temperatura, exposição a agentes químicos, radiação ultravioleta, ciclo de gelo-degelo, alcalinidade e água salina. Os mecanismos físicos citados pela norma são os mesmos apresentados por ISIS (2006). Ressalta-se que estes agentes reduzem as propriedades mecânicas dos FRPs, tais como resistência à tração e módulo de elasticidade, afetando a durabilidade do sistema, principalmente em ambientes nos quais os mecanismos ambientais e físicos encontram-se combinados.

Acrescenta-se ainda que o tipo de ambiente de exposição, de resina, de fibra, método de cura e o tempo de exposição também são fatores que influenciam diretamente na redução das propriedades mecânicas.

Os mecanismos de degradação dos FRP são conhecidos, porém, poucas são as informações disponíveis a respeito da durabilidade destes sistemas, principalmente em relação ao compósito. Santiago (2011) afirma que as fibras são materiais relativamente duráveis e que as fibras de carbono, dentre as mais utilizadas comercialmente, são as menos susceptíveis a degradação por agentes externos.

Para a ação da temperatura, as fibras de carbono, por exemplo, são resistentes a temperaturas de até 600°C. Tratando-se de umidade, as fibras de vidro e aramida são bastante susceptíveis a degradação quando expostas a sua presença, já as fibras de carbono são consideradas mais resistentes (GHIASSI, 2013).

A ACI 440. 2R (2017) determina diferentes coeficientes de redução ambiental (C_E) para cada tipo de fibra (carbono, vidro e aramida) e para cada condição de exposição conforme apresentado na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 - Coeficiente de degradação

Condições de exposição	Tipo de fibra	Coeficiente de redução ambiental (C_E)
Exposição interior	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exposição externa (pontes, píeres e garagens de estacionamento não fechadas)	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambiente agressivo (ambientes químicos, e estações de tratamento de águas residuais)	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: traduzido de ACI 440.2R (2017)¹

¹ No Brasil ainda não há norma relacionada a fabricação, dimensionamento e execução de reforço estrutural com FRP em estruturas de concreto armado.

Estes fatores são aplicados ao cálculo da resistência à tração de projeto (f_{fu}) e na tensão de ruptura de projeto (ε_{fu}) dos polímeros reforçados com fibras e servem como base para o cálculo do módulo de elasticidade do FRP (E_f), tal como apresentado nas Equações 15 a 17.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad \text{Equação 15}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad \text{Equação 16}$$

$$E_f = f_{fu} / \varepsilon_{fu} \quad \text{Equação 17}$$

Realiza-se a minoração da resistência à tração de projeto e da tensão de ruptura de projeto para todos os tipos de fibras, porém, menores efeitos são verificados para as fibras de carbono, aramida e vidro, respectivamente.

Considerando que as fibras são materiais relativamente duráveis e que, segundo Carolin (2003), os problemas de durabilidade dos FRPs são geralmente ligados à matriz, pode-se dizer que este é o elemento constituinte do reforço mais susceptível a degradação.

Soma-se ainda a durabilidade do reforço com FRPs, o método de aplicação no elemento estrutural. Dentre as técnicas mais convencionais, nomeadamente a EBR e a NSM, sabe-se que a de colagem externa é a que mantém o reforço mais exposto aos agentes agressivos, visto que a técnica de inserção promove menor exposição devido a proteção proporcionada pelo concreto de cobrimento. Oliveira *et al.* (2014) detalha ainda que na técnica EBR é possível a deterioração conjunta da matriz, das fibras e da interface de ligação entre concreto/matriz/fibras.

Considerando a técnica de colagem externa, utilizada neste estudo, Santiago (2011) ressalta que dentre os agentes degradantes, a umidade demonstra-se como o mais importante para análise. O autor atribui tal importância enfatizando que ao longo da utilização o reforço passa a apresentar fissurações, o que promove maior absorção da umidade e a consequente degradação do sistema de reforço.

3.1.1 Umidade como agente degradante

ISIS (2006) afirma que os FRP, materiais relativamente duráveis, são adequados para aplicação em estruturas de concreto até mesmo em ambientes com

presença de umidade e em ambiente marinho. Porém, ressalta que não são imunes aos potenciais danos provocados por estes ambientes. Os autores Frigione e Lettieri (2018) acrescentam que maiores danos são verificados para sistemas permanentemente imersos em água devido a maior absorção de umidade.

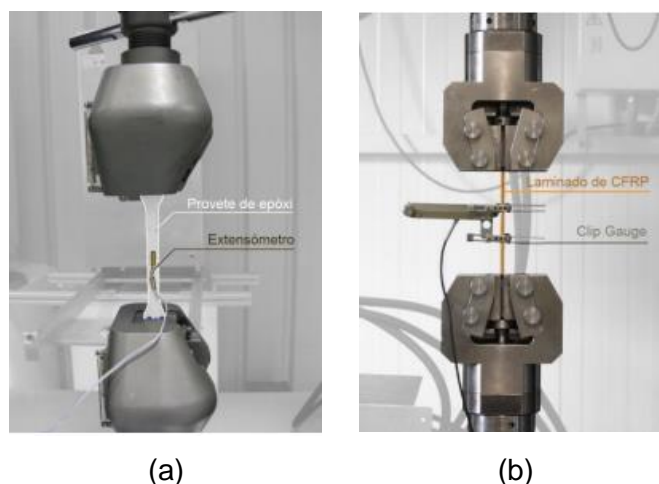
Segundo os mesmos autores, a resina, componente do sistema de reforço, é a mais afetada pela presença da umidade. Esta sofre redução de rigidez e de resistência à tração em até 70%, com diminuição da temperatura de transição vítrea (T_g) e perda de capacidade resistente, devido ao efeito de plasticização.

Em relação as fibras, por serem materiais mais duráveis, sofrem menor degradação em relação a matriz. Porém, a extração de íons causada pela umidade danifica, ao longo do tempo, a estrutura das fibras (KARBHARI, 2007).

Considerando a necessidade de conhecimento aprofundando acerca do comportamento do FRP perante a presença de umidade, pesquisas têm sido desenvolvidas no âmbito da durabilidade.

Fernandes *et al.* (2015) realizaram um estudo a fim de avaliar a degradação de 72 corpos de prova de adesivo epóxi e 60 corpos de prova de laminado de CFRP, com seção transversal de 1,4 mm de espessura e 10 mm de largura, expostos a diferentes condições ambientais. Em relação a umidade, corpos de prova foram expostos a imersão em água pura, a uma temperatura constante de 22°C, por um período de 360 dias e 720 dias. A partir dos ensaios de tração uniaxial, conforme apresenta a Figura 3-2, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 3-2.

Figura 3-2 - Método de ensaio adotada para caracterização da (a) Resina epóxi e (b) laminado de CFRP



Fonte: Fernandes *et al.* (2015)

Tabela 3-2 - Resistência à tração e módulo de elasticidade para 360 e 720 dias de exposição

	Idade	Ambiente de exposição			
		Ambiente laboratorial		Umidade constante	
		Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
RESINA	Ref.	22,0	7,6	-	-
	360 dias	-	-	13,6	4,1
	720 dias	20,8	6,7	13,0	3,5
CFRP	Ref.	2.648,3	169,5	-	-
	360 dias	-	-	2629,7	166,5
	720 dias	-	-	2573,6	165,4

Fonte: Fernandes *et al.* (2015)

Verificou-se que os corpos de prova de resina epoxídica, imersos em água pura, tiveram taxa de degradação da resistência à tração de 33% e 41% para 360 dias e 720 dias de exposição, respetivamente, comparando-se aos de idade inicial e de 38% comparando-se ao de referência com 720 dias. Em relação ao módulo de elasticidade, tiveram taxa de degradação de 43% e 51%, respetivamente, comparando-se aos de idade inicial e de 47% comparando-se ao de referência com 720 dias.

Constatou-se para os corpos de prova de CFRP, também imersos em água pura, taxa de degradação da resistência à tração de menos de 1% e de 3% para 360 dias e 720 dias de exposição, respetivamente, comparando-se aos de idade inicial. Em relação ao módulo de elasticidade, obteve-se taxa de degradação de 2%, para 360 e 720 dias, comparando-se aos de idade inicial.

Percebe-se a partir dos resultados dos autores, perdas desprezíveis para os corpos de prova de CFRP e perdas consideráveis para a resina epoxídica, demonstrando ser a matriz mais susceptível a degradação por umidade. Fernandes *et al.* (2015) indicam que o efeito de plasticização causa o aumento de volume do material e o conseqüente aparecimento de fissuras, promovendo maior absorção de umidade e acelerando o processo de degradação.

Dalfré (2016) avaliou, por meio de ensaios de tração uniaxial, a degradação de corpos de prova de resina epoxídica com 170 mm de comprimento por 10 mm de largura e 4 mm de espessura, do tipo *Primer* e de Laminação, expostos a umidade constante (em um total de 720 dias) em água obtida da rede pública de abastecimento. Os resultados demonstraram uma redução na resistência à tração de 34% para a resina do tipo *Primer* e 37% para a resina de laminação. Em relação ao módulo de

elasticidade a resina do tipo *Primer* obteve uma redução de 28% enquanto a resina de laminação uma redução de 22%.

Liang *et al.* (2018) realizaram um estudo com um total de 24 corpos de prova de GFRP (fibra de vidro) e 24 corpos de prova de CFRP (fibra de carbono), com dimensões de 230x15 mm, tal como apresentado na Figura 3-3.

Figura 3-3 - Corpos de prova de CFRP e GFRP de Liang *et al.* (2018)



Fonte: Liang *et al.* (2018)

Os corpos de prova foram submetidos a ciclos de umidade em água com adição de NaCl (cloreto de sódio) a 5%, para simulação de ambiente marinho. A ciclagem era realizada com intervalos de 12 horas por um período de 45, 90 e 180 dias. A Tabela 3-3 apresenta os resultados obtidos no programa experimental, nomeadamente resistência à tração, módulo de elasticidade e variação das propriedades analisadas, em porcentagem, após a exposição a 0 (referência), 90, 180 e 360 ciclos.

Tabela 3-3 - Efeito do ciclo de umidade sob a resistência à tração e o módulo de elasticidade do CFRP e GFRP

Amostras	Número de ciclos	Resistência à tração (MPa)	Variação (%)	Módulo de elasticidade (GPa)	Variação (%)
CFRP-0	0	3947,0	-	235,0	-
CFRP-90	90	3765,0	- 4,6	240,0	+ 2,1
CFRP-180	180	3614,0	- 8,4	240,0	+ 2,1
CFRP-360	360	3579,0	- 9,3	234,0	- 0,4
GFRP-0	0	2003,0	-	97,1	-
GFRP-90	90	1880,0	- 6,1	96,7	- 0,4
GFRP-180	180	1841,0	- 8,1	95,2	- 2,0
GFRP-360	360	1763,0	- 12,0	93,8	- 3,4

Fonte: Liang *et al.* (2018)

Nota-se perdas de resistência à tração para todos os corpos de prova expostos a ciclos de umidade, com maiores perdas (de 9% para o CFRP e de 12% para o GFRP) para os corpos de prova submetidos a 360 ciclos. Percebe-se, também, que a taxa de degradação para o módulo de elasticidade é menos significativa e considerada praticamente desprezível pelos autores. Além disso, observa-se maior susceptibilidade a degradação pelos corpos de prova de GFRP.

Sabe-se que, para os FRPs, o tempo de exposição é fator condicionante para redução das propriedades mecânicas (ACI 440.2R, 2017), fato comprovado com os dados experimentais dos estudos apresentados.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O comportamento e a degradação de pilares de concreto armado reforçados com FRP são influenciados por uma série de fatores. Neste estudo, buscou-se avaliar a influência do ambiente de exposição, a taxa de CFRP e o tipo de confinamento no comportamento e na degradação de pilares reforçados por encamisamento pela técnica de reforço EBR.

O programa experimental em questão compreendeu os ensaios dos materiais constituintes (resinas *primer* e de laminação, além do compósito de CFRP) e dos pilares de concreto, de referência e aos expostos aos ambientes de degradação.

4.1 GENERALIDADES

O programa experimental foi definido no ano de 2014, por meio da aprovação do projeto de pesquisa Fundação PTI-BR N° 058/2014, tendo por objetivo a avaliação do confinamento de pilares submersos reforçados com mantas de carbono, segundo a técnica EBR, quando submetidas a umidade, tema desta pesquisa.

Estudos realizados e conduzidos por Dalfré, acerca da durabilidade de materiais compósitos submetidos a agentes degradantes, vem sendo realizados a fim de aprofundar o conhecimento quanto ao comportamento destes materiais frente a intempéries, ciclos de umidade e umidade constante. A Figura 4-1 apresenta em maiores detalhes a amplitude do estudo.

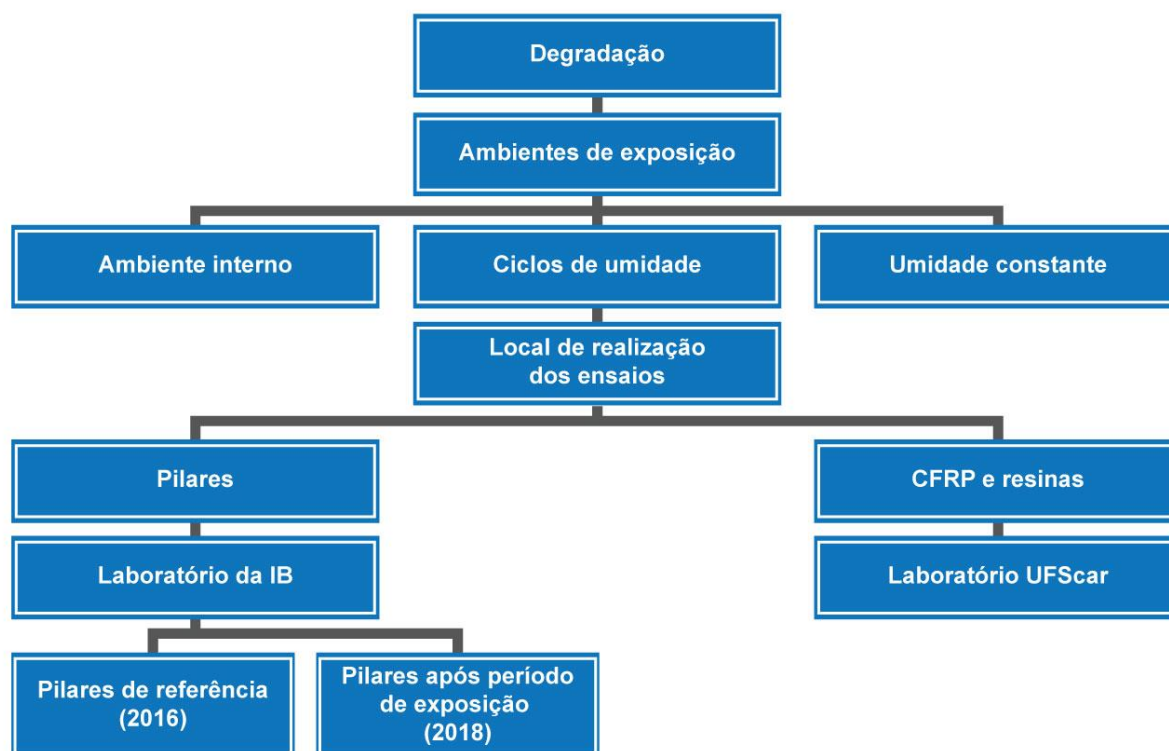
Figura 4-1 - Estrutura dos estudos realizados



O programa experimental desta pesquisa, acerca do confinamento com CFRP de pilares, teve início no ano de 2016, ano anterior ao ingresso no Programa de Pós-graduação em Engenharia civil (PPGECI) da Universidade Federal da Integração Latino-Americana (UNILA).

Conforme mostra a Figura 4-2, o programa foi dividido de forma que os ensaios dos corpos de prova dos compósitos e das resinas fossem realizados no Laboratório de Polímeros da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e os ensaios dos pilares reforçados e não reforçados fossem realizados no Laboratório de concreto da Itaipu Binacional (IB).

Figura 4-2 - Divisão dos ensaios realizados no estudo



4.2 DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

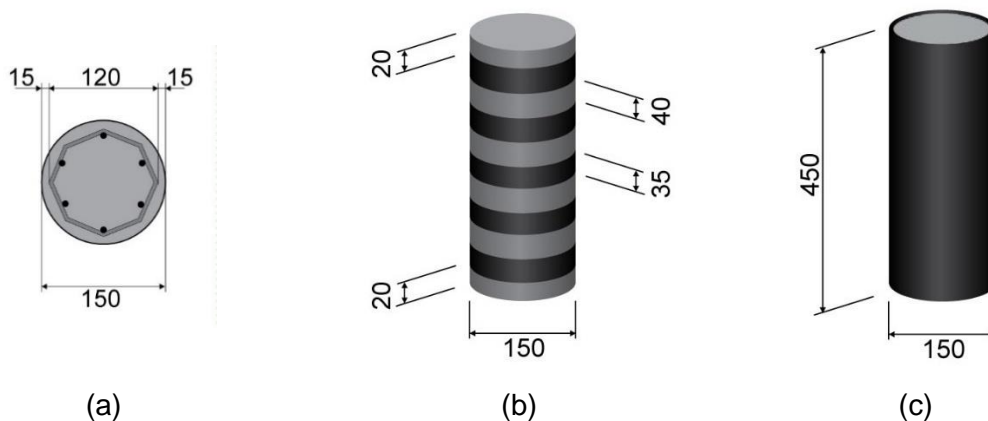
Para este estudo, foram confeccionados 40 pilares de concreto, com dimensões de 15x45 cm, seção transversal circular, concreto com resistência à compressão (f_{ck}) de 20 MPa e armadura composta por aço CA-50 tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal. As armaduras transversais possuem

diâmetro de 5 milímetros, com espaçamento igual a 7 centímetros, enquanto o das longitudinais é de 10 milímetros.

O reforço aplicado consiste em polímeros reforçados com fibras de carbono em forma de manta (espessura de 0,176 mm) e resina de laminação e *primer* a base de epóxi.

As características geométricas, o sistema de configuração do reforço (confinamento discreto e contínuo), bem como as armaduras longitudinais e transversais dos pilares, encontram-se representados na Figura 4-3.

Figura 4-3 - Característica dos pilares utilizados no programa experimental (dimensões em mm): (a) seção transversal, (b) pilar de confinamento discreto e (c) pilar de confinamento contínuo



Dos 40 pilares confeccionados, 10 não foram submetidos a ambientes de degradação por umidade (pilares de referência) e 30 foram expostos a seguintes situações:

- Ambiente interno (protegido), os quais serviram de referência aos demais ensaios;
- Ciclos de umidade (uma semana em ambiente úmido em água obtida da rede pública de abastecimento e uma semana em ambiente seco); e
- Umidade constante (imersão total em água obtida da rede pública de abastecimento).

Os ambientes de exposição são apresentados na Figura 4-3, sendo que todos os tanques de imersão (ciclos de umidade e umidade constante) e prateleira estavam dispostos no Laboratório de Concreto da Usina Hidrelétrica de Itaipu Binacional (UHE), conforme apresentado na Figura 4-4, localizado na cidade de Foz do Iguaçu, estado do Paraná, Brasil.

Figura 4-4 - Ambientes de exposição



Figura 4-5 - Localização dos ambientes de exposição

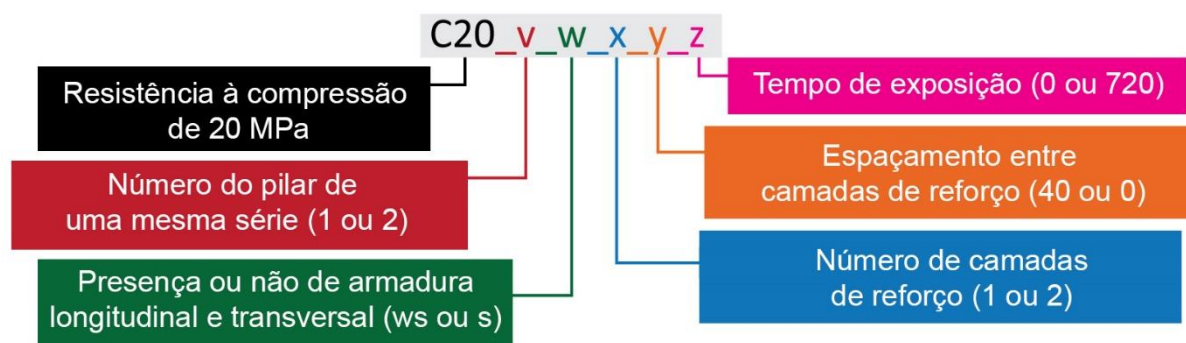


Fonte: adaptado do Google Maps (2019)²

A nomenclatura de identificação dos pilares consistiu em uma notação na C20_v_w_x_y_z, conforme apresentado na Figura 4-6. A letra v está relacionada ao número do pilar de uma mesma série (considerando duas repetições por ensaio para os pilares reforçados), w refere-se a presença (s, de *steel*, em língua inglesa) ou não (ws, de *without steel*, em língua inglesa) de armadura longitudinal e transversal, x está relacionado ao número de camadas de reforço aplicadas nos pilares (1 ou 2 camadas), y refere-se ao espaçamento entre camadas de reforço (0 mm para confinamento contínuo e 40 mm para confinamento discreto) e, por fim, z representa o tempo de exposição (0 para pilares de referência e 720 para pilares com 24 meses de exposição ao ambiente externo, a ciclos de umidade e a umidade constante).

²GOOGLE MAPS. Localização do Laboratório de Concreto da Usina Hidrelétrica de Itaipu. Disponível em: < <https://www.google.com.br/maps/place/Foz+do+Igua%C3%A7u,+PR/@-25.4232586,-54.5898337,186m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x94f690ebae530a43:0x21979473b4c4a952!8m2!3d-25.5163356!4d-54.5853764>>. Acesso em: 24/04/2019.

Figura 4-6 - Nomenclatura dos pilares



A Tabela 4-1 apresenta o resumo do programa experimental dos ensaios dos pilares de concreto.

Tabela 4-1 - Programa de ensaio dos pilares da campanha experimental

Nomenclatura	Condição de exposição	Configuração	Idade de ensaio
C20_1_ws_1_0_0	Referência	Sem armadura e sem reforço	14 dias após a aplicação do reforço
C20_1_s_0_0_0		Com armadura e sem reforço	
C20_1_s_1_40_0		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_1_40_0		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_2_40_0		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_2_40_0		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_1_0_0		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_1_0_0		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_2_0_0		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_2_0_0		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_ws_1_0_720	Ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante	Sem armadura e sem reforço	720 dias após a aplicação do reforço
C20_1_s_0_0_720		Com armadura e sem reforço	
C20_1_s_1_40_720		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_1_40_720		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_2_40_720		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_2_40_720		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_1_0_720		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_1_0_720		Confinamento discreto 2 camadas	
C20_1_s_2_0_720		Confinamento discreto 1 camada	
C20_2_s_2_0_720		Confinamento discreto 2 camadas	

Paralelamente ao programa experimental dos pilares de concreto reforçados com CFRP, foram analisados também os materiais constituintes do sistema de reforço.

A notação adotada na identificação dos ambientes de exposição para os materiais constituintes foi X_y onde “X” corresponde aos ambientes de exposição (REF de *reference*, em língua inglesa; LAB de *laboratory*, em língua inglesa; WET de *wet*, em língua inglesa e WD de *wet/dry*, em língua inglesa e “y” a quantidade de dias ou meses de exposição. A Tabela 4-2 apresenta o resumo da campanha experimental dos ensaios dos materiais constituintes.

Tabela 4-2 - Nomenclatura utilizada para os ensaios das resinas epoxídicas e compósito

Nomenclatura	Condição de exposição	Idade de ensaio	Quant. de corpos de prova/idade
LAB_7DIAS		7 dias após a moldagem	05
LAB_REF		14 dias após a moldagem	05
LAB_4M	Ambiente laboratorial	14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição	05
LAB_8M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição	05
LAB_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição	05
WD_07DIAS		7 dias após a moldagem	05
WD_REF		14 dias após a moldagem	05
WD_4M	Ciclos de umidade	14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição	05
WD_8M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição	05
WD_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição	05
WET_7DIAS		7 dias após a moldagem	05
WET_REF		14 dias após a moldagem	05
WET_4M	Umidade constante	14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição	05
WET_8M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição	05
WET_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição	05

4.2.1 Da caracterização do concreto e dos materiais constituintes utilizados no programa experimental

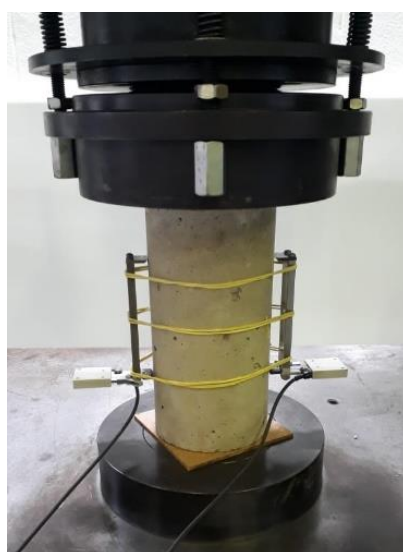
Os corpos de prova do concreto utilizado e os corpos de prova dos materiais constituintes do reforço foram submetidos a ensaios de caracterização nas idades pré-determinadas.

4.2.1.1 Do concreto

Para realização do controle tecnológico do concreto e de acordo com os procedimentos de moldagem e cura prescritos pela NBR 5738 (ABNT, 2015), foram moldados corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 10 centímetros de largura e 20 centímetros de altura, para a realização dos ensaios de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. Os corpos de prova foram expostos aos mesmos ambientes já apresentados e ensaiados nas idades pré-determinadas (28 dias após a concretagem e após 24 meses de exposição).

Os ensaios de caracterização do concreto (resistência e módulo de elasticidade estático) foram realizados no Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional. Para tal, utilizou-se uma prensa à compressão com capacidade de até 2000 kN da marca Torsee (*Tokyo Testing Machine*) como apresentado na Figura 4-7.

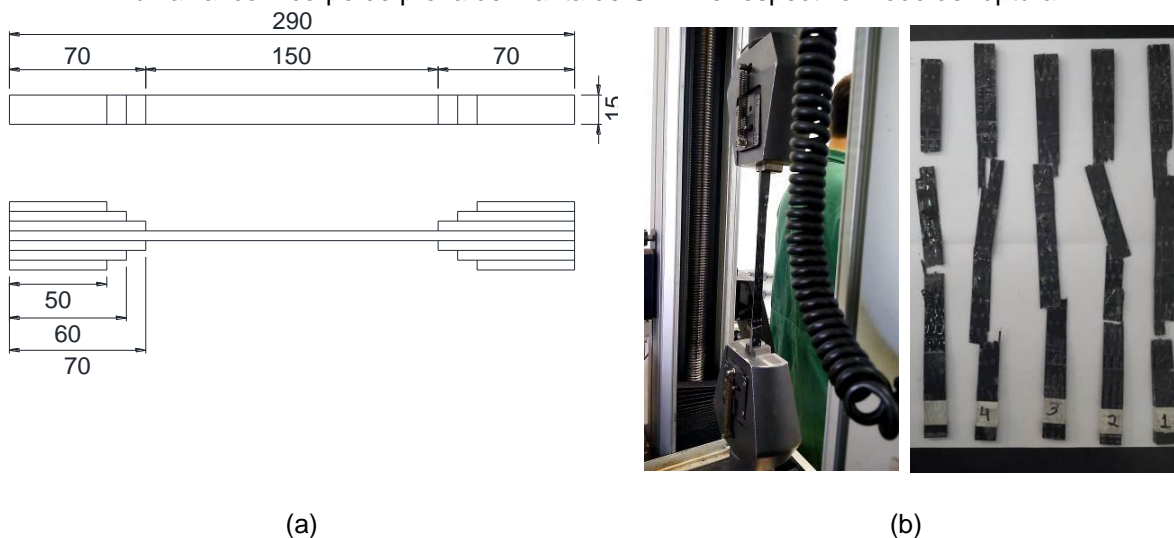
Figura 4-7 – Ensaio de caracterização do concreto



4.2.1.2 Do compósito de CFRP

As mantas de carbono tiveram suas propriedades obtidas por intermédio da realização de ensaios de tração uniaxial de pelo menos cinco corpos de prova segundo a ISO 527-1 (2012) e ISO 527-5 (2012). Os corpos de prova foram expostos aos mesmos ambientes já apresentados e foram ensaiados nas idades pré-determinadas. Na Figura 4-8 (a) representa-se um exemplo de corpo de prova utilizado na avaliação do comportamento à tração de laminados e de manta de fibras de vidro ou carbono, respectivamente, enquanto a Figura 4-8 (b) apresenta a configuração de ensaio geralmente utilizada na caracterização do comportamento à tração dos FRP para o reforço estrutural e seu modo de ruptura. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Polímeros da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Para tal, utilizou-se uma máquina de ensaios universal da marca Instron, modelo 5569, com velocidade de aplicação de carga de 2mm/min.

Figura 4-8 - (a) Corpos de prova de manta de CFRP – dimensões em mm; (b) ensaio de tração uniaxial com corpo de prova de manta de CFRP e respectivo modo de ruptura.



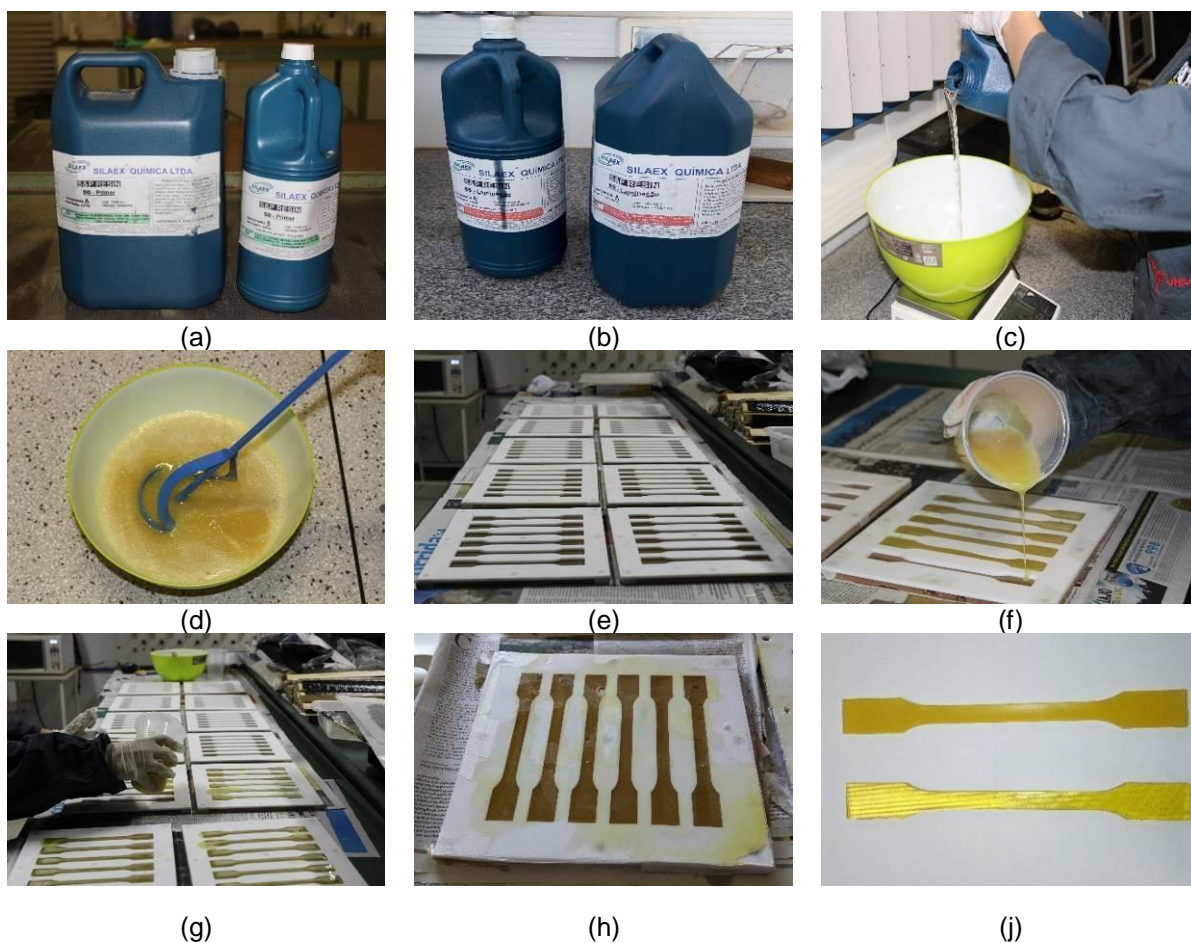
Fonte: Dalfré *et al.* (2017)

4.2.1.3 Da resina epóxi

Resinas epoxídicas do *primer* e laminação foram utilizadas para a colagem da fibra sobre o concreto. Para a produção dos corpos de prova de resina epoxídica foi necessária a confecção de moldes de teflon (Figura 4-9), cuja geometria de reprodução foi obtida com a utilização das dimensões apresentadas na

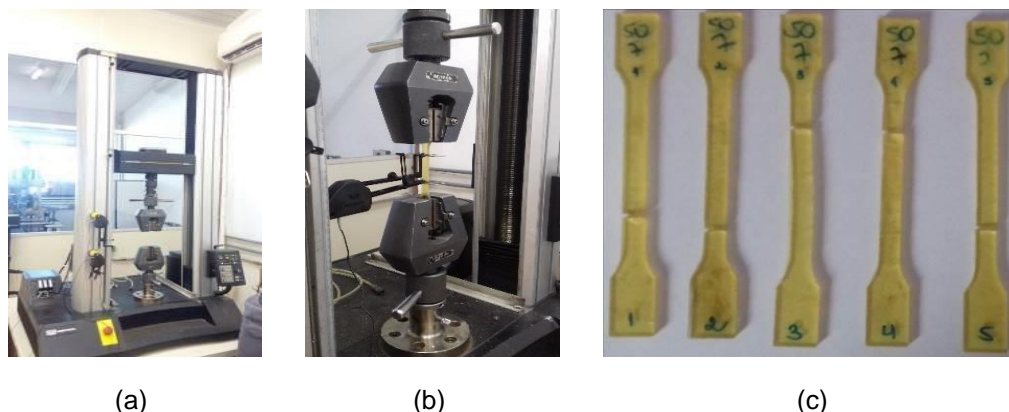
recomendação ISO 527-2 (2012). Para a caracterização do comportamento do adesivo epoxídico, ensaios de tração uniaxial foram realizados em conformidade com os procedimentos descritos na norma ISO 527-2 (2012). Deste modo, pelo menos 5 corpos de prova de cada resina epoxídica utilizada neste programa experimental (*primer* e laminação), foram moldados e expostos aos mesmos ambientes já apresentados e posteriormente ensaiados nas idades pré-determinadas no Laboratório de Polímeros da UFSCar. Para tal, utilizou-se uma máquina de ensaios universal da marca Instron, modelo 5569, com velocidade de aplicação de carga de 2mm/min. A Figura 4-10 apresenta o arranjo de ensaio e o aspecto final dos corpos de prova após o ensaio.

Figura 4-9 - Resinas bicomponentes (a) A e (b) B, (c) pesagem dos componentes e (d) mistura mecânica, (e) moldes de teflon utilizados na moldagem dos corpos de prova de resinas epoxídicas, (f-g) lançamento da resina nos moldes de teflon, (h) corpos de prova após 24h de lançamento das resinas e (i) aspecto final dos corpos de prova.



Fonte: Dalfré *et al.* (2017)

Figura 4-10 – Ensaio de tração uniaxial da resina: (a) equipamento para ensaio, (b) arranjo de ensaio, (c) aspecto final dos corpos de prova de resina epoxídica após o ensaio



Fonte: Dalfré *et al.* (2017)

O módulo de elasticidade foi obtido pelo cálculo das deformações de 0,5‰ e 2,5‰, conforme expresso pela Equação 18, em que $\sigma_{2,5‰}$ e $\sigma_{0,5‰}$ são as tensões referentes às deformações de 2,5‰ ($\varepsilon_{2,5‰}$) e 0,5‰ ($\varepsilon_{0,5‰}$), respectivamente.

$$E = \frac{\sigma_{2,5‰} - \sigma_{0,5‰}}{\varepsilon_{2,5‰} - \varepsilon_{0,5‰}} \quad \text{Equação 18}$$

4.2.2 Determinação do comportamento dos pilares de concreto armado reforçados e não reforçados

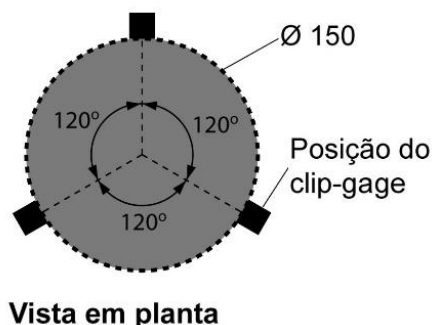
Os ensaios para determinação do comportamento dos pilares de concreto armado reforçados e não reforçados foram realizados no Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional.

Para tal, os pilares foram ensaiados à compressão axial de 100kg/s utilizando-se uma taxa constante de aumento do deslocamento de 0,003 mm/s. O equipamento utilizado para a realização destes ensaios foi utilizado também para a etapa de caracterização/controlado tecnológico do concreto, sendo uma prensa à compressão com capacidade de até 2000 kN da marca Torse (Tokyo Testing Machine).

Na instrumentação foi utilizado um sistema de aquisição de dados (da marca HBM) por meio de um módulo de leitura modelo MX840A de oito canais em conjunto com o software *Catman Easy* da mesma marca do módulo utilizado. Para medição do deslocamento da mesa da máquina de compressão utilizou-se um LVDT da marca HBM, modelo WI, com curso de 10 mm e precisão de 0,001 mm. Para medição das deformações longitudinais três sensores de medição de deslocamento (*clip-gage*, da

marca HBM, modelo DD1, precisão de 0,001 mm, base de medida de 100 mm e curso de mais ou menos 2,5 mm) foram utilizados, os quais foram fixados nos terços diametrais dos pilares curtos centrados à meia altura, colocados a 120° entre si, conforme demonstrado na Figura 4-11.

Figura 4-11 - Esquema de posicionamento dos sensores de medição de deslocamento (*clip-gage*)



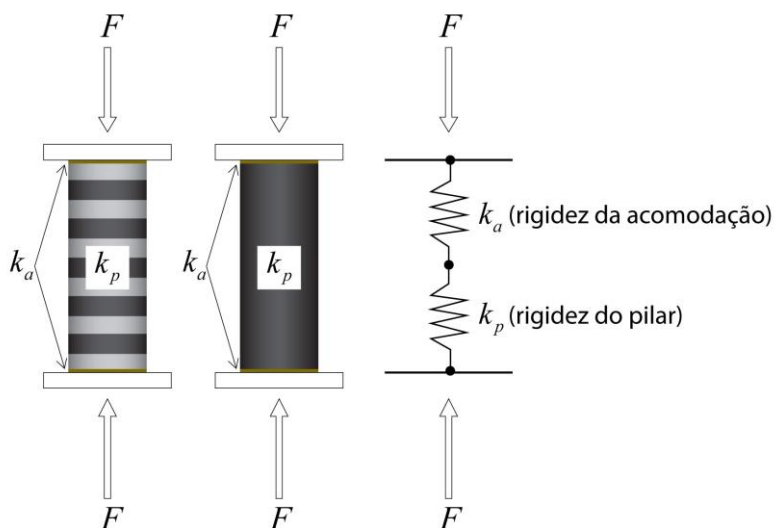
O módulo de elasticidade dos pilares foi obtido por meio do cálculo da diferença entre a tensão a 30% da resistência à compressão (f_c) e 0,5 MPa dividido pela diferença entre a deformação a 30% da resistência à compressão (f_c) e a deformação a 0,5 MPa, conforme expresso pela Equação 19.

$$E = \frac{\sigma_{0,3f_c} - \sigma_{0,5MPa}}{\varepsilon_{0,3f_c} - \varepsilon_{0,5MPa}} \quad \text{Equação 19}$$

Os valores de deformação axial dos pilares foram obtidos pelas leituras dos clip-gages posicionados nos terços diametrais dos pilares curtos centrados à meia altura, colocados a 120° entre si e pelas leituras dos LVDTs que aferiam o deslocamento entre pratos do sistema de ensaio. Os clip-gages foram removidos antes da ruptura dos pilares para evitar possíveis danos ao equipamento. Para as leituras de deslocamento entre pratos obtidas pelos LVDTs, as deformações da chapa de madeira utilizada na regularização das faces dos pilares e a acomodação do sistema de ensaio nas cargas iniciais estão inerentemente inclusas, o que causa a obtenção da rigidez do pilar menor quando comparada com a obtida pelo clip-gage. Discrepâncias entre a rigidez obtida pela leitura do clip-gage e as obtidas pelos LVDT foram identificadas. Diante disso, todos os diagramas tensão *versus* deformação axial de pilares apresentados foram corrigidos conforme o modelo proposto por Enami (2017).

Considere um sistema de rigidez ligado em série conforme mostrado na Figura 4-12, onde é k_p rigidez do pilar e k_a é a rigidez de acomodação.

Figura 4-12 - Esquema representativo da rigidez dos pilares ensaiados



Fonte: adaptado de Enami (2017)

Dessa forma, a rigidez total (k) pode ser descrita pela Equação 20:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_a} + \frac{1}{k_p} \quad \text{Equação 20}$$

A rigidez do pilar (k_p) é obtida por meio das leituras dos *clipgages*. A rigidez total (k) do sistema é obtida a partir das leituras dos LVDTs entre pratos. Desse modo, pode-se reescrever a Equação 20 de forma a se obter a rigidez de acomodação (k_a), conforme Equação 21:

$$k_a = \frac{1}{\frac{1}{k} - \frac{1}{k_p}} \quad \text{Equação 21}$$

Para determinar a rigidez de acomodação, foi selecionado um intervalo de leitura no regime elástico linear do pilar. Neste trabalho, os valores ficaram entre 5 e 15 MPa para todos os pilares. Com os valores de tensão e deformação axial desse intervalo, foi obtida a reta tendência para os dados do clip-gage e do LVDT. A curva corrigida foi então separada em dois trechos. No primeiro foram consideradas as leituras obtidas pelo clip-gage e, para o segundo, a partir do intervalo de interpolação

escolhido, as leituras dos LVDTs corrigidas. A deformação dos LVDTs para cada ponto foi corrigida pela Equação 22:

$$\varepsilon(x) - \varepsilon_{LVDT}(x) - \frac{\sigma(x)}{k_a} - \varepsilon_a$$

Equação 22

5 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais constituintes do reforço, focando principalmente na durabilidade dos corpos de prova de resina e de compósito após a exposição às diferentes condições ambientais. Na sequência também é apresentada a análise do comportamento dos pilares de concreto de referência sem exposição a umidade e dos expostos por um período de 24 meses aos três diferentes ambientes (interno, ciclos de umidade e umidade constante). Para os pilares foram analisados tensão de ruptura, deformabilidade e modos de ruptura.

5.1 DO CONCRETO (CORPOS DE PROVA 10x20 cm)

Os resultados de resistência à compressão média do concreto (f_{cm}) e módulo de elasticidade (E_c) foram obtidos à data de 28 dias após a concretagem e à data da realização dos ensaios dos pilares de 24 meses (720 dias) de exposição para cada ambiente e estão apresentados na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado

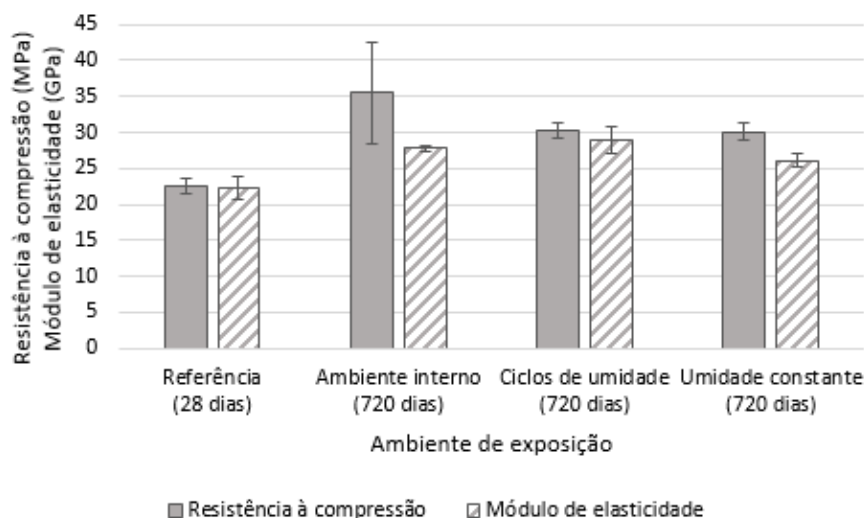
Ambiente de exposição	Idade do concreto (dias)	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)
Referência	28 dias	22,5 (4,2%)	22,3 (4,7%)
Ambiente interno	720 dias	35,5 (21,6%)	27,9 (1,1%)
Ciclos de umidade	720 dias	30,2 (3,5%)	28,9 (6,8%)
Umidade constante	720 dias	30,1 (4,0%)	26,1 (3,9%)

Legenda: (valor) Coeficiente de variação (COV) = (desvio-padrão/Média) × 100

A Figura 5-1 mostra graficamente a variação dos valores de resistência à compressão média (f_{cm}) e módulo de elasticidade (E_c) dos corpos de prova de concreto utilizados nesta pesquisa. Estão apresentados de acordo com o ambiente de exposição e a idade do ensaio, sendo 28 dias após a concretagem (referência) e aos

720 dias após exposição ao ambiente interno, a ciclos de umidade e a umidade constante.

Figura 5-1 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto para cada ambiente de exposição



Nota-se o crescimento da resistência à compressão do concreto, em até 58%, com o avanço da idade de 28 dias para 720 dias. Isso ocorre devido as contínuas reações químicas decorrentes da hidratação do cimento e a consequente diminuição da porosidade do concreto (ARAÚJO, 2001).

Observa-se também que o concreto exposto a umidade, seja ele em ciclos ou em umidade constante, sofreu redução em suas propriedades mecânicas comparando-se aos valores obtidos em ambiente interno. Ressalta-se que a fase sólida da pasta de cimento Portland se encontra em um equilíbrio estável, com o fluido dos poros com alto pH, entre 12,5 e 13,5. A água da rede pública de abastecimento, utilizada para imersão dos corpos de prova, possui pH neutro, com valores próximos a 7,0. Deste modo, a água com pH mais baixo do que o do fluido dos poros pode ser considerada como um agente agressivo, pois a redução da alcalinidade nos poros leva a uma desestabilização dos produtos finais da hidratação.

Os efeitos de redução da resistência mecânica e fissuração, observados neste estudo, são os mesmos descritos por Mehta e Monteiro (1994), que acrescentam ainda os efeitos de aumento da porosidade e da permeabilidade e a descamação do material como consequência da exposição a umidade.

5.2 DAS RESINAS

A análise das resinas teve como objetivo avaliar a degradação das propriedades mecânicas (tensão de tração máxima e módulo de elasticidade) ao longo do tempo quando expostas a diferentes tipos de ambientes. Para isso, os corpos de prova foram ensaiados nas idades de 7 e 14 dias após a moldagem e 4, 8 e 12 meses de exposição aos ambientes laboratorial, ciclos de umidade e umidade constante. Os dados das resinas para ambiente laboratorial já foram apresentados por Ferreira (2019) e servem como comparativo para a análise dos corpos de prova expostos a umidade, que são de uso exclusivo desta pesquisa.

5.2.1 RESINA DE LAMINAÇÃO

A tabela 5-2, 5-3 e 5-4, apresentam os resultados obtidos para a caracterização da resina epoxídica de laminação, quanto a tensão máxima e módulo de elasticidade. Os resultados são referentes a tensão máxima e módulo de elasticidade obtidos por meio dos ensaios de tração uniaxial para as idades de 7 e 14 dias de cura e 4, 8 e 12 meses de exposição.

Tabela 5-2 - Principais resultados da resina de laminação em ambiente laboratorial.

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	47,3	1,2	2,5	2,6	0,2	6,2
LAB_REF	48,2	1,5	3,1	2,6	0,2	6,2
LAB_04M	46,7	0,5	1,1	2,6	0,1	4,5
LAB_08M	36,7	1,9	5,3	2,1	0,1	3,1
LAB_12M	35,3	1,1	3,0	2,1	0,2	11,0

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

As Tabela 5-3 e Tabela 5-4, também apresentam os resultados quanto a tensão máxima e módulo de elasticidade, porém diferenciam-se pelos corpos de prova terem sido expostos a umidade, diferentemente da tabela apresentada anteriormente, no qual durante o tempo de exposição de 24 meses, os corpos de prova não tiveram contato com a umidade.

Tabela 5-3 - Principais resultados da resina de laminação em ciclos de umidade

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	45,0	1,1	2,4	2,4	0,1	4,7
WD_REF	44,4	0,7	1,5	2,3	0,1	4,6
WD_04M	28,6	1,7	5,8	1,7	0,3	17,7
WD_08M	36,8	0,7	2,0	2,1	0,1	2,2
WD_12M	21,6	1,3	5,8	1,3	0,1	9,0

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

Tabela 5-4 - Principais resultados da resina de laminação em umidade constante

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
WET_07D	36,7	1,0	2,7	2,2	0,1	4,5
WET_REF	40,5	2,3	5,8	2,2	0,2	8,8
WET_04M	18,0	1,3	7,3	1,5	0,1	4,3
WET_08M	12,4	0,3	2,5	1,4	0,1	7,5
WET_12M	9,8	0,5	5,1	0,9	0,1	6,0

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

No apêndice A.1 a A.3 encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para as idades de 07 e 14 dias e 4, 8 e 12 meses de exposição.

Na Figura 5-2 a Figura 5-4 apresenta-se o diagrama tensão média *versus* deformação para todas os ambientes de exposição das resinas de laminação.

Figura 5-2 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em ambiente laboratorial

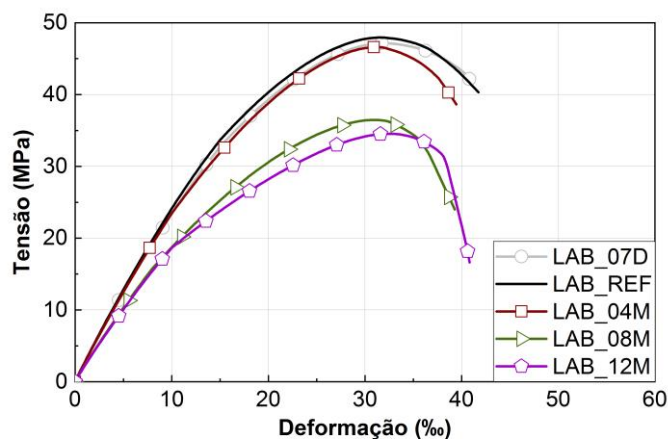


Figura 5-3 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em ciclos de umidade

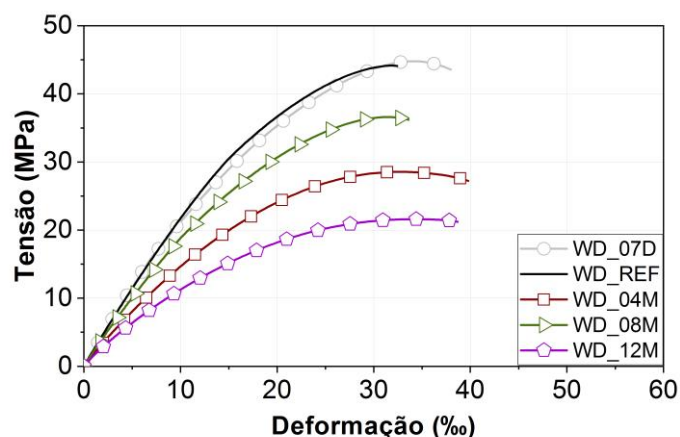
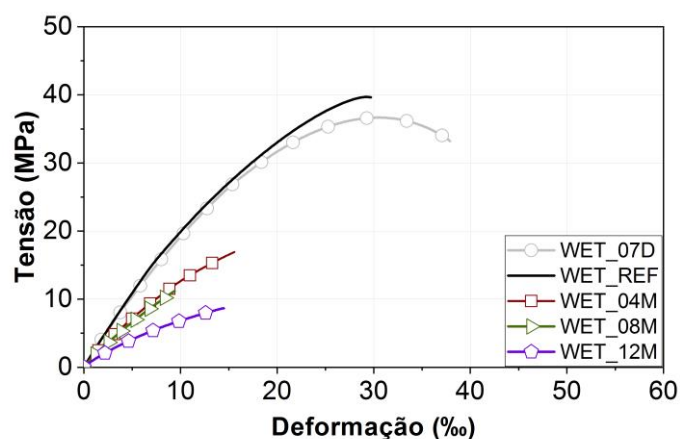


Figura 5-4 - Curva média dos ensaios de tração da resina de laminação em umidade constante



Com base nos diagramas tensão *versus* deformação plotados observa-se que para todos os ambientes de exposição analisados, a resina de laminação com 7 dias de cura apresenta comportamento muito semelhante ao apresentado pela resina com idade de 14 dias (referência). Assim, nomeia-se a idade de 14 dias como referência considerando este o período necessário para a cura completa do material.

Para o ambiente interno observa-se que com o início da aplicação da carga o diagrama apresenta um trecho elástico-linear que posteriormente é seguido de um trecho plástico e, por fim, ocorre a ruptura do corpo de prova analisado no ensaio.

Para ciclos de umidade, com o avanço da idade, nota-se que os corpos de prova rompiam sem apresentar um trecho de plastificação muito bem definido, como o observado nos corpos de prova não degradados (em ambiente laboratorial).

Uma mudança notória no comportamento tensão *versus* deformação das resinas expostas à umidade constante pode ser observado. Para as séries não

degradadas (LAB_07D e LAB_REF), o diagrama se comporta de uma forma bem definida, com um trecho elástico-linear seguido de um trecho com deformações plásticas que, após atingir a tensão de pico se rompe. Para as resinas degradadas, a ruptura acontece de forma abrupta, sem nenhum trecho de plastificação.

A Figura 5-5 e Figura 5-6 representa graficamente os resultados obtidos para os valores de tensão e módulo de elasticidade, respectivamente, comparando-se os ambientes de exposição para todas as idades analisadas.

Figura 5-5 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para resina de laminação

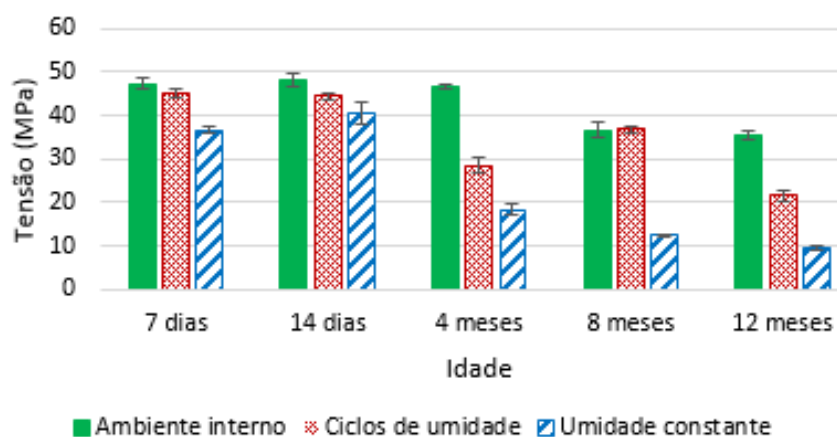
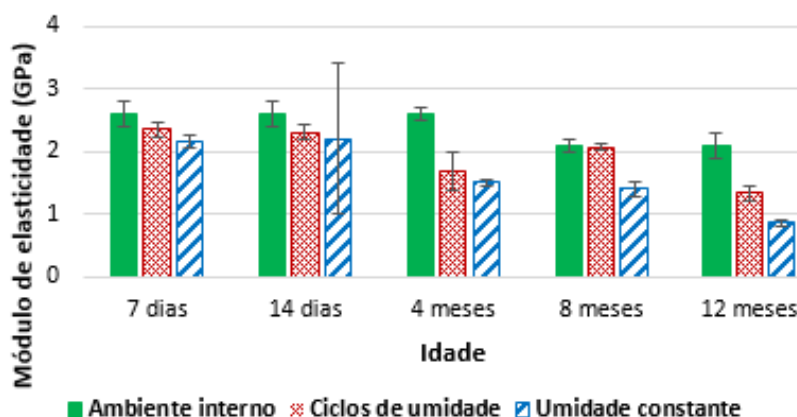


Figura 5-6 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para resina de laminação



5.2.1.1 Avaliação dos resultados obtidos para Resina de laminação

Os dados foram submetidos a análise de variância (ANOVA) e na presença de efeito significativo as médias foram comparadas pelo teste de Tukey, ambos a 5% de

significância. As pressuposições da análise, normalidade e homocedasticidade das variâncias foi avaliada por meio dos testes de Shapiro-Wilk e Bartlett. No teste de Tukey, as médias são comparadas duas a duas. Quando estas são iguais coloca-se letras iguais, e quando são diferentes coloca-se letras diferentes. Para as que possuem combinação de letras, significa que estas não diferem das demais. A Figura 5-7 a Figura 5-9 apresentam os resultados, com um intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey, para a resina de laminação para todos os ambientes de exposição analisados.

Figura 5-7 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em ambiente interno: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade

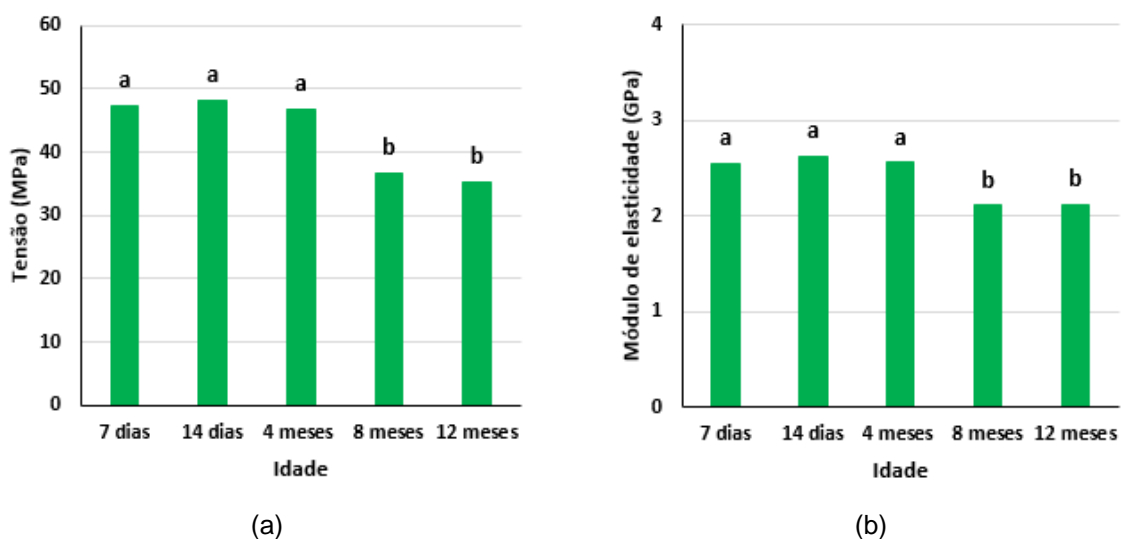


Figura 5-8 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade

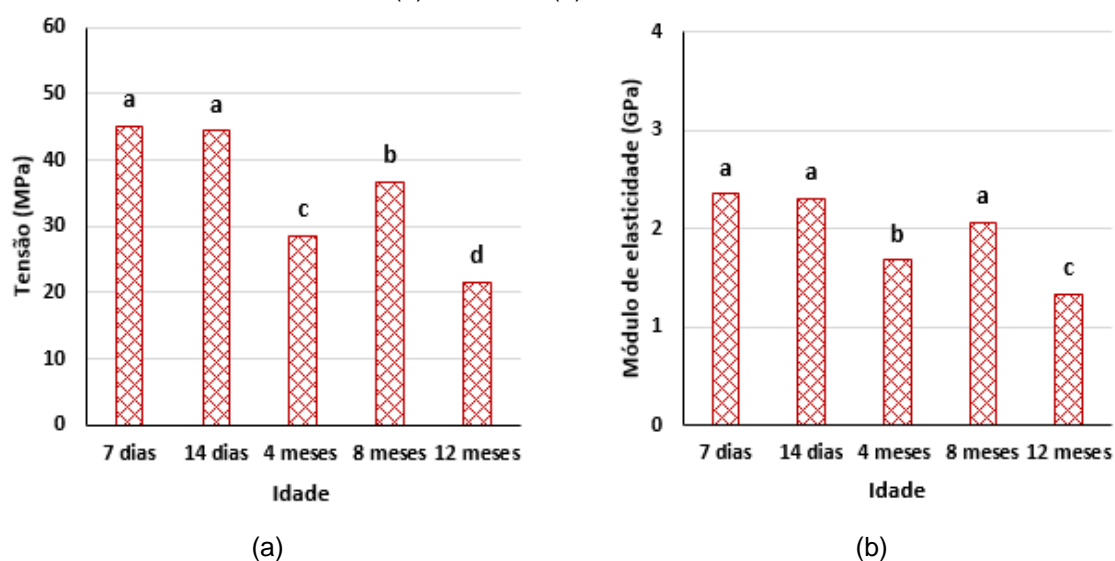
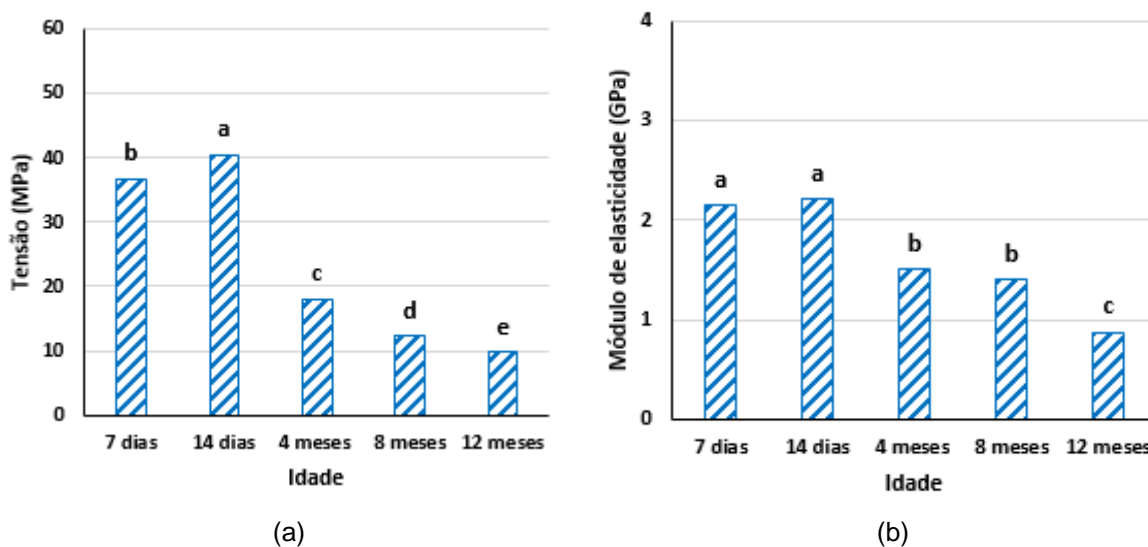


Figura 5-9 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina de laminação em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade



Observa-se que para todos os ambientes de exposição há uma tendência de que os valores de tensão para as idades de 7 dias e de referência sejam muito próximos. Para a idade de 4 meses, apenas o ambiente laboratorial apresenta similaridade com a idade de referência. Para os demais ambientes, a exposição a umidade já afetou o comportamento do material analisado. Tratando-se de ciclos de umidade observa-se uma redução de 36% (-15,8 MPa) da resistência à tração e de 27% (-0,6 GPa) do módulo de elasticidade. Para a mesma idade e em umidade constante, porém, a resistência à tração apresenta redução de 55% e 32% (-0,7 GPa) no módulo de elasticidade, respectivamente.

Para a idade de 8 meses, observou-se redução nos valores de tensão e módulo para todos os ambientes. Em ambiente laboratorial, observou-se uma redução de 24% (-11,5 MPa) de tensão e de 19% (-0,5 GPa) no módulo de elasticidade. Em ciclos de umidade, observa-se variação de -17% (-7,7 MPa) de tensão e de -11% (-0,3 GPa) no módulo de elasticidade. Já em umidade constante é possível notar reduções de 70% (-28,2 MPa) e 37% (-0,8 GPa) nos valores de tensão e módulo de elasticidade, respectivamente.

Para a idade mais avançada, 12 meses de exposição nos ambientes analisados, observa-se redução de 27% (-12,9 MPa) e 19% (-0,5 GPa) de tensão e módulo, respectivamente, em ambiente laboratorial. Em ciclos de umidade, variações de -51% (-22,8 MPa) e -42% (-1,0 GPa) puderem ser observadas. Para umidade

constante, notaram-se reduções nos percentuais de 76% (-30,8 MPa) e 61% (-1,3 GPa).

5.2.2 DA RESINA PRIMER

A Resina epoxídica *primer* é material constituinte do sistema de reforço aplicado nos pilares analisados no estudo. A fim de verificar o comportamento do material frente à umidade, corpos de prova foram expostos a um ambiente interno, a ciclos de umidade e a umidade constante por um período de até 12 meses, assim como realizado para a resina epoxídica de laminação.

A Tabela 5-5 a Tabela 5-7 apresentam os resultados de tensão máxima e módulo de elasticidade obtidos, por meio do ensaio de tração uniaxial, para as idades de 7 e 14 dias de cura e 4, 8 e 12 meses de exposição referente a resina epoxídica tipo *primer*.

Tabela 5-5 - Principais resultados da resina primer em ambiente laboratorial

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	36,5	1,1	3,0	2,1	0,2	9,9
LAB_REF	40,2	1,5	3,8	2,2	0,2	10,7
LAB_04M	42,5	2,0	4,8	2,3	0,2	9,5
LAB_08M	39,0	3,9	10,1	2,0	0,2	7,5
LAB_12M	36,3	3,7	10,2	2,2	0,2	8,6

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

Tabela 5-6 - Principais resultados da resina primer em ciclos de umidade

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_07D	44,8	0,4	1,0	2,4	0,2	7,0
WD_REF	46,8	0,5	1,0	2,4	0,1	4,4
WD_04M	28,1	2,1	7,3	1,6	0,1	4,1
WD_08M	11,6	1,0	8,5	0,7	0,1	12,1
WD_12M	22,2	4,7	21,2	1,4	0,2	13,2

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

Tabela 5-7 - Principais resultados da resina primer em umidade constante

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
WET_07D	40,2	0,5	1,3	2,2	0,1	3,5
WET_REF	42,2	0,6	1,4	2,2	0,2	8,0
WET_04M	33,0	1,4	4,3	2,0	0,3	13,7
WET_08M	24,5	0,4	1,5	1,4	0,1	5,0
WET_12M	16,0	0,3	2,1	1,0	0,1	5,1

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

No apêndice A.4 a A.6 encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para todas as idades de 07 e 14 dias e 4, 8 e 12 meses de exposição. Na Figura 5-10 a Figura 5-12 apresenta-se o diagrama tensão média *versus* deformação para a resina primer.

Figura 5-10 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em ambiente laboratorial

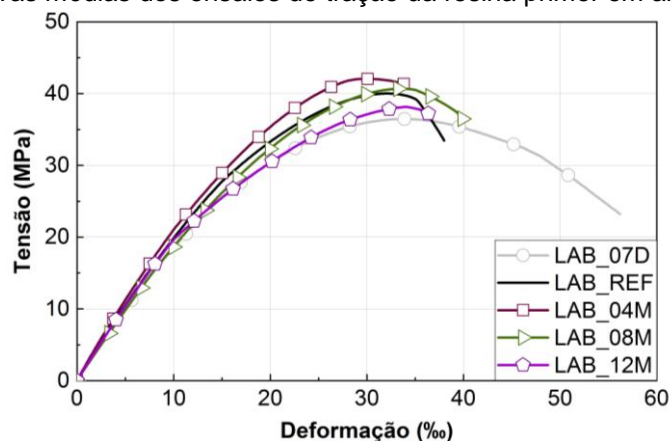


Figura 5-11 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em ciclos de umidade

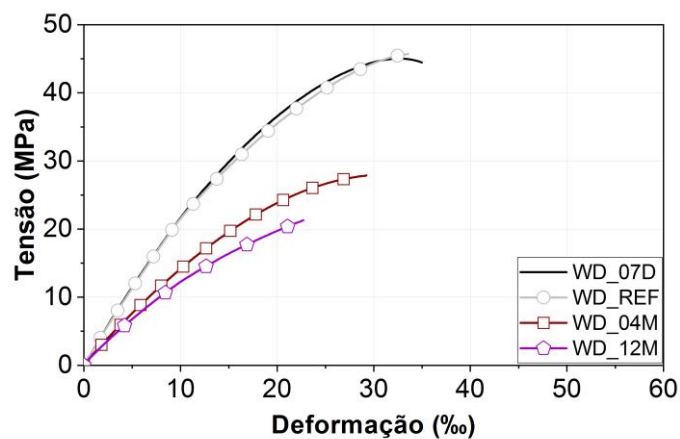
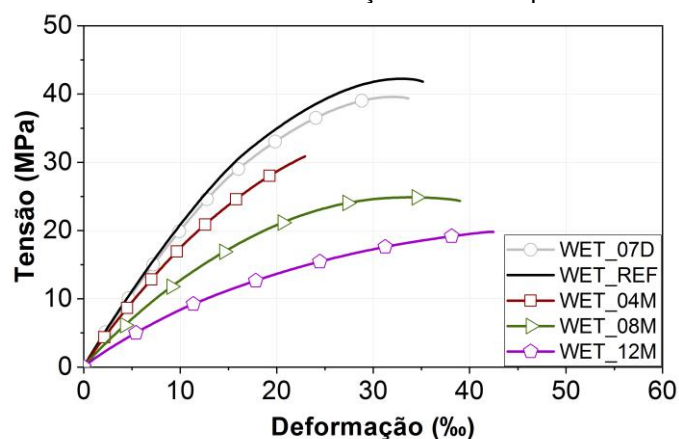


Figura 5-12 - Curvas médias dos ensaios de tração da resina primer em umidade constante



Comparando-se inicialmente o comportamento da resina *primer* com 7 dias de cura é possível observar que, para todos os ambientes de exposição, há similaridade entre o comportamento da resina de primeira idade e resina com idade de 14 dias (referência). Contudo, em ambiente laboratorial, observa-se que, para a idade de 7 dias, após atingir a tensão máxima, os corpos de prova sofreram deformação quase duas vezes maiores do que os corpos de prova de referência (14 dias de idade).

Em ambiente interno a resina *primer* apresenta um trecho elástico-linear com o início da aplicação da carga, posteriormente é possível notar a alteração para um trecho plástico até a ruptura do corpo de prova.

Para os dois ambientes com presença de umidade, a ruptura acontece de forma abrupta, sem nenhum trecho de plastificação bem definido. A Figura 5-13 e Figura 5-14 representam graficamente os resultados obtidos para os valores de tensão e módulo de elasticidade, respectivamente, comparando-se os ambientes de exposição.

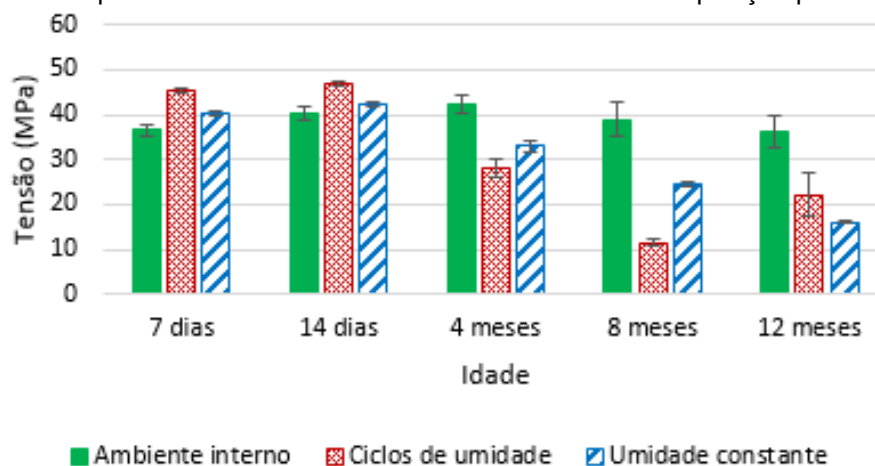
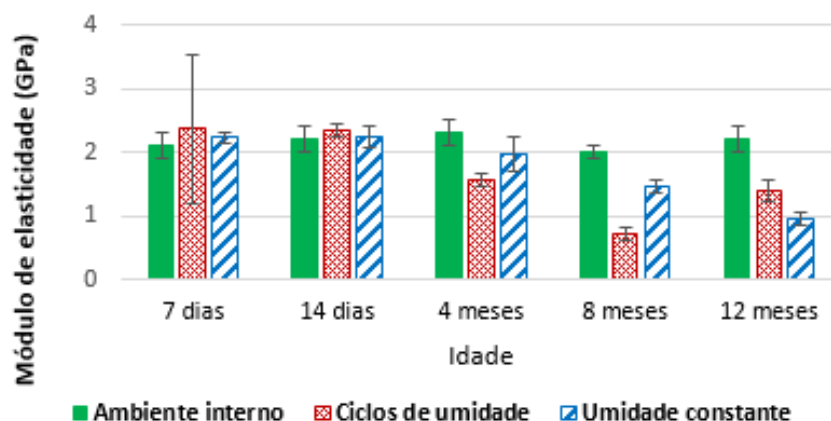
Figura 5-13 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para resina *primer*

Figura 5-14 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para resina primer



5.2.2.1 Avaliação dos resultados obtidos para Resina primer

Assim como realizado para a resina de laminação, os dados foram submetidos a análise de variância (ANOVA) e na presença de efeito significativo as médias foram comparadas pelo teste de Tukey, ambos a 5% de significância. As pressuposições da análise, normalidade e homocedasticidade das variâncias foi avaliada por meio dos testes de Shapiro-Wilk e Bartlett, respectivamente. A Figura 5-15 a Figura 5-17 apresentam os resultados, com um intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey, para a resina *primer* para todos os ambientes de exposição analisados.

Figura 5-15 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina *primer* em ambiente laboratorial: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade

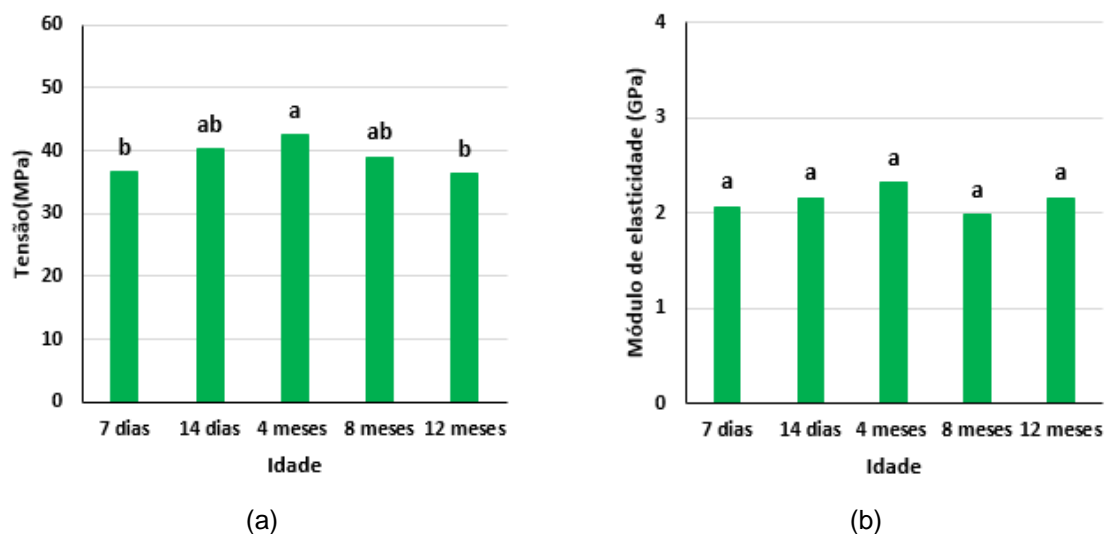


Figura 5-16 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina primer em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade

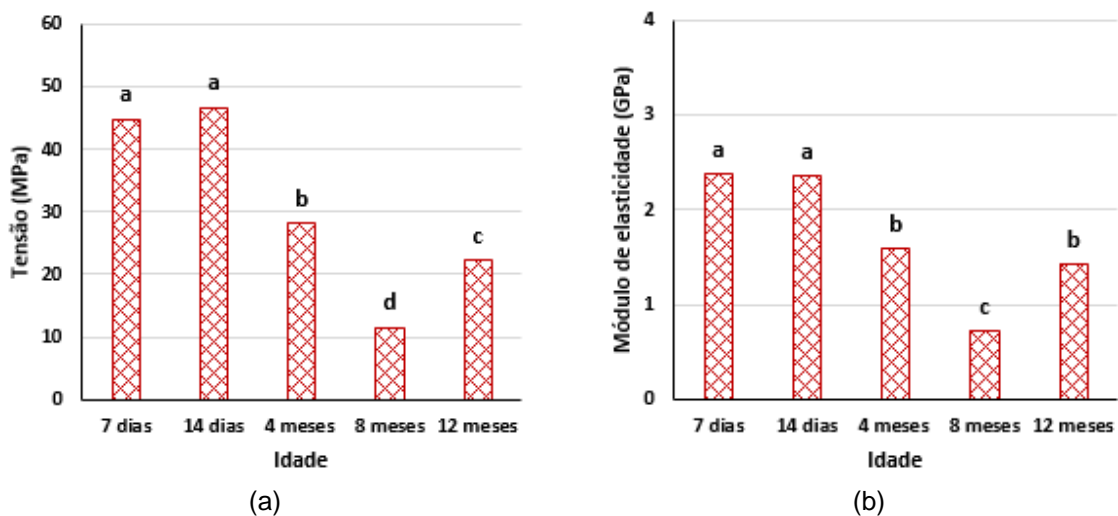
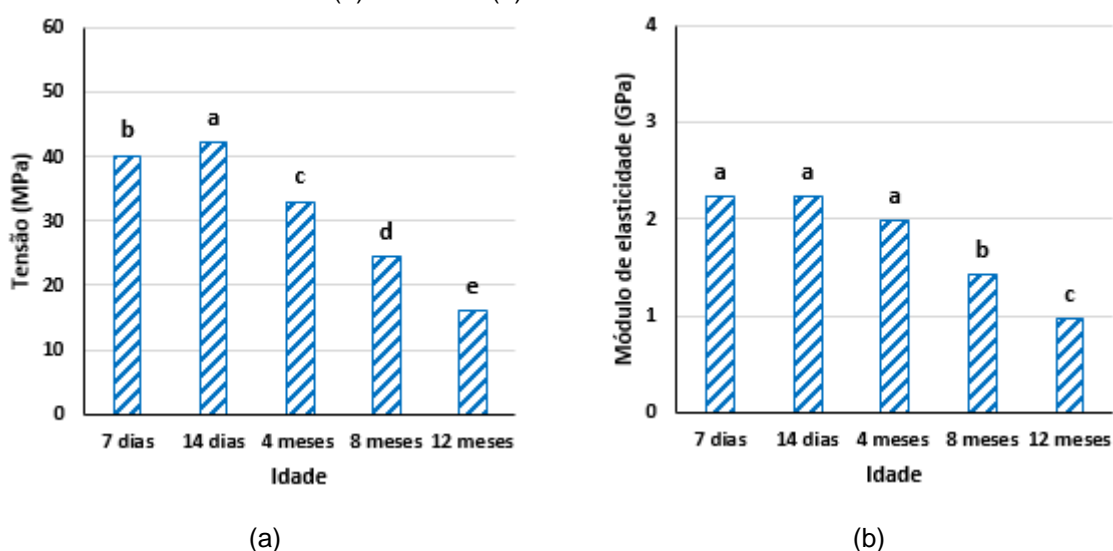


Figura 5-17 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey - Resina primer em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade



Nas resinas tipo *primer* não foram observadas alterações consideráveis, com o avanço da idade, em ambiente laboratorial, quanto a tensão e módulo de elasticidade.

Para ciclos de umidade, a resistência à tração sofreu decréscimos nos percentuais de 40% (-18,7 MPa), 75% (-35,2 MPa) e 52% (-24,6 MPa) para as idades de 4, 8 e 12 meses de exposição, respectivamente. Quanto ao módulo de elasticidade, é possível notar reduções de 33% (-0,8 GPa), 70% (-1,6 GPa) e 41% (-1,0 GPa) para 4, 8 e 12 meses de exposição em comparação com os valores de referência.

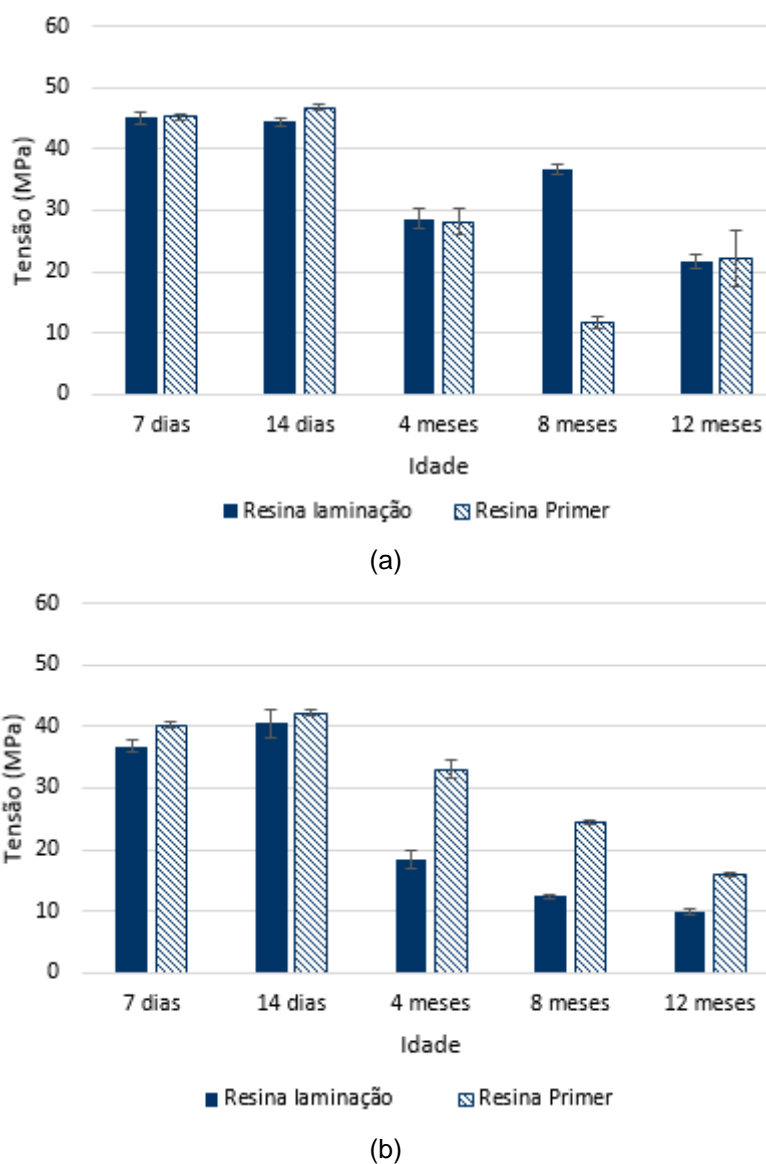
Tratando-se de umidade constante, a resistência à tração sofreu decréscimos nos percentuais de 22% (-9,2 MPa), 42% (-17,7 MPa) e 62% (-26,2 MPa) para as idades de 4, 8 e 12 meses de exposição, respectivamente. Ainda, também é possível

observar decréscimos consideráveis no módulo de elasticidade, sendo de 11% (-0,3 GPa), 35% (-0,8 GPa) e 57% (-1,3 GPa) para 4, 8 e 12 meses de exposição em comparação com os valores de referência.

5.2.3 DEGRADAÇÃO DAS RESINAS

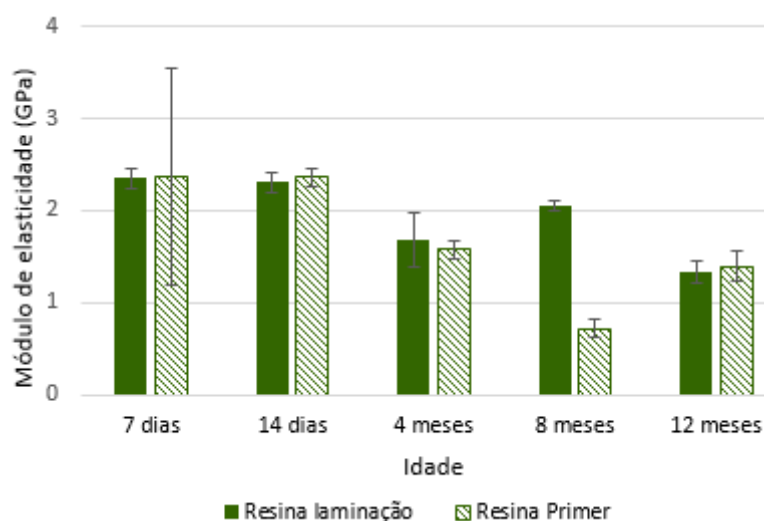
A Figura 5-18 apresenta os resultados obtidos para as resinas de laminação e *primer*, quanto a tensão máxima, comparando-se os ambientes de exposição para todas as idades analisadas.

Figura 5-18 – Variação de tensão de tração com o avanço da idade para as resinas em: (a) Ciclos de umidade e (b) Umidade constante

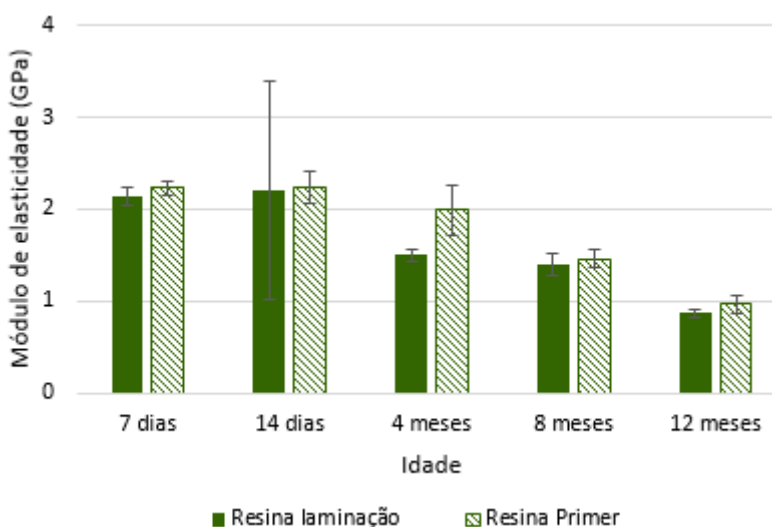


A Figura 5-19 apresenta os resultados obtidos para as resinas de laminação e *primer*, quanto ao módulo de elasticidade, comparando-se os ambientes de exposição para todas as idades analisadas.

Figura 5-19 - Variação de módulo de elasticidade com o avanço da idade para as resinas em: (a) Ciclos de umidade e (b) Umidade constante



(a)



(b)

É notória a redução nos valores de tensão e módulo de elasticidade com o avanço do tempo de exposição à umidade independentemente do tipo de resina analisada.

Frigione e Lettieri (2018) mencionam que a resina epóxi sofre redução de rigidez e de resistência à tração quando em presença da umidade, com diminuição da

temperatura de transição vítrea (T_g), sendo esta a temperatura em que as propriedades mecânicas de um polímero mudam de um sólido rígido e quebradiço para um material de característica viscosa. A perda de capacidade resistente e demais propriedades mecânicas ocorre devido ao efeito de plasticização (amolecimento), causada pela interrupção das ligações de Van der Waals entre as cadeiras poliméricas (ISIS, 2006). Fernandes *et al.* (2015) acrescentam que o efeito de plasticização causa o aumento de volume do material e o conseqüente o aparecimento de fissuras. Santiago (2011) explica ainda que estas fissurações, por menores que sejam, auxiliam na absorção de água pelo material acelerando o processo de degradação, fato este que explica a redução nas propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração uniaxial deste estudo.

Comparando-se os ambientes de degradação, para ambas as resinas é possível observar que a umidade constante provocou grandes reduções nos valores de tensão. Frigione e Lettieri (2018) citam que maiores danos são verificados para sistemas permanentemente imersos em água devido a maior absorção de umidade.

5.3 DO COMPÓSITO DE CFRP

A análise do compósito de fibra de carbono teve como objetivo avaliar a degradação do material compósito quando submetido aos ambientes pré-definidos. Para avaliação do comportamento dos compósitos foram realizados ensaios laboratoriais de tração uniaxial e módulo de elasticidade. Os dados do compósito para ambiente laboratorial já foram apresentados por Ferreira (2019) e servem como comparativo para a análise dos corpos de prova expostos a umidade, que são de uso exclusivo desta pesquisa. Como visto anteriormente, a resina epoxídica utilizada na fabricação do compósito de FRP (*primer* e laminação) sofreu degradação das suas propriedades mecânicas quando expostas a ciclos de umidade e também a umidade constante. Nesta seção, são apresentados os resultados experimentais de compósitos de CFRP expostos as mesmas condições ambientais das resinas epoxídicas e, posteriormente, ensaiados à tração uniaxial.

A Tabela 5-8 a Tabela 5-10 apresentam os resultados obtidos para a caracterização dos compósitos de CFRP de referência e nos períodos de 04 meses, 08 meses e 12 meses, quanto a tensão máxima e módulo de elasticidade.

Tabela 5-8 - Principais resultados do compósito em ambiente laboratorial

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
REF_14DIAS	3153,4	101,4	3,2	247,8	19,5	7,9
LAB_04M	2672,9	477,9	17,9	242,8	7,7	3,2
LAB_08M	2806,1	176,7	6,3	226,00	47,2	20,9
LAB_12M	2813,7	111,1	4,0	222,1	44,7	20,1

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

Tabela 5-9 - Principais resultados do compósito em ciclos de umidade

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
REF_14DIAS	3156,9	101,1	3,2	248,4	19,3	7,8
WD_04M	2615,4	145,4	5,6	243,9	36,8	15,1
WD_08M	2706,8	224,2	8,3	231,6	27,2	11,7
WD_12M	3065,3	249,4	8,1	256,5	41,9	16,3

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

Tabela 5-10 - Principais resultados do compósito em umidade constante

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
REF_14DIAS	3156,9	101,1	3,2	248,4	19,3	7,8
WET_04M	2562,0	162,9	6,4	225,0	24,8	11,0
WET_08M	2594,1	218,6	8,4	208,0	32,0	15,4
WET_12M	2857,0	111,4	3,9	221,0	47,4	21,4

Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100.

No apêndice B encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para as idades de 07 e 14 dias após a moldagem e 4, 8 e 12 meses.

A Figura 5-20 a Figura 5-22 apresentam o diagrama tensão *versus* deformação para os CFRP expostos aos três diferentes ambientes para as idades de 14 dias (LAB_REF) e 4, 8 e 12 meses (LAB_04M, LAB_08M e LAB_12M), respectivamente.

Figura 5-20 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em ambiente laboratorial

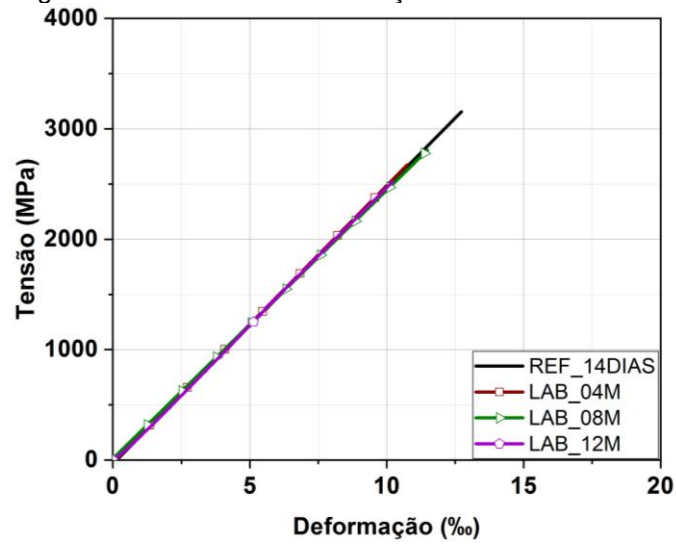


Figura 5-21 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em ciclos de umidade

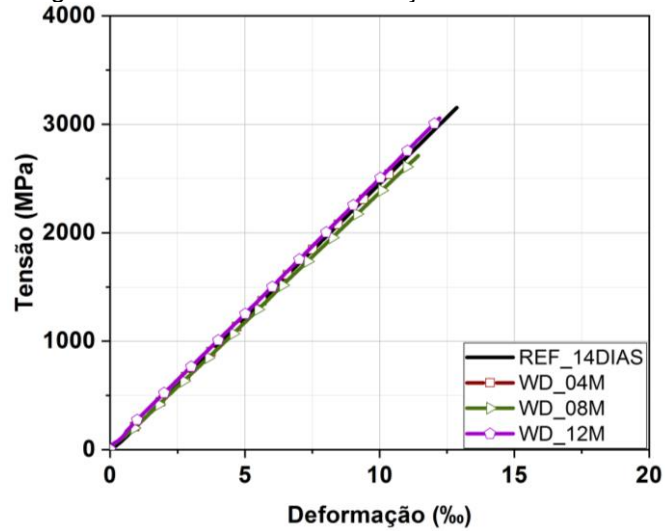
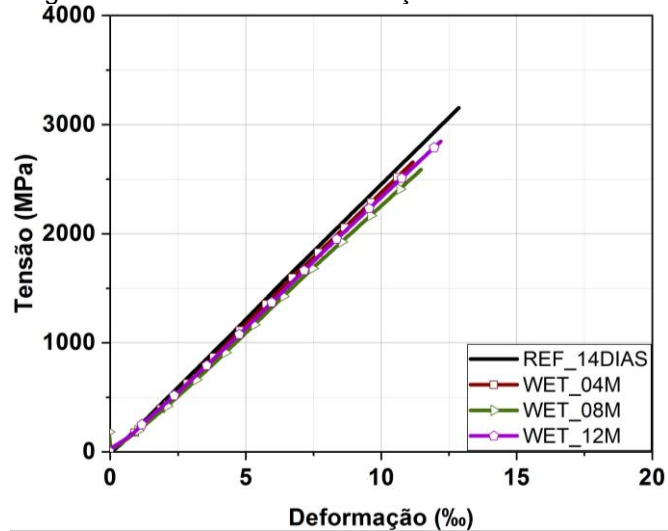


Figura 5-22 - Diagrama tensão versus deformação do CFRP em umidade constante



Com base nos diagramas de tensão *versus* deformação observa-se que o comportamento do compósito não é alterado conforme a variação do tipo de ambiente analisado, assim como, do avanço da idade dos ensaios.

A Figura 5-23 e Figura 5-24 representam graficamente os resultados obtidos para os valores de tensão e módulo de elasticidade, respectivamente, comparando-se os ambientes de exposição para todas as idades analisadas.

Figura 5-23 - Comparativo de tensão entre idades e ambientes de exposição para o compósito

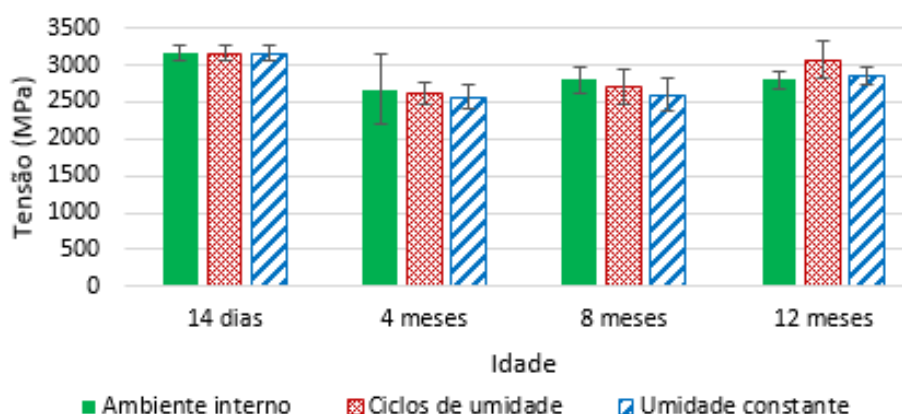
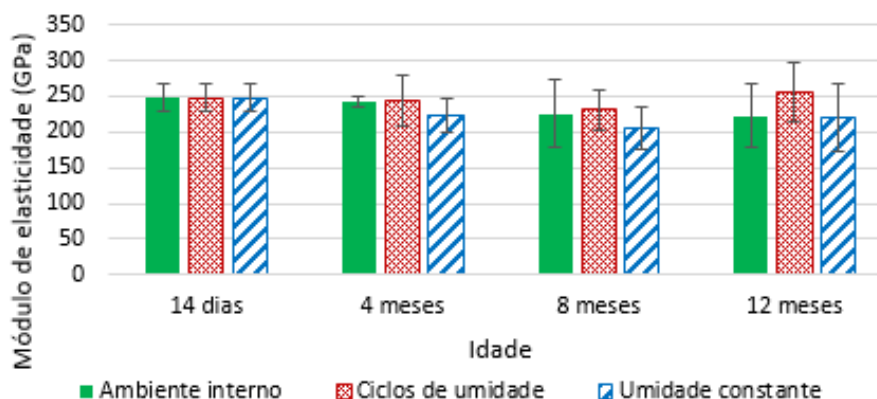


Figura 5-24 - Comparativo de módulo de elasticidade entre idades e ambientes de exposição para o compósito

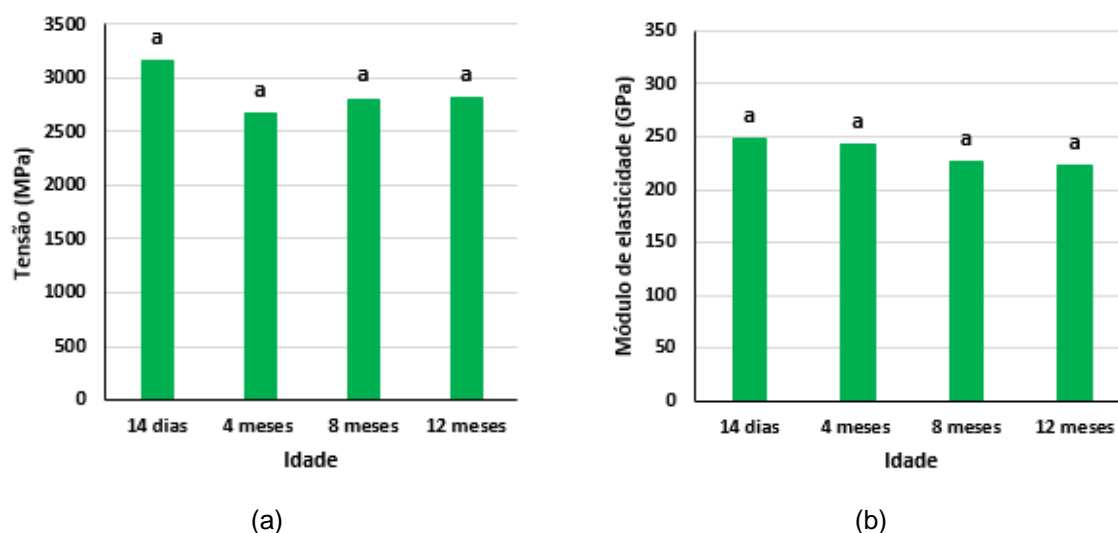


5.3.1.1 Avaliação dos resultados obtidos para compósito CFRP

Os dados obtidos para o compósito CFRP também foram submetidos a análise de variância (ANOVA) e na presença de efeito significativo as médias foram comparadas pelo teste de Tukey, ambos a 5% de significância. As pressuposições da análise, normalidade e homocedasticidade das variâncias foi avaliada por meio dos

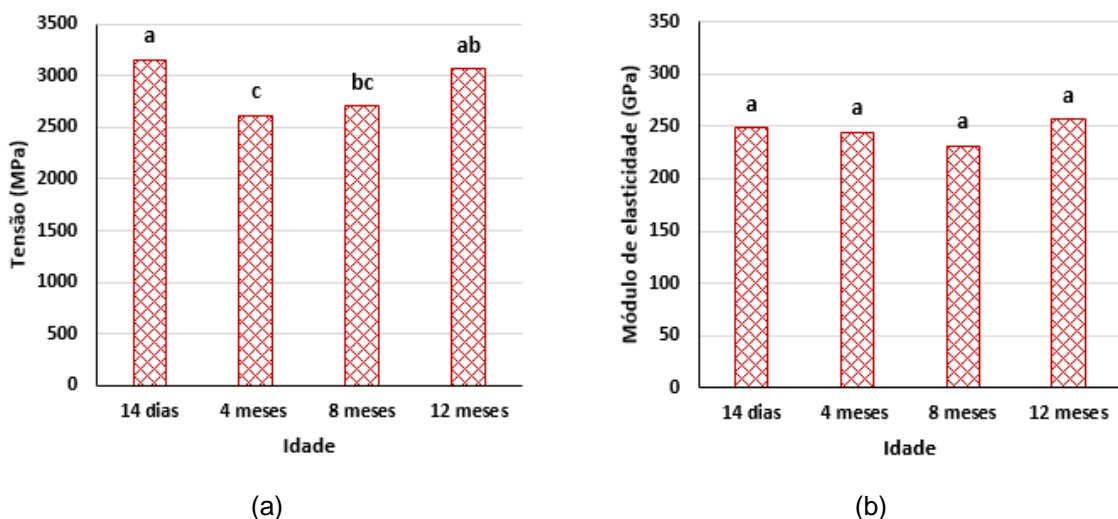
testes de Shapiro-Wilk e Bartlett, respectivamente. A Figura 5-25 a Figura 5-27 apresentam os resultados, com um intervalo de confiança de 95%, para o compósito de CFRP para todos os ambientes de exposição analisados.

Figura 5-25 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em ambiente laboratorial: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade



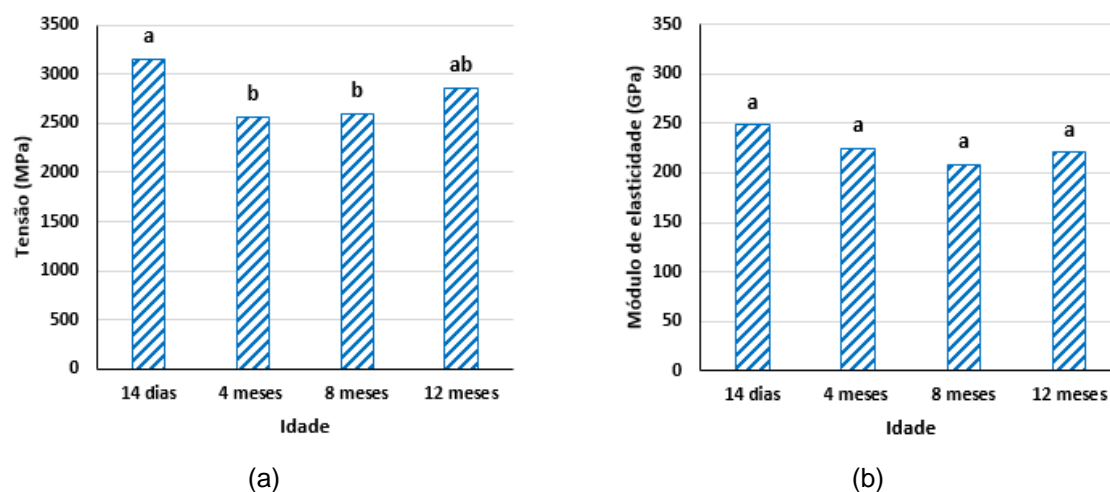
Observa-se que, para o ambiente laboratorial analisado, a maior variação em relação à idade de 14 dias (referência) ocorreu na série LAB_04M, com um decréscimo de 15% (-480,5 MPa) em relação ao valor médio da tensão de ruptura e na série LAB_12M, com um decréscimo de 10% (-25,7 GPa) tratando-se do módulo de elasticidade.

Figura 5-26 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em ciclos de umidade: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade



Para o ambiente de ciclos de umidade, percebe-se uma redução na tensão máxima de 17% (-541,6 MPa) e 14% (450,1 MPa) para as idades de 4 e 8 meses e de 3% (-91,6 MPa) para a idade de 12 meses. Em relação ao módulo de elasticidade, entre todas as idades analisadas, a maior variação se deu aos 8 meses, com uma redução de 7% (-16,9 GPa).

Figura 5-27 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Compósito CFRP em umidade constante: (a) Tensão e (b) Módulo de elasticidade



Tratando-se dos corpos de prova expostos a umidade constante nota-se que as reduções na tensão máxima, em relação aos valores de referência, foram de 19% (-594,9 MPa), 18% (-562,8 MPa) e 10% (-299,9 MPa), respectivamente. Para o módulo de elasticidade, a maior variação ocorreu para a idade de 8 meses, com um decréscimo de 17% (-42,1 GPa), seguidos pelos percentuais de 11% (-28,2 GPa) e 10% (24,0 GPa) referente as idades de 12 e 4 meses, respectivamente.

Santiago (2011) afirma que as fibras de carbono são pouco susceptíveis a degradação por agentes externos. Ghiassi (2013) explica ainda que como as fibras são protegidas pelas resinas, nenhuma degradação é esperada devido a presença de umidade. Entretanto, é importante salientar que uniformidades resultantes da má aplicação do reforço ou ainda no preparo dos corpos de prova podem causar uma vulnerabilidade dos materiais compósitos frente à umidade.

Embora haja variações nos valores médios de tensão e de módulo de elasticidade, essas oscilações não necessariamente implicam em uma degradação

do material analisado. É importante observar os valores dos coeficientes de variação das propriedades mecânicas obtidos dos ensaios.

5.4 DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP

Após a análise dos materiais intervenientes que compõem o sistema de reforço utilizado neste estudo (resina de laminação, resina *primer* e compósito de CFRP), o objetivo desta etapa do programa experimental foi avaliar a possível degradação e o comportamento de pilares de concreto armado, reforçados com mantas de CFRP, por meio da técnica de colagem externa EBR, com uma e duas camadas de reforço, por confinamento discreto e confinamento contínuo, quando expostos ao ambiente interno, a ciclos de umidade e a umidade constante por um período de 720 dias (24 meses). Para isso, pilares curtos de concreto armado foram submetidos a ensaios monotônicos de compressão axial após 24 meses de exposição aos ambientes pré-definidos.

A fim de se obter uma avaliação ao longo do tempo, foram utilizados para comparativo, pilares curtos de concreto armado, sem exposição aos ambientes pré-determinados, que também foram submetidos a ensaios monotônicos de compressão axial e são denominados como pilares de referência.

O pilar C20_1_s_0_0_0 de referência (pilar com armadura, porém sem aplicação de reforço com CFRP e não submetido aos ambientes de exposição já citados) não pode ser parte integrante da análise devido ao erro de leitura do sistema utilizado, que não permitiu o registro das cargas aplicadas e dos deslocamentos sofridos.

Os pilares reforçados e não reforçados foram analisados com relação a tensão máxima e a deformação axial. Esses indicadores foram comparados para os diferentes tipos de ambiente a fim de se avaliar os efeitos da possível degradação nos pilares.

A Tabela 5-11 apresenta um resumo dos resultados médios apresentados referente aos pilares reforçados analisados, com uma e duas camadas de reforço, por meio de confinamento discreto e confinamento contínuo, de referência (sem exposição) e com 24 meses de exposição ao ambiente interno, a ciclos de umidade e a umidade constante.

Tabela 5-11 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão dos pilares reforçados

Ambiente de exposição	Modelo	Tensão média máxima (MPa)	Deformação média máxima (‰)	Módulo de elasticidade (GPa)
Referência	Discreto 1 camada	44,5	-8,2	14,5
	Discreto 2 camadas	53,6	-11,2	17,8
	Contínuo 1 camada	53,1	-8,8	21,2
	Contínuo 2 camadas	72,0	-16,4	22,0
Ambiente interno	Discreto 1 camada	46,9	-7,0	16,9
	Discreto 2 camadas	54,9	-9,6	19,8
	Contínuo 1 camada	62,0	-9,3	27,3
	Contínuo 2 camadas	78,5	-14,8	21,9
Ciclos de umidade	Discreto 1 camada	40,8	-4,6	19,8
	Discreto 2 camadas	49,7	-7,9	14,8
	Contínuo 1 camada	54,5	-7,8	20,0
	Contínuo 2 camadas	73,1	-14,9	23,5
Umidade constante	Discreto 1 camada	43,3	-9,3	18,1
	Discreto 2 camadas	48,2	-10,3	21,9
	Contínuo 1 camada	54,7	-7,3	21,0
	Contínuo 2 camadas	76,3	-13,3	16,4

Observa-se que independentemente do ambiente analisado, os pilares de confinamento contínuo apresentaram valores de tensão média máxima e deformação média máxima superiores aos modelos de confinamento discreto. Isto se dá devido ao maior confinamento promovido pelo envolvimento total da superfície do pilar que promove maior aumento da pressão interna (f_l) juntamente da restrição da expansão por meio do material aplicado no confinamento.

Nos modelos de referência (sem exposição a degradação) o confinamento contínuo promoveu acréscimos, nos valores de tensão média máxima, nos percentuais de 19% (+8,6 MPa) e 35% (+18,0 MPa) em relação ao de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente. Nos modelos de ambiente interno, o confinamento contínuo também apresentou melhores resultados nos valores de tensão média máxima, sendo nos percentuais de 32% (+15,1 MPa) e 43% (+23,6 MPa) em relação ao de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente. Já nos modelos expostos a ciclos de umidade, o confinamento

contínuo apresentou percentuais 34% (+13,7 MPa) e 47% (+23,4 MPa) superiores aos de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente, quanto a tensão média máxima. Por fim, para umidade constante observa-se percentuais 26% (+11,4 MPa) e 58% (+28,1 MPa) superiores aos de confinamento discreto, para uma e duas camadas de CFRP, respectivamente, tratando-se também da tensão média máxima.

Em relação a deformação média máxima, unicamente o modelo de confinamento contínuo com uma camada em umidade constante apresentou valor inferior ao de confinamento discreto, em um percentual de -22%. Para todos os demais casos, observa-se valores maiores de deformação média máxima para os modelos de confinamento contínuo. Nos pilares de referência o modelo contínuo apresentou resultados 7% e 46% superiores ao de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente. Nos modelos de ambiente interno o modelo contínuo também apresentou melhores resultados, tendo como acréscimo percentuais de 33% e 54% em relação ao de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente. Já nos modelos expostos a ciclos de umidade notaram-se os maiores percentuais, o modelo contínuo apresentou percentuais 70% e 89% superiores aos de confinamento discreto, para uma e duas camadas, respectivamente. Por fim, para umidade constante observa-se acréscimo apenas para duas camadas de confinamento no percentual de 29%.

Tratando-se do número de camadas, observa-se também que independentemente do ambiente analisado, os pilares reforçados com duas camadas de CFRP apresentaram melhores resultados comparados aos reforçados com apenas uma camada, o que vai de encontro com o já esperado. Figueira (2016) afirma que os valores de capacidade de carga e de deformação axial aumentam conforme o incremento de camadas ao elemento reforçado devido ao maior confinamento.

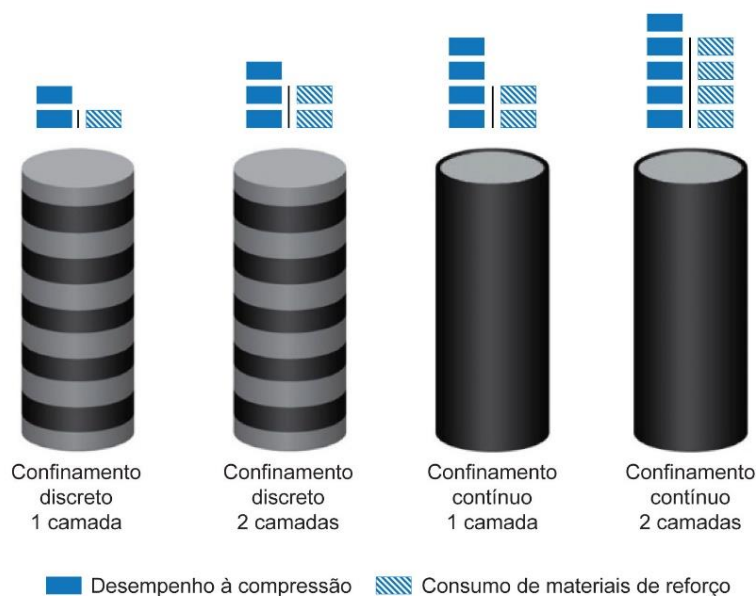
Tratando-se de tensão média máxima, notaram-se acréscimos nos valores dos pilares de confinamento discreto com duas camadas em relação àqueles com uma camada de reforço de 20% (+9,1 MPa), 17% (+8,0 MPa), 22% (+8,9 MPa) e 11% (+4,9 MPa) para os pilares de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente. Para os pilares de confinamento contínuo, o confinamento com duas camadas proporcionou um acréscimo em relação àqueles com apenas uma camada de CFRP nos percentuais de 36% (+18,9 MPa), 27% (+16,5

MPa), 34 % (+18,6 MPa) e 40% (+21,6 MPa) para os pilares de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

O mesmo é notado quando observados os valores de deformação média máxima. Acréscimos nos valores dos pilares de confinamento discreto com duas camadas em relação àqueles com uma camada de reforço podem ser observados, resultando em percentuais 37%, 37%, 72% e 11% maiores para os pilares de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente. Em relação aos pilares de confinamento contínuo, o confinamento com duas camadas proporcionou um acréscimo em relação àqueles com apenas uma camada de CFRP nos percentuais de 86%, 54%, 91% e 82% para os pilares de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

A Figura 5-28 representa esquematicamente a melhoria nas propriedades mecânicas dos pilares e o consumo de materiais do sistema de reforço analisados com o aumento do confinamento.

Figura 5-28 - Desempenho e consumo de materiais do elemento reforçado



Quanto a viabilidade técnica e econômica, fica evidente que o confinamento contínuo se mostra mais eficiente comparado ao confinamento discreto quando analisados indicadores como desempenho à compressão e consumo de materiais de reforço.

Quanto a capacidade de carga, Figueira (2016) explica que apesar do confinamento discreto aumentar o incremento de força, resultados ainda melhores são obtidos quando do envolvimento total do elemento reforçado.

Quanto a aplicação, o confinamento contínuo mostra-se de maior facilidade. Ambos os métodos de confinamento necessitam de preparação da superfície, entretanto no confinamento discreto há a necessidade de corte das faixas a serem aplicadas, assim como, colagem gradativa e cautelosa destas para que sejam perfeitamente alinhadas e espaçadas necessitando de mão de obra mais especializada.

Quanto ao custo, Ferreira e Barros (2006) afirmam em seu estudo que o custo da aplicação de um sistema de confinamento contínuo é superior ao de confinamento discreto, considerando-se uma maior área para tratamento superficial. Figueira (2016) complementa que o uso do confinamento discreto reduz o custo com aquisição das fibras e resinas. Contudo, é necessário verificar o efeito dos métodos de confinamento de acordo com a necessidade de reforço.

Considerando-se que o confinamento contínuo promove resultados melhores de desempenho comparados ao confinamento discreto e que apenas uma camada de envolvimento total já apresenta acréscimo nos valores de capacidade de carga superior a duas camadas de confinamento parcial, o confinamento contínuo já se mostra vantajoso financeiramente, visto que a quantidade de fibras e resinas aplicados é praticamente a mesma, entretanto o tempo da mão de obra despendido no processo é mais elevado no caso da utilização do confinamento discreto e o desempenho do elemento confinado de forma contínuo é superior.

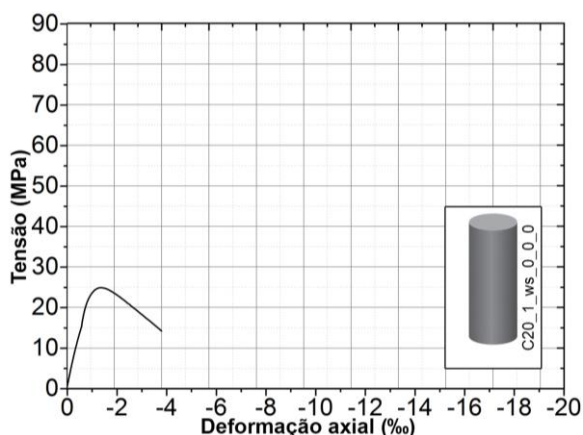
5.4.1 Pilar não reforçado e sem armadura

5.4.1.1 *Comportamento tensão versus deformação*

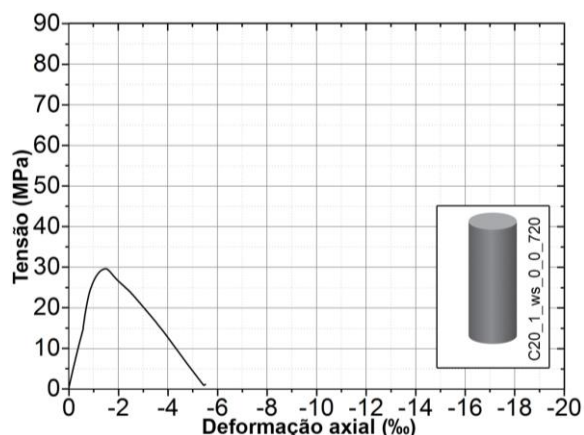
A Figura 5-29 a Figura 5-32 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação obtidos nos ensaios monotônicos de compressão axial para os pilares sem armadura e sem reforço. A tensão nos pilares foi considerada como a razão entre a força aplicada pela área bruta da seção transversal circular e os valores negativos representam deformação axial por compressão.

Figura 5-29 - Tensão *versus* deformação:

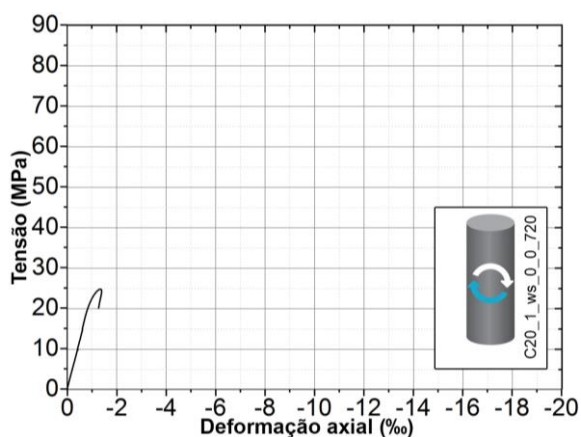
C20_1_ws_0_0_0 - Referência

Figura 5-30 - Tensão *versus* deformação:

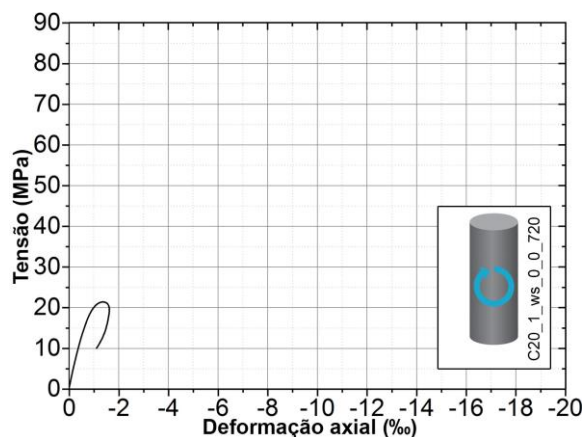
C20_1_ws_0_0_720 – Ambiente interno

Figura 5-31 - Tensão *versus* deformação:

C20_1_ws_0_0_720 – Ciclos de umidade

Figura 5-32 - Tensão *versus* deformação:

C20_1_ws_0_0_720 – Umidade constante



A partir da análise das Figuras observa-se trechos lineares com proporcionalidade entre o carregamento e a deformação axial dos pilares. Com o aumento da força aplicada, o diagrama tensão *versus* deformação perde sua linearidade devido ao surgimento das primeiras fissuras no concreto do pilar. Após o pico de tensão, verifica-se fissuração pronunciada com aumento de deformação para os pilares de referência e de ambiente interno e estagnação até ruptura para os pilares submetidos a ciclos de umidade e a umidade constante.

Tendo como base o pilar de referência (24,9 MPa), o pilar mantido em ambiente interno e protegido apresentou aumento de tensão máxima resistida atingindo um valor de 29,6 MPa, o que representa um aumento de 19%. Nota-se comportamento semelhante entre estes grupos, visto que após a tensão de pico não se verifica perda

brusca de tensão com o incremento de deformação, evidenciando um comportamento dúctil dos modelos.

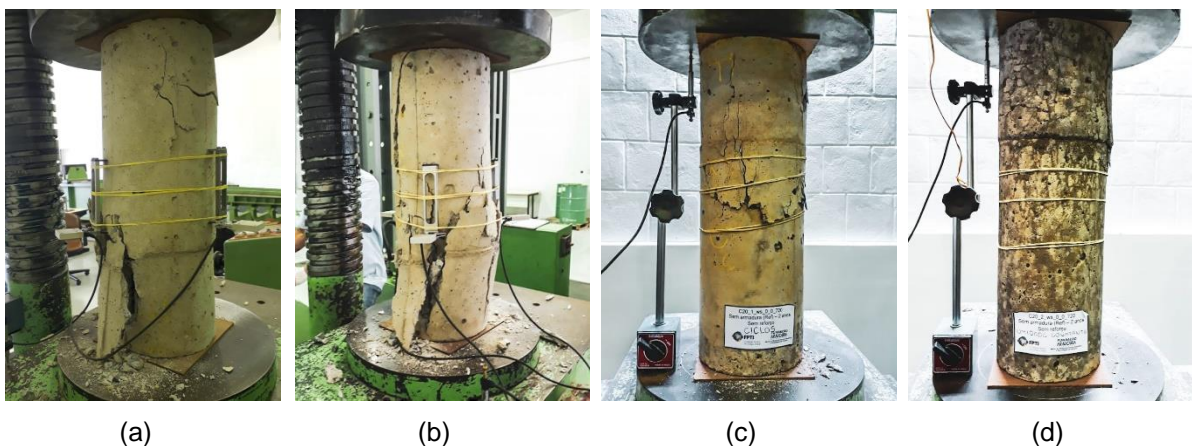
Analisando o pilar com exposição a ciclos de umidade em relação ao de referência, nota-se valores de pico com alto grau de similaridade, sendo de 24,9 MPa e 1,4‰, para tensão e deformação, respectivamente, para o pilar de referência e de 24,8 MPa e 1,4‰, para tensão e deformação, respectivamente, para o pilar com 24 meses de exposição. Diferem-se, no entanto, no comportamento posterior a tensão e deformação de pico, visto que não se observa perda brusca de tensão com o incremento de deformação no pilar de referência, porém verifica-se queda brusca de tensão e redução de deformação no pilar exposto a ciclos de umidade.

Considerando o pilar exposto a umidade constante, nota-se perda de tensão máxima resistida. Verifica-se valores de 24,9 MPa para o pilar de referência e de 21,1 MPa para o pilar em análise, o que representa uma redução de 15%. Em relação a deformação de pico, assim como observado no pilar exposto a ciclos de umidade, nota-se valor máximo de 1,4‰, o mesmo obtido pelo pilar de referência. Quanto ao comportamento após a tensão de pico, também é observado o mesmo apresentado pelo pilar exposto a ciclos de umidade.

5.4.1.2 Modos de ruptura

A Figura 5-33 apresenta os modos de ruptura dos pilares sem reforço e sem armadura analisados.

Figura 5-33 - Pilares sem reforço e sem armadura após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante



Todos os pilares, independentemente da idade do ensaio, romperam de forma similar. Com o incremento de carga, iniciaram as fissuras longitudinais e era possível ouvir estalos provenientes da descamação do concreto. Próximo a carga de ruptura, as fissurações aumentavam, com o surgimento de trincas no concreto até a ruptura do corpo de prova.

Considerando-se a ausência de armadura, a expansão lateral, causada pela aplicação de carga no sentido longitudinal do pilar, era acentuada e visível desde as primeiras fissurações.

5.4.2 Pilar não reforçado e com armadura

5.4.2.1 Comportamento tensão versus deformação

A Figura 5-34 a Figura 5-36 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação dos pilares com armadura, porém sem nenhum tipo de reforço aplicado, obtidos nos ensaios monotômicos de compressão axial.

Assim como nos pilares sem armadura e sem reforço apresentados anteriormente, contempla-se nesta análise os pilares de referência, de 720 dias de exposição ao ambiente laboratorial, de 720 dias de exposição a ciclos de umidade e de 720 dias de exposição a umidade constante. Ressalta-se que não está apresentado o diagrama tensão *versus* deformação do pilar de referência (C20_1_s_0_0_0), devido a falha na captação dos dados, conforme citado anteriormente.

Figura 5-34 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_0_0_0 – Ambiente interno

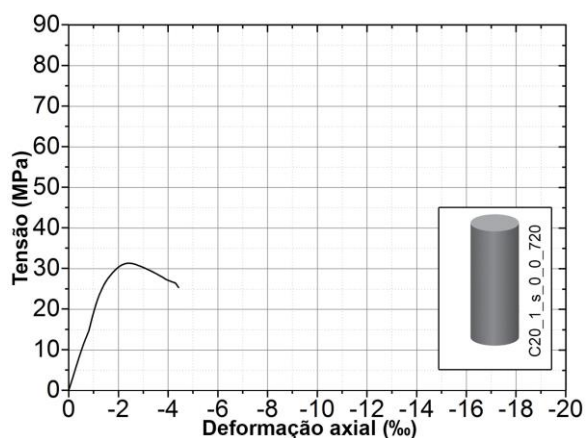


Figura 5-35 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_0_0_720 – Ciclos de umidade

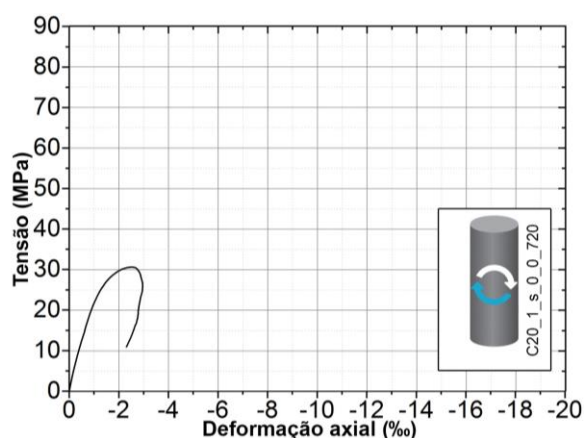
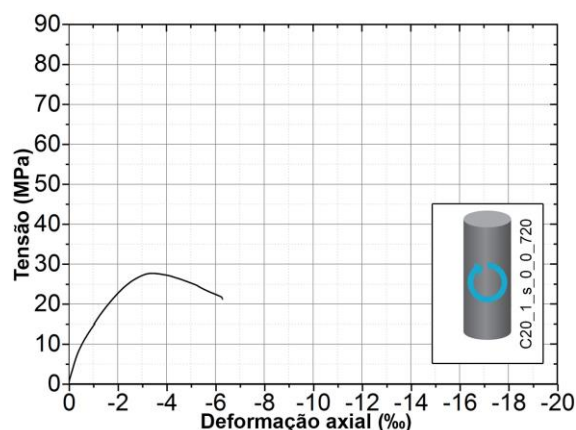


Figura 5-36 - Tensão versus deformação: C20_1_s_0_0_0 – Umidade constante



Nota-se a apresentação de um trecho linear até a tensão de ruptura, principalmente para o pilar de ambiente interno e o exposto a ciclos de umidade. Após o trecho de proporcionalidade, foi possível verificar, durante o ensaio de compressão axial realizado, o aparecimento de fissuras nos pilares até a ruptura do elemento analisado.

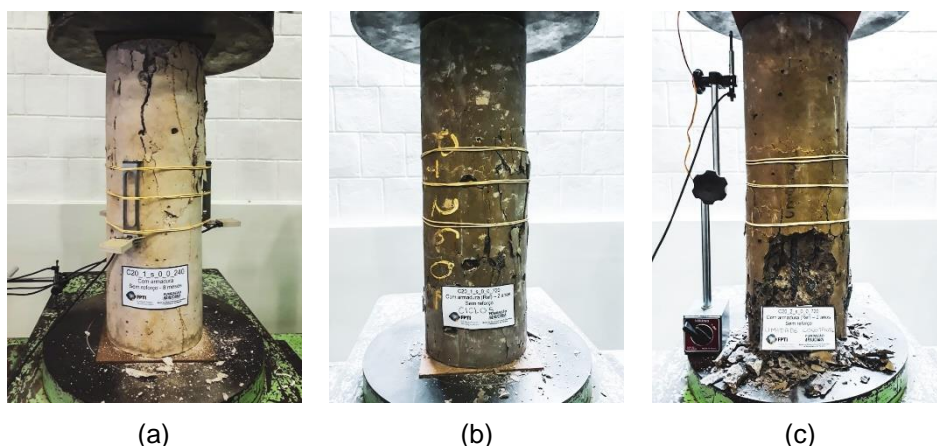
Após a ruptura, observa-se comportamento semelhante entre o pilar de ambiente interno e o de umidade constante, visto que após a tensão de pico não se verifica perda brusca de tensão com o incremento de deformação. No entanto, o pilar submetido a ciclos de umidade apresenta queda brusca de tensão.

Em relação a tensão máxima resistida, observa-se valores de 31,4 MPa, 30,6 MPa e 27,7 MPa, para os pilares de ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente. As reduções apresentadas, tendo como base o pilar de ambiente interno, são de 3%, para ciclos de umidade e 12% para umidade constante. De modo contrário a tensão, não há variação entre os valores de deformação de pico relativos ao ambiente interno e a ciclos de umidade, porém houve aumento de deformação, de 42% comparando-se o pilar de ambiente interno e o de umidade constante.

5.4.2.2 Modos de ruptura

A Figura 5-37 apresenta os modos de ruptura dos pilares sem reforço e com armadura analisados. Ressalta-se que o pilar de referência não possui registro, pois não pode ser parte integrante da análise.

Figura 5-37 - Pilares sem reforço e com armadura após ruptura (a) ambiente interno, (b) ciclos de umidade e (b) umidade constante



Diferente da análise anterior, os pilares aqui apresentados possuem armadura longitudinal e estribos que provocam tensões de confinamento no núcleo do concreto que tende a expandir lateralmente.

No pilar exposto ao ambiente interno as fissurações iniciaram longitudinalmente e fora da região de leitura do sensor, próximo a face superior do pilar e foram se propagando até a região central. Na ruptura, era visível o destacamento do concreto de cobertura.

O pilar com exposição a ciclos de umidade iniciou sua fissuração na região central que se propagou até a face inferior, também era visível a perda do concreto de cobertura com o incremento de carga. Neste caso, a armadura também não ficou exposta, apesar da descamação do concreto e das fissurações acentuadas.

O pilar submetido a umidade constante apresentou fissurações, também longitudinais. As regiões mais afetadas foram a região inferior e em menor escala a região central. Como é possível identificar na imagem, na ruptura o destacamento do concreto foi maior comparando os demais modelos, com perda de parte do concreto na região inferior do elemento estrutural.

5.4.3 Pilar reforçado com confinamento discreto com uma camada de CFRP

5.4.3.1 Comportamento tensão versus deformação

Assim como realizado para os demais pilares não reforçados, a Figura 5-38 a Figura 5-45 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação dos pilares

reforçados com confinamento discreto com apenas uma camada de manta de CFRP aplicada.

Figura 5-38 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_40_0 - Referência

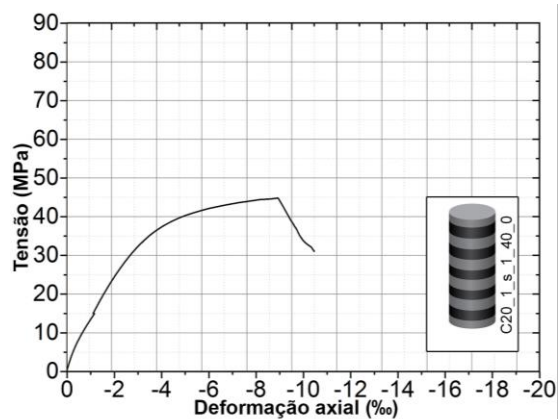


Figura 5-39 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_40_0 – Referência

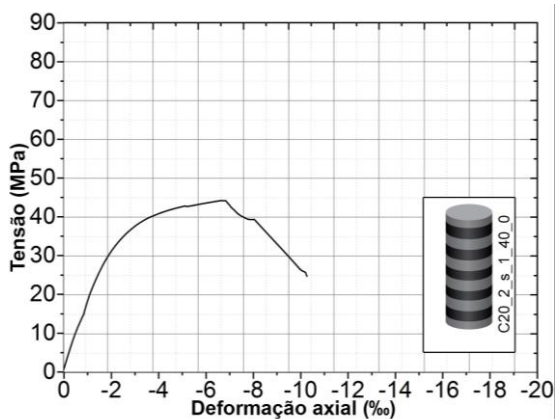


Figura 5-40 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_40_720 – Ambiente interno

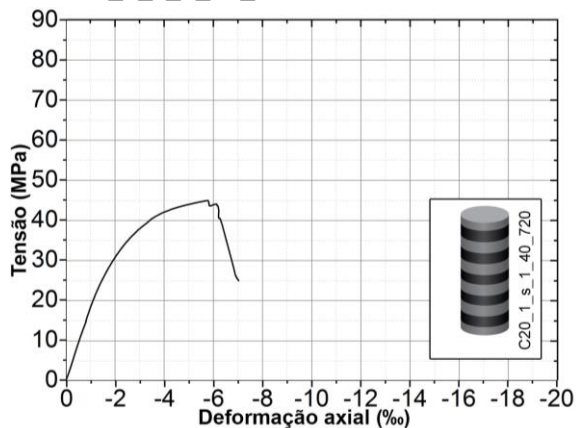


Figura 5-41 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_40_720 – Ambiente interno

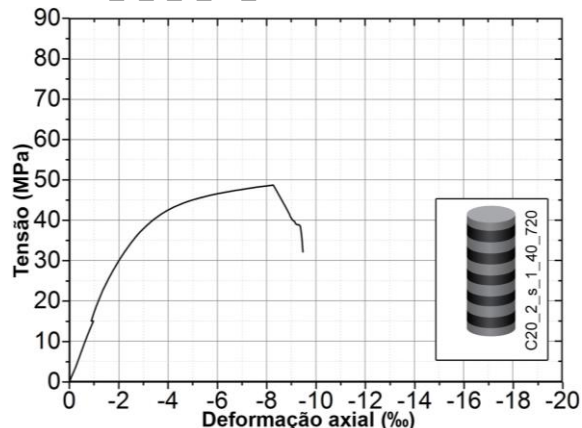


Figura 5-42 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_40_720 – Ciclos de umidade

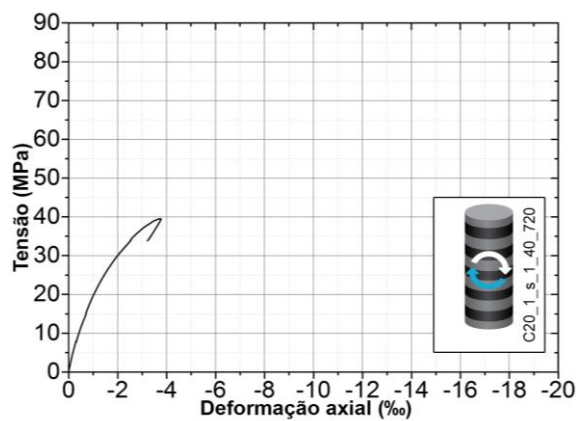


Figura 5-43 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_40_720 – Ciclos de umidade

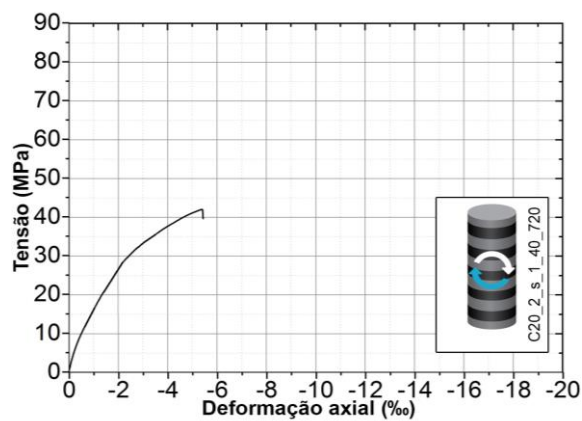
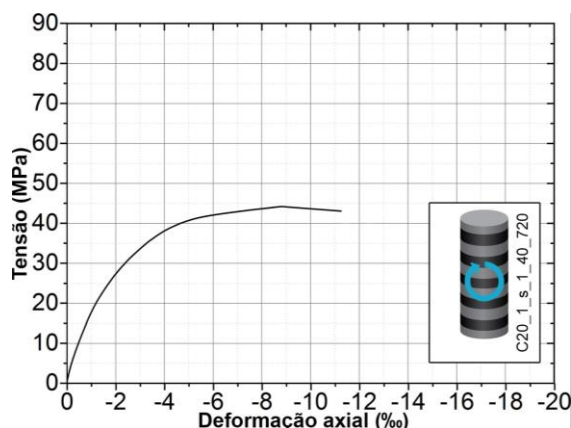
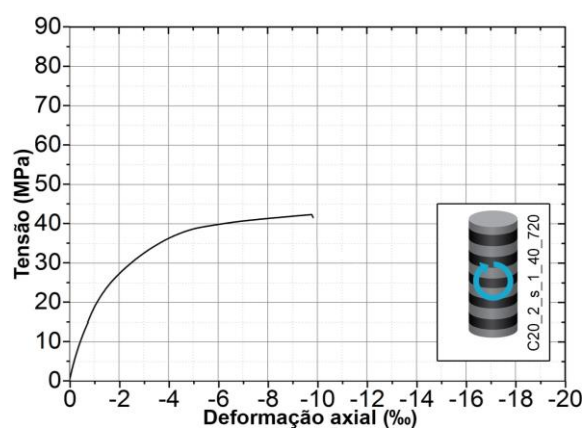


Figura 5-44 - Tensão *versus* deformação:

C20_1_s_1_40_720 – Umidade constante

Figura 5-45 - Tensão *versus* deformação:

C20_2_s_1_40_720 – Umidade constante



Os valores de tensão máxima média dos pilares confinados com uma camada de CFRP foram, respectivamente, de 44,5 MPa (COV de 0,8%), 46,9 MPa (COV de 5,6%), 40,8 MPa (COV de 4,4%) e 43,3 MPa (COV de 3,1%) para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante. Os valores de deformação axial média referente às tensões médias máximas dos pilares confinados foram de -8,2‰ (COV de 20,4%), -7,0‰ (COV de 24,8%), -4,6‰ (COV de 25,5%) e -9,3‰ (COV de 7,1%), respectivamente, para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante.

Acréscimo de 5% na tensão média máxima pode ser percebida para o pilar exposto ao ambiente interno em relação de referência. No entanto, os expostos a ciclos de umidade e a umidade constante sofreram redução de 8% e 3%, respectivamente.

Tendo como base os pilares de referência e tratando-se de deformação média máxima, nota-se redução de 15% e 44%, para os pilares expostos ao ambiente interno e a ciclos de umidade, respectivamente. Observação contrária é vista nos pilares expostos a umidade constante que sofreram um aumento da deformação média máxima de 13%.

Nota-se nos diagramas apresentados, que os conjuntos de dois pilares do mesmo ambiente de exposição possuem comportamento semelhante e que após a tensão de pico não se observa perda brusca de tensão com o incremento de deformação, evidenciando um comportamento dúctil dos modelos, exceto para aqueles expostos a ciclos de umidade.

5.4.3.2 Modos de ruptura

A Figura 5-46 apresenta os modos de ruptura dos pilares com reforço discreto com uma camada aplicada.

Figura 5-46 - Pilares com confinamento discreto com 1 camada após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante



Nos pilares submetidos ao ambiente interno identificou-se esmagamento do concreto entre faixas de reforço e posterior ruptura do CFRP. O pilar C20_1_s_1_40_720 apresentou ruptura inicialmente da terceira, quarta e quinta faixa de reforço, sucessivamente. Já o pilar C20_2_s_1_40_720 apresentou ruptura apenas da quinta faixa de reforço, porém, de forma mais explosiva. Ressalta-se que ambos os pilares apresentaram destacamento do concreto junto a faixa de reforço ficando visível os espaçadores das armaduras.

Os pilares expostos a ciclos de umidade romperam de forma similar. Em ambos a fissuração iniciou com o esmagamento do concreto entre faixas de reforço e posterior ruptura da segunda faixa de CFRP. Nos dois casos, houve destacamento do concreto fazendo com que armaduras e espaçadores ficassem aparentes. No pilar

C20_1_s_1_40_720 não houve ruptura brusca e verificou-se que o CFRP se tornou flexível após o tempo de exposição, como pode ser visto na Figura 5-47.

Figura 5-47 - CFRP flexível durante ensaio – Pilar C20_1_s_1_40_720



Os pilares submetidos a umidade constante apresentaram esmagamento do concreto entre faixas de reforço com posterior ruptura do CFRP. No pilar C20_1_s_1_40_720 houve a ruptura da segunda faixa de reforço, enquanto no pilar C20_2_s_1_40_720 houve a ruptura da quinta e, posteriormente, da quarta faixa de reforço. Em ambos os casos se identificou ruptura brusca.

5.4.4 Pilar reforçado com confinamento discreto com duas camadas de CFRP

5.4.4.1 Comportamento tensão versus deformação

A Figura 5-48 a Figura 5-55 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação, dos pilares reforçados com confinamento discreto com duas camadas.

Figura 5-48 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_40_0 - Referência

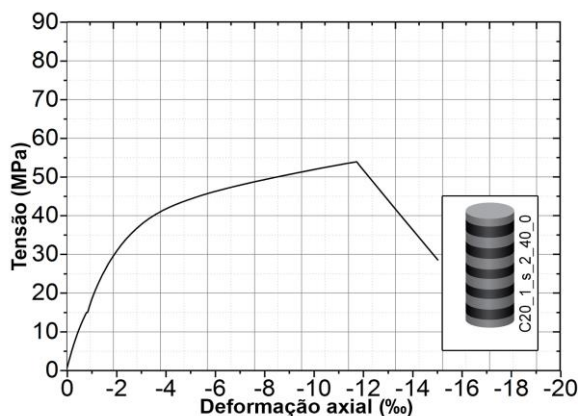


Figura 5-49 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_40_0 – Referência

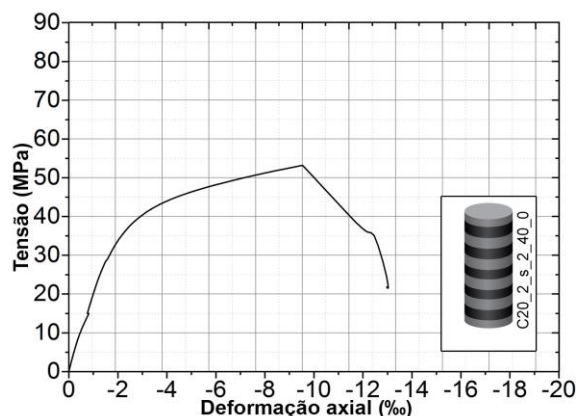


Figura 5-50 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_40_720 – Ambiente interno

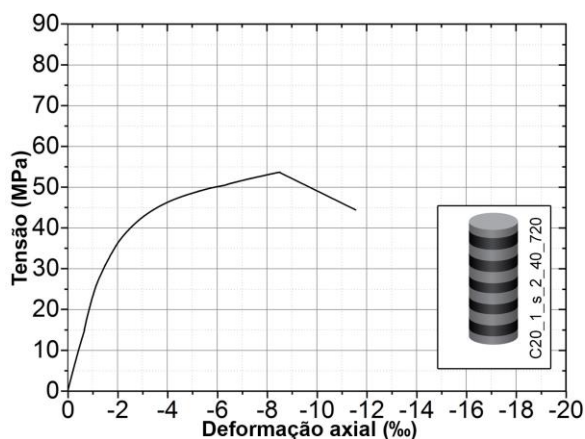


Figura 5-51 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_40_720 – Ambiente interno

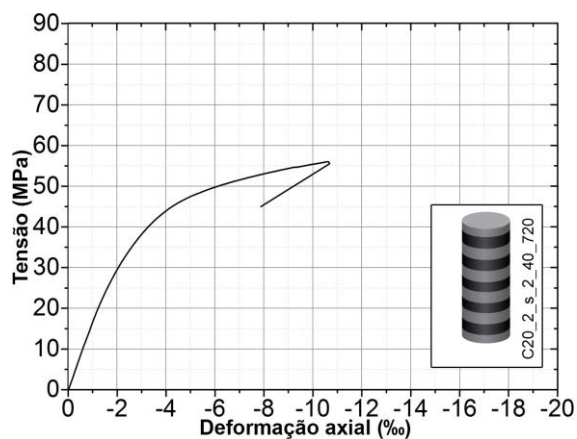


Figura 5-52 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_40_720 – Ciclos de umidade

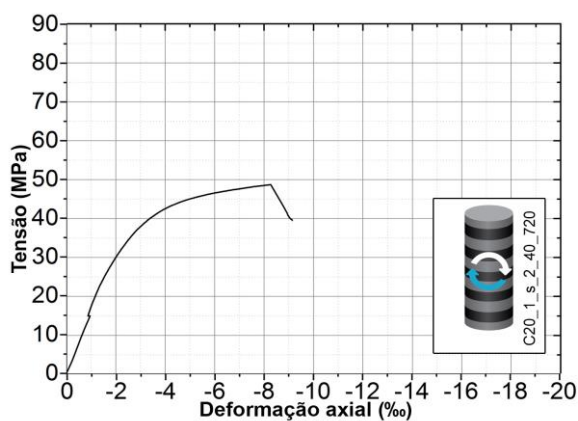


Figura 5-53 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_40_720 – Ciclos de umidade

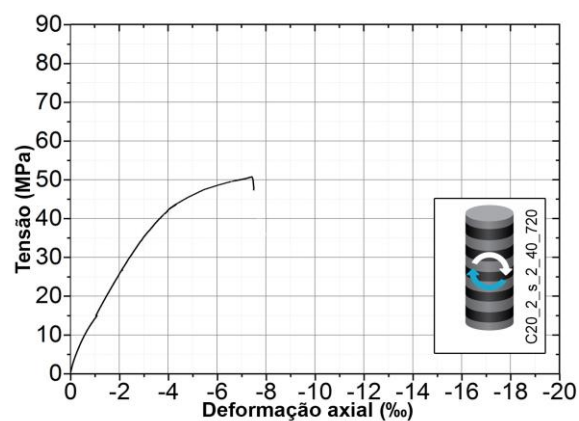


Figura 5-54 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_40_720 – Umidade constante

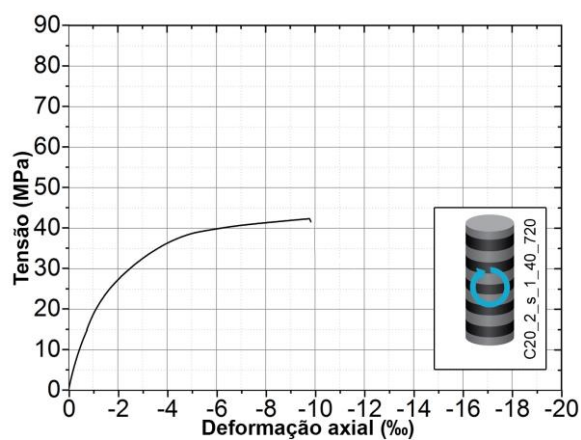
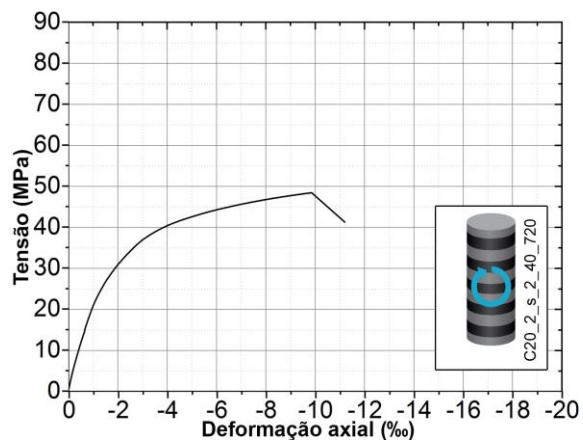


Figura 5-55 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_40_720 – Umidade constante



Os valores de tensão máxima média dos pilares confinados com duas camadas de CFRP (σ_{ccu}) foram, respectivamente, de 53,6 MPa (COV de 0,8%), 54,9 MPa (COV de 3,0%), 49,7 MPa (COV de 2,9%) e 48,2 MPa (COV de 0,7%) para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante. Os valores de deformação axial média referente às tensões médias máximas dos pilares confinados (ε_{ccu}) foram de -11,2‰ (COV de 14,7%), -9,6‰ (COV de 15,4%), -7,9‰ (COV de 7,6%) e -10,3‰ (COV de 6,3%), respectivamente, para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante.

Tendo como base o pilar de referência, verifica-se um acréscimo de 2% no valor médio de tensão para o pilar exposto ao ambiente interno. Contudo, reduções são observadas nos pilares expostos a ciclos de umidade e umidade constante nos percentuais de 7% e 10%, respectivamente.

Em relação as deformações de pico, todos os pilares tiveram valores menores de deformação comparados ao valor médio do pilar de referência, sendo de 14%, 30% e 8% para o pilar exposto ao ambiente interno, a ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

Observa-se nos diagramas apresentados que os conjuntos de dois pilares expostos ao mesmo ambiente apresentaram similaridade de comportamento e que após a tensão de pico não se observa perda brusca de tensão e sim a continuação da deformação, evidenciando um comportamento dúctil dos modelos. Apenas para os pilares expostos ao ambiente interno nota-se diferença de comportamento pós-pico, com queda brusca de tensão e término da deformação após a ruptura no segundo pilar ensaiado.

Ressalta-se ainda que a ACI 440.2R (2017) limita a deformação axial para fins de projeto em -10‰, porém a média dos pilares de referência e dos expostos a umidade constante foi de -11,2‰ e de -10,3‰, respectivamente.

5.4.4.2 Modos de ruptura

A Figura 5-56 apresenta o registro do modo de ruptura dos diferentes pilares analisados reforçados com confinamento discreto com duas camadas de CFRP aplicados.

Figura 5-56 - Pilares com confinamento discreto com 2 camadas após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante



Todos pilares com confinamento discreto com duas camadas apresentaram modo de ruptura semelhante. Inicialmente houve o esmagamento do concreto entre faixas de reforço e, posteriormente, ruptura do CFRP com destacamento do concreto junto a faixa rompida.

Os pilares de ambiente interno e umidade constante tiveram ruptura da segunda faixa de reforço e os de ciclos de umidade da quinta. Todas as rupturas se deram de forma brusca. Comparando-se aos de uma camada de confinamento discreto, identificou-se ruptura mais explosiva naqueles com duas camadas de reforço aplicado.

5.4.5 Pilar reforçado com confinamento contínuo com uma camada de CFRP

5.4.5.1 Comportamento tensão versus deformação

A Figura 5-57 a Figura 5-64 mostram os diagramas tensão *versus* deformação dos pilares reforçados com confinamento contínuo com uma camada de CFRP. Todos

os pilares, exceto os de referência, foram expostos por 24 meses aos ambientes pré-definidos.

Figura 5-57 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_0_0 - Referência

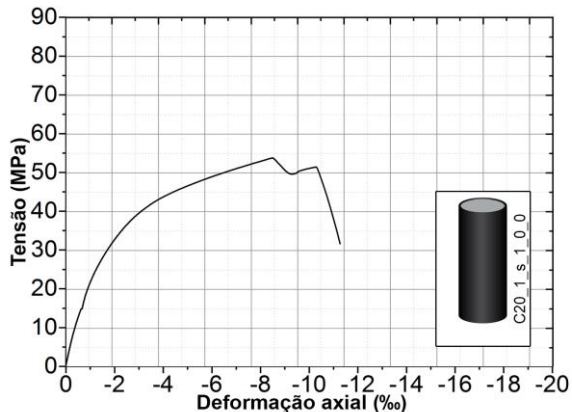


Figura 5-58 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_0_0 - Referência

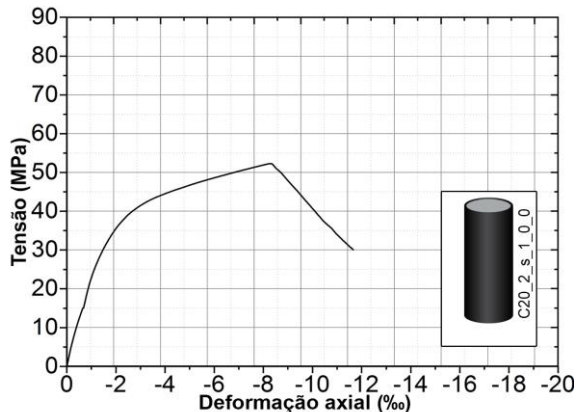


Figura 5-59 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_0_720 - Ambiente interno

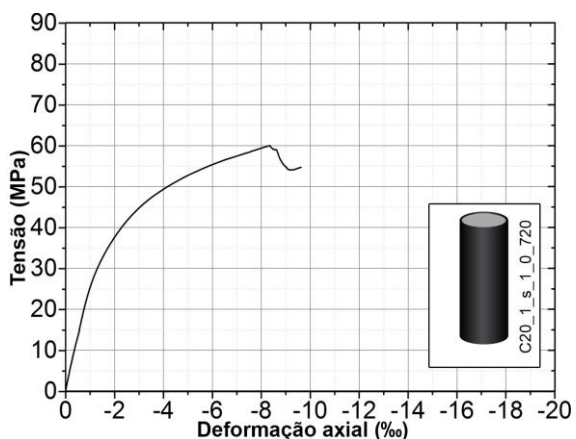


Figura 5-60 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_0_720 - Ambiente interno

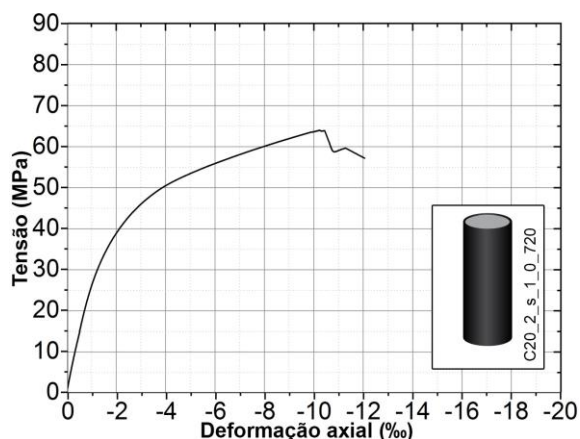


Figura 5-61 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_1_0_720 - Ciclos de umidade

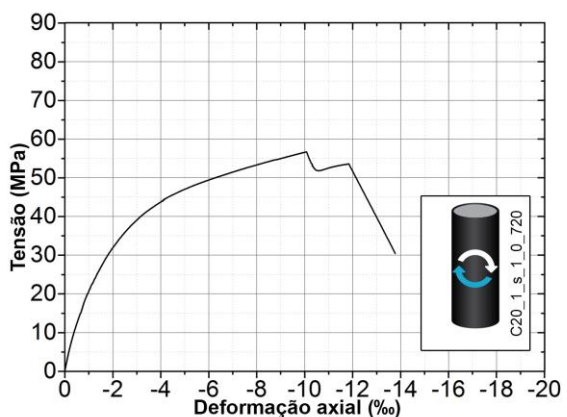


Figura 5-62 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_1_0_720 - Ciclos de umidade

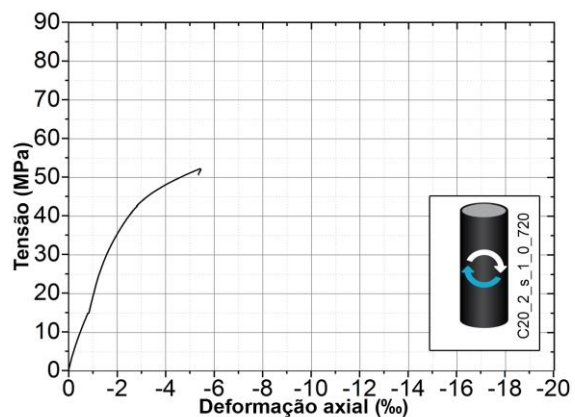


Figura 5-63 - Tensão versus deformação:

C20_1_s_1_0_720 – Umidade constante

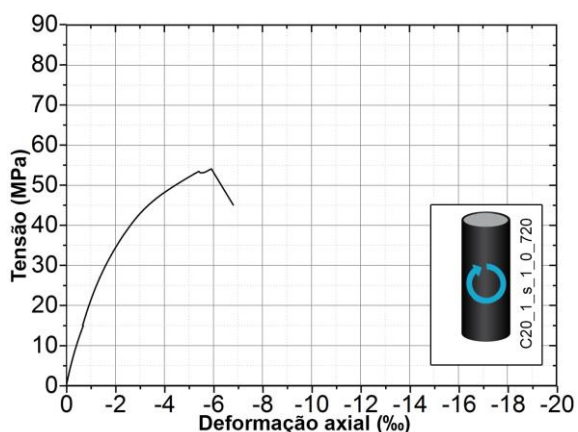
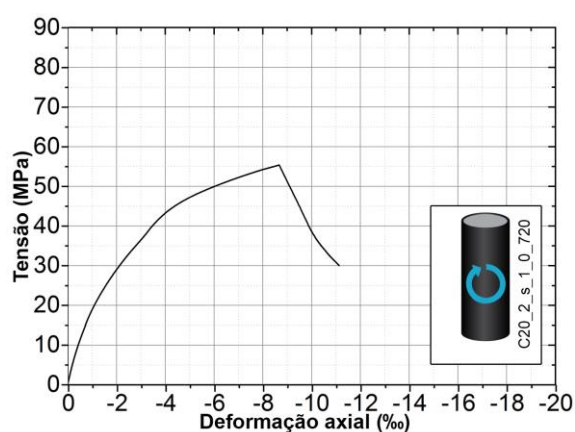


Figura 5-64 - Tensão versus deformação:

C20_2_s_1_0_720 – Umidade constante



Os valores de tensão máxima média dos pilares confinados de forma contínua com uma camada de CFRP (σ_{ccu}) foram, respectivamente, de 53,1 MPa (COV de 2,1%), 62,0 MPa (COV de 4,6%), 54,5 MPa (COV de 5,7%) e 54,7 MPa (COV de 1,6%) para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante. Os valores de deformação axial média referente às tensões médias máximas dos pilares confinados (ε_{ccu}) obtidos foram de -8,8‰ (COV de 1,3%), -9,3‰ (COV de 14,5%), -7,8‰ (COV de 42,4%) e -7,3‰ (COV de 26,8%), respectivamente, para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante.

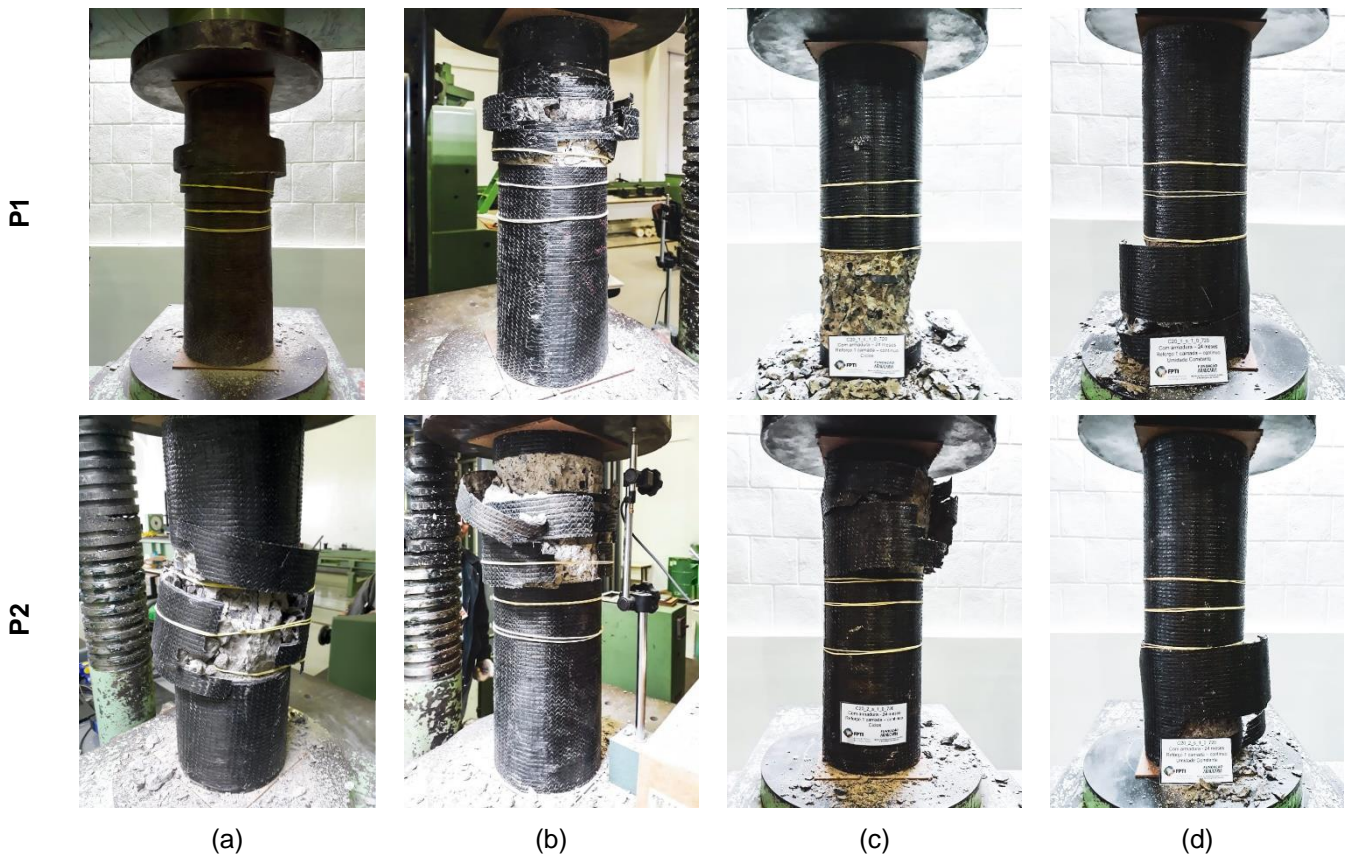
Nesta análise, todos os pilares sofreram aumento de tensão média máxima comparando-se a média dos pilares de referência (sem exposição). Os aumentos foram de 17% para o exposto ao ambiente laboratorial, 3% para o exposto a ciclos de umidade e de 3% para o exposto a umidade constante. No entanto, houve aumento do valor referente a deformação média máxima apenas para o ambiente interno correspondendo a 6%. Nos demais casos analisados, reduções de 11% e de 17% podem ser observadas para os pilares expostos a ciclos de umidade e a umidade constante, respectivamente.

Nota-se nos diagramas apresentados que após a tensão de pico não se observa perda brusca de tensão com o incremento de deformação para todos os modelos, exceto para o exposto a ciclos de umidade quanto ao segundo pilar ensaiado.

5.4.5.2 Modos de ruptura

A Figura 5-56, apresenta o registro do modo de ruptura dos pilares de confinamento contínuo com uma camada de CFRP.

Figura 5-65 - Pilares com confinamento contínuo com 1 camada após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante



Para todos os casos a ruptura foi determinada pela ruptura do compósito de CFRP. Com o incremento de carga, inicialmente era possível ouvir estalos referentes a fissuração até que, de forma brusca, o compósito sofria ruptura. Nestes modelos não foi possível verificar, visualmente, o esmagamento do concreto, visto que o confinamento contínuo promove cobertura integral do elemento reforçado. Em todos os pilares analisados verificou-se o destacamento do concreto com exposição dos espaçadores e armaduras.

Nestes casos, o ambiente de exposição não promoveu diferenciação no modo de ruptura, apenas nas regiões de ruptura do reforço e nos valores médios de deformação axial, que foi maior para o de ambiente interno e menor para aqueles expostos a umidade, quando comparados ao valor médio de referência.

5.4.6 Pilar reforçado com confinamento contínuo com duas camadas de CFRP

5.4.6.1 Comportamento tensão versus deformação

A Figura 5-66 a Figura 5-73 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação dos pilares reforçados com confinamento contínuo com duas camadas de CFRP aplicadas, maior confinamento entre os demais modelos anteriormente analisados. De forma análoga aos previamente mostrados, o comparativo também é feito entre os pilares de referência (sem exposição) e aqueles submetidos aos três diferentes ambientes de exposição, sendo eles ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante.

Figura 5-66 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_0_0 - Referência

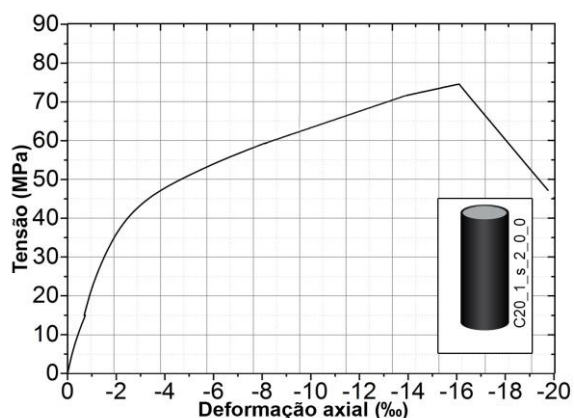


Figura 5-67 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_0_0 - Referência

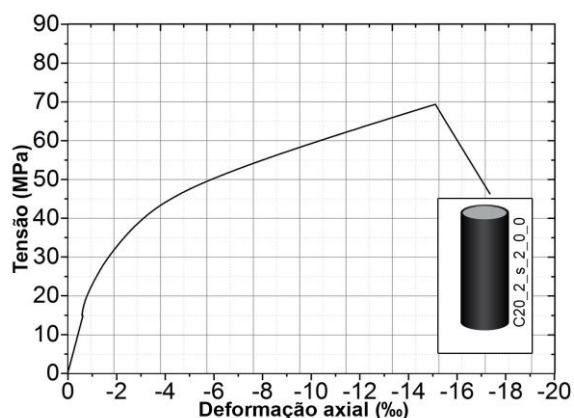


Figura 5-68 - Tensão *versus* deformação:
C20_1_s_2_0_720 - Ambiente interno

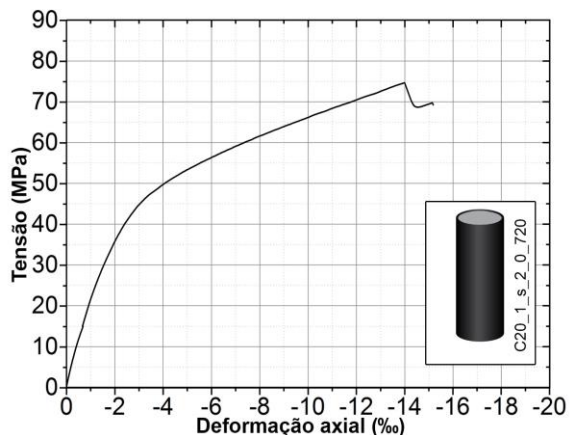


Figura 5-69 - Tensão *versus* deformação:
C20_2_s_2_0_720 - Ambiente interno

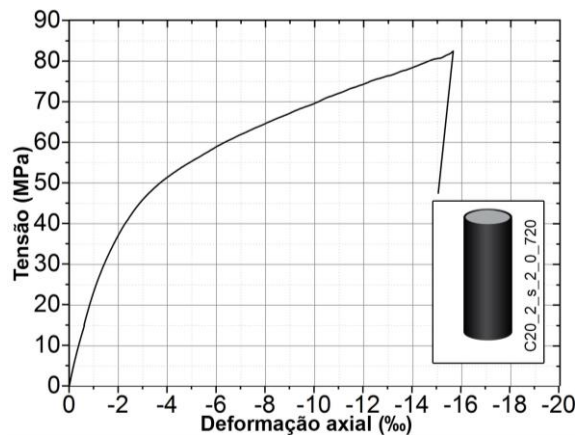


Figura 5-70 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_2_0_720 – Ciclos de umidade

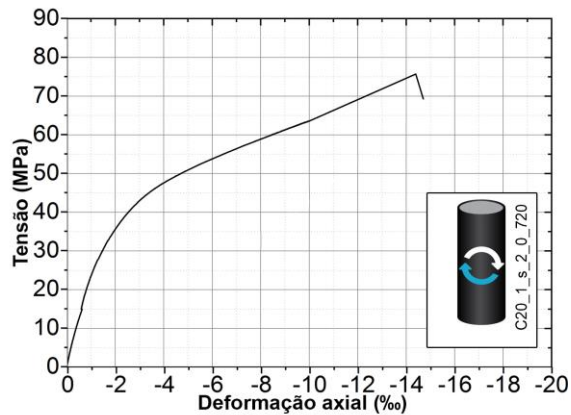


Figura 5-71 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_2_0_720 – Ciclos de umidade

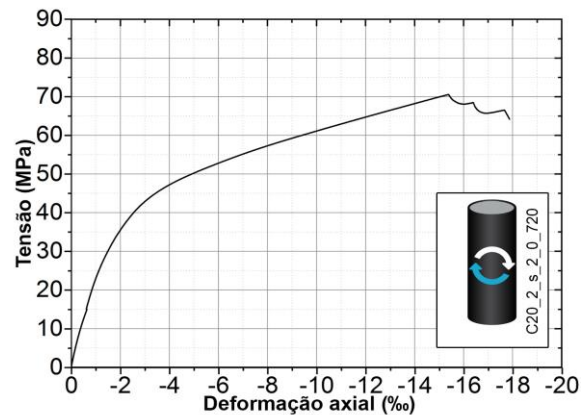


Figura 5-72 - Tensão versus deformação:
C20_1_s_2_0_720 – Umidade constante

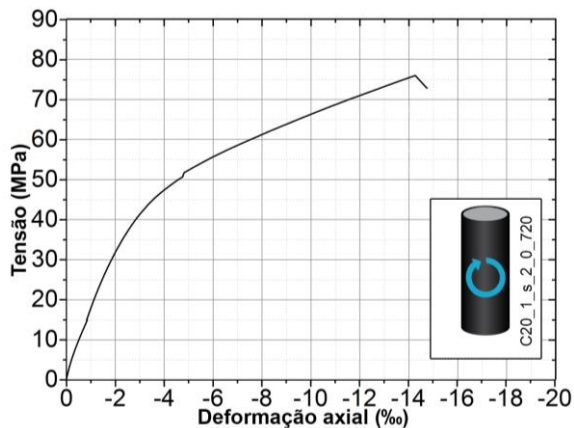
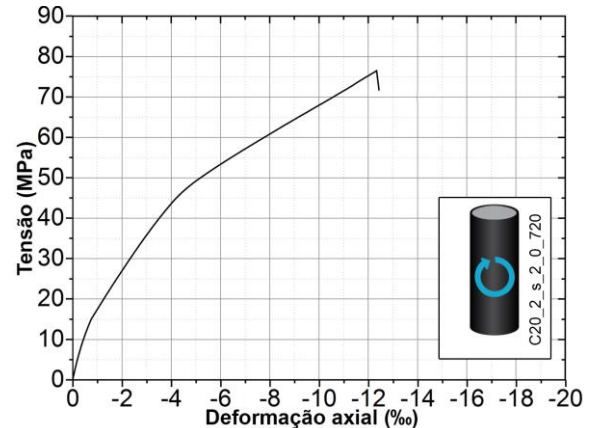


Figura 5-73 - Tensão versus deformação:
C20_2_s_2_0_720 – Umidade constante



Os valores de tensão máxima média dos pilares confinados de forma contínua com duas camadas de CFRP foram, respectivamente, de 72 MPa (COV de 5,1%), 78,5 MPa (COV de 7,0%), 73,1 MPa (COV de 5,0%) e 76,3 MPa (COV de 0,5%) para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, 24 meses em ciclos de umidade e 24 meses em umidade constante. Referente aos valores de deformação axial média referente, às tensões médias máximas obtidas nos ensaios dos pilares confinados, foram de -16,4‰ (COV de 4,4%), -14,8‰ (COV de 7,9%), -14,9‰ (COV de 4,7%) e -13,3‰ (COV de 10,2%), respectivamente, para os elementos de referência, 24 meses em ambiente interno, em ciclos de umidade e em umidade constante.

Utilizando-se como base os valores de tensão média máxima e de deformação média máxima do pilar de referência, nota-se acréscimo de tensão média máxima e decréscimo de deformação média máxima para todos os demais ambientes de

exposição. O acréscimo de tensão média máxima obtido é de 9%, 2% e de 6% para ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente. Referente as deformações, são observados valores 10%, 9% e de 19% inferiores para ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

Assim como nos pilares de confinamento discreto com duas camadas de CFRP, para estes modelos, a deformação axial última ultrapassou a limitação de da deformação axial para fins de projeto de 10‰ prescrita pela ACI 440.2R (2017). A deformação chegou a ser 6 vezes superior à deformação referente a tensão de pico do pilar não confinado, sendo que nestes casos a menor deformação axial média obtida foi de 13,3‰, para umidade constante e a maior de 16,4‰ para o de referência.

5.4.6.2 Modos de ruptura

A Figura 5-74 apresenta o modo de ruptura dos pilares de confinamento contínuo com duas camadas de CFRP.

Figura 5-74 - Pilares com confinamento contínuo com 2 camadas após ruptura (a) referência, (b) ambiente interno, (c) ciclos de umidade e (d) umidade constante



Assim como nos pilares de confinamento contínuo com uma camada, os modelos confinados com duas camadas de CFRP também apresentaram ruptura determinada pela ruptura do compósito.

Nestes casos, todas as rupturas foram de caráter explosivo, considerando os altos valores de capacidade de carga e de deformação máxima obtidos nas leituras dos ensaios. Diferente dos demais casos, nestes identificou-se de forma clara a flambagem das armaduras, sendo que todos os pilares, inclusive os de referência, ultrapassaram o valor de deformação axial especificado pela normativa ACI 440.2R (2017) de 10‰.

5.4.7 Resumo dos resultados experimentais dos pilares

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão axial realizados, dos pilares de concreto armado reforçados, são analisados em uma perspectiva comparativa entre modelos com mesma taxa de reforço em FRP (sem reforço, reforçados com uma e duas camadas de CFRP) e diferentes ambientes de exposição (referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante).

Nesta perspectiva, pode-se comparar, de forma isolada, a influência da condição de exposição nas propriedades mecânicas de modelos semelhantes a fim de se verificar uma possível degradação dos elementos analisados.

Sendo assim, apresenta-se um resumo dos diagramas tensão *versus* deformação de todos os pilares anteriormente apresentados.

Para aqueles sem armadura e sem reforço e para aqueles com armadura e sem reforço são apresentados os diagramas do elemento de referência e os diagramas dos diferentes ambientes de exposição.

Para os pilares reforçados com mantas de CFRP, aplicadas por meio da técnica EBR, com confinamento, seja ele discreto ou contínuo, apresenta-se os diagramas com as curvas médias, obtidas pela média de valores dos dois pilares de mesmo modelo.

A Figura 5-75 e Figura 5-76 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação das séries de pilares sem armadura e sem reforço e de pilares com armadura e sem reforço, respectivamente.

Figura 5-75 - Tensão *versus* deformação da série sem armadura e sem reforço

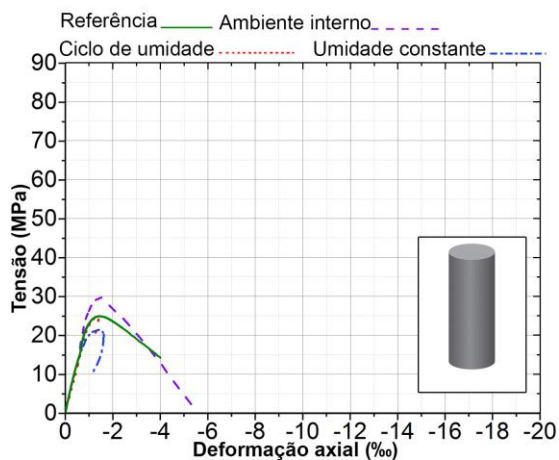
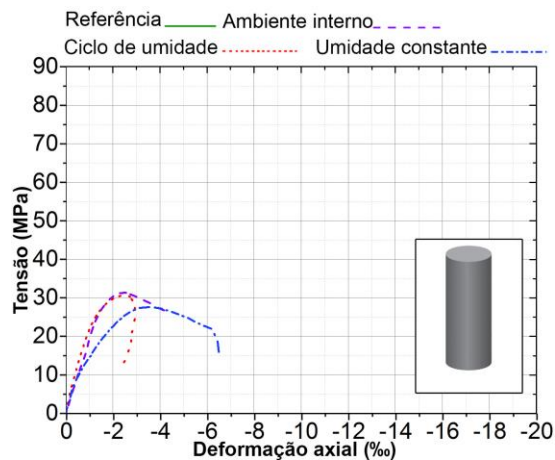


Figura 5-76 - Tensão *versus* deformação da série com armadura e sem reforço



Analisando-se os modelos semelhantes em diferentes ambientes de exposição, nota-se reduções nos valores de tensão e de rigidez nos pilares expostos a ciclos de umidade e umidade constante comparado ao pilar de referência (Figura 5-75) e comparado ao pilar de ambiente interno (Figura 5-76).

Analisando aqueles com exposição a umidade, perdas maiores podem ser percebidas nos pilares expostos a umidade constante em comparação aos expostos a ciclos de umidade. Em valores percentuais, o pilar sem armadura e sem reforço exposto a umidade constante apresentou redução de 15% (-3,8 MPa) na análise da tensão máxima na comparação do modelo de referência e de 29% (-8,5 MPa) com o mantido em ambiente laboratorial (ambiente interno). O pilar com armadura e sem reforço exposto a umidade constante apresentou redução de 12% (-3,7 MPa) na análise da tensão máxima em comparação com o modelo de mesma idade em ambiente laboratorial.

Quanto a deformação axial, houve ganho de 7% em ambiente interno e nenhuma alteração em umidade, em comparação ao de referência, para os pilares sem armadura e sem reforço. Para os com armadura, porém sem reforço, houve ganho de deformação axial nos percentuais de 4% e 42%, para ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente, comparados ao pilar em ambiente laboratorial.

A Figura 5-77 a Figura 5-80 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação das séries de confinamento discreto com uma e duas camadas e de confinamento contínuo com uma e duas camadas, respectivamente. A área sombreada representa o desvio padrão (D.P.) obtido na análise dos pilares.

Figura 5-77 - Tensão *versus* deformação da série confinamento discreto com uma camada

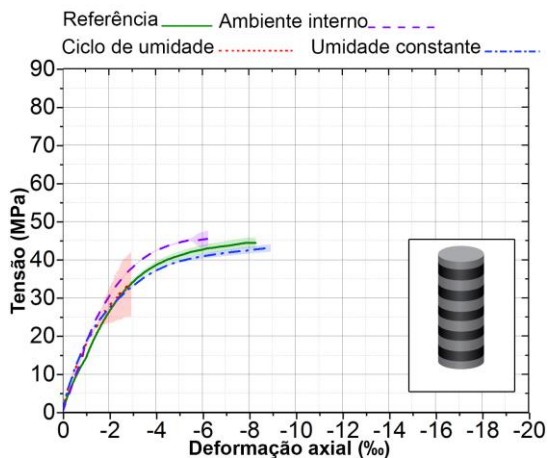


Figura 5-78 - Tensão *versus* deformação da série confinamento discreto com duas camadas

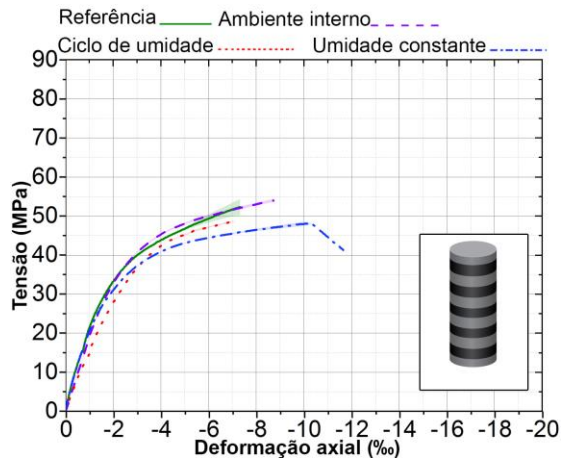


Figura 5-79 - Tensão *versus* deformação da série confinamento contínuo com uma camada

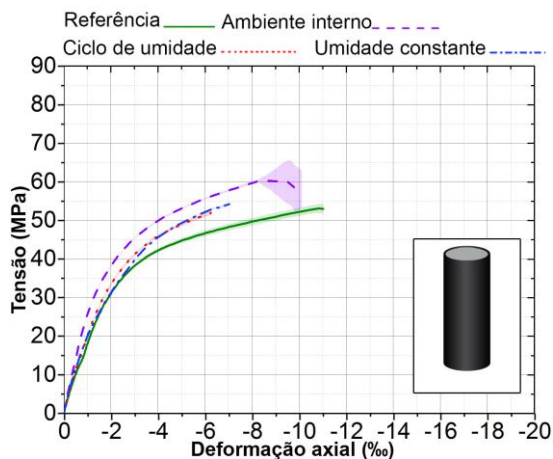
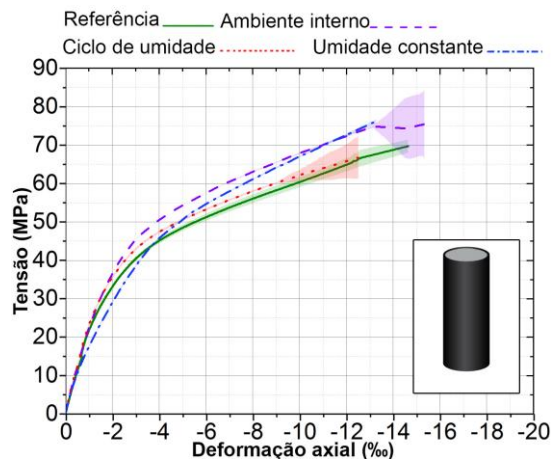


Figura 5-80 - Tensão *versus* deformação da série confinamento contínuo com duas camadas



Os diagramas mostram um aumento nos valores de tensão, em todos os pilares analisados, comparando-se os em ambiente interno aos de referência. Este comportamento deve-se ao aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, comprovada nos ensaios de resistência à compressão realizados nos corpos de prova. Maior percentual deu-se na média da tensão máxima dos pilares com confinamento contínuo aplicado em uma camada, apresentando valor de 17% (+8,9 MPa).

Quanto aos ambientes de exposição com umidade, nota-se que apenas nos pilares com confinamento discreto houve redução das tensões médias máximas em comparação aos modelos de referência. Nos pilares de confinamento contínuo,

independentemente do número de camadas, identificou-se valores de tensão média máxima superiores aos de referência.

Em ciclos de umidade, observou-se redução da tensão média máxima em 8% (-3,7 MPa) e 7% (-3,9 MPa) para confinamento discreto com uma e duas camadas, respectivamente. Já para confinamento contínuo houve acréscimo de tensão média máxima nos percentuais de 3% (+1,4 MPa) e 2% (+1,1 MPa).

Em umidade constante também se observou redução da tensão média máxima em 3% (-1,2 MPa) e 10% (-5,4 MPa) para confinamento discreto com uma e duas camadas, respectivamente. Contudo, para confinamento contínuo houve acréscimo de tensão média máxima nos percentuais de 3% (+1,6 MPa) e 6% (+4,3 MPa).

Referente a deformação axial, em percentuais, nota-se redução de deformação máxima média em todos os pilares submetidos a ciclos de umidade comparados aos de referência. Redução mais expressiva, de 44%, deu-se para o pilar de confinamento discreto com uma camada exposto a ciclos de umidade.

Quanto aos expostos a umidade constante, sofreram redução de deformação máxima todos os pilares, exceto o de confinamento discreto com uma camada que aumentou a deformação em 13%. Maior percentual de redução foi verificado para o de confinamento contínuo com duas camadas no valor de 19%.

Analisando comparativamente os pilares expostos a umidade e os de ambiente interno, é possível verificar que todos os pilares com exposição a ciclos de umidade e a umidade constante possuem tensão média máxima inferior aos de ambiente protegido de mesma idade. Maior redução é apresentada pela tensão média máxima do pilar de confinamento discreto com uma camada em ciclos de umidade, no valor de 13% (-6,1 MPa), e a menor redução no pilar de confinamento contínuo com duas camadas em umidade constante, no valor de 3% (-2,2 MPa).

6 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E O MODELO ANALÍTICO DA ACI 440.2R (2017)

Neste capítulo realiza-se uma comparação entre os dados experimentais e o modelo analítico proposto pela ACI 440.2R (2017).

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos compósitos de CFRP e dos pilares reforçados são utilizados como variáveis de entrada do modelo analítico da ACI 440.2R (2017), que utiliza o modelo proposto por Lam e Teng (2003), para cálculo e dimensionamento de pilares de concreto armado reforçados por confinamento com FRP. Os resultados de saída do modelo são, por fim, comparados aos resultados experimentais dos pilares confinados.

O valor do coeficiente de eficiência do FRP (k_ε) é calculado como a razão entre a deformação de ruptura do FRP em ensaios de caracterização (com tração uniaxial) e a ruptura quando utilizado no confinamento do pilar. Contudo, neste estudo não pode ser realizada a medição dos deslocamentos do CFRP aplicado nos pilares, devido a limitação de equipamentos para instrumentação. Deste modo adotou-se o valor de 0,55 indicado pela ACI 440.2R (2017).

Observa-se que, não utilizou-se os valores de caracterização do material como ε_{fe} (deformação efetiva) no dimensionamento, considerando que a ruptura do compósito utilizado no confinamento de pilares ocorre de forma prematura ao observado em ensaios experimentais de caracterização do material, ou seja, considera-se como deformação efetiva (ε_{fe}) a multiplicação entre os valores de deformação última obtidos na caracterização do material (ε_{fu}) e o coeficiente de eficiência da manta de CFRP (k_ε).

A Tabela 6-1 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga experimental. Os dados utilizados foram obtidos por meio dos ensaios de compressão axial dos corpos de prova de concreto, nos quais foram extraídos os dados de resistência à compressão do concreto, assim como, os valores de módulo de elasticidade para cada ambiente de exposição (interno, ciclos de umidade e umidade constante).

Tabela 6-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental

Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga experimental
k_e	Coeficiente de eficiência da manta de FRP	0,55
f_{co}	Resistência à compressão do concreto não confinado	Amb. interno = 35,52 Ciclos de umid. = 30,18 Umidade const. = 30,10
E_c	Módulo de elasticidade do concreto	Amb. interno = 27,85 Ciclos de umid. = 28,94 Umidade const. = 26,11

6.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Buscando-se analisar a capacidade do modelo analítico, proposto pela ACI 440.2R (2017) para descrever o comportamento tensão *versus* deformação axial obtidos experimentalmente, todos os coeficientes de redução indicados pela normativa foram desconsiderados e os valores obtidos na caracterização dos materiais foram utilizados.

6.1.1 Confinamento contínuo

As Figura 6-1 a Figura 6-4 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação axial das séries de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente, para os pilares de confinamento contínuo. Desta forma são apresentados os resultados experimentais obtidos por meio da análise do resultado médio de dois pilares e os obtidos pelo modelo analítico. A fim de verificar a tensão resistente referente a deformação de 10‰ nos diagramas apresentados, uma linha de referência foi plotada indicando tal nível de deformação.

Figura 6-1 - Resultados teóricos e experimentais – Referência (Contínuo)

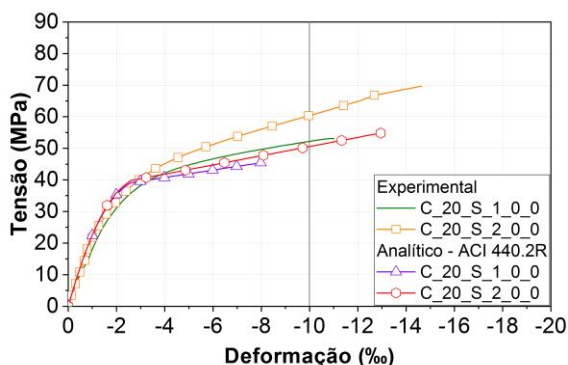


Figura 6-2 - Resultados teóricos e experimentais – Ambiente interno (Contínuo)

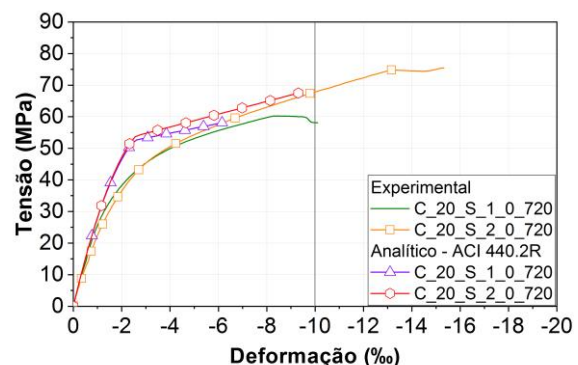


Figura 6-3 - Resultados teóricos e experimentais
– Ciclos de umidade (Contínuo)

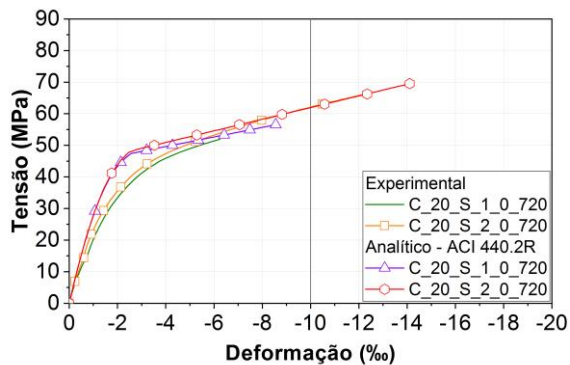
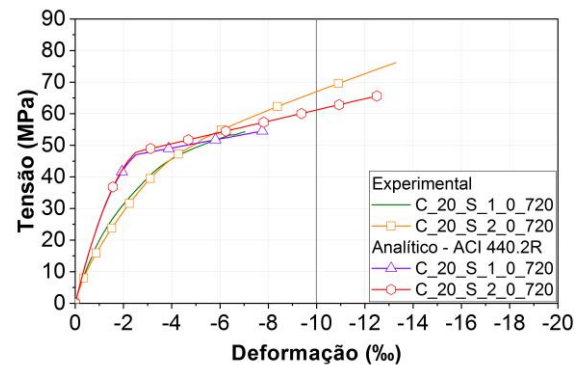


Figura 6-4 - Resultados teóricos e experimentais
– Umidade constante (Contínuo)



A Tabela 6-2 apresenta o resumo dos resultados obtidos e a comparação entre os valores teóricos (ACI) e experimentais (Exp), onde ϵ_{ccu} e σ_{ccu} são a deformação e tensão última do concreto confinado, respectivamente, e $\sigma_{cc,10\%}$ é a tensão quando uma deformação axial de 10‰ é atingida.

Tabela 6-2 - Resultados da previsão de tensão e deformação analítico *versus* experimental
(Contínuo)

Ambiente	Modelo	ϵ_{ccu} (‰)		σ_{ccu} (MPa)		$\sigma_{cc,10\%}$ (MPa)				
		ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_1_0_0	-8,0	-11,0	0,7	45,4	53,0	0,9	-	52,3	-
	C20_S_2_0_0	-12,9	-14,6	0,9	54,8	69,7	0,8	50,5	60,4	0,8
Ambiente interno	C20_S_1_0_720	-6,2	-10,1	0,6	58,1	58,1	1,0	-	58,1	-
	C20_S_2_0_720	-9,3	-15,3	0,6	67,5	75,4	0,9	-	68,1	-
Ciclos de umidade	C20_S_1_0_720	-8,6	-6,3	1,4	56,5	54,5	1,0	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-14,1	-12,5	1,1	69,5	73,1	0,9	60,4	62,2	1,0
Umidade constante	C20_S_1_0_720	-7,7	-7,0	1,1	54,5	54,3	1,0	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-12,5	-13,3	0,9	65,6	76,2	0,9	61,7	67,1	0,9

Legenda: ACI – resultados do ACI 440.2R (2017) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Ressalta-se que o diagrama tensão *versus* deformação proposto por Lam e Teng (2003) é dividido em dois trechos distintos. O primeiro abrange o trecho elástico linear do pilar, que coincide com o do pilar não confinado, e a zona plástica de

transição, enquanto o segundo trecho compreende a reta definida pela rigidez E_2 , onde E_2 é o coeficiente angular da reta que define o trecho do diagrama referente ao concreto confinado.

Percebe-se que o modelo analítico superestima a rigidez do primeiro trecho do diagrama, visto que os resultados experimentais ficaram notavelmente abaixo das curvas teóricas, exceto para os pilares de referência que apresentam comportamento do primeiro trecho similar, principalmente no que se refere ao pilar com duas camadas de confinamento.

Em relação a tensão resistente referente à deformação axial de 10‰ nota-se que em todos os casos do modelo analítico para uma camada, a ruptura ocorre antes do pilar atingir tal deformação. Contudo, para duas camadas de confinamento, a ruptura ocorre antes da deformação limite apenas em relação ao pilar de ambiente interno. Comparando-se aos resultados experimentais, percebe-se que apenas para os casos de confinamento com uma camada exposto a umidade não são atingidas as deformações limite.

Tratando-se dos resultados de previsão da tensão última (σ_{ccu}), nota-se que os valores referentes a ambiente interno e umidade constante, para uma camada, são muito próximos. Percebe-se também que para os demais pilares, os valores de tensão última obtidos pelo modelo analítico da ACI 440.2R (2017) são subestimados e se mostram conservadores. No caso do pilar de uma camada exposto a ciclos de umidade, este, unicamente, obteve tensão última experimental 4% superior ao obtido no modelo analítico. Contudo, quanto à deformação axial última (ε_{ccu}) nota-se que, no geral, o modelo não apresenta bons resultados teóricos em comparação com os experimentais.

De maneira geral, quando utilizado para descrever o comportamento tensão *versus* deformação axial de resultados experimentais, percebe-se que o modelo analítico analisado mostrou bons resultados para previsão de tensões últimas (σ_{ccu}), considerando uma tendência de conservadorismo do modelo proposto pela norma ACI 440.2R (2017) em relação aos resultados experimentais. Esse resultado vai de encontro com a segurança do ponto de vista de dimensionamento estrutural, uma que vez o modelo normativo prevê uma carga inferior a experimentalmente obtida. O mesmo não é possível afirmar em relação às deformações últimas, considerando que nos casos em que a

deformação última foi subestimada pelo modelo, não foram obtidos valores próximos aos experimentais e nos demais casos a deformação última foi superestimada, ou seja, o modelo normativo prevê uma deformação última maior a experimentalmente obtida.

Oliveira *et. al* (2018) realizou um estudo, no qual analisou comparativamente resultados obtidos pelo modelo analítico da ACI 440.2R (2017) e dados experimentais de Ferreira (2007). A pesquisa realizada por Ferreira (2007) utilizou corpos de prova cilíndricos de concreto com resistência à compressão de 16 MPa e 32 MPa, reforçados com 3 e 5 camadas de CFRP com 0,113 mm de espessura. Os resultados apresentados por Oliveira *et. al* (2018) seguem na Tabela 6-3, onde σ_{ccu} é a tensão última e ε_{ccu} é a deformação axial última.

Tabela 6-3 - Comparativo experimental *versus* analítico - Oliveira *et. al* (2018)

Nomenclatura		Experimental		Modelo analítico	
		σ_{ccu} (MPa)	ε_{ccu} (mm/mm)	σ_{ccu} (MPa)	ε_{ccu} (mm/mm)
C16S200 ϕ 8	3C-CFRP	47,9	0,03200	44,5	0,02664
	5C-CFRP	61,9	0,04200	62,2	0,04357
C32S200 ϕ 8	3C-CFRP	71,4	0,01810	68,9	0,02100
	5C-CFRP	71,5	0,01400	66,7	0,01598

Fonte: adaptado de Oliveira *et. al* (2018)

Assim como observado neste estudo, os valores de tensão máxima obtidos experimentalmente são superiores aos valores apresentados pelo modelo analítico, mostrando uma tendência de conservadorismo do modelo, exceto para o modelo de 5 camadas de reforço com resistência do concreto de 16 MPa. Perante as deformações obtidas experimentalmente, os resultados teóricos mostram-se contraditórios, considerando que as deformações são superestimadas e não vão de encontro tratando-se do ponto de vista de segurança estrutural.

6.1.2 Confinamento discreto

Assim como realizado para os modelos com confinamento contínuo, as Figura 6-5 a Figura 6-8 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação axial das séries

de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente, para os pilares de confinamento discreto. Análogo ao realizado anteriormente, nessas Figuras são apresentados os resultados experimentais obtidos por meio da análise do resultado médio de dois pilares reforçados e os obtidos pelo modelo analítico proposto pela ACI 440.2R (2017).

Figura 6-5- Resultados teóricos e experimentais – Referência (Discreto)

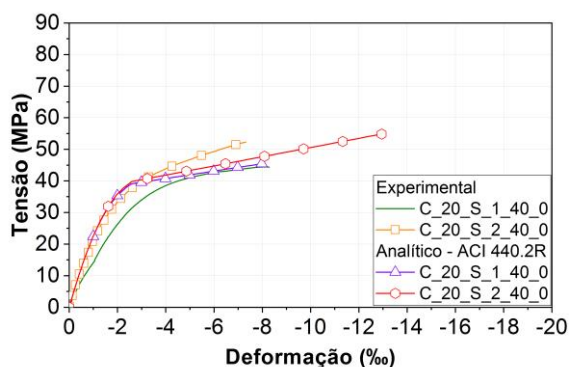


Figura 6-6 - Resultados teóricos e experimentais – Ambiente interno (Discreto)

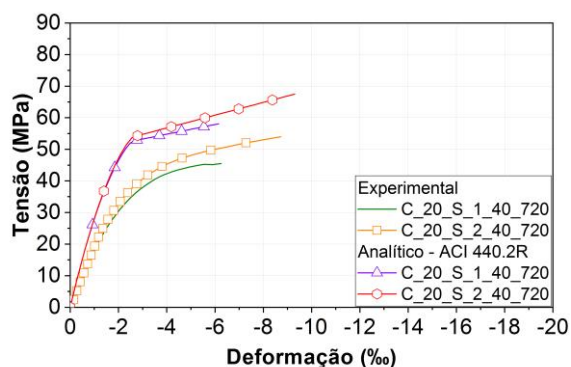


Figura 6-7 - Resultados teóricos e experimentais – Ciclos de umidade (Discreto)

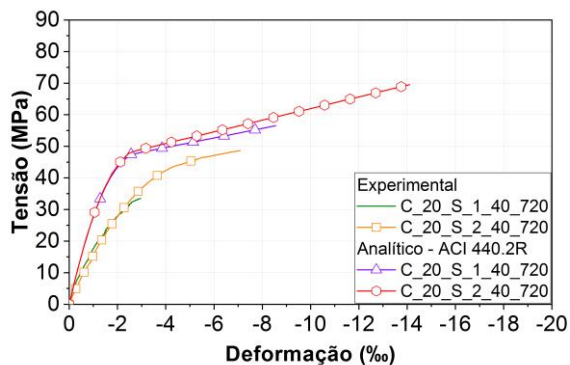
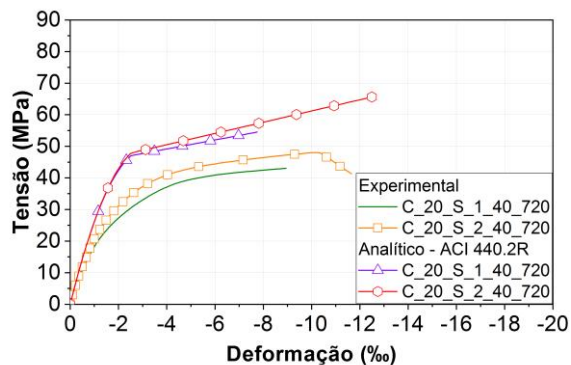


Figura 6-8 - Resultados teóricos e experimentais – Umidade constante (Discreto)



A Tabela 6-4 apresenta o resumo dos resultados obtidos e a comparação entre os valores teóricos (ACI) e experimentais (Exp), onde ϵ_{ccu} e σ_{ccu} são a deformação e tensão última do concreto confinado, respectivamente, e $\sigma_{cc,10\%}$ é a tensão quando uma deformação axial de 10% é atingida. Ressalta-se que, assim como realizado para os pilares de confinamento contínuo, os valores teóricos são provenientes do dimensionamento realizado com base na normativa ACI 440.2R (2017) que utiliza o modelo de previsão do comportamento tensão *versus* deformação proposto por Lam e Teng (2003).

Tabela 6-4 - Resultados da previsão de tensão e deformação analítico *versus* experimental (Discreto)

Ambiente	Modelo	ε_{ccu} (‰)			σ_{ccu} (MPa)			$\sigma_{cc,10‰}$ (MPa)		
		ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_1_0_0	-8,0	-8,2	1,0	45,4	44,5	1,0	-	-	-
	C20_S_2_0_0	-12,9	-11,2	1,2	54,8	53,6	1,0	50,5	-	-
Ambiente interno	C20_S_1_0_720	-6,2	-7,0	0,9	58,1	46,9	1,2	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-9,3	-9,6	1,0	67,5	54,6	1,2	-	-	-
Ciclos de umidade	C20_S_1_0_720	-8,6	-4,6	1,9	56,5	40,8	1,4	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-14,1	-7,9	1,8	69,5	49,7	1,4	60,4	-	-
Umidade constante	C20_S_1_0_720	-7,7	-9,3	0,8	54,5	43,3	1,3	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-12,5	-10,3	1,2	65,6	48,2	1,4	61,7	48,0	1,3

Legenda: ACI – resultados da ACI 440.2R (2017) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Nota-se que o modelo analítico também superestima a rigidez do primeiro trecho do diagrama para pilares de confinamento discreto, visto que os resultados experimentais ficaram perceptivelmente abaixo das curvas teóricas, exceto para o pilar de referência com duas camadas de confinamento discreto, que apresenta comportamento do primeiro trecho semelhante ao demonstrado pela ACI 440.2R (2017).

Quanto a tensão resistente referente à deformação axial de 10‰, nota-se que apenas nos casos do modelo analítico para duas camadas, a ruptura ocorre após o pilar atingir tal deformação, com exceção do ambiente interno, enquanto que nos resultados experimentais, tal deformação é obtida no pilar com duas camadas de confinamento contínuo com exposição à umidade constante em um valor médio de tensão de 48,0 MPa.

Tratando-se dos resultados de previsão da tensão última, observa-se que apenas os valores para as séries de referência são muito próximos aos previstos pelo modelo analítico. Nas demais séries os valores de tensão última obtidos pelo modelo analítico da ACI 440.2R (2017) são superestimados e não se aproximam aos resultados experimentalmente obtidos. Quanto à deformação axial última nota-se que o modelo não apresenta bons resultados teóricos em comparação com os experimentais, assim como observado na análise dos modelos de confinamento contínuo.

De maneira geral, quando utilizado para descrever o comportamento tensão *versus* deformação axial de resultados experimentais cujo modelo é composto por confinamento discreto, percebe-se que o modelo analítico analisado não demonstrou

bons resultados para previsão de tensões últimas (σ_{ccu}), com exceção da série de referência. Para as demais séries nota-se diferença considerável entre os resultados experimentais e o modelo analítico analisado que superestima os valores de tensão última em até 40%.

6.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Diferentemente do apresentado no item anterior, neste item o processo de dimensionamento apresentado pela ACI 440.2R (2017) foi realizado considerando todos os coeficientes de segurança para obtenção dos valores de projeto. A Tabela 6-5 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga de projeto.

Tabela 6-5 - Variáveis de entrada para previsão de projeto

Fonte	Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga de projeto
ACI 440.2R (2017)	C_E	Coeficiente de redução ambiental das propriedades mecânicas do FRP	Referência = 0,95 Amb. interno = 0,95 Ciclos de umid. = 0,85 Umidade const. = 0,85
ACI 440.2R (2017)	ψ_f	Coeficiente de redução adicional da pressão de confinamento exercida no concreto pelo FRP	0,95
ACI 440.2R (2017)	ϕ	Coeficiente de redução de resistência última do elemento estrutural ³	0,65
ACI 440.2R (2017)	k_ε	Coeficiente de eficiência da manta de FRP	0,55
ACI 440.2R (2017)	k_a e k_b	Coeficiente de redução devido à forma da seção transversal	1
Experimental	f_{co}	Resistência à compressão do concreto não confinado	24,1
Experimental	E_c	Módulo de elasticidade do concreto	32,9

³ A ruptura dos pilares reforçados no modelo analítico foi considerada com a ruptura da manta de CFRP identificada nos ensaios de compressão axial do programa experimental.

O dimensionamento foi realizado com os resultados obtidos para as idades de 24 meses em ambiente interno para o concreto e de referência para os compósitos de CFRP em ambiente laboratorial. Os resultados obtidos são comparados com os resultados experimentais.

O coeficiente de redução ambiental foi considerado como 0,95 para os pilares de referência e em ambiente interno e como 0,85 para os pilares expostos a umidade, conforme definido pela ACI 440.2R (2017). O coeficiente ψ_f é igual a 0,95 e representa a pressão de confinamento exercida no concreto pelo FRP, enquanto um valor de 0,65 para o coeficiente ϕ é utilizado para elementos de concreto armado cujo o aço não tenha escoado à tração no momento da ruptura.

6.2.1 Confinamento contínuo

A Figura 6-9 a Figura 6-12 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação axial das séries de referência e dos ambientes com 24 meses de exposição, sendo ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente, para os pilares de confinamento contínuo. Nessas figuras são apresentados os resultados de previsão do comportamento de projeto pelo modelo analítico proposto pela ACI 440.2R (2017), que considera todos os coeficientes de segurança, e os experimentais obtidos por meio da análise do resultado médio de dois pilares reforçados. A fim de verificar a tensão resistente referente a deformação de 10‰ nos diagramas apresentados, uma linha de referência foi plotada para esta deformação.

Figura 6-9 - Resultados experimentais e de projeto – Referência (Contínuo)

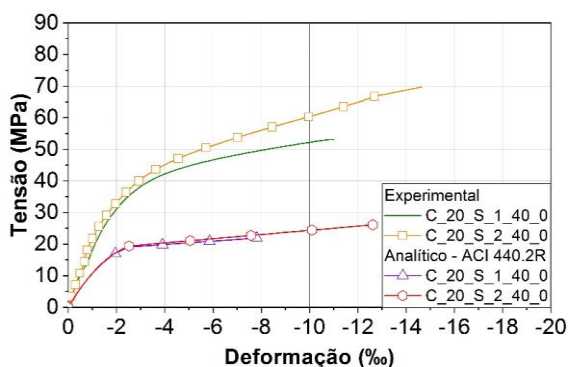


Figura 6-10 - Resultados experimentais e de projeto – Ambiente interno (Contínuo)

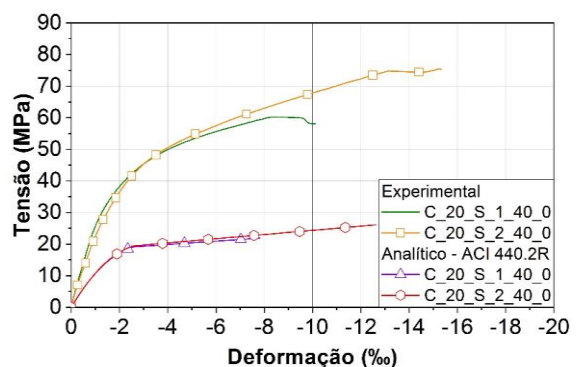


Figura 6-11 - Resultados experimentais e de projeto – Ciclos de umidade (Contínuo)

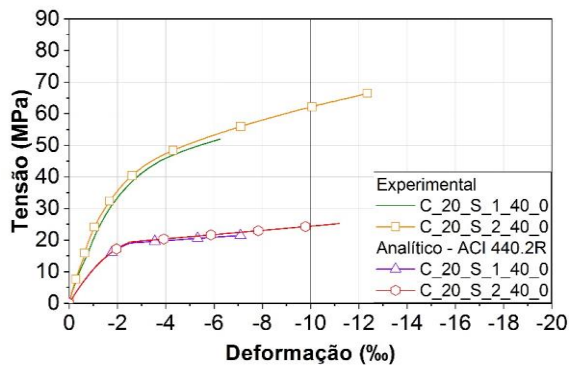
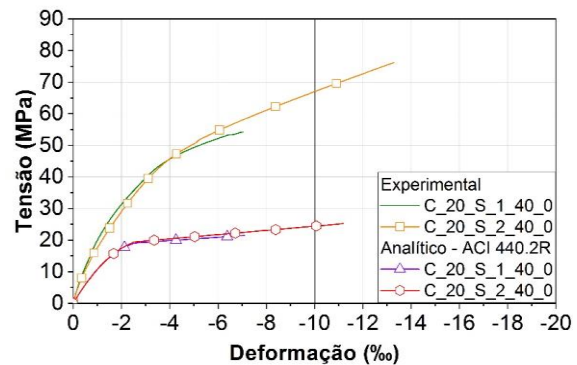


Figura 6-12 - Resultados experimentais e de projeto – Umidade constante (Contínuo)



Observa-se que, no primeiro trecho das curvas do modelo analítico, há uma sobreposição entre a curva do confinamento com uma camada e a curva do confinamento com duas camadas, visto que o primeiro trecho representa o concreto não confinado. Após o primeiro trecho, nota-se a diferença de valores de tensão última e de deformação última com a variação do número de camadas de reforço de CFRP aplicado.

Nota-se que as curvas do modelo analítico de referência e ambiente interno são as mesmas e que as curvas que representam o comportamento com exposição à umidade, tanto de ciclos quanto de umidade constante também são iguais. Isso pode ser explicado por duas características da previsão do comportamento de projeto do modelo.

A primeira característica é de que, diferentemente do realizado no item anterior (6.1), nesta análise os valores referentes ao concreto e ao compósito utilizados são os mesmos para todos os ambientes. A segunda é a aplicação do coeficiente de redução ambiental no dimensionamento de projeto do modelo da ACI 440.2R (2017) realizado.

A Tabela 6-6 apresenta o resumo dos resultados obtidos de tensão e de deformação e a comparação entre os valores teóricos obtidos por meio do modelo analítico (ACI) e experimentais (Exp), onde ε_{ccu} e σ_{ccu} são a deformação e tensão última do concreto confinado, respectivamente, e $\sigma_{cc,10\%}$ é a tensão quando uma deformação axial de 10‰ é atingida.

Tabela 6-6 - Resultados da previsão de tensão e deformação de projeto analítico *versus* experimental
(Contínuo)

Ambiente	Modelo	ε_{ccu} (‰)			σ_{ccu} (MPa)			$\sigma_{cc,10\%}$ (MPa)		
		ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_1_0_0	-7,8	-11,0	0,7	21,9	53,0	0,4	-	52,3	-
	C20_S_2_0_0	-12,6	-14,6	0,9	26,1	69,7	0,4	24,4	60,4	0,4
Ambiente interno	C20_S_1_0_720	-7,8	-10,1	0,8	21,9	58,1	0,4	-	58,1	-
	C20_S_2_0_720	-12,6	-15,3	0,8	26,1	75,4	0,3	24,4	68,1	0,4
Ciclos de umidade	C20_S_1_0_720	-7,1	-6,3	1,1	21,5	54,5	0,4	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-11,2	-12,5	0,9	25,2	73,1	0,3	24,5	62,2	0,4
Umidade constante	C20_S_1_0_720	-7,1	-7,0	1,0	21,5	54,3	0,4	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-11,2	-13,3	0,8	25,2	76,2	0,3	24,5	67,1	0,4

Legenda: ACI – resultados do ACI 440.2R (2017) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Observa-se valores inferiores de tensão máxima e de deformação máxima obtidos pelo modelo analítico comparando-se aos resultados obtidos experimentalmente. Isto pode ser explicado considerando às propriedades mecânicas reduzidas do concreto de referência, a aplicação do coeficiente de redução ambiental (0,95 para referência e ambiente interno e 0,85 para os ambientes com exposição à umidade) e ainda a utilização dos coeficientes de segurança indicados pela normativa ACI 440.2R (2017).

Quanto a comparação dos valores de tensão referentes à deformação de 10‰, apenas os modelos reforçados com duas camadas atingiram essa deformação, enquanto que nos resultados experimentais apenas os modelos com uma camada expostos a umidade não atingiram tal deformação.

6.2.2 Confinamento discreto

Assim como realizado para os modelos com confinamento contínuo, as Figura 6-13 a Figura 6-16 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação axial das séries de referência, ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente, para os pilares de confinamento discreto. Análogo ao realizado anteriormente, nessas figuras são apresentados os resultados de previsão do

comportamento de projeto pelo modelo analítico proposto pela ACI 440.2R (2017), que considera todos os coeficientes de segurança, e os experimentais obtidos por meio da análise do resultado médio de dois pilares reforçados.

Figura 6-13 - Resultados experimentais e de projeto – Referência (Discreto)

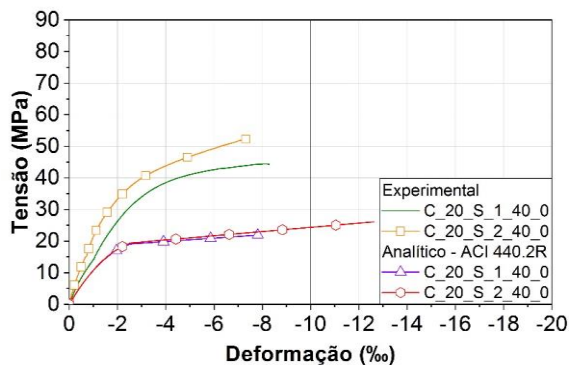


Figura 6-14 - Resultados experimentais e de projeto – Ambiente interno (Discreto)

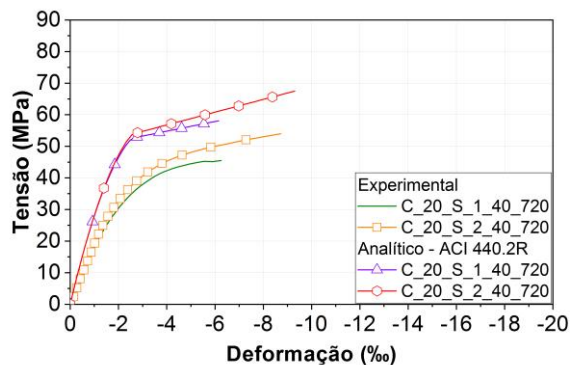


Figura 6-15 - Resultados experimentais e de projeto – Ciclos de umidade (Discreto)

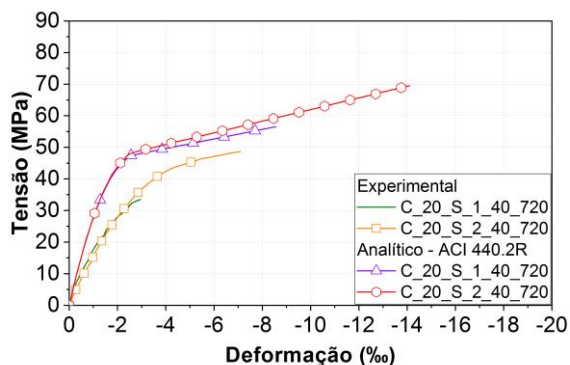
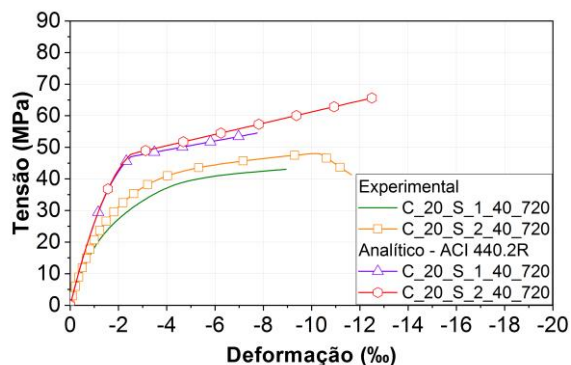


Figura 6-16 - Resultados experimentais e de projeto – Umidade constante (Discreto)



Observa-se as mesmas características das curvas do modelo analítico do confinamento contínuo nas curvas do confinamento discreto. Ou seja, no primeiro trecho das curvas há a sobreposição independentemente do número de camadas aplicado e no segundo trecho há a variação devido a diferença de confinamento. Ainda, as curvas sem exposição a umidade são as mesmas (referência e ambiente interno) e as curvas com exposição a umidade também são iguais (ciclos e umidade constante). Isso ocorre, pois, a normativa não diferencia, no seu modelo de cálculo, o envolvimento total do envolvimento parcial do elemento reforçado, apesar da diferença entre resultados já vista anteriormente.

A Tabela 6-7 apresenta o resumo dos resultados obtidos e a comparação entre os valores teóricos (ACI) e experimentais (Exp), onde ε_{ccu} e σ_{ccu} são a deformação e

tensão última do concreto confinado, respetivamente, e $\sigma_{cc,10\%}$ é a tensão quando uma deformação axial de 10‰ é atingida.

Tabela 6-7 - Resultados da previsão de tensão e deformação de projeto analítico *versus* experimental (Discreto)

Ambiente	Modelo	ε_{ccu} (‰)			σ_{ccu} (MPa)			$\sigma_{cc,10\%}$ (MPa)		
		ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_1_0_0	-7,8	-8,2	1,0	21,9	44,5	0,5	-	-	-
	C20_S_2_0_0	-12,6	-11,2	1,1	26,1	53,6	0,5	24,4	-	-
Ambiente interno	C20_S_1_0_720	-7,8	-7,0	1,1	21,9	46,9	0,5	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-12,6	-9,6	1,3	26,1	54,6	0,5	24,4	-	-
Ciclos de umidade	C20_S_1_0_720	-7,1	-4,6	1,5	21,5	40,8	0,5	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-11,2	-7,9	1,4	25,2	49,7	0,5	24,5	-	-
Umidade constante	C20_S_1_0_720	-7,1	-9,3	0,8	21,5	43,3	0,5	-	-	-
	C20_S_2_0_720	-11,2	-10,3	1,1	25,2	48,2	0,5	24,5	48,0	0,5

Legenda: ACI – resultados do ACI 440.2R (2017) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Diferentemente do obtido no confinamento contínuo, neste comparativo é possível observar resultados de tensão última do modelo analítico mais próximos dos obtidos experimentalmente. Entretanto, não se pode concluir que neste caso o modelo representa de forma mais eficiente o comportamento dos resultados experimentais, esta seria uma análise equivocada. O que pode ser observado neste caso, é que para confinamento discreto as propriedades mecânicas são inferiores e o modelo prevê o envolvimento total do elemento reforçado, logo, há mais proximidade entre os resultados obtidos.

7 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E A NORMA BRASILEIRA NBR 6118 (ABNT, 2014)

Neste capítulo realiza-se uma comparação entre os dados experimentais e a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização do concreto e as características dos pilares não reforçados são utilizados como variáveis de entrada. Os resultados de saída são, por fim, comparados aos resultados experimentais dos pilares não confinados.

A Tabela 7-1 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga experimental. Os dados utilizados foram obtidos por meio dos ensaios de compressão axial dos corpos de prova de concreto, nos quais foram extraídos os dados de resistência à compressão do concreto.

Tabela 7-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental NBR 6118 (ABNT, 2014)

Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga experimental
f_{co}	Resistência à compressão do concreto não confinado	:Referência = 22,5 Amb. interno = 35,52 Ciclos de umid. = 30,18 Umidade const. = 30,10
E_c	Módulo de elasticidade do concreto	Referência = 22,30 Amb. interno = 27,85 Ciclos de umid. = 28,94 Umidade const. = 26,11
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto para análise sem minoração	1,0
γ_f	Coefficiente de ponderação da resistência do aço para análise sem minoração	1,0
A_s	Área total de armadura	4,71 cm ²
A_c	Área da seção transversal do pilar	176,71 cm ²
ρ	Taxa de armadura do pilar	2,67%

Considerando que por meio das equações apresentadas na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor do momento mínimo fica em função da força normal, não é possível a solução da equação, pois seria necessária a definição de ao menos um dos parâmetros.

Sendo assim, considerando a classificação de pilares curtos, devido ao índice de esbeltez igual a 12 ($\lambda \leq 35$), a realização dos ensaios experimentais e que todos os cuidados foram tomados para que não houvesse excentricidade durante a etapa experimental e que desta forma o momento pode ser igualado a zero, utilizou-se o programa Pcalc, versão 1.4 (2014) para previsão da tensão de ruptura.

Os diagramas de interação força normal e momento estão apresentados no Apêndice F.1.

7.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Buscando-se analisar comparativamente o proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e os resultados obtidos experimentalmente, todos os coeficientes de redução indicados pela normativa foram desconsiderados e os valores obtidos na caracterização do concreto foram utilizados. A Tabela 7-2 apresenta o comparativo entre os valores do modelo e os resultados experimentais, onde σ é a tensão de ruptura.

Tabela 7-2 - Resultados da previsão de tensão experimental NBR 6118 (ABNT, 2014)

Ambiente	Modelo	σ (MPa)		
		NBR	Exp	NBR/Exp
Referência	C20_S_0_0_0	30,7	-	-
Ambiente interno	C20_S_0_0_720	40,1	31,4	1,2
Ciclos de umidade	C20_S_0_0_720	35,2	30,6	1,2
Umidade constante	C20_S_0_0_720	34,9	27,7	1,3

Legenda: NBR – resultados da NBR 6118 (2014) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Observa-se que a normativa NBR 6118 (ABNT, 2014) superestima os valores de tensão máxima quando os coeficientes de ponderação do concreto e do aço são desconsiderados. Observa-se que os resultados experimentais ficaram notavelmente abaixo dos valores teóricos. Em percentuais, os valores de tensão pela normativa são

28%, 15% e 26% superiores aos obtidos experimentalmente para ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

7.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Diferentemente do apresentado no item anterior, neste o processo de dimensionamento apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) foi realizado considerando todos os coeficientes de segurança.

A Tabela 7-3 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga de projeto.

Tabela 7-3 - Variáveis de entrada para previsão de projeto NBR 6118 (ABNT, 2014)

Fonte	Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga de projeto
NBR 6118 (ABNT, 2014)	γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto	1,4
NBR 6118 (ABNT, 2014)	γ_f	Coeficiente de ponderação da resistência do aço	1,15
Experimental	f_{co}	Resistência à compressão do concreto não confinado	24,1

O dimensionamento foi realizado utilizando os resultados obtidos para a idade de ensaio, neste caso não foram utilizados os valores de caracterização do concreto com 24 meses de exposição em ciclos de umidade e umidade constante, como realizado no dimensionamento do item anterior. Os resultados de tensão de ruptura obtidos por meio na norma brasileira e os dos resultados experimentais são comparados e apresentados na Tabela 7-4, onde σ é a tensão de ruptura.

Tabela 7-4 - Resultados da previsão de tensão de projeto NBR 6118 (ABNT, 2014)

Ambiente	Modelo	σ (MPa)		
		NBR	Exp	NBR/Exp
Referência	C20_S_0_0_0	25,6	-	-
Ambiente interno	C20_S_0_0_720	25,6	31,4	0,8
Ciclos de umidade	C20_S_0_0_720	25,6	30,6	0,8
Umidade constante	C20_S_0_0_720	25,6	27,7	0,9

Legenda: NBR – resultados da NBR 6118 (2014) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Constatou-se similaridade entre os valores obtidos por meio do dimensionamento realizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e os valores obtidos experimentalmente nos ensaios de compressão axial dos pilares não confinados.

Considerando a utilização da resistência à compressão do concreto aos 28 dias, valores inferiores de tensão foram obtidos em comparação ao dimensionamento realizado com o uso da resistência à compressão dos corpos de prova de concreto após 24 meses de exposição. Ainda, o emprego dos coeficientes de ponderação do concreto e do aço contribuíram para uma redução nos valores de previsão de tensão de ruptura para o dimensionamento de projeto.

Ademais, a NBR 6118 (ABNT, 2014) mostra-se a favor da segurança considerando valores de tensão de ruptura de projeto até 16% inferiores às tensões obtidas nos ensaios experimentais dos pilares não confinados.

8 COMPARATIVO ENTRE OS DADOS EXPERIMENTAIS E A ACI 318 (2019)

Neste capítulo realiza-se uma comparação entre os dados experimentais e a normativa ACI 318 (2019).

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização do concreto e as características dos pilares não reforçados são utilizados como variáveis de entrada. Os resultados de saída são, enfim, comparados aos resultados experimentais dos pilares não confinados.

A Tabela 8-1 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga experimental, sendo eles . Os dados utilizados foram obtidos por meio dos ensaios de compressão axial dos corpos de prova de concreto, nos quais foram extraídos os dados de resistência à compressão do concreto.

Tabela 8-1 - Variáveis de entrada para previsão experimental ACI 318 (2019)

Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga experimental
f'_c	Resistência à compressão do concreto não confinado	Referência = 22,5 Amb. interno = 35,52 Ciclos de umid. = 30,18 Umidade const. = 30,10
A_s	Área total de armadura	4,71 cm ²
A_c	Área da seção transversal do pilar	176,71 cm ²
ρ	Taxa de armadura do pilar	2,67%

8.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Buscando-se analisar comparativamente o proposto pela ACI 318 (2019) e os resultados obtidos experimentalmente, todos os coeficientes de redução indicados pela normativa foram desconsiderados e os valores obtidos na caracterização do concreto foram utilizados. A Tabela 8-2 apresenta o comparativo entre os valores obtidos por meio da normativa (ACI) e os resultados experimentais (EXP), onde σ é a tensão de ruptura.

Tabela 8-2 - Resultados da previsão de tensão experimental ACI 318 (2019)

Ambiente	Modelo	σ (MPa)		
		ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_0_0_0	32,7	-	-
Ambiente interno	C20_S_0_0_720	43,5	31,4	1,4
Ciclos de umidade	C20_S_0_0_720	39,1	30,6	1,3
Umidade constante	C20_S_0_0_720	39,0	27,7	1,4

Legenda: ACI – resultados da ACI 318 (2019) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Observa-se que o método de cálculo pela normativa ACI 318 (2019) superestima os valores de tensão máxima, quando os coeficientes de redução são desconsiderados. Os valores de tensão teóricos (obtidos por meio da normativa) são 39%, 28% e 41% superiores aos experimentais para ambiente interno, ciclos de umidade e umidade constante, respectivamente.

8.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Diferentemente do apresentado no item anterior, neste item o processo de dimensionamento apresentado pela ACI 318 (2019) foi realizado considerando todos os coeficientes previstos na normativa para obtenção dos valores de projeto.

A Tabela 8-3 apresenta os dados de entrada utilizados para obtenção da previsão de capacidade de carga de projeto.

Tabela 8-3 - Variáveis de entrada para previsão de projeto ACI 318 (2019)

Fonte	Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga de projeto
ACI 318 (2019)	ϕ	Coeficiente de redução de resistência (igual à 0,65 para estruturas que tem sua ruína determinada pelo esmagamento do concreto)	0,65
ACI 318 (2019)	$0,8 \cdot P_o$	Coeficiente para elementos com estribos de aço convencionais	0,80
Experimental	f'_c	Resistência à compressão do concreto não confinado	Referência = 24,1

O dimensionamento foi realizado utilizando os resultados obtidos para a idade de ensaio, neste caso não foram utilizados os valores de caracterização do concreto com 24 meses de exposição em ciclos de umidade e umidade constante, como realizado no dimensionamento do item anterior. Os resultados de tensão de ruptura obtidos por meio ACI 318 (2019) e os dos resultados experimentais são comparados e apresentados na Tabela 8-4, onde σ é a tensão de ruptura.

Tabela 8-4 - Resultados da previsão de tensão de projeto ACI 318 (2019)

Ambiente	Modelo	σ (MPa)		
		ACI	Exp	ACI/Exp
Referência	C20_S_0_0_0	24,5	-	-
Ambiente interno	C20_S_0_0_720	24,5	31,4	0,8
Ciclos de umidade	C20_S_0_0_720	24,5	30,6	0,8
Umidade constante	C20_S_0_0_720	24,5	27,7	0,9

Legenda: ACI – resultados da ACI 318 (2019) e Exp – resultados experimentalmente obtidos

Assim como observado no dimensionamento de projeto pela ACI 6118 (2014), constatou-se que o método de cálculo, pela normativa ACI 318 (2019), constatou-se similaridade entre os valores obtidos por meio do dimensionamento realizado pela normativa e os valores obtidos experimentalmente nos ensaios de compressão axial dos pilares não confinados.

Considerando também a utilização da resistência à compressão do concreto aos 28 dias neste dimensionamento, valores inferiores de tensão foram obtidos em comparação ao dimensionamento realizado com o uso da resistência à compressão dos corpos de prova de concreto após 24 meses de exposição. Soma-se ainda que o emprego dos coeficientes de redução contribuiu para uma redução nos valores de previsão de tensão de ruptura para o dimensionamento de projeto.

Ainda, a ACI 318 (2019) mostra-se a favor da segurança considerando valores de tensão de ruptura até 20% inferiores às tensões obtidas nos ensaios experimentais dos pilares não confinados.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho avaliou experimentalmente o comportamento e a degradação de pilares curtos de concreto armado de seção transversal circular confinados com CFRP, por meio da técnica de colagem externa denominada EBR, quando expostos a umidade. O programa experimental foi constituído por duas séries distintas: A primeira consistiu nos ensaios de referência, realizados após 14 dias da aplicação do reforço, seguida por ensaios de pilares expostos a três diferentes ambientes por um período de 24 meses (720 dias): (a) ambiente laboratorial, (b) ciclos de umidade (ciclagem de 7 dias em ambiente seco e 7 dias em ambiente de imersão em água) e (c) à umidade constante. Para cada série, seis diferentes configurações de reforço foram testadas, nomeadamente, 1 pilar sem reforço e sem armadura, 1 pilar sem reforço e com armadura, 2 pilares reforçados com confinamento discreto em 1 camada de CFRP, 2 pilares reforçados confinamento discreto em 2 camadas de CFRP, 2 pilares reforçados com confinamento contínuo com 1 camada de CFRP e, por último, 2 pilares reforçados com confinamento contínuo com 2 camadas de CFRP. Soma-se ao programa experimental realizado a caracterização do concreto utilizado. Corpos de prova do concreto empregado na fabricação dos pilares foram expostos aos mesmos ambientes dos pilares avaliados.

Avaliou-se, então, a influência da condição de exposição, o número de camadas de reforço com CFRP e o sistema de confinamento aplicado (discreto ou contínuo). As variáveis analisadas foram tensão máxima e deformabilidade, assim como o comportamento demonstrado no diagrama tensão *versus* deformação dos ensaios de compressão axial dos pilares.

Para além disso, uma análise quanto ao modelo de dimensionamento apresentado pela ACI 440.2R (2017), ACI 318 (2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014) foi realizada. Nesta análise, o dimensionamento foi realizado de duas formas distintas. Na primeira, todos os coeficientes de segurança previstos na normativa foram desconsiderados e os resultados para cada ambiente de exposição, obtidos no programa experimental, foram utilizados como dados de entrada do modelo. Na segunda, os dados de entrada foram os de referência, obtidos também no programa experimental, e todos os coeficientes de segurança foram considerados. Realizou-se

então um comparativo entre os resultados do modelo (teórico e de projeto) com os resultados obtidos experimentalmente.

Ainda, os materiais constituintes do sistema de reforço com CFRP utilizados nos pilares também foram avaliados. Assim, resinas epoxídicas do tipo *primer* e de laminação e compósitos de CFRP foram expostos aos mesmos ambientes dos pilares analisados, ou seja, houve a armazenagem dos corpos de prova em ambiente laboratorial e a exposição a ciclos de umidade e à umidade constante por um período de até 12 meses, e posteriormente foram levados à ruptura via ensaios de tração uniaxial.

9.1 CONCLUSÕES

A investigação experimental, juntamente com a análise dos resultados, permitiram obter as seguintes conclusões:

- a) Independentemente do tipo de confinamento realizado, a aplicação de duas camadas de reforço proporcionou melhores resultados, quanto às propriedades mecânicas do elemento reforçado, comparada a utilização de apenas uma camada de reforço. Incrementos de até 22% e 40% nos valores de tensão foram obtidos com a utilização de duas camadas de reforço e uso de confinamento discreto e confinamento contínuo, respectivamente;
- b) Ambos os tipos de confinamento utilizados neste estudo promoveram o incremento de capacidade de carga e de deformabilidade em relação aos modelos sem aplicação de reforço. Entretanto, o confinamento contínuo mostrou-se mais vantajoso perante o confinamento discreto considerando o acréscimo de até 58% de tensão máxima e de 89% de deformação axial com a utilização do envolvimento total do elemento reforçado comparando-se aos resultados do envolvimento parcial;
- c) O modo de ruptura é distinto conforme o tipo de confinamento utilizado. No confinamento discreto é visível o esmagamento do concreto, entre as faixas de reforço, com posterior ruptura brusca do compósito. No confinamento contínuo, o envolvimento total não

permite clara visualização das fissurações e a ruptura se dá de forma mais explosiva;

- d) As resinas (laminação e *primer*) sofreram degradação com a exposição à umidade. A resina epoxídica de laminação apresentou redução de 76% e 61%, nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade, respectivamente, quando mantida em umidade constante. Já a resina epoxídica *primer* apresentou reduções de até 75% de tensão máxima em ciclos de umidade e de 57% de módulo de elasticidade em umidade constante;
- e) Quanto ao compósito de CFRP, embora haja variações nos valores médios de tensão e de módulo de elasticidade com a alteração do ambiente, essas oscilações não necessariamente implicam em uma degradação do material tendo em vista os coeficientes de variação das propriedades mecânicas obtidos dos ensaios;
- f) Quanto aos pilares e os ambientes de exposição com umidade, notou-se que apenas os pilares de confinamento discreto tiveram redução das tensões médias máximas em comparação aos modelos de referência. Os pilares de confinamento contínuo, independentemente do número de camadas, apresentaram valores de tensão média máxima superiores aos de referência;
- g) O modelo analítico apresentado pela ACI 440.2R (2017) demonstrou boa capacidade de prever a tensão máxima dos pilares reforçados por confinamento contínuo com CFRP. O mesmo não pode ser afirmado para os modelos de confinamento discreto;
- h) A previsão da capacidade de carga de projeto obtida por meio do modelo analítico da ACI 440.2R (2017) se mostra conservadora. Os coeficientes de segurança aplicados são tais que os valores de tensão última teóricos são até 67% inferiores aos obtidos experimentalmente;
- i) A previsão de tensão de ruptura obtida pela NBR 6118 (ABNT, 2014), para os pilares não confinados, se mostra próxima aos valores obtidos experimentalmente, quando aplicados os coeficientes de

ponderação dos materiais. Os valores de projeto foram até 16% inferiores aos experimentais.

- j) Os valores de tensão de ruptura de projeto, obtidos por meio da ACI 318 (2019), para os pilares não confinados, se mostram próximos aos valores obtidos experimentalmente, quando aplicados os coeficientes de redução previstos na normativa. Os valores de projeto foram até 20% inferiores aos obtidos por meio do programa experimental.

Uma observação a ser realizada refere-se aos valores de resistência à compressão média dos corpos de prova de concreto. Observou-se redução de até 15% após exposição à umidade comparando-se ao obtido em ambiente interno. Acrescenta-se ainda que os pilares não reforçados também sofreram perda de suas propriedades mecânicas após a exposição à umidade. Logo, a degradação sofrida pelo concreto pode ter contribuído para as reduções dos valores obtidos também nos resultados dos elementos reforçados.

Dos materiais constituintes do sistema de reforço, a resina se mostra o elemento mais suscetível a degradação à umidade e o compósito o material mais resistente.

O confinamento contínuo se mostra menos susceptível a degradação comparando-se ao discreto. O envolvimento total, além de promover melhoria nas propriedades mecânicas superiores as obtidas no envolvimento parcial, ainda funciona como um limitador frente a ação do agente agressivo, neste caso, a umidade.

Em termos de estimativa de valores experimentais, o modelo proposto pela ACI 440.2R (2017) mostrou-se bastante limitado, com bons resultados apenas para os valores de carga última no que se refere ao confinamento contínuo. Em relação ao confinamento discreto, o modelo de dimensionamento não considera a ausência de reforço nas áreas não aplicadas, sendo que o espaçamento entre faixas de reforço é fator que influencia nas propriedades mecânicas do elemento reforçado.

9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante o desenvolvimento deste estudo, identificou-se fatores correlatos que permitiriam o prosseguimento de trabalhos futuros para que os conhecimentos no

âmbito da durabilidade de sistemas com FRP sejam ampliados. Diante disto, sugere-se:

- Efetuar ensaios com períodos mais prolongados a fim de avaliar a continuação da degradação, além do período de 24 meses de exposição à umidade já realizado nesta pesquisa;
- Avaliar a degradação, nos mesmos ambientes, considerando o uso de revestimento de proteção sobre o sistema de reforço com FRP previsto na ACI 440.2R (2017);
- Expor à condição de ambiente úmido e salino os elementos do sistema de reforço e efetuar os ensaios para avaliação das propriedades mecânicas; e
- Com base nos resultados desta e de outras pesquisas, desenvolver um parâmetro, dentro do modelo proposto pela ACI 440.2R (2017), que considere o envolvimento parcial do elemento reforçado e não apenas o envolvimento total para correto dimensionamento.

10 REFERÊNCIAS

ABREU NETA, I. C. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Lâminas de CFRP Utilizando a Técnica NSM**. 2017. 189 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil - Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI Committee 318-15: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. Farmington Hills, USA, 2014.

_____ (ACI). **ACI Committee 440.2R-08: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, USA, 2008.

_____ (ACI). **ACI Committee 440.2R-17: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. Farmington Hills, USA, 2017.

ARAÚJO, J. M. de. **A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA O CONCRETO**. Rio Grande: Dunas, 2001.

ARAÚJO, C. J. R. V.; PINHEIRO, L. H. B.; BRISOLA, G. M. S.; CARVALHO, B. C. S.; SAWADA, B. C.; MORENO JUNIOR, A. L. Estudo experimental de viga de concreto armado reforçada com laminados de fibra de carbono pela técnica NSM. **Revista IPT – Tecnologia e Informação**, [S.l.], v. 1, n. 4, p.20-43, 2017.

ARQUEZ, A. P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado**. 2010. 242 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____ (ABNT). **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003.

_____ (ABNT). **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

_____ (ABNT). **NBR 14050: Sistemas de revestimentos de alto desempenho, à base de resinas epoxídicas e agregados minerais**. Rio de Janeiro, 1998.

_____ (ABNT). **NBR 15575**: – Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.

BARROS, J. A. O.; DIAS, S. J. E. Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams. **Cement and Concrete Composites**, Si, v. 28, n. 13, p. 276-292, mar. 2006.

BARROS, J. A. O.; DIAS, S. J. E.; LIMA, J. L. T. Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams. **Cement and Concrete Composites**, Si, v. 29, n. 3, p. 203-217, mar. 2007.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 289 f. Tese (Doutorado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP) PLATES. **SIKA**, 2019. Disponível em: <<https://www.sika.com/en/construction/structural-strengthening/carbon-fiber-reinforced-polymer-plates.html>>. Acesso em: 02 set. 2019.

CAROLIN, A. **Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements**. 194 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Lulea University of Technology. Disponível em: <<http://www.tumcivil.com/engfanatic/content/file/board/1-21262-369909627.pdf>>. Acesso em: 27 set. 2018.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. 2002. 208 f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, 2002.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. 2005. 267 f. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, 2005.

CARRAZEDO, R.; HANAI, J. B. de. Efeitos do confinamento em pilares de concreto armado encamisados com compósito de fibras de carbono. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 8, n.30, p. 59-77, 2006.

CARVALHO, P. M. **Reabilitação e reforço estrutural da ponte sobre a ribeira do jamor, na estrada nacional n.º 6, ao km 1 + 550, com recurso a compósitos de CFRP**. 2012. 260 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade do Porto, Porto, 2012.

COELHO, M.; SILVA, L.; SENA-CRUZ, J.M.; BARROS, J.A.O. Estudo comparativo de diferentes técnicas no reforço à flexão de vigas de betão armado com recurso a CFRP's sob acções monotónicas e de fadiga, **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, n. 12, p. 13-24, dez. 2012.

Correia, J. R. (2012). Compósitos de Matriz Polimérica. Em M. C. Gonçalves, & F. Margarido, *Ciência e Engenharia de Materiais de Construção* (pp. 573 – 631). Lisboa: Instituto Superior Técnico.

CORREIA, L.; SENA-CRUZ, J.; MICHELS, J.; FRANÇA, P.; PEREIRA, E.; ESCUSA, G. Durability of RC slabs strengthened with prestressed CFRP laminate strips under different environmental and loading conditions. **Composites Part B: Engineering**, Si, v. 125, n. 1, p.71-88, set. 2017.

CUNHA, J. S. da. **Reforço de nós viga-pilar de betão armado com CFRP confinados com fibras de carbono**. 2015. 93 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção) – Universidade de Aveiro, 2015. Disponível em: <<https://ria.ua.pt/bitstream/10773/14964/1/Refor%C3%A7o%20de%20n%C3%B3s%20viga-pilar%20de%20bet%C3%A3o%20armado%20com%20CFRP.pdf>>. Acesso em: 17 set. 2018.

DALFRÉ, G. M. (2016). Projeto Universal CNPq 483720/2013-5: Estudo da degradação da aderência de compósitos colados a superfícies de concreto armado quando submetidos a ciclos de umidade e carbonatação. Relatório Técnico, CNPq.

DALFRÉ, G. M.; BARROS, J. A. O. NSM technique to increase the load carrying capacity of continuous RC slabs. **Engineering Structures**, Si, v. 56, p. 137-153, nov. 2013.

DALFRÉ, G. M.; LAMEIRAS, R. M.; WILLRICH, F.; LENZI, F.; VIALI, E.; SALAZAR, M. Análise experimental de pilares de concreto submersos reforçados com manta de CFRP quando submetidos a ciclos de umidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 59, 2017, Bento Gonçalves. **Anais...**

DIAS, S. J. E. **Investigação experimental e analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica da inserção de laminados de CFRP**. 2008. 391 f. Tese (Doutorado em Engenharia civil) – Universidade de Minho, Braga, 2008.

DOMICIANO, A. K. B.; PENA, E. A.; MACHADO, E. R. Análise crítica do reforço estrutural com polímero reforçado com fibra de carbono em pilares de concreto armado submetidas à compressão: estudo de caso. **Revista Petra**, [S.l.], v. 2, n. 1, p.126-140, 2016.

ENAMI, R. M. **Reforço de Pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 138 p. São Carlos, SP, 2017.

FERREIRA, D. **Confinamento de elementos de pilar de secção circular com mantas de CFRP-investigação experimental e analítica**. 2007. 192 p. Tese (Doutorado em engenharia civil) - Universidade do Minho, Guimarães, 2007. Disponível em: <<https://bibliotecadigital.ipb.pt/bitstream/10198/979/1/tese.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

FERREIRA, D.; BARROS, J. Mantas de CFRP no confinamento de elementos de betão submetidos à compressão. In: SIMPÓSIO SOBRE CONCRETO DE ESTRUTURAS-EPUSP, 5, 2003, São Paulo. Anais... . São Paulo: 207. p. 1 -15.

FERREIRA, D.; BARROS, J. Elementos de pilar de betão armado confinados com sistemas de CFRP submetidos a carregamento cíclico de compressão. In: JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, 4, 2006, [S.I.], Lisboa: p. 1 – 14.

FERREIRA, D. C. **Avaliação da degradação de vigas reforçadas com FRP quando expostas ao intemperismo**. 2019. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019. Disponível em: https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/12121/Disserta%C3%A7%C3%A3o_Douglas%20da%20Costa%20Ferreira.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 11 maio 2020.

FERNÁNDEZ, V. G.; BARRIOS-PADURA A.; MOLINA-HUELVA, M. Aplicaciones de las técnicas no destructivas Pull-Off y ultrasonidos en el control de calidad del refuerzo con materiales compuestos en estructuras de concreto. **Ciencia e Ingeniería Neogranadina**, vol. 28, n. 1, pp. 5-26.

FERNANDES, P.; SILVA P.; CORREIA, L.; SENA-CRUZ, J. Durabilidade de um adesivo epóxi e um laminado de CFRP expostos a distintas condições ambientais. Em: 3º SEMINÁRIO SOBRE O PROJETO DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO COM FRP'S, 3, 2015, Guimarães. P. 1 – 15. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/37329>>. Acesso em: 30 set. 2018.

FIBERTEX. **Tecidos para compósitos**. 2020. Disponível em: <<http://www.fibertex.com.br/produtos/tecidos-para-compositos/>>. Acesso em: 03 maio 2020.

FIGUEIRA, S. P. S. **Reforço de Pilares por Confinamento com Mantas de Fibras de Carbono: Avaliação de modelos de comportamento**. 2016. 93 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Universidade da Madeira, Funchal, 2016. Disponível em: <<http://digituma.uma.pt/bitstream/10400.13/1251/1/MestradoS%C3%B3niaFigueira%20.pdf>>. Acesso em: 23. Abr. 2018.

FORTES, A.S. **Estruturas de concreto submetidas à flexão reforçadas com laminados de CFRP colados em entalhes**. 2004. 213 f. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004. Disponível em: <<http://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/86719>>. Acesso em: 23. abr. 2018.

FRIGIONE, M.; LETTIERI, M. Durability Issues and Challenges for Material Advancements in FRP Employed in the Construction Industry. **Polymers**, [s.l.], v. 10, n. 3, p.1-15, fev. 2018. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/polym10030247>. Disponível em: <<https://search.proquest.com/openview/5b8e30638782f69283315e826ec0d753/1?pq-origsite=gscholar&cbl=2032345>>. Acesso em: 24 set. 2018.

GALLARDO, S. M. A. S. **Reforço a flexão em vigas de concreto utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono**. 2002. 212 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002. Disponível em: < <http://repositorio.unicamp.br/jspui/handle/REPOSIP/258715>>. Acesso em: 23. abr. 2018.

GALVEZ, L. E. M. **Reforço estrutural a força cortante em vigas de concreto armado por meio de colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC)**. 2003. 174 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003. Disponível em: < <http://www.bibliotecadigital.unicamp.br/document/?code=vtls000310999&fd=y>>. Acesso em: 23. abr. 2018.

GHERDAOUI, M.; GUENFOUD, M.; MADI, R. Punching behavior of strengthened and repaired RC slabs with CFRP. **Construction and Building Materials**, Si, v. 170, p. 272-278, mai. 2018. Disponível em: < <https://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S095006181830583X>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

HOSSEINI, M. R. M.; DIAS, S. J. E.; BARROS, J. A. O. Effectiveness of prestressed NSM CFRP laminates for the flexural strengthening of RC slabs. **Composite Structures**, Si, v. 111, p. 249-258, mai. 2014. Disponível em: < <https://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0263822313006478>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

HOSSEINI, M. R. M.; DIAS, S. J. E.; BARROS, J. A. O. Flexural strengthening of reinforced low strength concrete slabs using prestressed NSM CFRP laminates. **Composites Part B: Engineering**, Si, v. 90, p. 14-29, abr. 2016. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S135983681500709X>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

International Organization for Standardization (ISO). **ISO 527-1**: Plastics – Determination of tensile properties – Part 1: General principles. Genève, Switzerland, 1993.

_____(ISO). **ISO 527-2**: Plastics - Determination of tensile properties - Part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics. Genève, Switzerland, 1993.

_____(ISO). **ISO 527-5: Plastics - Determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites.** Genève, Switzerland, 1993.

_____(ISO). **ISO 13823. General Principles on the Design of Structures for Durability.** Genève, Switzerland, 2008.

ISIS. **Durability of FRP Composites for Construction: Educational Module no.8: The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures,** ISIS Canada Corporation, Manitoba, Canada, 2006.

GHIASSI, B. **Durability analysis of bond between composite materials and masonry substrates.** 231 f. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Universidade do Minho, Braga, 2013. Disponível em: <<http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/28878>>. Acesso em: 27. set. 2018.

KABIR, M. I., SHRESTHA, R., SAMALI, B. (2013). **Experimental study on durability of CFRP-concrete bond subjected to temperature, humidity and outdoor environment.** IN: ASIA-PACIFIC CONFERENCE ON FRP IN STRUCTURES (APFIS 2013), 4, 2013, Melbourne, Australia.

KARBHARI, M. I. **Durability of Composites for Civil Structural Applications.** Washington, DC: CRC Press, 2007. P. 384. Disponível em: <<https://www.elsevier.com/books/durability-of-composites-for-civil-structural-applications/karbhari/978-1-84569-035-9>>. Acesso em: 23 abr. 2017.

LAM, L.; TENG, J. G. Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. **Construction and building materials**, v. 17, n. 6-7, p. 471-489, 2003.

LIANG, H.; LI, S.; YANG T. Reliability Study on FRP Composites Exposed to Wet-Dry Cycles. **Applied Sciences**, S.I., v. 8, n. 6, p.1-17, mai. 2018. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.3390/app8060892>>. Acesso em: 18 set. 2018.

LIMA, A. W. **Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento.** 2012. 165 f. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2012. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/11167/1/2012_AntonioWagnerLima.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

MALNATI, P. **A hidden revolution: composite rebar gains strength.** Disponível em: <https://www.compositesworld.com/articles/a-hidden-revolution-frp-rebar-gains-strength>. Acesso em: 12 jan. 2011.

MARCELINO, M. C. **Modelação do comportamento de pilares de betão armado reforçados com compósitos de FRP.** 2015. 136 f. Dissertação (Mestrado em

Engenharia civil) - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015. Disponível em: < https://run.unl.pt/bitstream/10362/18451/1/Marcelino_2015.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

MARINI, M.V. **Avaliação da aderência entre o concreto e o sistema de reforço com fibra de carbono**. 2011. 103. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011. Disponível em: < http://repositorio.unicamp.br/jspui/bitstream/REPOSIP/258422/1/Marini_MarcioVinicius_M.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

MARQUES, G. G. **Análise experimental de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado**. 2017. 146. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017. Disponível em: < <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/163762>>. Acesso em: 17. set. 2018.

MENON, N.V. **Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC)**. 2008. 295. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Universidade Federal da Santa Catarina, Florianópolis, 2008. Disponível em: < <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/91783/TESE%20NARA-1.pdf?sequence=4&isAllowed=y>>. Acesso em: 23. abr. 2018.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª Ed. São Paulo. Ed. PINI, 1994. 580p.

MOREIRA, C.P. **Resistência à compressão de elementos de concreto confinado**. 2002. 166 f. Dissertação (Mestrado em ciências em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002. Disponível em: < http://www.coc.ufrj.br/pt/component/docman/?task=doc_download&gid=1904&Itemid=>. Acesso em: 23. abr. 2018.

MOSTOFINEJAD, D.; HOSSEINI, S. A.; BEHZADRAZAVI, S.. Influence of different bonding and wrapping techniques on performance of beams strengthened in shear using CFRP reinforcement. **Construction And Building Materials**, Si, v. 116, n. 1, p.310-320, jul. 2016. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0950061816306687>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

OLIVEIRA, C. L. de. **Sistemas de Proteção Para Concreto Reforçado com CFRP em Situação de Incêndio**. 2012. 286 f. Tese (Doutorado em Engenharia civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012. Disponível em: < <http://repositorio.unicamp.br/handle/REPOSIP/258466>>. Acesso em: 17 set. 2018.

OLIVEIRA, D. V.; GHIASSI, B.; LOURENÇO, P. B. Bond behaviour and durability of FRP composites applied externally to masonry structures. In: 9 TH INTERNATIONAL MASONRY CONFERENCE 2014 IN GUIMARÃES, 9, 2014, Guimarães. **Conference Paper**. 2014. p. 1 - 21. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/36216>>. Acesso em: 27 set. 2018.

OLIVEIRA, M. C.; POSTERLLI, M. C.; FERREIRA, D. C.; DALFRÉ, G. M. Comparação entre modelos analíticos de dimensionamento de pilares de concreto armado reforçados com mantas de fibras de vidro (GFRP) e carbono (CFRP). **3º Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos, São Paulo, Brasil, 2018.

CARDOSO, D. S. P-Calcul. Software versão 1.4. Disponível em: <<https://sites.google.com/a/pcalc.com.br/home/download>>.

PEREIRA, B. M. G. **Modelos analíticos para a previsão do desempenho de pilares confinados com fibras de carbono**. 2012. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção) - Instituto Politécnico de Bragança. Bragança, 2012. Disponível em: <<https://bibliotecadigital.ipb.pt/bitstream/10198/7997/1/TESE%20Bruno%20Miguel%20Gomes%20Pereira.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

PÉREZ, A.L. **Reforço de vigas ao cisalhamento com compósito de fibra de carbono (PRFC)**. 2016. 149 f. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2016. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/22166/1/2016_Ail%C3%ADnFern%C3%A1ndezP%C3%A9rez.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

POSSAN, E.; DEMOLINER, C. A. Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: abordagem geral. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR**. SI, p. 1-14, out. 2013. Disponível em: <<http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/sistema/index.php/revista/article/viewFile/14/10>>. Acesso em: 24 set. 2018.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 2001. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre_a_recupera_o_e_refor_o_das_estruturas_do_concreto_armado.pdf;sequence=1>. Acesso em: 23. abr. 2018.

REZAZADEH, M.; BARROS, J.; COSTA, I. Analytical approach for the flexural analysis of RC beams strengthened with prestressed CFRP. **Composites Part B: Engineering**, SI, v. 73, n. 1, p. 16-34, maio 2015. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S1359836814005927>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

REZAZADEH, M.; CHOLOSTIAKOW, S.; KOTYNIA, R.; BARROS, J. Exploring new NSM reinforcements for the flexural strengthening of RC beams: Experimental and numerical research, **Composite Structures**, SI, v. 141, p. 132-145, maio 2016. Disponível em: <<https://www-scopus-com.ez350.periodicos.capes.gov.br/record/display.uri?eid=2-s2.0-84955597466&origin=resultslist&sort=cp-f&src=s&st1=ebr&st2=ebr&nlo=&nlr=&nls=&sid=C5D9CE4ABAE081372235D0B59D471E67.wsnAw8kcdt7IPYLO0V48gA%3a1070&sot=b&sdt=cl&cluster=scosubtype%2c%22cp%22%2cf%2c%22ip%22%2cf&sl=70&s=TITLE-ABS-KEY%28ebr%29+AND+TITLE-ABS-KEY%28concrete%29&relpos=23&citeCnt=4&searchTerm=>>>. Acesso em: 17 set. 2018.

RIGAZZO, A.O. **Reforço em pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono**. 2003. 126 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003. Disponível em: <http://repositorio.unicamp.br/jspui/bitstream/REPOSIP/258257/1/Rigazzo_AlexandreOliveira_M.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

SANTANA, L.A. **Estudo da aderência entre concretos de diferentes idades**. 2004. 87 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2004. Disponível em: <http://www.uenf.br/Uenf/Downloads/LECIV_1693_1150808854.pdf>. Acesso em: 23. abr. 2018.

SANTIAGO, P. M. G. **Estudo experimental da resistência de aderência entre CFRP e betão em elementos sujeitos a cargas de impacto de curta duração**. 2011. 147 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2011. Disponível em: <<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395143149596/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>. Acesso em: 17. set. 2018.

SARAIVA, R. M. D. C. de; TEIXEIRA, A. M. A. J.; CARNEIRO, L. A. V. Estudos sobre reforço de pilares de concreto armado com materiais compósitos de resina e fibras. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, Online, v. 30, n. 1, p.34-53, out. 2013. Trimestral. Disponível em: <http://rmct.ime.eb.br/arquivos/revistas/RMCT_4_tri_2013.pdf>. Acesso em: 23 abr. 2018.

SENA-CRUZ, J. Técnica NSM: uma nova abordagem no reforço de estruturas com materiais compósitos. **Construção Magazine**, Si, p.27-30, mar. 2008. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/13418>>. Acesso em: 18 set. 2018.

SENA-CRUZ, J.; MARCO, J.; BRANCO, J. M.; CUNHA, V. M. C. F. Bond between glulam and NSM CFRP laminates. **Construction And Building Materials**, Si, v. 40, n. 1, p.260-269, mar. 2013. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0950061812007672>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

SIDDIQUI, N. A.; ALSAYED, S. H.; AL-SALLOUM, Y.A .; IQBAL, R. A.; ABBAS, H. . Experimental investigation of slender circular RC columns strengthened with FRP composites. **Construction And Building Materials**, Si, v. 69, p.323-334, mar. 2013. Disponível em: < [https://www.sciencedirect-com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0950061814007776](https://www.sciencedirect.com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0950061814007776)>. Acesso em: 23 abr. 2018.

TANARSLAN, H. M. The effects of NSM CFRP reinforcements for improving the shear capacity of RC beams. **Construction and Building Materials**, Si, v. 25, n. 5, p. 2663-2673, mai. 2011. Disponível em: <<https://www.sciencedirect-com.ez350.periodicos.capes.gov.br/science/article/pii/S0950061810006938>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

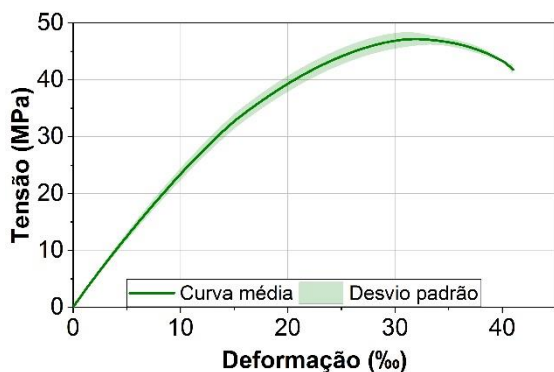
VIEGAS, C.C. **Reforço sísmico de pilares de betão armado sujeitos a flexão biaxial**. 2014. 103 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade de Aveiro, Aveiro, 2014. Disponível em: < <https://ria.ua.pt/bitstream/10773/14011/1/tese.pdf>>. Acesso em: 23. abr. 2018.

VIEIRA, M.M. de. **Estudo experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímero reforçado com fibra de carbono**. 2014. 222 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014. Disponível em: < http://www.teses.ufc.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=11994>. Acesso em: 23. abr. 2018.

11 APÊNDICES

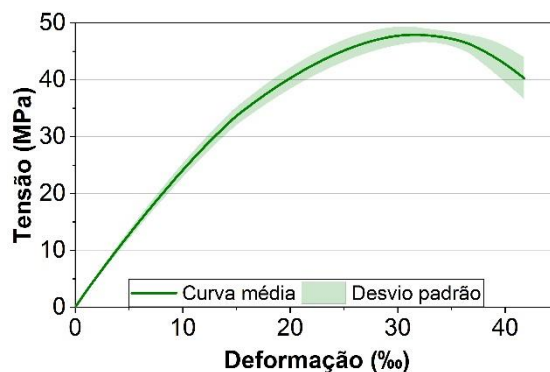
A.1 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA DE LAMINAÇÃO EM AMBIENTE LABORATORIAL

Figura 11-1 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 7 dias



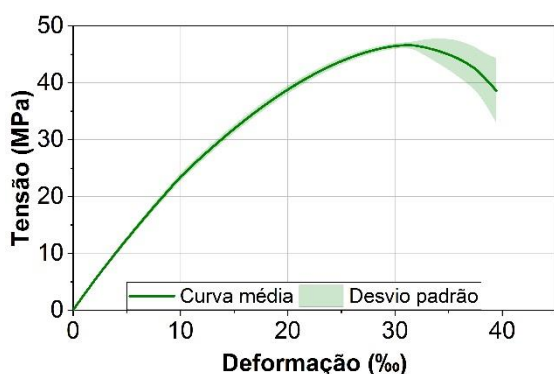
Fonte: Ferreira (2019)

Figura 11-2 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 14 dias



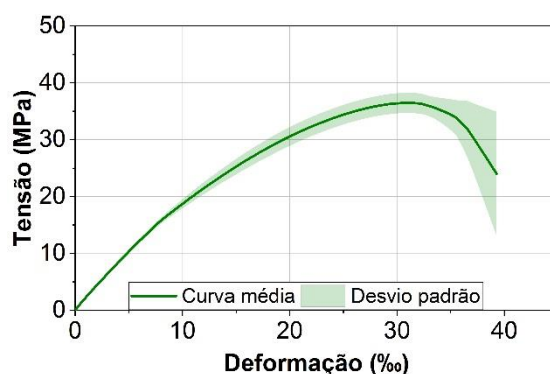
Fonte: Ferreira (2019)

Figura 11-3 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 4 meses



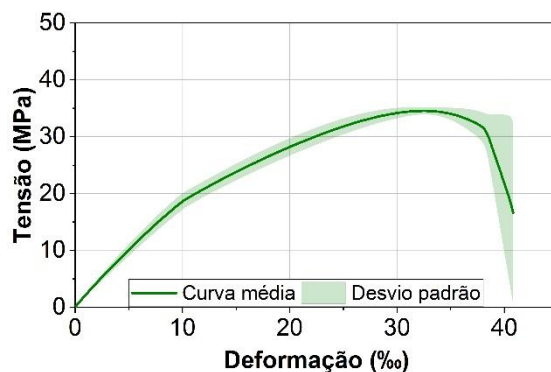
Fonte: Ferreira (2019)

Figura 11-4 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 8 meses



Fonte: Ferreira (2019)

Figura 11-5 - Resina de laminação em ambiente laboratorial – 12 meses



Fonte: Ferreira (2019)

A.2 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA DE LAMINAÇÃO EXPOSTA EM CICLOS DE UMIDADE

Figura 11-6 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 7 dias

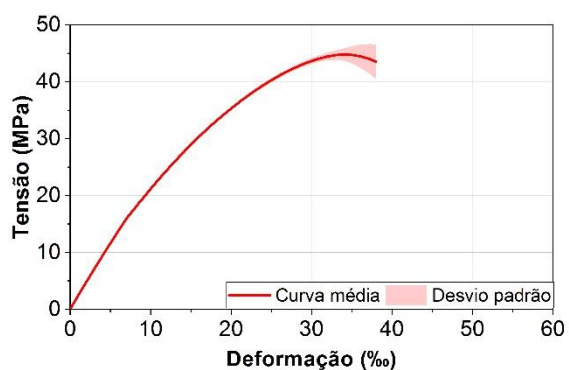


Figura 11-7 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 14 dias

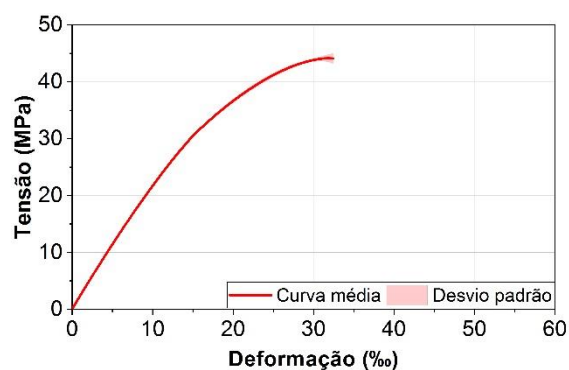


Figura 11-8 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 4 meses

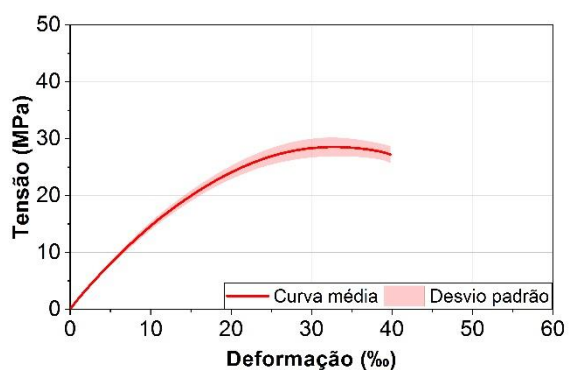


Figura 11-9 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 8 meses

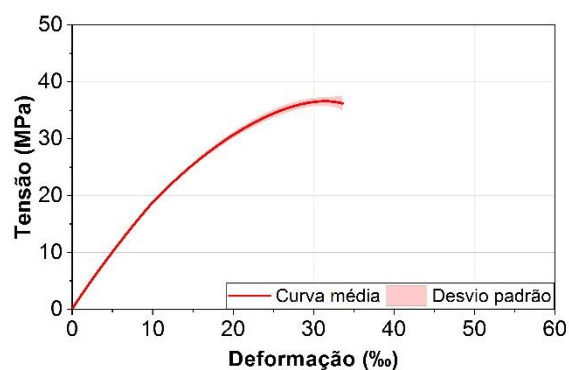
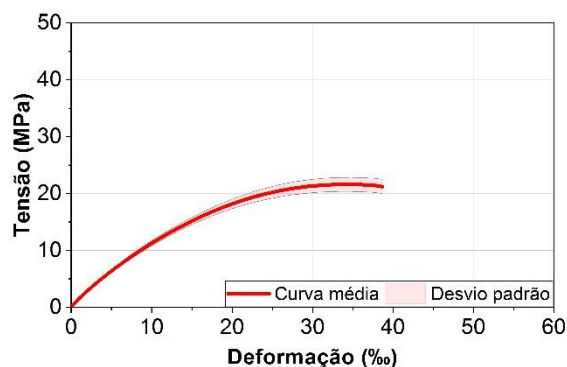


Figura 11-10 - Resina de laminação em ciclos de umidade – 12 meses



A.3 – DIAGRAMAS TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DA RESINA LAMINAÇÃO EXPOSTA EM UMIDADE CONSTANTE

Figura 11-11 - Resina de laminação em umidade constante – 7 dias

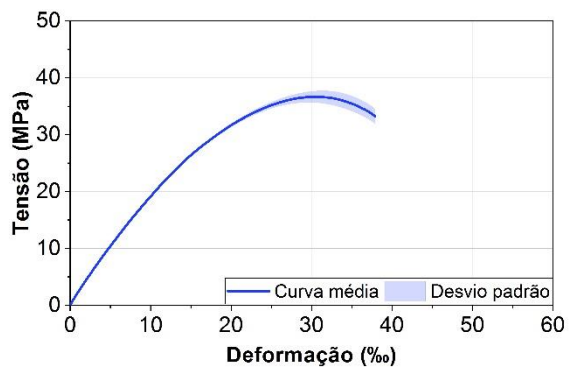


Figura 11-12 - Resina de laminação em umidade constante – 14 dias

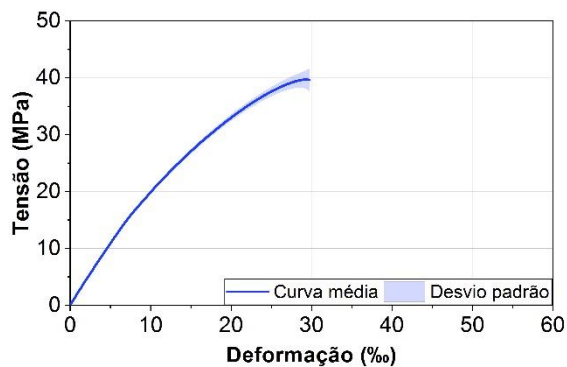


Figura 11-13 - Resina de laminação em umidade constante – 4 meses

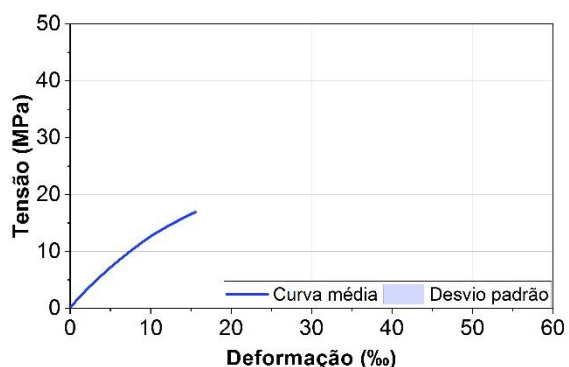


Figura 11-14 - Resina de laminação em umidade constante – 8 meses

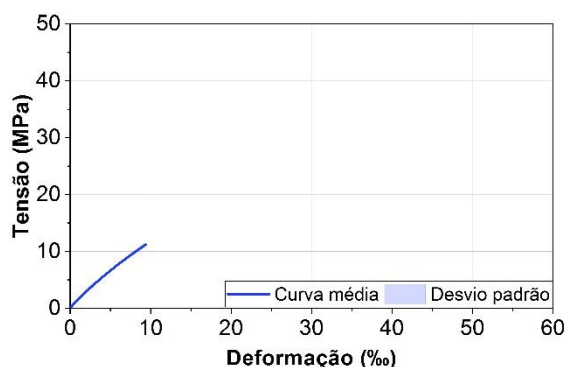
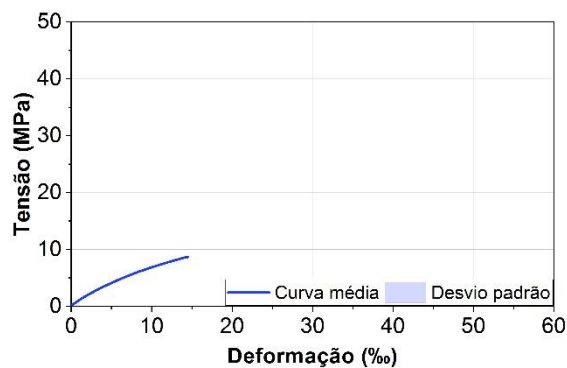


Figura 11-15 - Resina de laminação em umidade constante – 12 meses



A.4 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA PRIMER EM AMBIENTE LABORATORIAL

Figura 11-16 - Resina primer em ambiente laboratorial – 7 dias

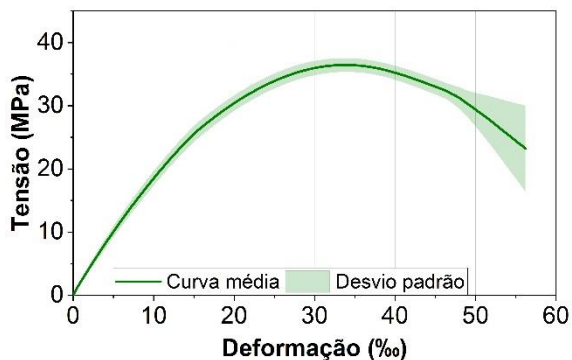


Figura 11-17 - Resina primer em ambiente laboratorial – 14 dias

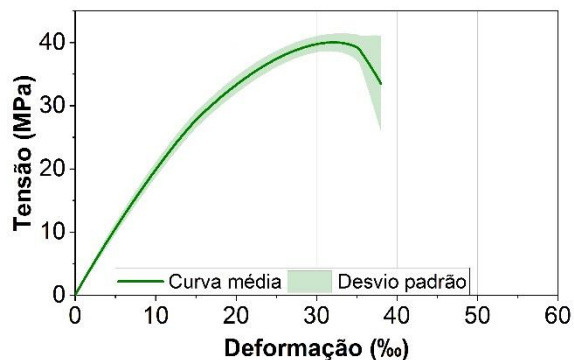


Figura 11-18 - Resina primer em ambiente laboratorial – 4 meses

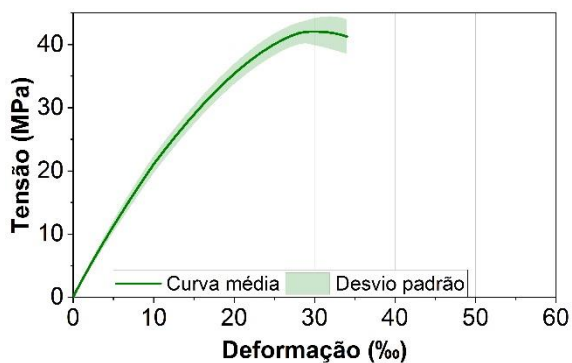


Figura 11-19 - Resina primer em ambiente laboratorial – 8 meses

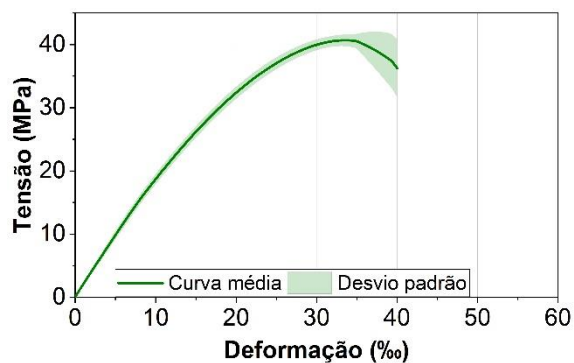
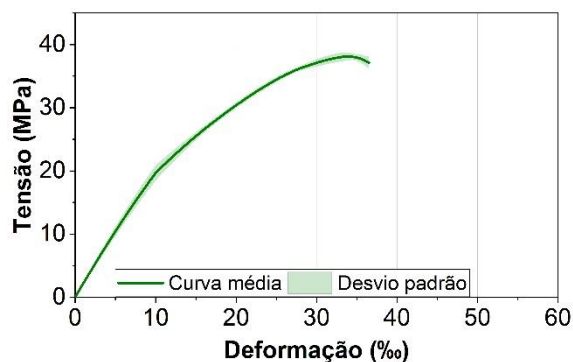


Figura 11-20 - Resina primer em ambiente laboratorial – 12 meses



A.5 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA PRIMER EXPOSTA A CICLOS DE UMIDADE

Figura 11-21 - Resina primer em ciclos de umidade – 7 dias

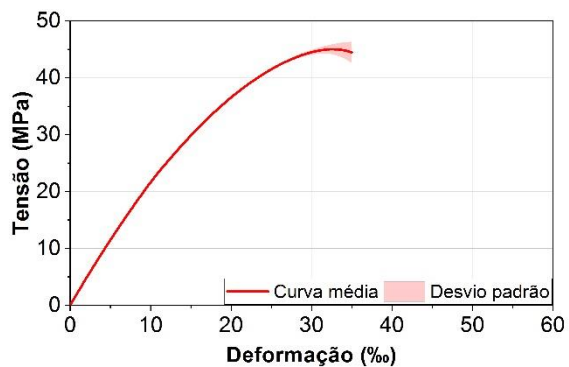


Figura 11-22 - Resina primer em ciclos de umidade – 14 dias

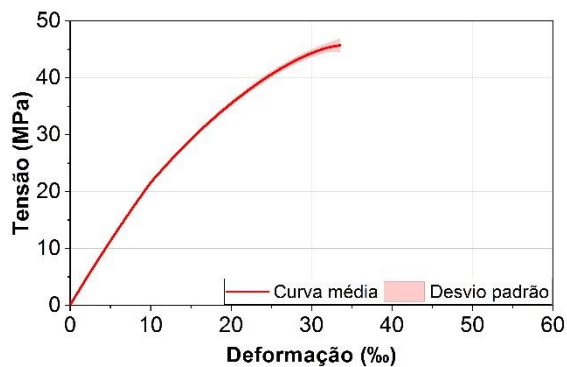


Figura 11-23 - Resina primer em ciclos de umidade – 4 meses

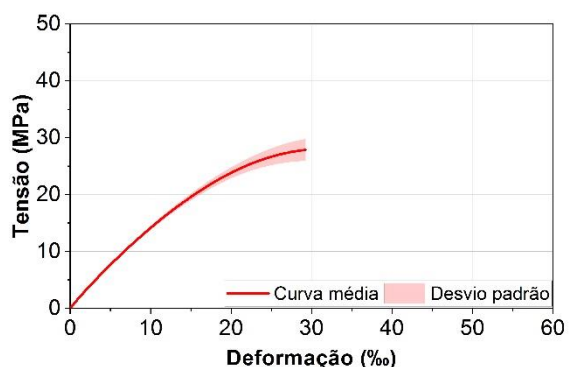
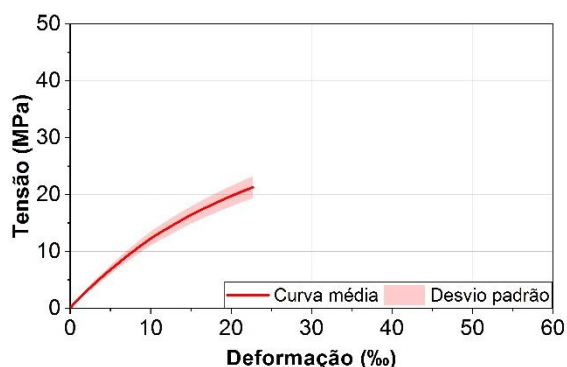


Figura 11-24 - Resina primer em ciclos de umidade – 12 meses



A.6 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA PRIMER EXPOSTA A UMIDADE CONSTANTE

Figura 11-25 - Resina primer em umidade constante – 7 dias

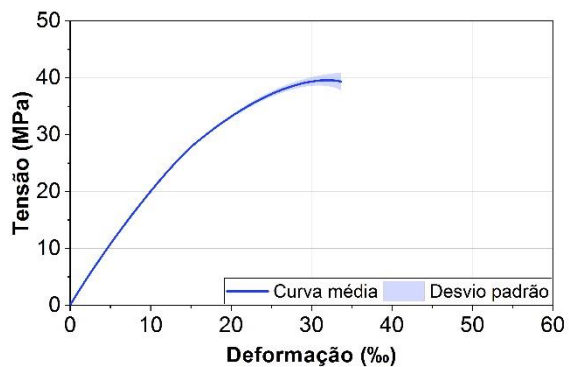


Figura 11-26 - Resina primer em umidade constante – 14 dias

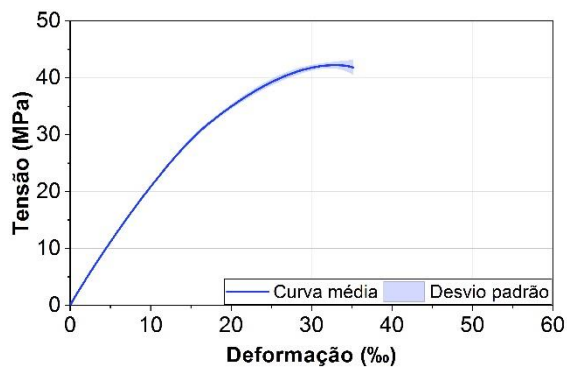


Figura 11-27 - Resina primer em umidade constante – 4 meses

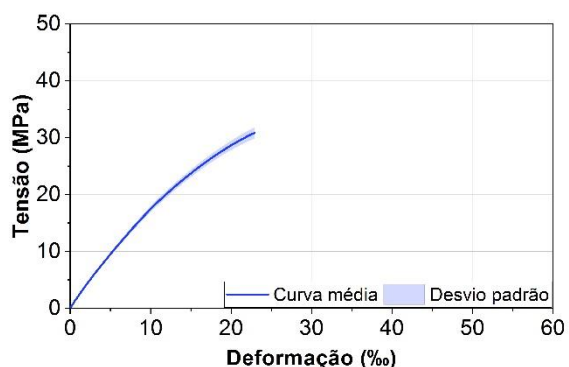


Figura 11-28 - Resina primer em umidade constante – 8 meses

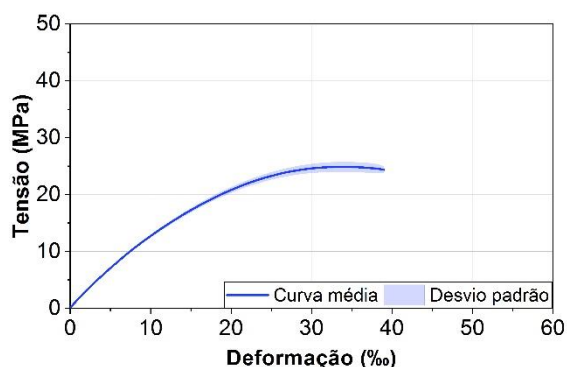
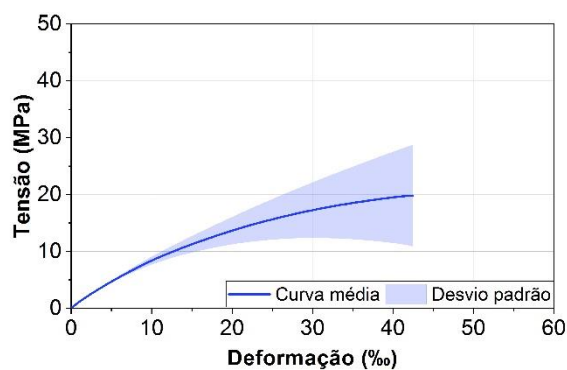


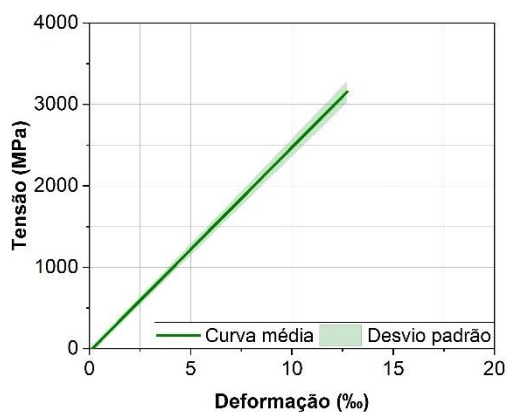
Figura 11-29 - Resina primer em umidade constante – 12 meses



B.1 – DIAGRAMAS TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DO CFRP EM AMBIENTE LABORATORIAL

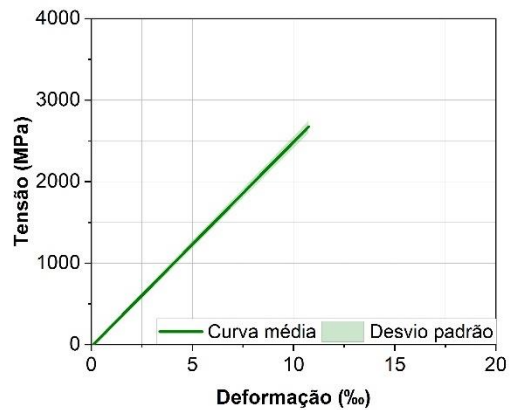
Figura 11-30 - CFRP em ambiente laboratorial – Figura 11-31 - CFRP em ambiente laboratorial –

14 dias



Fonte: Ferreira (2019)

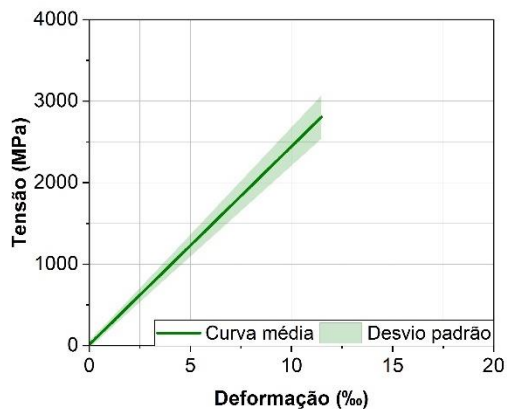
4 meses



Fonte: Ferreira (2019)

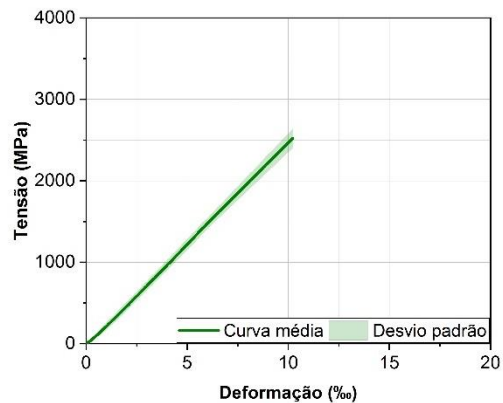
Figura 11-32 - CFRP em ambiente laboratorial – Figura 11-33 - CFRP em ambiente laboratorial –

8 meses



Fonte: Ferreira (2019)

12 meses



Fonte: Ferreira (2019)

B.2 – DIAGRAMAS TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DO CFRP EM CICLOS DE UMIDADE

Figura 11-34 - CFRP em ciclos de umidade – 14

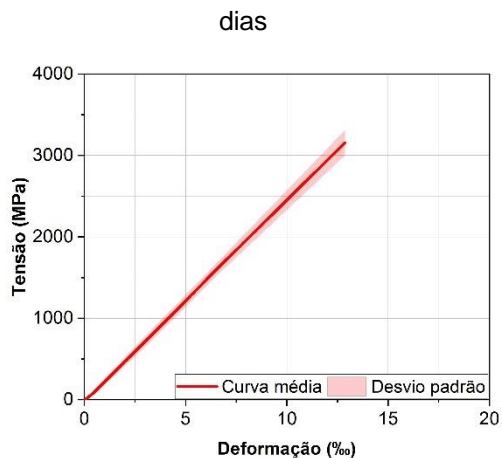


Figura 11-35 - CFRP em ciclos de umidade – 4

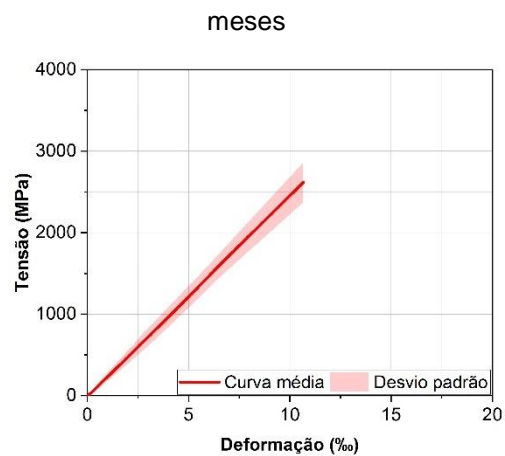


Figura 11-36 - CFRP em ciclos de umidade – 8

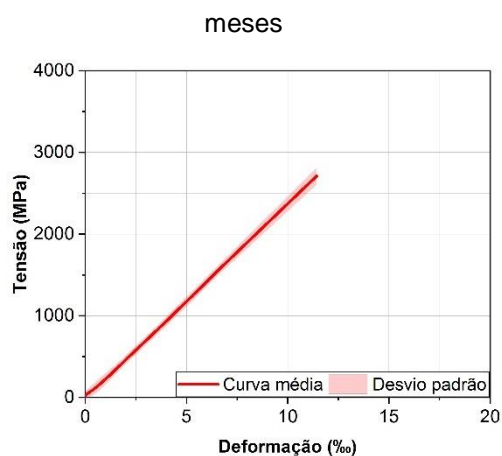
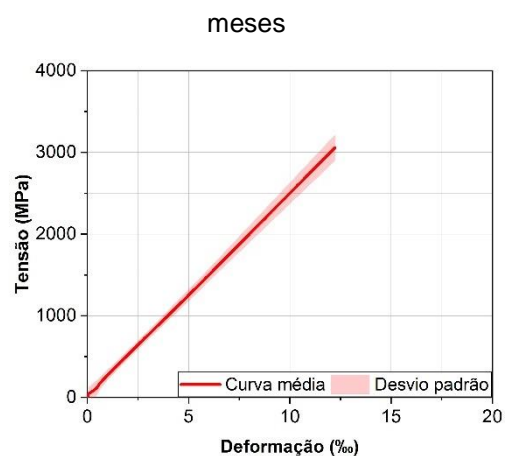


Figura 11-37 - CFRP em ciclos de umidade – 12



B.3 – DIAGRAMAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO CFRP EM UMIDADE CONSTANTE

Figura 11-38 - CFRP em umidade constante –

14 dias

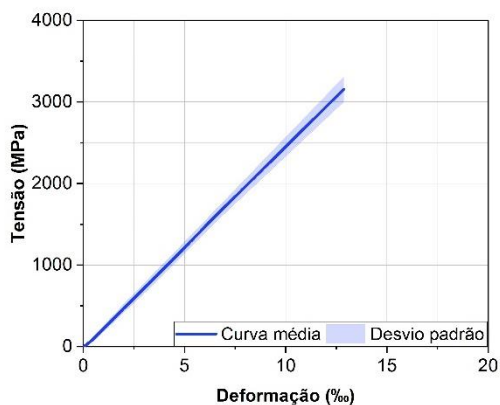


Figura 11-39 - CFRP em umidade constante – 4

meses

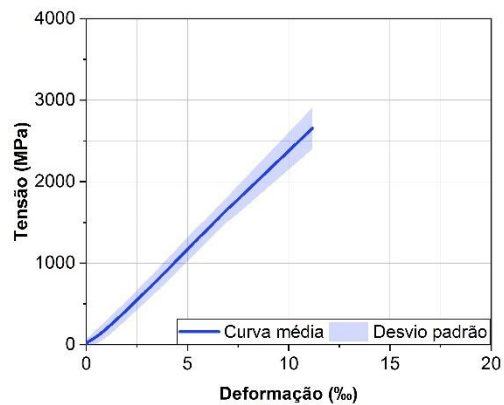


Figura 11-40 - CFRP em umidade constante – 8

meses

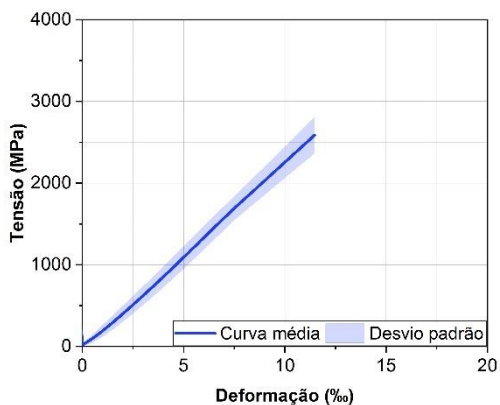
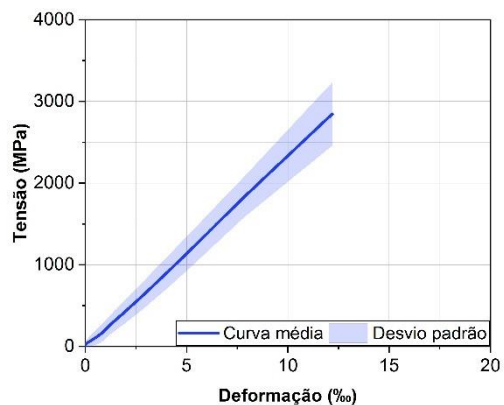


Figura 11-41 - CFRP em umidade constante –

12 meses



C.1 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO DISCRETO COM UMA CAMADA

Figura 11-42 - Tensão versus deformação de referência

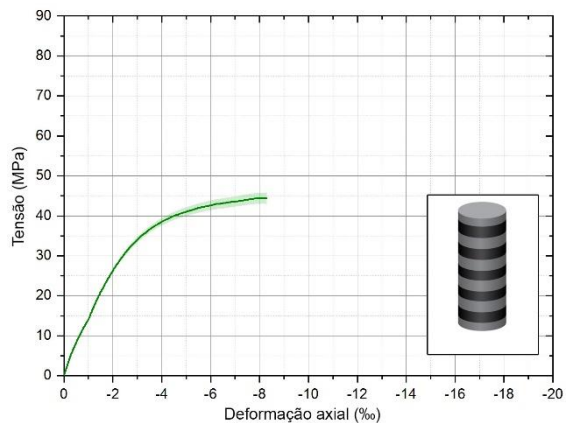


Figura 11-43 - Tensão versus deformação para ambiente interno

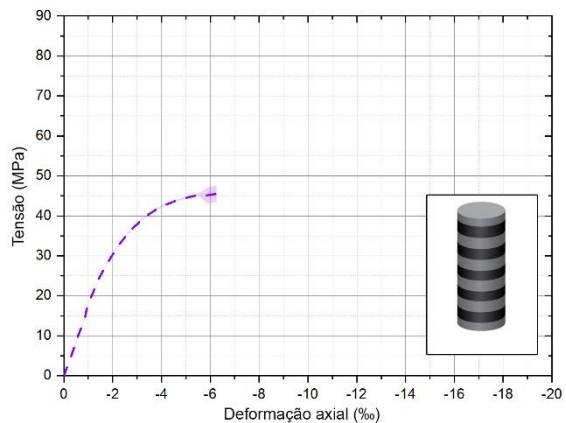


Figura 11-44 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade

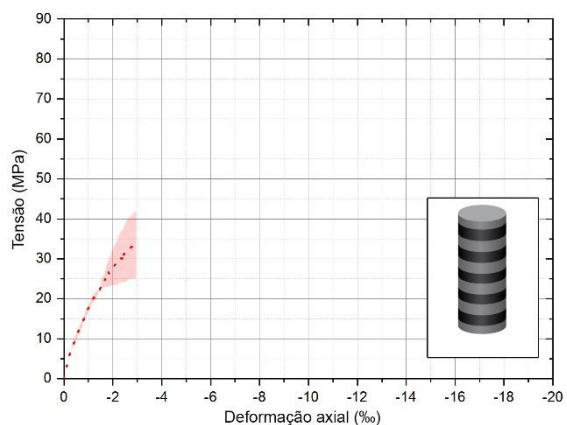
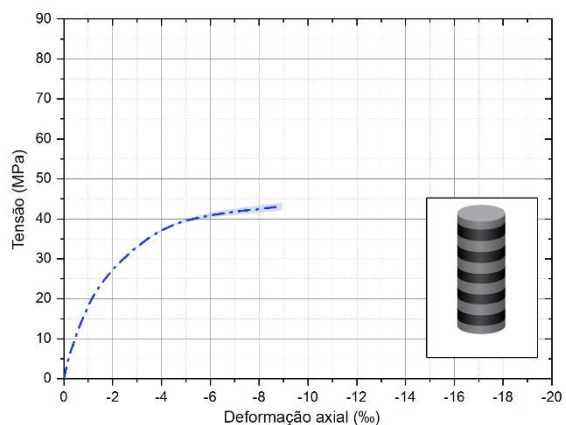


Figura 11-45 - Tensão versus deformação para umidade constante



C.2 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO DISCRETO COM DUAS CAMADAS

Figura 11-46 - Tensão versus deformação de referência

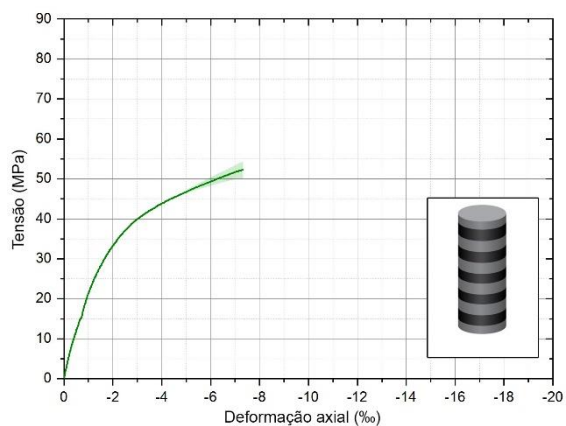


Figura 11-47 - Tensão versus deformação para ambiente interno

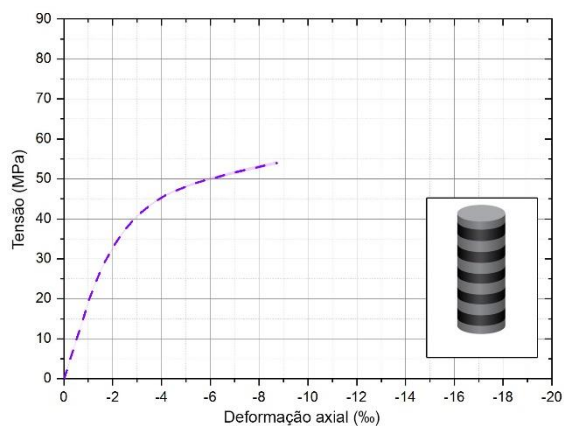


Figura 11-48 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade

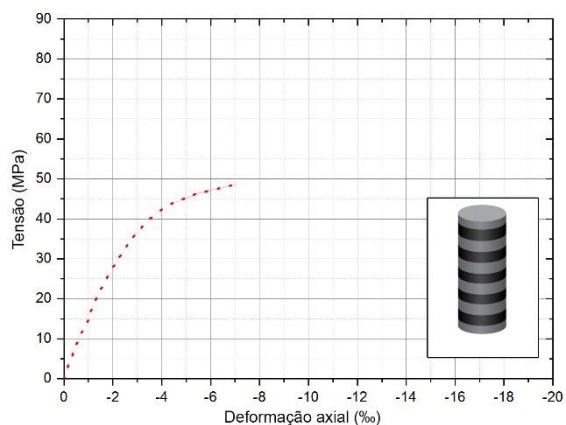
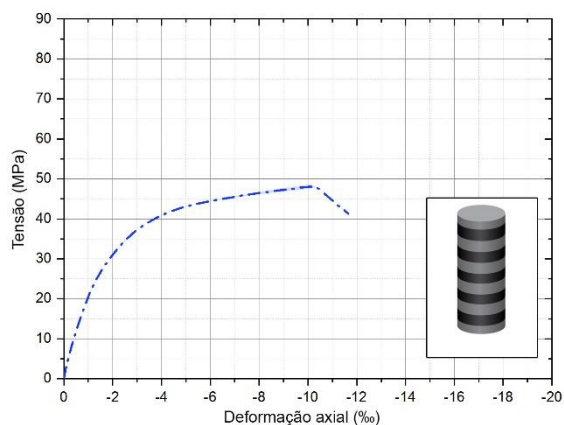


Figura 11-49 - Tensão versus deformação para umidade constante



C.3 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO CONTÍNUO COM UMA CAMADA

Figura 11-50 - Tensão versus deformação de referência

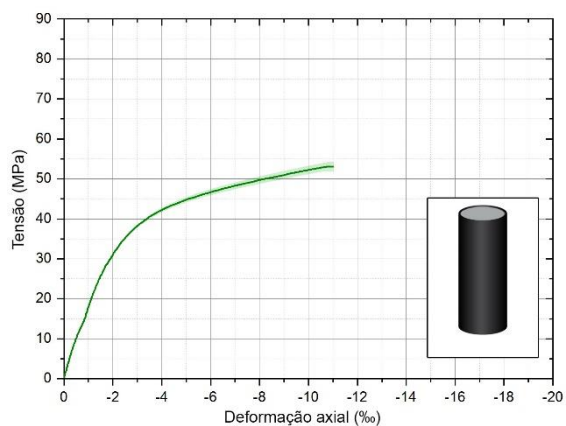


Figura 11-52 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade

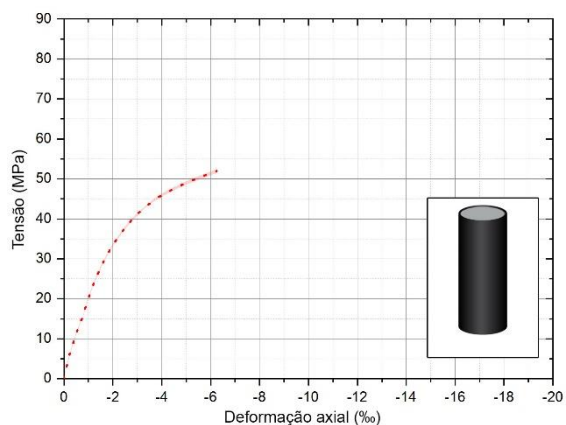


Figura 11-51 - Tensão versus deformação para ambiente interno

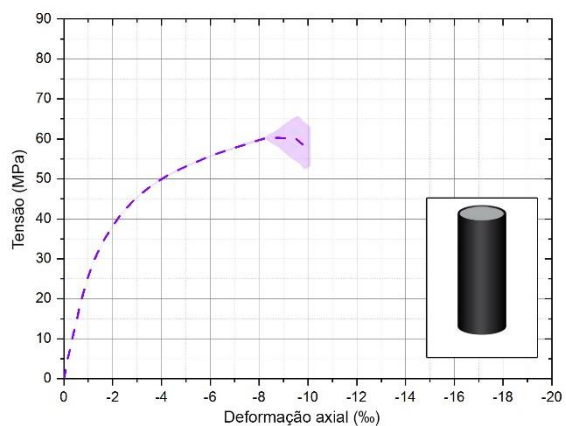
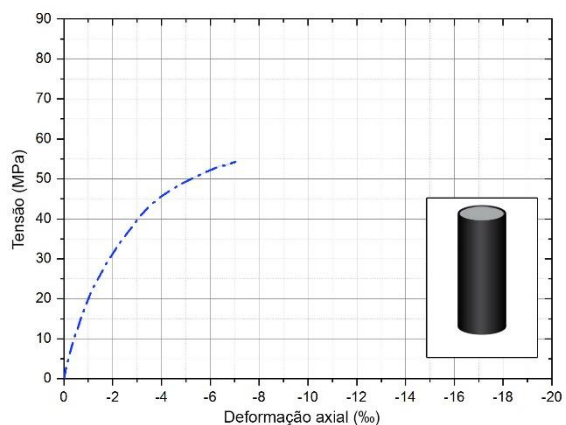


Figura 11-53 - – Tensão versus deformação para umidade constante



C.4 – DIAGRAMAS MÉDIAS DE TENSÃO *VERSUS* DEFORMAÇÃO DOS PILARES DE CONFINAMENTO CONTÍNUO COM DUAS CAMADAS

Figura 11-54 - Tensão versus deformação de referência

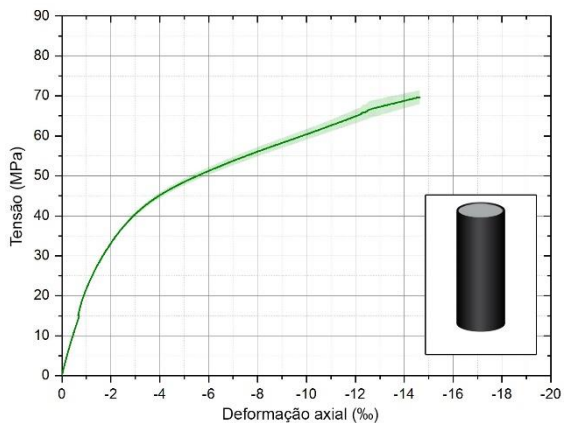


Figura 11-55 - Tensão versus deformação para ambiente interno

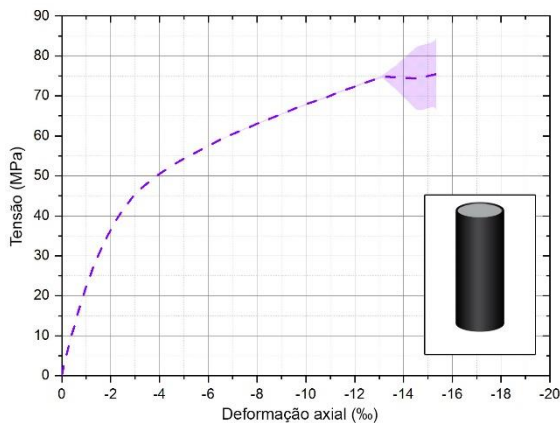


Figura 11-56 - Tensão versus deformação para ciclos de umidade

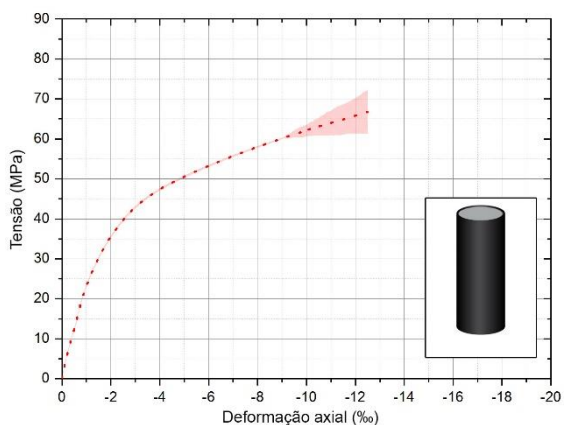
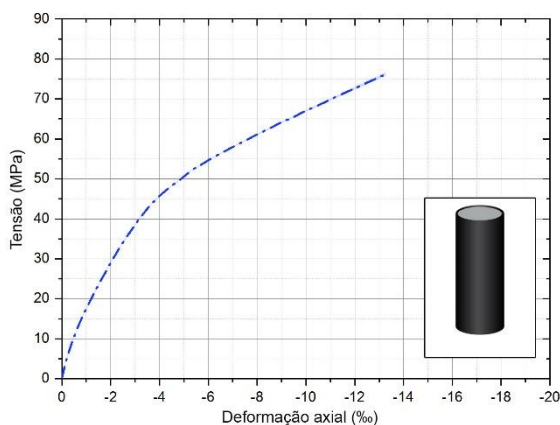


Figura 11-57 - Tensão versus deformação para umidade constante



D.1 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES REFERÊNCIA

	Pilar	σ_{cc} (MPa)	$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{c0}}$
Referência	C20_1_ws_0_0_0	24,9 (σ_{c0})	-	-1,4 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_0_0_0	- (σ_{c0})	-	- (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_1_40_0	44,8	-	-9,4	-
	C20_2_s_1_40_0	44,3	-	-7,0	-
	Média	44,5	1,8	-8,2	5,9
	C20_1_s_2_40_0	53,9	-	-12,3	-
	C20_2_s_2_40_0	53,2	-	-10,0	-
	Média	53,6	2,2	-11,2	8,0
	C20_1_s_1_0_0	53,9	-	-8,9	-
	C20_2_s_1_0_0	52,3	-	-8,8	-
	Média	53,1	2,1	-8,8	6,3
	C20_1_s_2_0_0	74,5	-	-16,9	-
	C20_1_s_2_0_0	69,4	-	-15,8	-
	Média	72,0	2,9	-16,4	11,7

D.2 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM AMBIENTE INTERNO

	Pilar	σ_{cc} (MPa)	$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{c0}}$
Ambiente interno	C20_1_ws_0_0_720	29,6 (σ_{c0})	-	-1,5 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_0_0_720	31,4 (σ_{c0})	-	-2,4 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_1_40_720	45,0	-	-5,8	-
	C20_2_s_1_40_720	48,7	-	-8,3	-
	Média	46,9	1,5	-7,0	2,9
	C20_1_s_2_40_720	53,7	-	-8,6	-
	C20_2_s_2_40_720	56,0	-	-10,6	-
	Média	54,9	1,7	-9,6	4,0
	C20_1_s_1_0_720	60,0	-	-8,3	-
	C20_2_s_1_0_720	64,0	-	-10,2	-
	Média	62,0	2,0	-9,3	3,9
	C20_1_s_2_0_720	74,7	-	-14,0	-
	C20_1_s_2_0_720	82,4	-	-15,7	-
	Média	78,5	2,5	-14,8	6,2

D.3 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM CICLOS DE UMIDADE

	Pilar	σ_{cc}	$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}}$	ϵ_{cc}	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{c0}}$
		(MPa)		(‰)	
Ciclos de umidade	C20_1_ws_0_0_720	24,8 (σ_{c0})	-	-1,4 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_0_0_720	30,6 (σ_{c0})	-	-2,5 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_1_40_720	39,5	-	-3,8	-
	C20_2_s_1_40_720	42,1	-	-5,4	-
	Média	40,8	1,3	-4,6	1,8
	C20_1_s_2_40_720	48,7	-	-8,3	-
	C20_2_s_2_40_720	50,8	-	-7,4	-
	Média	49,7	1,6	-7,9	3,2
	C20_1_s_1_0_720	56,7	-	-10,1	-
	C20_2_s_1_0_720	52,3	-	-5,4	-
	Média	54,5	1,8	-7,8	3,1
	C20_1_s_2_0_720	75,7	-	-14,4	-
	C20_1_s_2_0_720	70,6	-	-15,4	-
	Média	73,1	2,4	-14,9	6,0

D.4 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE PILARES EM UMIDADE CONSTANTE

	Pilar	σ_{cc}	$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}}$	ϵ_{cc}	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{c0}}$
		(MPa)		(‰)	
Umidade constante	C20_1_ws_0_0_720	21,1 (σ_{c0})	-	-1,4 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_0_0_720	27,7 (σ_{c0})	-	-3,4 (ϵ_{c0})	-
	C20_1_s_1_40_720	44,3	-	-8,8	-
	C20_2_s_1_40_720	42,4	-	-9,8	-
	Média	43,3	1,6	-9,3	7,9
	C20_1_s_2_40_720	48,8	-	-10,8	-
	C20_2_s_2_40_720	48,4	-	-9,9	-
	Média	48,2	1,7	-10,3	3,0
	C20_1_s_1_0_720	54,1	-	-5,9	-
	C20_2_s_1_0_720	55,4	-	-8,7	-
	Média	54,7	1,97	-7,3	2,1
	C20_1_s_2_0_720	76,0	-	-14,3	-
	C20_1_s_2_0_720	76,5	-	-12,4	-
	Média	76,3	2,8	-13,3	3,9

E.1 – DIMENSIONAMENTO DE PROJETO PARA PILAR DE REFERÊNCIA COM DUAS CAMADAS DE REFORÇO COM CONFINAMENTO CONTÍNUO

Para o cálculo da tensão de projeto do pilar, após a aplicação do sistema de reforço com CFRP em duas camadas, pela técnica EBR, foram consideradas as recomendações da ACI 440.2R (2017). O dimensionamento de projeto da ACI 440.2R (2017) considera todos os coeficientes de segurança para obtenção dos valores de projeto.

Neste exemplo, apresenta-se o dimensionamento para pilar de referência com duas camadas de reforço com CFRP, de confinamento contínuo, para o ambiente de referência, ou seja, para o ambiente no qual o coeficiente de redução ambiental das propriedades mecânicas do FRP é igual a 0,95. Para os ambientes com umidade apresentados neste estudo, o valor de C_E utilizado é igual a 0,85. A Tabela 11-1 mostra os dados de entrada a serem utilizados no dimensionamento.

Tabela 11-1 - Dados de entrada para o dimensionamento segundo a ACI 440.2R (2017)

Fonte	Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga de projeto
ACI 440.2R (2017)	C_E	Coeficiente de redução ambiental das propriedades mecânicas do FRP	Referência = 0,95
ACI 440.2R (2017)	ψ_f	Coeficiente de redução adicional da pressão de confinamento exercida no concreto pelo FRP	0,95
ACI 440.2R (2017)	ϕ	Coeficiente de redução de resistência última do elemento estrutural	0,65
ACI 440.2R (2017)	k_ϵ	Coeficiente de eficiência da manta de FRP	0,55
ACI 440.2R (2017)	k_a e k_b	Coeficiente de redução devido à forma da seção transversal (igual à 01 para seções circulares)	01
Experimental	f_{co}	Resistência à compressão do concreto não confinado	24,1
Experimental	E_c	Módulo de elasticidade do concreto	32,9

Conforme especificações da ACI 440.2R (2017), a deformação última do material é parâmetro necessário para cálculo da deformação efetiva (ε_{fe}). A deformação última do material varia de acordo com o coeficiente de redução adotado, conforme apresentado na Tabela 11-2, e a tensão final de ruptura do reforço FRP dado pelo fabricante.

Tabela 11-2 - Coeficiente de redução ambiental

Condições de exposição	Tipo de fibra	Coeficiente de redução ambiental (C_E)
Exposição interior	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exposição externa (pontes, píeres e garagens de estacionamento não fechadas)	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambiente agressivo (ambientes químicos, e estações de tratamento de águas residuais)	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: traduzido de ACI 440.2R (2017)

Considerando-se que o pilar do dimensionamento encontra-se em um ambiente interno e que foi reforçado com mantas de CFRP, por meio da técnica EBR, o coeficiente C_E adotado é igual a 0,95. A deformação última do material, após incidência do coeficiente de agressividade do meio, é dada pela Equação 23, onde ε_{fu}^* é deformação máxima do compósito de FRP fornecida por ensaio ou por catálogo do fabricante.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

Equação 23

$$\varepsilon_{fu} = 0,95 \cdot 10,22\% = 9,71\%$$

Uma vez obtida a deformação última do material, a deformação efetiva (ε_{fe}) é calculada por meio da Equação 24, onde k_ε é o coeficiente de eficiência da

deformação, cujo valor recomendado pela ACI 440.2R (2017) é igual 0,55, e ε_{fu} é deformação última do material obtida no cálculo anterior.

$$\varepsilon_{fe} = k_e \cdot \varepsilon_{fu}$$

Equação 24

$$\varepsilon_{fe} = 0,55 \cdot 9,71\% = 5,34\%$$

A pressão última de confinamento última (f_l), é obtida por meio da Equação 25. Em pilares de seção circular é obtida pela formulação composta por E_f (módulo de elasticidade do FRP), n (número de camadas do compósito), t_f (espessura do compósito), D é o (diâmetro do pilar) e ε_{fe} (deformação efetiva).

$$f_l = \frac{2 \cdot E_f \cdot n \cdot t_f \cdot \varepsilon_{fe}}{D}$$

Equação 25

$$f_l = \frac{2 \cdot 24782 \cdot 2 \cdot 0,0176 \cdot 5,34}{15} = 0,62 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A tensão de compressão última do concreto confinado (f_{ccu}) é então calculada, por meio da Equação 26, sendo que, ψ_f é o coeficiente de redução adicional da pressão de confinamento exercida no concreto pelo FRP, adotado como 0,95 conforme descrito pela ACI 440.2R (2017), e k_a é o coeficiente de redução devido à forma da seção transversal, que de acordo com a ACI 440.2R (2017), é igual à 1,0 para seções circulares, f_l é a pressão de confinamento última e f_{co} é a resistência à compressão do concreto não confinado.

$$f_{ccu} = f_{co} + \psi_f \cdot 3,3 \cdot k_a \cdot f_l$$

Equação 26

$$f_{ccu} = 2,41 + 0,95 \cdot 3,3 \cdot 1,0 \cdot 0,62 = 4,36 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A deformação última do concreto confinado (ε_{ccu}) é calculada utilizando-se a Equação 27 e sua obtenção é composta por k_b , como um coeficiente de redução devido à forma da seção transversal, igual à 1,0 para seções circulares, conforme previsto pela ACI 440.2R (2017), por ε_{co} que pode ser definido como 0,002, de acordo com indicação na normativa e os demais parâmetros já calculados.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1,5 + 12 \cdot k_b \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \right)$$

Equação 27

$$\varepsilon_{ccu} = 0,02 \cdot \left(1,5 + 12 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,62}{2,41} \cdot \left(\frac{5,34}{0,02} \right)^{0,45} \right) = 0,013$$

A inclinação da reta do segundo trecho (E_2), sendo este o coeficiente angular da reta que define o trecho do diagrama referente ao concreto confinado, é então definida pela Equação 28.

$$E_2 = \frac{f_{ccu} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}}$$

Equação 28

$$E_2 = \frac{4,36 - 2,41}{0,13} = 154,36 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A ACI 440.2R (2017), define que para a obtenção da deformação de transição da curva tensão-deformação do FRP (ε'_t) deve-se utilizar a Equação 29.

$$\varepsilon'_t = \frac{2 \cdot f_{co}}{E_c - E_2}$$

Equação 29

$$\varepsilon'_t = \frac{2 \cdot 2,41}{3298,0 - 154,36} = 0,00153$$

A tensão no concreto pode ser calculada por meio da Equação 30 ou Equação 31.

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f_{co}} \cdot \varepsilon_c^2 \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \quad \text{Equação 30}$$

$$f_c = f_{co} + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \quad \text{Equação 31}$$

Considerando-se que a deformação de transição obtida por meio da Equação 29 é igual a 0,00153 e tendo em vista a deformação última do concreto sendo igual a 0,013, a tensão do concreto é apresentada na Equação 32.

$$f_c = 2,41 + 154,36 \cdot 0,013 = 4,36 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad \text{Equação 32}$$

A tensão na armadura longitudinal pode ser calculada por meio da Equação 33 ou Equação 34.

$$f_y = \varepsilon_c \cdot E_s \quad \varepsilon_c \leq \frac{f_{yk}}{E_s} \quad \text{Equação 33}$$

$$f_y = f_{yk} \quad \varepsilon_c \geq \frac{f_{yk}}{E_s} \quad \text{Equação 34}$$

Para definição da equação a ser adotada no dimensionamento, primeiramente é necessário o cálculo pela Equação 35.

$$0,013 \geq \frac{52,98}{21000} = 0,0025 \quad \text{Equação 35}$$

Tendo em vista o resultado obtido adota-se que a tensão na armadura longitudinal é igual a 52,98.

A força resistente do pilar reforçado (P_n) pode ser obtida pela Equação 36, onde ϕ é o coeficiente de redução de resistência (igual à 0,65 para estruturas que tem sua ruína determinada pelo esmagamento do concreto), conforme previsto pela ACI 440.2R (2017), A_c e A_s são a área do concreto e área total da armadura longitudinal, respectivamente, f_y é a tensão na armadura longitudinal e f_c é a tensão no concreto.

$$P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s] \quad \text{Equação 36}$$

$$P_n = 0,8 \cdot 0,65 \cdot [0,85 \cdot 4,36 \cdot (176,71 - 4,71) + 52,98 \cdot 4,71] = 461,20 \text{ kN}$$

Por fim, a tensão no pilar é então calculada por meio da Equação 37, obtida por meio do quociente entre a força resistente do pilar reforçado (P_n) e a área do concreto (A_c).

$$\sigma = \frac{P_n}{A_c} \quad \text{Equação 37}$$

$$\sigma = \frac{461,20}{176,71} = 2,61 \text{ kN / cm}^2 = 26,1 \text{ MPa}$$

F.1 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO PELA NBR 6118 (ABNT, 2014)

Figura 11-58 - Diagrama de interação Nd, Md – Referência

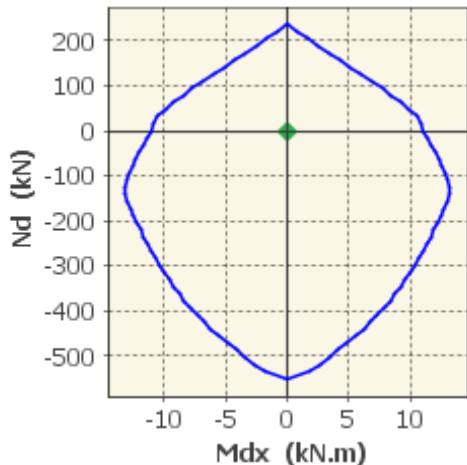


Figura 11-59 - Diagrama de interação Nd, Md – Ambiente interno

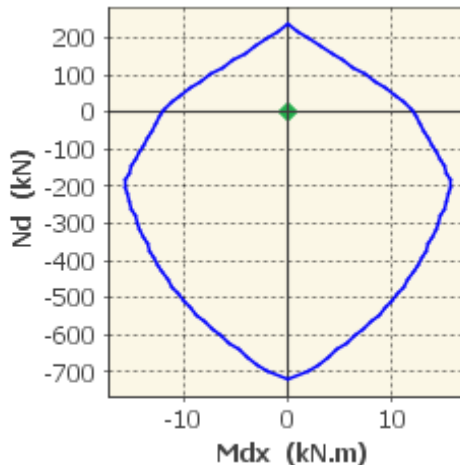


Figura 11-60 - Diagrama de interação Nd, Md – Ciclos de umidade

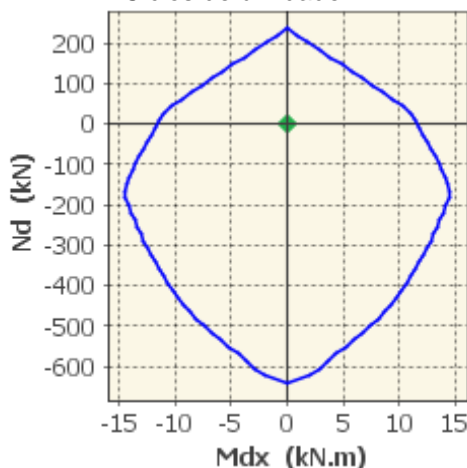


Figura 11-61 - Diagrama de interação Nd, Md – Umidade constante

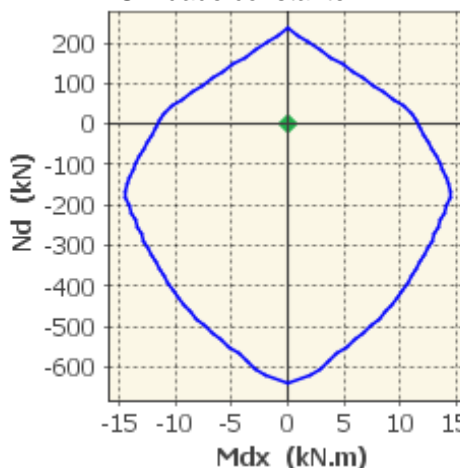


Figura 11-62 - Diagrama de interação Nd, Md – De projeto

