

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**Análise do Comportamento Estrutural e Durabilidade de Pilares de
Concreto Armado Reforçados com Manta de GFRP**

Matusalém do Carmo de Oliveira

São Carlos
2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**Análise do Comportamento Estrutural e Durabilidade de Pilares de
Concreto Armado Reforçados com Manta de GFRP**

Matusalém do Carmo de Oliveira

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Gláucia Maria Dalfré

São Carlos
2019



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Matusalem do Carmo de Oliveira, realizada em 26/04/2019:



Profa. Dra. Gláucia Maria Dalfré
UFSCar



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior
UNICAMP



Prof. Dr. Guilhermé Añis Parsekian
UFSCar

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Armando Lopes Moreno Junior e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.



Profa. Dra. Gláucia Maria Dalfré

AGRADECIMENTOS

À DEUS, pelo dom da vida.

Aos meus pais, José do Carmo e Maria de Lourdes do Carmo, por todo o amor, sabedoria, apoio, conselhos e confiança que nunca me negaram e que tornaram tudo o que conquisei possível, meu eterno obrigado.

Às minhas irmãs, Rose, Siva e Adriana, por serem minhas fiéis companheiras, por terem iluminado meu caminho nesses anos de estudo.

Aos meus sobrinhos, Luis Guilherme, Mateus, Pedro e Sofia, pela a alegria, esperança e paz que a cada dia renovam em mim.

À Professora Doutora Gláucia Maria Dalfré, por toda a paciência, críticas e orientações que me guiaram para a realização deste trabalho e que contribuíram não apenas na minha formação profissional, mas também pessoal, obrigado.

Aos técnicos de laboratório José Roberto e Ricardo e todos meus amigos e colegas, em nome de Mariana, Gustavo Sipp e Douglas, pelas inúmeras vezes em que me ajudaram e fizeram este trabalho se tornar possível.

A todos professores, mestres e doutores que com muito amor e dedicação, tornaram possível minha chegada até aqui, em especial ao meu pai, com quem continuo aprendendo a cada dia.

O autor e a orientadora agradecem a Owens Corning Brasil, ao Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) do Departamento de Engenharia Civil (DECiv), ao Laboratório de Materiais e Componentes da Construção Civil (LMC) e ao Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) por viabilizarem os ensaios desta pesquisa.

RESUMO

OLIVEIRA, Matusalém do Carmo de. **Análise do comportamento estrutural e durabilidade de pilares de concreto armado reforçados com manta de GFRP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2019.

Polímeros reforçados com fibras (de sigla internacional FRP, *Fiber Reinforced Polymer*) se apresentam como uma opção atrativa para o reforço de estruturas na construção civil devido às características intrínsecas do sistema como, por exemplo, baixo peso próprio, facilidade e versatilidade de aplicação e pouca alteração da seção transversal do elemento reforçado. Dentre as principais técnicas de aplicação de reforço com FRP cita-se a técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, em língua inglesa), que consiste na colagem de mantas de fibra impregnadas com a matriz polimérica no substrato do elemento que se deseja reforçar. Contudo, em elementos reforçados pela técnica EBR, o FRP fica exposto e em contato direto com distintos graus de agressividade ambiental (intempéries, umidade, temperatura e radiação ultravioleta) e a possíveis acidentes (incêndios, explosões, cheias, choques físicos e atos de vandalismo) inerentes à localização da estrutura reforçada. Esses fatores podem causar a degradação dos materiais constituintes do sistema de reforço, com alterações em seus modos de ruptura e reduções nas resistências últimas. Desta forma, esse trabalho é baseado na análise do comportamento estrutural e durabilidade de pilares de concreto armado reforçados com polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*) pela técnica EBR quando expostos às intempéries em uma região de clima subtropical úmido (tipo Cwa na classificação de Köppen-Geiger). Para isso, pilares reforçados foram avaliados por meio de ensaios monotônicos de compressão axial e, também, foi estudada a degradação de resinas epoxídicas e compósitos de fibras de vidro quando expostos à degradação por intempéries, os quais foram avaliados por ensaios de tração uniaxial. Os resultados obtidos indicam reduções nas propriedades mecânicas das resinas epoxídicas em ambos ambientes de degradação estudados neste trabalho. Por outro lado, o mesmo não foi observado nos compósitos de GFRP nas mesmas condições. Com relação aos pilares, reduções nos valores de tensão máxima e deformação axial foram observadas após exposição ao intemperismo. Porém, a eficiência do sistema de reforço, em termos de incremento de carga e de deformabilidade, não reduziu com a exposição.

Palavras-chave: Pilares reforçados, FRP, EBR, GFRP, Durabilidade.

ABSTRACT

OLIVEIRA, Matusalém do Carmo de. **Analysis of the structural behavior and durability of reinforced concrete columns strengthened with GFRP sheets.** Thesis (Master science in Civil Engineering) – Federal University de São Carlos, São Carlos, SP, Brazil, 2019.

Fiber reinforced polymers (FRP) are an attractive option for the strengthening of structures in the civil construction due to the intrinsic characteristics of the system, e.g., lower self-weight, ease and versatility of application and little change of cross section of the strengthened element. The Externally Bonded Reinforcement (EBR) technique consists on the use of fibers sheets, impregnated with polymeric matrix glued to the substrate of the element that will be strengthened. However, structures strengthened by the EBR technique exposes the FRP to direct contact with different degrees of environmental aggressiveness (weathering, humidity, temperature and ultraviolet radiation) and to possible accidents (fires, explosions, floods, physical shocks and acts of vandalism). These factors can cause degradation of the constituent materials of the strengthening system changing their rupture modes and leading to reductions of the ultimate stress. In order to evaluate the structural behavior and durability of reinforced concrete columns confined with Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) by the EBR technique when exposed to weathering in a subtropical climate region (Cwa in Köppen–Geiger climate classification system), short columns were evaluated by compression axial tests. In addition, epoxy resins and GFRP were evaluated by uniaxial tensile tests. The results indicate decreases in the mechanical properties of the epoxy resins, while no degradation was obtained for the GFRP composites. Concerning to the short columns, decreases of the ultimate stresses and axial strains were observed after weathering exposure. However, the exposure did not decrease the efficiency of the strengthening system when compared to the unstrengthened column.

Keywords: Strengthened columns, FRP, EBR, GFRP, Durability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Reforço por aumento de seção com adição de concreto armado	18
Figura 2 - Reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos	18
Figura 3 - Reforço com compósitos de FRP	19
Figura 4 - Materiais constituintes do FRP	20
Figura 5 - Apresentação dos FRPs comercialmente encontrados.....	20
Figura 6 - Diagramas tensão <i>versus</i> deformação típicos obtidos em ensaios de tração uniaxial	22
Figura 7 - Tipos de tecidos utilizados em FRP e direções das fibras	25
Figura 8 - Técnicas de reforço à flexão de vigas com compósitos de FRP	26
Figura 9 - Pilar reforçado com FRP.....	27
Figura 10 - Reforço contínuo e discreto em pilares de concreto armado com FRP	28
Figura 11 - Mecanismo de confinamento passivo de pilar.....	28
Figura 12 - Comportamento de pilares confinados por diferentes materiais.....	29
Figura 13 - Efeito de confinamento em seções transversais não circulares	30
Figura 14 - Tensão <i>versus</i> deformação de pilares de seção transversal circular e quadrada reforçados com FRP	31
Figura 15 - Fatores que afetam a durabilidade dos FRPs	31
Figura 16 - Ganho de massa em polímeros submetidos à umidade.....	32
Figura 17 - Perda de resistência em função do tempo de polímeros expostos à umidade ...	33
Figura 18 - Comportamento mecânico de barras de GFRP em temperaturas elevadas.....	35
Figura 19 - Fibra de vidro do tipo E exposta por 3 meses em solução de ácido sulfúrico a 10%	37
Figura 20 - Valores normalizados de tensão máxima e deformação última de GFRP em ambientes alcalinos e ácidos	38
Figura 21 - Caixa d'água reforçada com CFRP aplicado segundo a técnica EBR.....	39
Figura 22 - Classificação climática do Brasil segundo sistema de Köpper-Geiger	42
Figura 23 - Clima subtropical úmido Cfa e Cwa ao redor do mundo	42
Figura 24 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação de Lam e Teng (2003).....	46
Figura 25 - Seção longitudinal e transversal e modelo 3D dos pilares	51
Figura 26 - Montagem da armadura dos pilares.....	51
Figura 27 - Etapas de concretagem dos pilares	52
Figura 28 - Etapas de regularização das faces dos pilares	52
Figura 29 - Desgaste da camada superficial de concreto com disco diamantado	53
Figura 30 - Etapas de reparo das camadas superficiais dos pilares.....	54
Figura 31 - Aderência entre o graute de reparo e o concreto	54
Figura 32 - Etapas de reforço de pilares com GFRP pela técnica EBR.....	56
Figura 33 - Face do pilar com após aplicação da massa plástica	56
Figura 34 - LVDT para aferição do deslocamento dos pratos da prensa.....	58
Figura 35 - Instrumentação dos ensaios de compressão axial dos pilares de concreto armado	58
Figura 36 - Hardwares para <i>Arduino</i> utilizados no monitoramento de temperatura e umidade	59
Figura 37 - Locais de exposição de pilares e corpos de prova ao intemperismo.....	60
Figura 38 - Etapas de concretagem	61
Figura 39 - Máquina de ensaio universal utilizada para a caracterização do concreto	62
Figura 40 - Máquina de ensaio universal utilizada para a caracterização das armaduras	63
Figura 41 - Etapas de confecção dos corpos de prova de resinas epoxídicas	64
Figura 42 - Arranjo de ensaio (a-b) e aspecto final dos corpos de prova de resina epoxídica após o ensaio (c)	65
Figura 43 – Manta de GFRP	66
Figura 44 - Ensaio de tração axial de laminados de GFRP	67

Figura 45 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação de ensaio do GFRP	67
Figura 46 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina A em ambiente laboratorial	72
Figura 47 - Dados meteorológicos e períodos de ensaios – Resina A	73
Figura 48 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina A em intempéries	74
Figura 49 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina B em ambiente laboratorial	76
Figura 50 - Leituras climáticas e períodos de ensaios – Resina B	77
Figura 51 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina 55 em intempéries	78
Figura 52 - Tensão relativa: Resina A, tipo <i>primer</i>	80
Figura 53 - Tensão relativa: Resina B, de saturação	80
Figura 54 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina A.....	80
Figura 55 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina B.....	80
Figura 56 – Módulo de elasticidade relativo: Resina A, tipo <i>primer</i>	82
Figura 57 - Módulo de elasticidade relativo: Resina B, de saturação	82
Figura 58 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina A.....	82
Figura 59 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina B.....	82
Figura 60 - Diagramas tensão <i>versus</i> deformação para compósitos de mantas de GFRP em ambiente laboratorial	85
Figura 61 - Dados meteorológicos e períodos de ensaios – GFRP.....	86
Figura 62 - Diagramas tensão-deformação dos GFRP expostos às intempéries	87
Figura 63 - Tensão máxima relativa - GFRP.....	88
Figura 64 - Módulo de elasticidade relativo -GFRP.....	88
Figura 65 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Tensão GFRP	88
Figura 66 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Módulo GFRP	88
Figura 67 - Palheta de cores de corpos de prova de GFRP	90
Figura 68 - Corpos de prova de GFRP ensaiados à tração.....	90
Figura 69 - Tensão-deformação do GFRP – Ruptura.....	92
Figura 70 - Ruptura do GFRP	92
Figura 71 - Dados meteorológicos – Pilares	93
Figura 72 - Diagrama do programa experimental dos pilares.....	94
Figura 73 - Tensão-deformação: REF_0 - CP1.....	97
Figura 74 - Tensão-deformação: REF_0 - CP2.....	97
Figura 75 - Tensão-deformação: LAB_6M_0 - CP1	97
Figura 76 - Tensão-deformação: LAB_6M_0 - CP2	97
Figura 77 - Tensão-deformação: WEA_6M_0 - CP1	97
Figura 78 - Tensão-deformação: WEA_6M_0 - CP2.....	97
Figura 79 - Pilares sem reforço após ruptura	98
Figura 80 - Regiões de rupturas dos pilares	99
Figura 81 - Corrosão da armadura do pilar WEA_6M_0 - CP2	100
Figura 82 - Tensão-deformação: REF_1 - CP1.....	101
Figura 83 - Tensão-deformação: REF_1 - CP2.....	101
Figura 84 - Tensão-deformação: LAB_6M_1 - CP1	101
Figura 85 - Tensão-deformação: LAB_6M_1 - CP2	101
Figura 86 - Tensão-deformação: WEA_6M_1 - CP1	101
Figura 87 - Tensão-deformação: WEA_6M_1 - CP2.....	101
Figura 88 - Pilar reforçado no início e fim do ensaio de compressão	102
Figura 89 - Pilares reforçados com uma camada de GFRP após ruptura	103
Figura 90 - Tensão-deformação: REF_2 - CP1.....	104
Figura 91 - Tensão-deformação: REF_2 - CP2.....	104
Figura 92 - Tensão-deformação: LAB_6M_2 - CP1	104
Figura 93 - Tensão-deformação: LAB_6M_2 - CP2	104
Figura 94 - Tensão-deformação: WEA_6M_2 - CP1	104
Figura 95 - Tensão-deformação: WEA_6M_2 - CP2.....	104
Figura 96 - Pilares reforçados com duas camadas de GFRP após a ruptura.....	106

Figura 97 - Curvas médias dos ensaios da série REF	107
Figura 98 - Curvas médias dos ensaios da série LAB_6M	108
Figura 99 - Curvas médias dos ensaios da série WEA_6M.....	108
Figura 100 - Tensão-deformação normalizados: Pilares sem reforço	109
Figura 101 - Tensão-deformação normalizados: Pilar reforçado com uma camada de GFRP	109
Figura 102 - Tensão-deformação normalizado: pilares reforçados com duas camadas de GFRP	109
Figura 103 - Curvas médias dos pilares: todos os modelos	111
Figura 104 - Relação $\sigma_{c,AMB}/\sigma_{c,REF}$	112
Figura 105 - Relação $\varepsilon_{c,AMB}/\varepsilon_{c,REF}$	112
Figura 106 - Relação σ_{cc}/σ_{c0}	113
Figura 107 - Relação $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$	113
Figura 108 - Área de cálculo da capacidade de absorção de energia	114
Figura 109 - Cálculo da absorção de energia de deformação dos pilares confinados	116
Figura 110 - Relação U_{AMB}/U_{REF}	118
Figura 111 - Relação $\Delta U_C/U_{c0}$	119
Figura 112 - Regressão linear no intervalo de E_2	120
Figura 113 - Relação $E_{2,AMB}/E_{2,REF}$	121
Figura 114 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação teóricos e experimentais: REF	124
Figura 115 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação teóricos experimentais: LAB_6M.....	124
Figura 116 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação teórico e experimentais WEA_6M	125
Figura 117 - Erro na previsão da força e deformação axial última dos resultados experimentais	125
Figura 118 - Erro na previsão de E_2 e tensão referente à deformação de 10% dos resultados experimentais	126
Figura 119 - Resultados experimentais e de projeto dos pilares reforçados	129
Figura 120 - Erro entre os valores de projeto e experimentais	130
Figura 121 - Pilares do ensaio piloto.....	141
Figura 122 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação obtidos no ensaio piloto	142
Figura 123 - Ruptura dos pilares do ensaio piloto	143
Figura 124 - Curva tensão <i>versus</i> deformação axial sem correção - pilar G30_0	145
Figura 125 - Esquema representativo da rigidez dos pilares ensaiados.....	145
Figura 126 - Equações do trecho linear selecionado para correção das leituras de deslocamento do pilar G30_0	147
Figura 127 - Curva tensão <i>versus</i> deformação axial corrigida do pilar G30_0	147
Figura 128 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em ambiente laboratorial - 7 dias	148
Figura 129 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em ambiente laboratorial - 14 dias	148
Figura 130 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em ambiente laboratorial - 4 meses	148
Figura 131 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em ambiente laboratorial - 8 meses	148
Figura 132 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em ambiente laboratorial - 1 ano.....	148
Figura 133 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em intempéries - 7 dias.....	149
Figura 134 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em intempéries - 14 dias.....	149
Figura 135 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em intempéries - 4 meses.....	149
Figura 136 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em intempéries - 8 meses.....	149
Figura 137 - Resina A, tipo <i>primer</i> , em intempéries - 1 ano	149
Figura 138 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial – 7 dias	150
Figura 139 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 14 dias.....	150
Figura 140 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 4 meses.....	150
Figura 141 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 8 meses.....	150
Figura 142 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 1 ano	150
Figura 143 - Resina B, de laminação, em intempéries - 7 dias	151
Figura 144 - Resina B, de laminação, em intempéries - 14 dias	151

Figura 145 - Resina B, de laminação, em intempéries - 4 meses	151
Figura 146 - Resina B, de laminação, em intempéries - 8 meses	151
Figura 147 - Resina B, de laminação, em intempéries - 1 ano.....	151
Figura 148 - Corpos de GFRP nas datas de ensaio.....	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de fibra de vidro.....	24
Tabela 2 - Propriedades à tração típicas das fibras utilizadas em FRP.....	25
Tabela 3 - Sistema de classificação climática de Köpper-Geiger	41
Tabela 4 - Valores do coeficiente de redução ambiental.....	44
Tabela 5 - Cronograma de ensaios.....	49
Tabela 6 - Propriedades mecânicas do compósito segundo o fabricante.....	66
Tabela 7 - Propriedades mecânicas do concreto e aço.....	70
Tabela 8 - Nomenclatura utilizada para os ensaios das resinas epoxídicas.....	70
Tabela 9 - Principais resultados da Resina A (primer) em ambiente laboratorial.....	71
Tabela 10 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Resina A (<i>primer</i>).....	74
Tabela 11 - Principais resultados da Resina A em exposição às intempéries	74
Tabela 12 - Resultados de ensaios de Resina B em exposição a ambiente laboratorial	75
Tabela 13 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Resina de saturação	77
Tabela 14 - Resultados de ensaios de resina B em exposição às intempéries	78
Tabela 15 - Nomenclatura utilizada para os ensaios dos compósitos de GFRP.....	84
Tabela 16 - Resultados de ensaios de GFRP em exposição a ambiente laboratorial.....	84
Tabela 17 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – GFRP.....	86
Tabela 18 - Resultados de ensaios de GFRP em exposição ao intemperismo	87
Tabela 19 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Pilares.....	93
Tabela 20 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão de pilares	95
Tabela 21 - Energia de deformação: Pilares sem reforço	115
Tabela 22 - Energia de deformação: Pilares reforçados com uma camada de GFRP.....	116
Tabela 23 - Energia de deformação: Pilares reforçados com duas camadas de GFRP	117
Tabela 24 - Valores de E_2 dos pilares reforçados	120
Tabela 25 - Variáveis de entrada do modelo analítico.....	123
Tabela 26 - Resultados da previsão de carga experimental.....	125
Tabela 27 - Resultados experimentais e de projeto dos pilares reforçados.....	130
Tabela 28 - Principais resultados obtidos no ensaio piloto.....	142

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Principal	15
1.1.2 Específicos.....	15
1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	16
2. ESTADO DA ARTE	17
2.1 ESTRUTURAS REFORÇADAS COM FRP	17
2.1.1 Polímeros reforçados com fibras.....	20
2.1.2 Matriz polimérica.....	22
2.1.3 Fibras	23
2.2 TÉCNICAS DE REFORÇO COM FRPS	25
2.2.1 Reforço de pilares pela técnica EBR	26
2.3 COMPORTAMENTO DE PILARES CONFINADOS COM FRP	28
2.4 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO EM CONCRETOS CONFINADOS COM FRP	31
2.4.1 Umidade e soluções salinas.....	32
2.4.2 Ciclos de congelamento, elevadas temperaturas e situação de incêndio	35
2.4.3 Ambientes alcalinos e corrosão	37
2.4.4 Exposição a raios ultravioletas	38
2.5 REGIÕES CLIMÁTICAS – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE KÖPPER-GEIGER ..	40
2.6 DIMENSIONAMENTO DE PILARES REFORÇADOS COM FRP	43
2.6.1 Coeficiente de redução ambiental.....	43
2.6.2 Modelo analítico de Lam e Teng (2003)	44
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	48
3.1 PILARES CURTOS REFORÇADOS COM GFRP	50
3.1.1 Armaduras longitudinais e transversais	50
3.1.2 Concretagem e preparação dos pilares	51
3.1.3 Reparo	53
3.1.4 Reforço	55
3.1.5 Instrumentação	56
3.2 AMBIENTES DE EXPOSIÇÃO.....	59
3.2.1 Ambiente laboratorial.....	59
3.2.2 Ambiente externo - intempéries	60
3.3 MATERIAIS	61
3.3.1 Concreto	61
3.3.2 Armaduras	62
3.3.3 Resinas epoxídicas	63
3.3.4 Polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP).....	65
4. RESULTADOS	69
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E AÇO	69
4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS RESINAS EPOXÍDICAS.....	70
4.2.1 Resina epoxídica A - Primer.....	71
4.2.2 Resina epoxídicas B – Saturação	75
4.2.3 Discussão dos resultados obtidos.....	79
4.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS COMPÓSITOS DE GFRP	83

4.3.1	Ambiente laboratorial.....	84
4.3.2	Exposição às intempéries	85
4.4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM GFRP	92
4.4.1	Pilar não reforçado	96
4.4.2	Pilares reforçados com uma camada de GFRP	100
4.4.3	Pilares reforçados com duas camadas de GFRP	103
4.4.4	Resumo dos resultados experimentais.....	107
4.4.5	Capacidade de carga e deformabilidade	110
4.4.6	Absorção de energia de deformação (U).....	114
4.4.7	Rigidez do trecho plástico confinado (E_2)	120
5.	COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E MODELO ANALÍTICO NORMATIVO.....	122
5.1	COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	123
5.2	DIMENSIONAMENTO DE PROJETO.....	128
6.	CONCLUSÕES.....	131
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	135
7.	REFERÊNCIAS	137
APÊNDICES.....		140
A	– ENSAIO PILOTO E CORREÇÃO DOS VALORES DE DEFORMAÇÃO AXIAL.....	141
A.1	CORREÇÃO DOS VALORES DE DEFORMAÇÕES AXIAIS	143
B.1	– Curvas tensão <i>versus</i> deformação da Resina A em ambiente laboratorial.....	148
B.2	– Curvas tensão <i>versus</i> deformação da Resina A expostas ao intemperismo	149
B.3	– Curvas tensão <i>versus</i> deformação da Resina B em ambiente laboratorial.....	150
B.4	– Curvas tensão <i>versus</i> deformação da Resina B expostas ao intemperismo	151
C	– CORPOS DE PROVA DE RESINA EPOXÍDICA.....	152
D	– CORPOS DE PROVA DE COMPÓSITOS DE GFRP	153

1. INTRODUÇÃO

O reforço de estruturas de concreto armado com polímeros reforçados com fibras (*Fiber Reinforced Polymer* – FRP, em língua inglesa) tem ganhado espaço na construção civil devido as vantagens intrínsecas desse tipo de material como, por exemplo, praticidade e versatilidade, pois apresentam alta resistência à tração, rigidez adaptável aos critérios de projeto, imunidade a corrosão, facilidade de aplicação em locais de difícil acesso, baixo custo de mão-de-obra, grande capacidade de deformação e tamanhos e geometrias diversas (FIB *Bulletin* 14, 2001).

Polímeros reforçados com fibras são materiais compostos constituídos por uma matriz polimérica, normalmente constituída de resina epoxídica, que envolve fibras de alta resistência. As principais funções das resinas epoxídicas são resistir aos esforços cisalhantes, envolver e aglutinar as fibras, garantir uma perfeita transmissão de tensões entre o substrato de concreto e as fibras e proteger as fibras contra agressões ambientais e desgastes (FIB *Bulletin* 40, 2007).

Entre as técnicas de reforço de pilares, o reforço por encamisamento (contínuo ou discreto) com FRP aplicados segundo à técnica de colagem externa (*Externally Bonded Reinforcement* – EBR, em língua inglesa) vem ganhando espaço entre os métodos convencionais (aumento de seção, encamisamento com chapas de aço) por combinar facilidade de aplicação sem apresentar aumento significativo da seção transversal. Essa técnica tem como princípio o confinamento do núcleo de concreto com a imposição de um estado triaxial de tensões, o que garante incrementos na resistência à compressão, maior ductilidade e bom desempenho a sismos (TENG *et al.*, 2003). Entretanto, pilares reforçados com FRP pela técnica EBR expõem o reforço diretamente a possíveis agentes ambientais prejudiciais à durabilidade do FRP.

A respeito da vida útil dos sistemas de reforço utilizando materiais compósitos, uma série de questões ainda são colocadas à comunidade acadêmica e projetistas quanto à durabilidade, degradação e comportamento ao longo do tempo dos elementos reforçados. Há uma notória preocupação entre a comunidade científica neste campo, com diversas recomendações de pesquisas para diferentes tipos de exposição (SEONG, 2003; PORTER e HARRIES, 2007; ACI 440.9R, 2015). Dentre os principais fatores que podem degradar os

materiais constituintes do elemento estrutural reforçado pode-se citar as intempéries (ambientes externos), ciclos de umidade, ciclos salinos (nevoa e água), ciclos de gelo/degelo e altas temperaturas. Para além disso, a exposição direta do reforço a ação dos raios UV provocam reações químicas na matriz polimérica com conseqüente degradação de suas propriedades (MICELLI *et al.*, 2014), prejudicando diretamente a transmissão de tensões entre as fibras e entre as fibras e o substrato de concreto.

Sabe-se que a resina epoxídica apresenta degradação significativa quando exposta às intempéries (ESCOBAL e DALFRÉ, 2017), o que pode, conseqüentemente, provocar possíveis degradações em elementos estruturais reforçados com FRP e expostos às mesmas condições. Neste contexto, este trabalho busca estudar o comportamento e degradação de pilares de concreto armado reforçados com mantas de GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer* - GFRP, em língua inglesa) quando expostos às intempéries, assim como o comportamento de seus materiais constituintes (concreto, resinas e GFRP).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 PRINCIPAL

Determinar a degradação temporal de pilares de concreto armado reforçados por confinamento contínuo com GFRP aplicados segundo a técnica EBR quando armazenados em ambiente laboratorial e expostos às intempéries.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar a degradação temporal de resinas epoxídicas e compósitos de GFRP mantidos em ambiente laboratorial e expostos ao intemperismo;
- Analisar o comportamento de pilares reforços com GFRP em termos de tensão máxima, deformação axial, capacidade de absorção de energia e rigidez do confinamento;
- Avaliar a influência da taxa de GFRP no confinamento de pilares;
- Comparar os resultados experimentais com o modelo normativo apresentado na norma ACI 440.2R (2017); e
- Contribuir para a avaliação de degradação a partir dos resultados obtidos nesta pesquisa.

1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esse trabalho está organizado em 7 capítulos. Neste primeiro capítulo, o tema proposto é introduzido e os objetivos deste trabalho são apresentados.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre estruturas de concreto armado reforçadas com FRP. Neste sentido, são definidos os polímeros reforçados com fibras e seu comportamento, seus principais componentes e os tipos mais utilizados na construção. O tema de degradação também é aqui abordado. Os principais fatores de degradação ambiental são descritos e resultados experimentais da bibliográfica são apresentados. Por fim, são apresentadas as recomendações do ACI 440.2R (2017) para o dimensionamento de elementos de concreto armado sujeitos à compressão axial confinados com FRP.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia utilizada no programa experimental realizado neste trabalho. São definidas as características dos corpos de prova de resinas epoxídicas, compósitos de GFRP, aço, concreto e pilares, bem como sua metodologia e idade de ensaios.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos programas experimentais de resinas epoxídicas e compósitos de GFRP, expostos em ambiente laboratorial e de intemperismo, os quais são discutidos com amparo de uma análise estatística de variância. Por fim, são apresentados o comportamento tensão *versus* deformação e modos de ruptura dos pilares, bem como a análise desses em termos de capacidade de carga, deformabilidade, energia de deformação e rigidez do trecho confinado do diagrama tensão *versus* deformação.

No capítulo 5 o modelo analítico proposto pelo ACI 440.2R (2017) é avaliado em termos de valores experimentais e de projeto.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões obtidas neste trabalho e propostas de pesquisas futuras.

Por fim, apresentam-se as Referências utilizadas nesta pesquisa.

2. ESTADO DA ARTE

2.1 ESTRUTURAS REFORÇADAS COM FRP

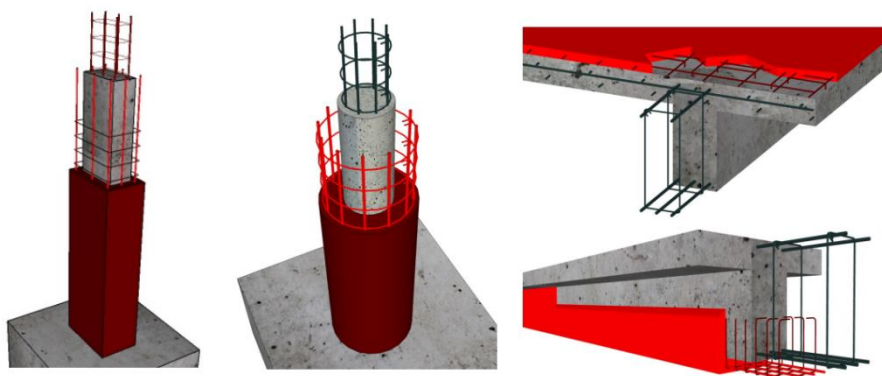
A deterioração de uma estrutura pode ocorrer por diversos motivos como, por exemplo, falhas no projeto e/ou de execução, carência de manutenções periódicas, eventos acidentais (explosões, terremotos, cheias, dentre outros) e degradação dos materiais que constituem o elemento estrutural devido a agentes ambientais agressivos. Além disso, uma readequação da estrutura devido a atualizações nos códigos de dimensionamento com disposições mais severas e/ou novas solicitações antes não previstas (como o aumento do tráfego em uma ponte, por exemplo) podem ser necessárias. Por esses motivos, elementos estruturais eventualmente podem necessitar de intervenções de reparo (onde busca-se recuperar o desempenho da estrutura à sua condição inicial ou evitar futuras deteriorações) e/ou reforço (onde busca-se melhorar o desempenho da estrutura em termos de ductilidade ou capacidade resistente) (*FIB Bulletin* 14, 2001; CHASTRE, 2014).

Dentre as principais técnicas de reparo de estruturas em concreto armado pode-se citar a de injeção de resinas epoxídicas em trincas e fissuras presentes na matriz cimentícia (a fim de se recuperar a continuidade do concreto, tornando-o monolítico), a de reparação local com a utilização de argamassas de baixa retração e as de substituição do concreto degradado (CHASTRE, 2014).

O reforço de elementos estruturais pode ser realizado por diversos métodos. Dentre os métodos mais tradicionais estão os de aumento da seção transversal com concreto armado, uso de perfis metálicos e de colagem de chapas de aço (CHASTRE, 2014).

O reforço pelo aumento da seção transversal com concreto, argamassa ou graute é mais indicado em situações onde o concreto está fortemente danificado. Pode ser utilizado para o reforço de regiões comprimidas ou tracionadas. É muito eficiente no incremento de capacidade de carga, rigidez e ductilidade. Como principais desvantagens pode-se citar possíveis limitações arquitetônicas (devido ao aumento nas dimensões da seção transversal do elemento reforçado), aumentos das solicitações no restante da estrutura (por exemplo, as fundações, devido ao aumento do peso próprio dos elementos reforçados) e o tempo de cura do concreto (CHASTRE, 2014). A Figura 1 apresenta diferentes configurações de reforço com o uso da técnica de aumento de seção.

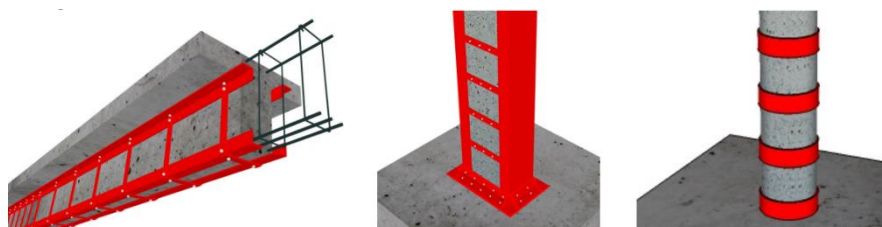
Figura 1 - Reforço por aumento de seção com adição de concreto armado



Fonte: Chastre (2014)

A técnica de reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos colados na superfície de concreto do elemento reforçado tem como principal vantagem, em relação à técnica de reforço por aumento da seção transversal, alterações mais discretas nas dimensões da seção transversal do elemento reforçado. Também pode ser aplicado para o reforço de regiões comprimidas ou tracionadas. Contudo, as tensões solicitantes são transferidas do elemento reforçado para o reforço pela interface concreto/reforço em aço. Assim, o concreto não pode estar deteriorado (CHASTRE, 2014). Outras desvantagens deste sistema são a corrosão dos materiais metálicos, o alto peso próprio do aço (o que pode dificultar sua manipulação), limitação dos tamanhos encontrados comercialmente (o que pode causar a necessidade de ligações) e a necessidade de escoramento (Meier 1987¹ *apud* FIB *Bulletin* 14, 2001). A Figura 2 apresenta diferentes configurações do sistema de reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos com resina epoxídica.

Figura 2 - Reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos



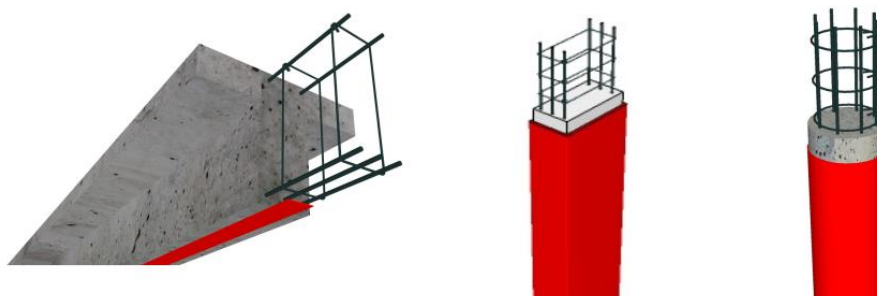
Fonte: Chastre (2014)

¹ Meier, U. Bridge repair with high performance composite materials. **Material & Technik**, vol. 4, p. 125-128, 1987.

Em adição aos métodos tradicionais de reforço de elementos em concreto armado, o reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF ou FRP – *Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa) tem ganhado espaço na construção civil. A utilização de FRP em sistemas de reforço de estruturas se justifica, principalmente, devido às suas características físicas, químicas e mecânicas. São materiais com elevada resistência à tração, com módulos de elasticidade adaptáveis aos critérios de projeto, possuem neutralidade eletromagnética, resistência à corrosão e baixo peso próprio. A facilidade de aplicação do sistema de reforço, a não necessidade de escoramentos, poucas alterações na geometria da seção transversal do elemento reforçado e aumento ínfimo no peso próprio da estrutura são outros fatores que tornam o FRP uma alternativa cada vez mais presente no reforço e recuperação de estruturas de concreto armado na construção civil. Além disso, os FRPs são encontrados comercialmente em vários tamanhos e geometrias e podem ser moldados em diferentes formas nos sistemas curados *in situ*. Isso garante aos FRPs uma grande versatilidade de utilização no reforço de elementos estruturais em concreto (tais como vigas, lajes, pilares).

A Figura 3 apresenta diferentes aplicações de FRP no reforço de elementos estruturais de concreto armado.

Figura 3 - Reforço com compósitos de FRP



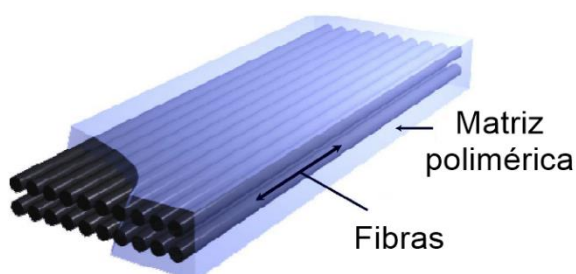
Fonte: Chastre (2014)

Dentro desse contexto, neste capítulo, são apresentados os materiais que constituem o FRP, as principais técnicas de reforço utilizando FRPs e o comportamento de pilares de concreto armado confinados com esse material.

2.1.1 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS

Materiais compósitos são aqueles constituídos por dois ou mais componentes macroscópicos cujo produto da união desses materiais apresenta propriedades superiores às propriedades individuais de cada componente. Neste sentido, os FRPs são materiais compósitos compostos por matriz polimérica (resina) que envolve fibras de alta resistência. Nos FRPs a matriz polimérica garante a forma do compósito, a proteção à abrasão, à degradação ambiental das fibras e a transferência de forças entre fibras, enquanto as fibras são os componentes que determinam a resistência e a rigidez do FRP (ISIS, 2006). A Figura 4 ilustra os materiais presentes em um FRP.

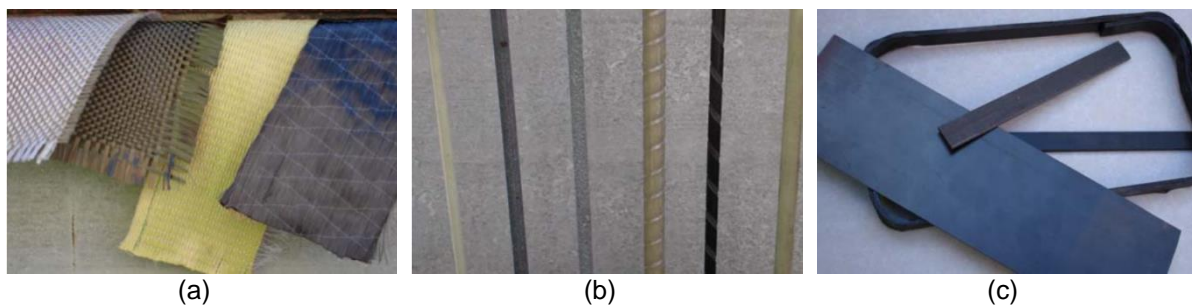
Figura 4 - Materiais constituintes do FRP



Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

Os FRPs podem ser encontrados comercialmente em diferentes configurações, as quais são recomendadas para diferentes tipos de uso. Entre elas pode-se citar as mantas ou tecidos de fibra para aplicação em sistemas curados *in situ* (tais como os utilizados na técnica de reforço por colagem externa EBR, Figura 5a), em barras (para utilização no interior do concreto em adição ou substituição das barras de aço, Figura 5b), ou ainda em placas, laminados ou estribos pré-fabricados (Figura 5c) (FIB *Bulletin* 40, 2007).

Figura 5 - Apresentação dos FRPs comercialmente encontrados



Fonte: FIB *Bulletin* 40 (2007)

As principais fibras utilizadas na construção civil são as de carbono, vidro e aramida. Essas fibras, quando envolvidas por uma matriz polimérica, dão origem ao compósito de polímero reforçado com fibras. As siglas internacionais para os compósitos de fibras de carbono, vidro e aramida são CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) e AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*), em língua inglesa, respectivamente. Quanto a proporção volumétrica, as fibras compõem cerca de 50 a 70% e 25 a 35% do volume total de laminados e compósitos moldados *in situ*, respectivamente (FIB *Bulletin* 35, 2006).

Por possuírem módulo de elasticidade muito superior ao da matriz polimérica, as fibras, que possuem comportamento elástico linear até a ruptura, são as principais responsáveis pela resistência dos FRPs. Se conhecidas a taxa volumétrica e as propriedades mecânicas das fibras e da matriz polimérica, as propriedades mecânicas básicas dos FRPs (nomeadamente, o módulo de elasticidade e resistência à tração) podem ser estimadas por uma simplificação da regra das misturas, tal como apresentada nas Equações 2.1 e 2.2, onde E é o módulo de elasticidade, V é a taxa volumétrica, f é a resistência à tração e os índices

FRP, fib e mat referem-se as propriedades do FRP, das fibras e da matriz polimérica, respectivamente. Nota-se que nas Equações 2.1 e 2.2, $V_{\text{fib}} + V_{\text{mat}} = 1$ (FIB *Bulletin* 35, 2006).

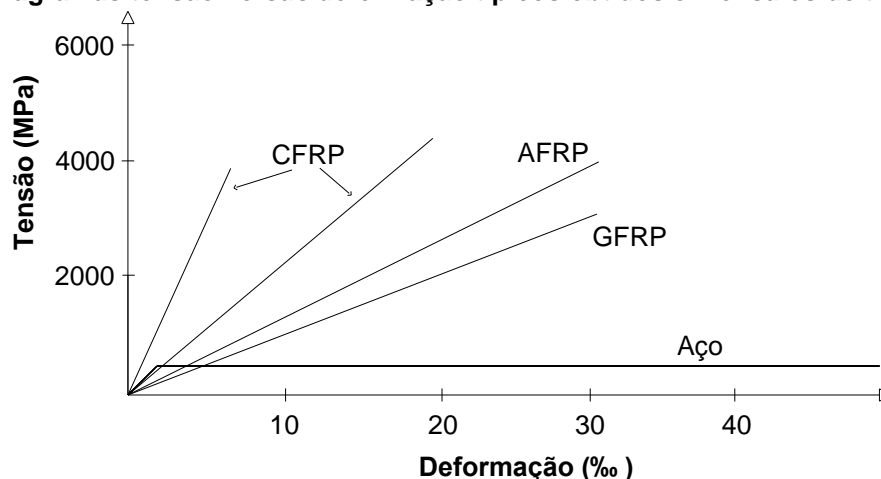
$$E_{\text{FRP}} = E_{\text{fib}} \cdot V_{\text{fib}} + E_{\text{mat}} \cdot V_{\text{mat}} \quad (\text{Equação 2.1})$$

$$f_{\text{FRP}} \approx f_{\text{fib}} \cdot V_{\text{fib}} + f_{\text{mat}} \cdot V_{\text{mat}} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Com o uso da regra das misturas é possível obter uma aproximação do comportamento mecânico dos compósitos de FRP. Contudo, fatores como o diâmetro, distribuição e paralelismo das fibras, defeitos locais e interação na interface fibra-matriz polimérica podem influenciar no comportamento tensão *versus* deformação do FRP. Dessa forma, o comportamento real do compósito deve ser obtido por meio de ensaios experimentais.

Na Figura 6 são apresentados diagramas tensão *versus* deformação típicos para compósitos de FRP com diferentes tipos de fibras e para o aço estrutural utilizado em estruturas de concreto armado.

Figura 6 - Diagramas tensão versus deformação típicos obtidos em ensaios de tração uniaxial



Fonte: Adaptado de FIB *Bulletin* 40 (2007)

Nos próximos itens, as principais características, tipos e propriedades das matrizes poliméricas e fibras utilizadas em FRPs são abordados de forma mais abrangente.

2.1.2 MATRIZ POLIMÉRICA

A matriz polimérica não influencia majoritariamente na resistência à tração do compósito. Contudo, quando o FRP está submetido à compressão, a resina impede que haja a flambagem das fibras. As principais características esperadas das resinas em FRP são resistência aos esforços cisalhantes, envolvimento e aglutinação das fibras (afim de garantir a transferência de tensões entre elas), garantia de perfeita transmissão de tensões entre o substrato de concreto e as fibras do FRP e proteção contra agressões ambientais e desgastes, de forma a obter uma conveniente durabilidade e aplicabilidade ao compósito (FIB *Bulletin* 40, 2007).

A matriz polimérica do FRP pode ser classificada em dois tipos: as termorrígidas e as termoplásticas. Polietileno, poliestireno ou metacrilato de polimetila são exemplos de resinas termoplásticas, as quais possuem vantagens em relação as termorrígidas por serem mais resistentes a impactos e microfissuração. Contudo, dispõem de maior viscosidade, o que dificulta a impregnação das fibras e podem ser repentinamente fundidas quando aquecidas. As resinas termorrígidas possuem endurecimento irreversível, desta forma, não fundem quando aquecidas, mas degradam sobre o efeito de temperaturas elevadas. Dentre as resinas termorrígidas citam-se as de epóxi, fenol, poliéster, poliuretano e silicone.

Dentre as resinas supracitas, as do tipo epóxi são comumente utilizadas em aplicações de FRPs na engenharia civil por possuírem diversas vantagens em relação aos outros tipos de polímeros, além de serem mais duráveis se comparadas com o poliéster e viniéster,

embora apresente maior custo. Entre as suas principais vantagens estão a alta resistência à corrosão, a baixa retração durante a cura (variando, aproximadamente, entre 1% e 2%, garantindo boas características de ligação se usadas como adesivos e podendo ser aplicadas em grandes áreas apenas com a pressão de contato), baixa viscosidade (sendo de fácil aplicação e saturação dos fios os adequando de forma alinhada) e baixa fluência. Além disso, quando comparadas a outros tipos de resinas poliméricas, são menos afetadas quando submetidas ao aquecimento ou quando submersas (CARNEIRO e TEIXEIRA, 2008; FIB *Bulletin* 14, 2001).

2.1.3 FIBRAS

As fibras utilizadas em FRPs na construção civil são filamentos contínuos com alta resistência à tração e rigidez. A resistência e rigidez de um polímero reforçado por fibras são intrinsicamente relacionadas com o tipo de fibra utilizada no compósito. Como anteriormente citado, neste contexto, as fibras de CFRP, GFRP e AFRP são as mais empregadas.

As propriedades físicas e mecânicas das fibras dependem do seu tipo e processo de fabricação. As fibras de carbono são as que apresentam maiores valores de resistência à tração e módulo de elasticidade, além de serem mais leves em comparação com a de aramida e de vidro. As fibras de carbono também apresentam excelentes resistências a degradação por agentes ambientais, a efeitos térmicos e químicos. Contudo, são mais caras que as fibras de vidro (ISIS, 2006).

As fibras de aramida são compostas por materiais orgânicos aromáticos sintéticos e possuem como vantagens a baixa densidade, condutibilidade elétrica e retração. Estas fibras são menos usuais na construção civil e possuem custo e propriedades mecânicas intermediárias as das fibras de carbono e vidro. Porém, degradam-se quando expostas aos raios ultravioletas (ISIS, 2006; CARNEIRO e TEIXEIRA, 2008).

As fibras de vidro são indicadas no reforço de estruturas por combinarem um custo relativamente baixo com alta resistência mecânica e bom desempenho quando submetidas a cargas dinâmicas. Em contrapartida, possui como principal desvantagem seu baixo módulo de elasticidade em relação as fibras de carbono e aramida, assim como a baixa resistência à umidade e ambientes alcalinos. Além disso, são suscetíveis à ruptura por fluência (FIGUEIRA, 2016; SILVA, 2002).

As fibras de vidro podem ser classificadas em diferentes tipos dependendo de sua composição química, podendo ser confeccionadas a partir de misturas baseadas em sílica e

adições de óxidos de cálcio, boro, sódio, ferro e alumínio (CARNEIRO e TEIXEIRA, 2008). A Tabela 1 apresenta os tipos de fibras de vidro atualmente disponíveis.

Tabela 1 - Tipos de fibra de vidro

Tipo de vidro	Ano de Invenção	Principal atributo e indicações gerais	Resistência mecânica	Preço	Inventor
A	1938	Isolante; alto conteúdo de álcali	Baixa	\$	Owens Corning
E	1939	Boas propriedades elétricas; para fins gerais	Moderada	\$	Owens Corning
C	1943	Resistente à corrosão; resistência química	Baixa	\$	Owens Corning
R	1965	Alta resistência mecânica	Alta	\$\$	Saint-Gobain
S	1965	Alta resistência mecânica	Muito alta	\$\$\$	Owens Corning
AR	1974	Resistente ao álcali	Baixa	\$\$	Owens Corning
E-CR	1980	Resistente à corrosão; para uso em ambientes ácidos	Moderada	\$	Owens Corning
Advantex®	1996	Resistente à corrosão; para uso em ambientes ácidos	Moderada	\$	Owens Corning
H	2004	Alta rigidez	Moderada	\$\$	Saint-Gobain
HPG	2004	Alta resistência mecânica	Alta	\$\$	Owens Corning
Fusão direta - S	2008	Alta resistência/rigidez	Muito alta	\$\$\$	Owens Corning

Fonte: Owens Corning (2011)

Do ponto de vista de aplicação, a escolha do tipo de fibra de vidro fica condicionado ao tipo de utilização ao qual ela será empregada. A maioria das fibras utilizadas na construção civil são produzidas a partir das fibras do tipo E, como é o caso da fibra tipo E-CR, que combina as características de resistência à tração, rigidez e não condutividade elétrica com a resistência à corrosão e a álcalis (CARNEIRO e TEIXEIRA, 2008).

A Tabela 2 apresenta as propriedades mecânicas típicas para diferentes tipos de fibras quando ensaiadas à tração. Uma característica comum entre as fibras de carbono, vidro e aramida é o comportamento elástico-linear até a ruptura quando submetidas à tração, tal como verificado na Figura 6.

As mantas de fibras utilizadas no reforço de estruturas normalmente possuem as fibras dispostas de maneira unidirecional, aplicadas de forma a combater as solicitações de tração em uma determinada direção. Entretanto, também é possível encontrar fibras orientadas em duas direções ortogonais ou multi-direcionais, as quais são denominadas de tecidos (*fabrics*). Dependendo das direções preferenciais das fibras, o comportamento do FRP poderá ser

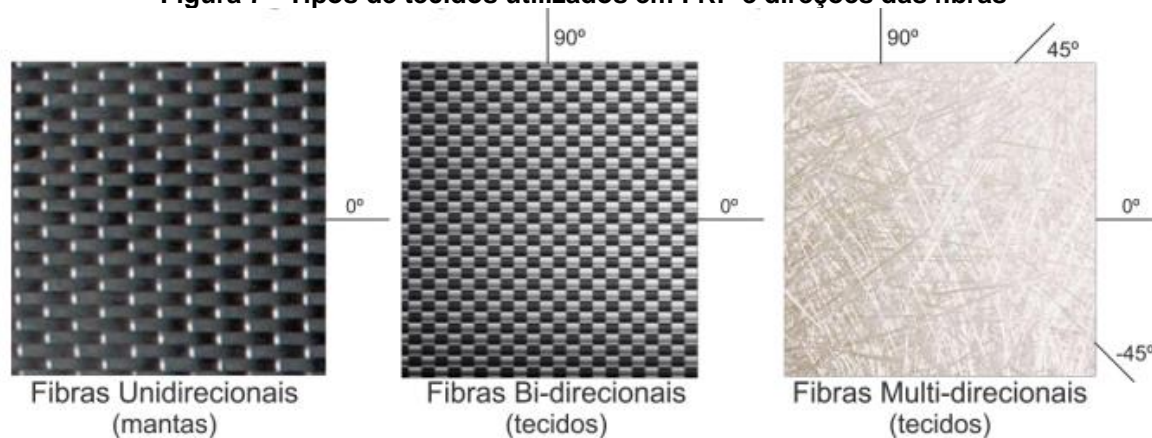
anisotrópico, ortotrópico ou quase isotrópico (CARNEIRO e TEIXEIRA, 2008). A Figura 7 diferentes tipos de tecidos e suas respectivas direções preferenciais das fibras.

Tabela 2 - Propriedades à tração típicas das fibras utilizadas em FRP

Tipo de fibra	Módulo de elasticidade (GPa)	Tensão última à tração (MPa)	Deformação última mínima (%)	
Carbono	Uso geral	220 - 240	2050 - 3790	1,2
	Alta resistência	220 - 240	3790 - 4820	1,4
	Ultra-alta resistência	220 - 240	4820 - 6200	1,5
	Alta rigidez	340 - 520	1720 - 3100	0,5
	Ultra-alta rigidez	520 - 690	1380 - 2400	0,2
Vidro	E	69 - 72	1860 - 2680	4,5
	S	86 - 90	3440 - 4140	5,4
Aramida	Uso geral	69 - 83	3440 - 4140	2,5
	Alta performance	110 - 124	3440 - 4140	1,6

Fonte: ACI 440.2R (2017)

Figura 7 - Tipos de tecidos utilizados em FRP e direções das fibras



Fonte: Escobal e Dalfré (2017)

2.2 TÉCNICAS DE REFORÇO COM FRPS

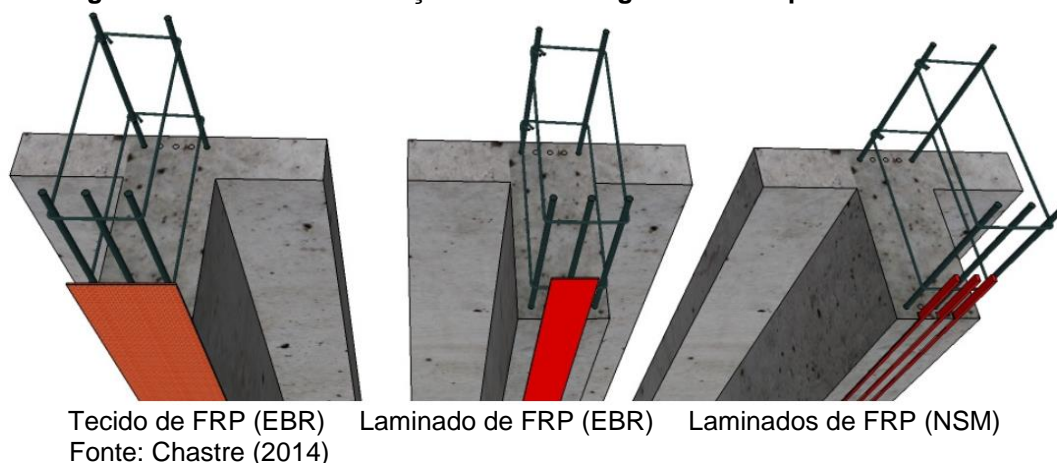
A principal técnica de aplicação de materiais compósitos como reforço de elementos estruturais em concreto armado é a de colagem externa, conhecida na literatura internacional como *Externally Bonded Reinforcement* (EBR), em língua inglesa. As primeiras aplicações dessa técnica surgiram na década de 1980 e se popularizaram, com milhares de obras já realizadas até os dias atuais (ACI 440.2R, 2017). Essa técnica tem como princípio a colagem dos FRPs no substrato de concreto dos elementos que se deseja reforçar: na face tracionada,

no caso de reforço à flexão; nas faces laterais e inferiores, no caso de reforço ao cisalhamento; e no encamisamento da seção, no caso de pilares sobre tensões axiais de compressão (DALFRÉ, 2013). Embora a técnica EBR seja de fácil aplicação, elementos reforçados por essa técnica expõem o material de reforço diretamente aos agentes de degradação do ambiente em que está alocado e a possíveis eventos acidentais, tais como incêndios, explosões, impactos, entre outros.

Uma técnica mais recente no reforço de elementos estruturais com FRPs é a *Near Surface Mounted* (NSM), em língua inglesa, que tem como princípio a inserção de laminados ou barras de FRP em entalhes realizados no concreto de cobertura. A técnica NSM tem como principais vantagens, em relação a técnica EBR, a proteção do FRP do meio externo (por esse estar inserido dentro do concreto) e a maior área de contato entre o FRP e o concreto.

Na Figura 8 são ilustradas vigas em concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de FRP aplicados segundo diferentes técnicas.

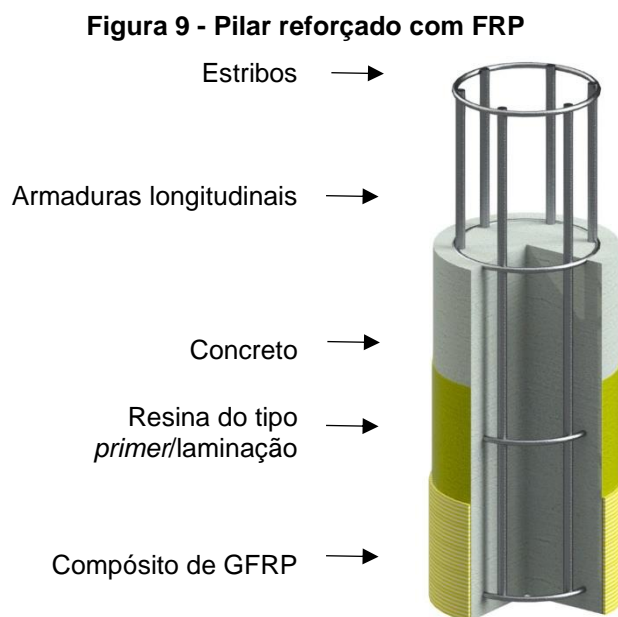
Figura 8 - Técnicas de reforço à flexão de vigas com compósitos de FRP



2.2.1 REFORÇO DE PILARES PELA TÉCNICA EBR

A técnica EBR é comumente empregada quando se deseja reforçar pilares de concreto armado com materiais compósitos. O reforço do pilar é garantido por confinamento passivo, onde o pilar é envolvido externamente com FRPs, normalmente, de vidro ou carbono. Essa técnica de reforço tem se mostrado muito eficaz, com consideráveis aumentos de ductilidade e resistência à compressão (FIGUEIRA, 2016).

As etapas básicas de aplicação do reforço em FRP segundo esta técnica são a preparação da superfície que receberá o reforço com disco diamantado; limpeza com ar comprimido; aplicação da resina do tipo *primer* no substrato de concreto; aplicação da resina de laminação e aplicação do FRP no pilar. A Figura 9 ilustra um pilar de concreto armado reforçado com GFRP aplicado segundo a técnica EBR.



Fonte: O autor

O reforço de pilares de concreto armado com FRP pode ser aplicado de forma contínua ou discreta. No reforço contínuo o pilar é completamente envolvido com mantas de FRP ao longo de seu comprimento, garantindo que todo o concreto do pilar esteja sob efeito de confinamento. No reforço por encamisamento contínuo observa-se grandes aumentos na capacidade de carga e ductilidade em relação ao pilar não reforçado. Além disso, também garante uma maior proteção aos agentes externos agressivos à armadura, como íons de cloreto e CO_2 , atuando como uma barreira física além da interface do concreto. Entretanto, a exposição dos FRPs ao ambiente pode levar a problemas de durabilidade do sistema de reforço. Contudo, o número e orientação das camadas, o tipo de fibra e resina utilizada são fatores que podem influenciar na efetividade da proteção (GREEN *et al.*, 2006; GADVE, MUKHERJEE, MALHOTRA, 2009; GHARACHORLOU e RAMEZANIANPOUR, 2010; FONSECA *et al.*, 2013). No encamisamento discreto, faixas de FRP são coladas ao redor da seção transversal do pilar em intervalos espaçados ao longo de seu comprimento, promovendo considerável economia no consumo de material. A Figura 10 ilustra um pilar reforçado por FRP com encamisamento contínuo (a) e discreto (b).

Figura 10 - Reforço contínuo e discreto em pilares de concreto armado com FRP



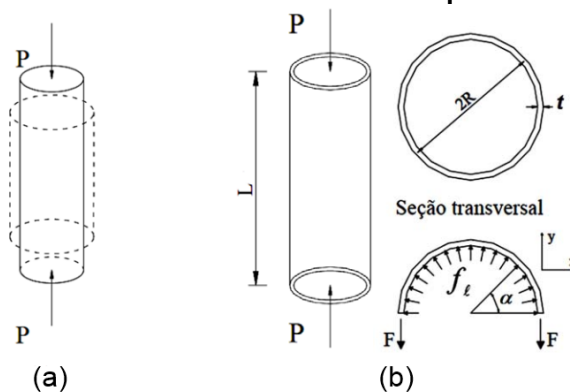
Fonte: O autor

2.3 COMPORTAMENTO DE PILARES CONFINADOS COM FRP

O reforço de pilares por encamisamento com materiais compósitos tem como princípio o confinamento do núcleo de concreto com a imposição de um estado multiaxial de tensões, o que garante incrementos na resistência à compressão, maior ductilidade e bom desempenho a sismos (TENG *et al.*, 2003).

A Figura 11 apresenta um esquema ilustrativo do mecanismo de confinamento passivo em um elemento cilíndrico. Nesta Figura, P é uma força de compressão, R é o raio interno do cilindro, t é a espessura do material confinante, f_t é a pressão lateral de confinamento e F é a força de tração na seção longitudinal do material confinante. Ao se aplicarem forças de compressão em um corpo deformável cilíndrico este sofre um encurtamento na direção longitudinal e dilatação na direção transversal (Figura 11a). Se, antes de sofrer deformações, esse cilindro for envolvido com um material que provoque restrições de deformações na direção transversal, ele passará a trabalhar em um estado multiaxial de tensões (Figura 11b) (OLIVEIRA, 2017).

Figura 11 - Mecanismo de confinamento passivo de pilar



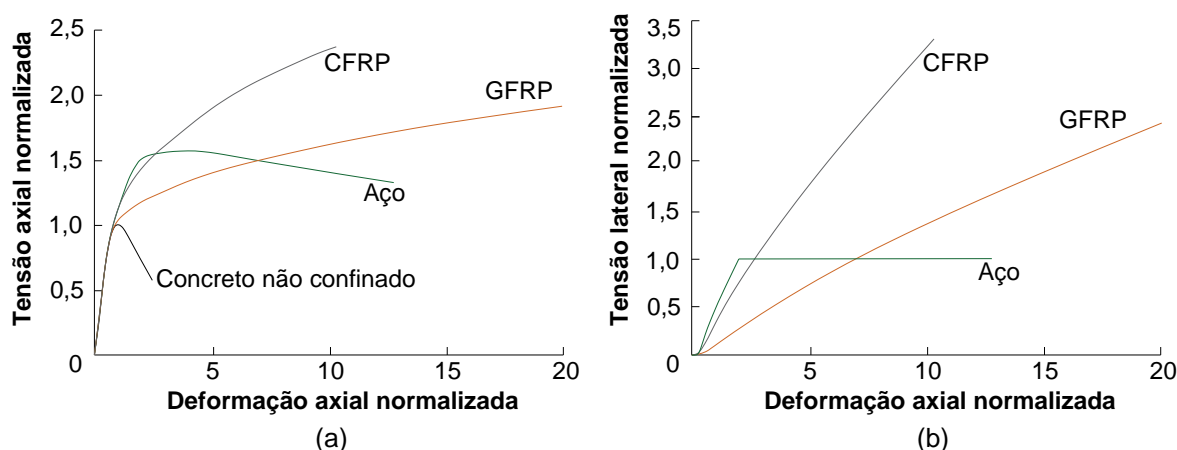
Fonte: Oliveira (2017)

As tensões oriundas da restrição de deformação transversal da seção podem ser chamadas de tensões de confinamento passivo. As tensões de confinamento contribuem, juntamente com a pasta de cimento, para que os agregados do concreto não se desloquem lateralmente em relação à direção de aplicação da carga, garantindo maior resistência em relação ao concreto não confinado (OLIVEIRA, 2017).

As tensões de confinamento variam com o tipo de material empregado no encamisamento do pilar. O aço estrutural utilizado no reforço por confinamento de pilares possui patamar de escoamento bem definido. Dessa forma, após atingida a tensão de escoamento, a camisa metálica passa a exercer uma pressão confinante constante no concreto (ver Figura 12b). Por outro lado, os FRPs têm comportamento elástico-linear até a ruptura, fazendo com que a pressão confinante seja crescente até a ruptura do pilar (ver Figura 12b). Essa diferença no comportamento das tensões confinantes entre o aço e os FRPs influenciam diretamente no modo de ruptura do pilar confinado. Os pilares encamisados com aço possuem ruptura dúctil, com grande capacidade de deformação após a tensão máxima ser atingida, enquanto os pilares encamisados com FRPs apresentam ruptura frágil (Figura 12a).

O tipo de fibra utilizada na camisa de FRP também influencia no comportamento estrutural de pilares reforçados por encamisamento. As fibras de vidro possuem módulo de elasticidade inferiores aos de fibras de carbono e, conseqüentemente, maior capacidade de deformação. Dessa forma, pilares reforçados com GFRP, geralmente, garantem menores incrementos de capacidade de carga e maior deformabilidade quando comparados com os reforçados com CFRP (Figura 12a).

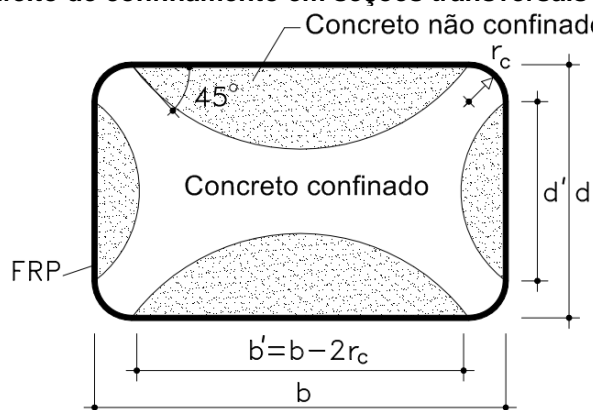
Figura 12 - Comportamento de pilares confinados por diferentes materiais



Fonte: Adaptado de Spoelstra e Monti (1999)

Outro importante fator que influencia no comportamento e efetividade de pilares reforçados com FRPs é a geometria da seção transversal. Para os pilares de seção transversal circular, a pressão de confinamento é uniforme em todo o perímetro da seção transversal. Nos pilares de seção transversal quadrada ou retangular, a pressão de confinamento é localizada nas regiões dos cantos da seção, os quais devem ser arredondados e é função do raio de arredondamento utilizado. Segundo o ACI 440.2R (2017), o reforço de pilares com materiais compósitos não é recomendado para seções retangulares que apresentem uma proporção entre lados maior do que 2 ou que possuam lado com dimensão superior a 900 mm. A Figura 13 ilustra o efeito de confinamento em seções transversais não circulares, ilustrando a relação entre a área efetiva de concreto confinado em função do raio de arredondamento em uma seção retangular.

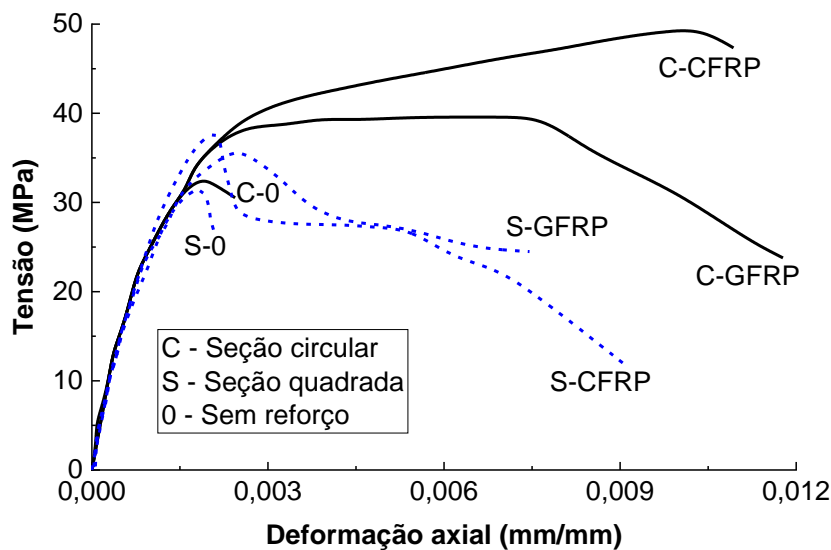
Figura 13 - Efeito de confinamento em seções transversais não circulares



Fonte: Adaptado de FIB *Bulletin* 14 (2001)

Pessiki *et al.* (2001) estudaram a influência da seção transversal no confinamento de pilares curtos de concreto armado. Pilares circulares com diâmetro de 152 mm e comprimento de 610 mm e pilares quadrados de lado de 152 mm e comprimento de 610 mm foram reforçados com compósitos de fibras unidirecionais de vidro (do tipo E-Glass) e de carbono e ensaiados à compressão axial monotônica. Pessiki *et al.* (2001) estimaram que a eficiência do reforço com FRP dos pilares de seção transversal quadrada foi 30% menor do que nos pilares circulares. Nota-se que nos pilares de seção transversal quadrada a deformação axial referente à tensão máxima não apresenta aumento expressivos nos pilares reforçados quando comparados com os de seção transversal circular (Figura 14).

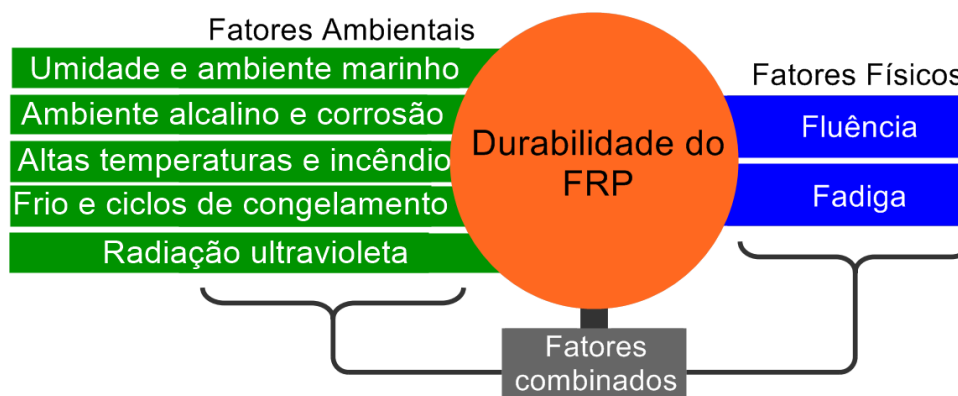
Figura 14 - Tensão versus deformação de pilares de seção transversal circular e quadrada reforçados com FRP



2.4 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO EM CONCRETOS CONFINADOS COM FRP

Os FRPs, assim como outros materiais da engenharia, podem sofrer degradação dependendo das condições ambientais e químicas aos quais estão expostos. Neste sentido, a Figura 15 ilustra os principais fatores de degradação dos FRPs segundo a recomendação ISIS (2006).

Figura 15 - Fatores que afetam a durabilidade dos FRPs



A forma como o FRP irá reagir quando exposto por longos períodos a condições que deterioram suas propriedades físicas e mecânicas dependerá diretamente da composição de

seus materiais constituintes (matriz polimérica e fibras utilizadas). Neste trabalho, especial atenção será dada as resinas epoxídicas e compósitos com fibras de vidro quando expostos as intempéries.

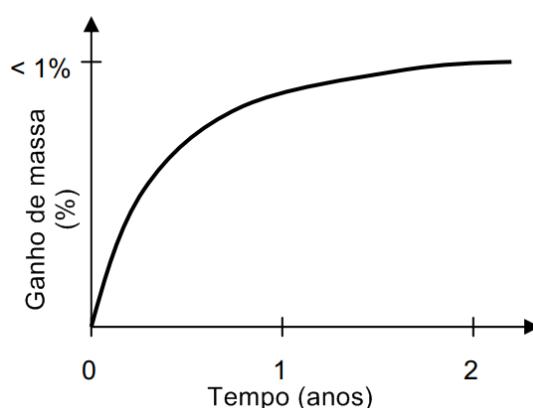
São apresentadas, a seguir, algumas das principais condições de degradação dos FRPs e pilares de concreto armado reforçados com FRP. Para cada condição de exposição será discutido, por meio da análise de resultados experimentais, o comportamento da degradação dos compósitos de GFRP e pilares de concreto reforçados com FRPs.

2.4.1 UMIDADE E SOLUÇÕES SALINAS

O FRP é um material que apresenta características favoráveis à sua utilização em ambientes potencialmente corrosivos por não serem suscetíveis à corrosão eletromagnética. Entretanto, quando submetidos por longos períodos em ambientes de umidade, os FRPs podem sofrer degradação em suas propriedades físicas e/ou mecânicas dependendo de sua taxa de absorção de água, a qual dependerá de uma série de fatores tais como temperatura, taxa de concentração e tipo de líquido ao qual está imersa, o tipo de fibra utilizada, o grau de cura da resina, entre outros (ISIS, 2006).

A Figura 16 ilustra um diagrama genérico de ganho de massa em função do tempo para materiais poliméricos expostos a umidade.

Figura 16 - Ganho de massa em polímeros submetidos à umidade

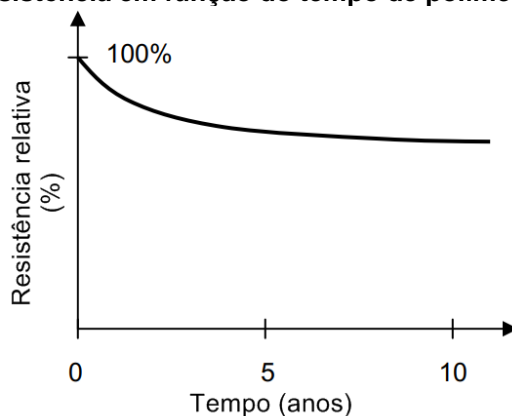


Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

Normalmente, materiais poliméricos quando expostos a ambientes úmidos tendem a sofrer um amolecimento de sua matriz, o que resulta em perdas de capacidade resistente, módulo de elasticidade e deformação última. A temperatura de transição vítrea (T_g) da matriz

polimérica também tende a ser reduzida quando essas são submetidas a umidade (ISIS, 2006). A Figura 17 ilustra um diagrama genérico da evolução da perda de resistência em função do tempo em polímeros submetidos a condições de absorção de umidade.

Figura 17 - Perda de resistência em função do tempo de polímeros expostos à umidade



Fonte: Adaptado de ISIS (2006)

Tratando da degradação do compósito de GFRP, Biscaia (2012) realizou um estudo experimental com o intuito de investigar o comportamento da ligação concreto/adeseivo/GFRP quando expostos a ambientes agressivos por longos períodos. Para a caracterização do compósito de GFRP, 36 corpos de prova do material foram expostos a diversos ciclos de envelhecimento artificial, especificadamente nevoeiro salino, água salina e temperatura (entre +7,5°C e +47,5°C e entre -10°C e +30°C). Essas amostras foram posteriormente ensaiadas à tração uniaxial para determinação da sua tensão de ruptura, deformação última e módulo de elasticidade nas idades de 3000h, 5000h e 10000h. O programa de envelhecimento acelerado para esse ambiente consistia em ciclos diários de 8 horas ininterruptas de nevoeiro salino a 35°C de temperatura, com 16 horas de secagem em 55°C. Dentre os ambientes supracitados, as amostras expostas a ciclos de nevoeiro salino foram as que apresentaram maior degradação do material, com alterações significativas em suas propriedades mecânicas já nas primeiras 3000h de ensaio, com reduções de 20% e 30% na deformação e tensão de ruptura última, respectivamente, e de 13% no módulo de elasticidade.

Para a simulação dos ciclos de marés, as amostras permaneceram submersas por 3 dias consecutivos em água com salinidade média de 6,25% ($\pm 1,40\%$) com posteriores 4 dias de secagem. As amostras expostas a esse ensaio apresentaram uma degradação progressiva em função do tempo de exposição, tendo sua tensão de ruptura em 10000h reduzida em 22%. A deformação última de ruptura e o módulo de elasticidade reduziram 6,8% e 16,3%, respectivamente.

Gharachorlou e Ramezaniapour (2010) analisaram os efeitos dos ciclos de umidades de água salina para o período de 3 anos em peças de concreto sem armadura reforçadas à compressão com CFRP e GFRP pela técnica EBR com configuração de encamisamento total. O programa experimental consistia em corpos cilíndricos de concreto sem armadura, sem e com reforço de GFRP e CFRP, aplicados em uma e duas camadas, divididos em três grupos: no Grupo I, as amostras com resistência à compressão de 30 MPa foram expostas à degradação acelerada em solução de NaCl (cloreto de sódio) à 3% e umidade constante. O Grupo II foi similar ao primeiro, porém, as amostras foram submetidas a ciclos de umidade a fim de se analisar o efeito dessa condição de exposição na degradação do sistema de reforço. Para o Grupo III, corpos de provas foram alocados em um ambiente marinho real com o intuito de comparar as degradações sofridas em ambiente laboratorial acelerado e na situação *in loco*. Para esse grupo o concreto utilizado possuía resistência característica à compressão de 20 MPa, com a finalidade de se atingir uma maior penetração de cloretos em curto prazo de exposição. Amostras de referência também foram moldadas com a finalidade de comparar a degradação do reforço de FRP quando submetido à penetração de íons cloro.

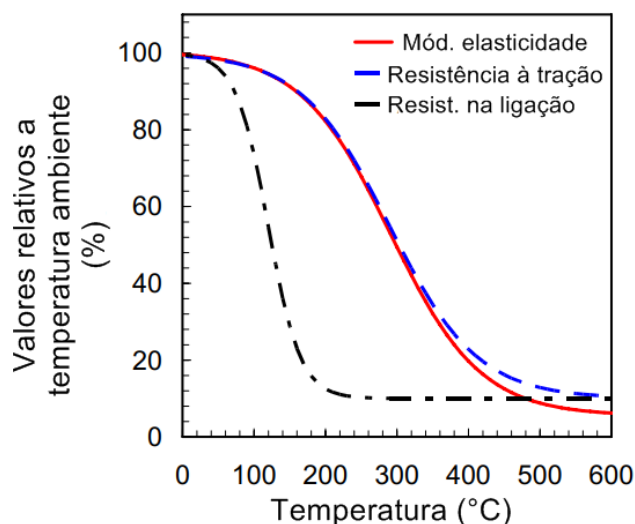
Os resultados apresentados por Gharachorlou e Ramezaniapour (2010) mostram que os ciclos de umidade foram mais prejudiciais para a degradação do reforço do que as amostras submetidas a umidade constante. Para o Grupo I as perdas de resistência foram desprezíveis (3,5%, 1,0%, 1,3% e 1,2% para 1 e 2 camadas de GFRP e CFRP, respectivamente). Entretanto, para esse grupo, a temperatura do ambiente foi mantida em 23°C, causando menor penetração de íons de cloreto no concreto. Nas amostras submetidas a ciclos de umidade com água salina e em temperatura de 38°C as perdas de resistência se mostraram consideráveis para um período de 3 anos, sendo de 16,8% e 7,2% para uma e duas camadas de GFRP e de 11,0% e 6,1% para uma e duas camadas de CFRP, respectivamente. Para os pilares reforçados com GFRP do grupo 3, expostos ao ambiente marítimo, houve redução de 14,9% e 10,8% da resistência à ruptura para uma e duas camadas do compósito reforçado com fibras, respectivamente. Para o caso dos pilares reforçados com CFRP desse grupo, as perdas de resistência foram de 11,0% e 6,1%, dessa forma, Gharachorlou e Ramezaniapour (2010) concluem que os ensaios laboratoriais de simulação de degradação em águas salinas podem prever com eficácia a deterioração do sistema de reforço.

2.4.2 CICLOS DE CONGELAMENTO, ELEVADAS TEMPERATURAS E SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As resinas poliméricas utilizadas em reforço de estruturas apresentam mudanças drásticas em seu comportamento mecânico para temperaturas superiores à de sua transição vítrea (T_g), as quais geralmente apresentam valores em torno de 65 °C a 125 °C. Após atingir a T_g , as resinas sofrem perdas drásticas de rigidez, com conseqüente ineficiência em transferir as tensões entre a interface do concreto e as fibras do FRP, comprometendo assim, a integridade estrutural do elemento reforçado. A suscetibilidade dos FRP a situações de incêndio é um dos motivos que dificultam a sua aplicação em obras residenciais (ISIS, 2006).

A Figura 18 ilustra o comportamento de barras de GFRP quando expostas a temperaturas elevadas.

Figura 18 - Comportamento mecânico de barras de GFRP em temperaturas elevadas



Fonte: Adaptado de Bisby (2003)² apud ISIS (2006)

Nota-se que, para temperaturas próximas a 100 °C, há uma perda considerável na resistência da ligação no FRP, além de reduções bruscas na resistência à tração e módulo de elasticidade em temperaturas acima dos 200 °C.

Biscaia (2012) buscou analisar a degradação de compósitos moldados *in loco* de GFRP em duas condições particulares de ciclos de temperatura. Na primeira condição as amostras foram expostas a ciclos de temperaturas de +7,5°C e +47,5°C, próximas a

² BISBY, Luke Alexander. **Fire behaviour of fibre-reinforced polymer (FRP) reinforced or confined concrete**. Thesis (Doctor of Philosophy) - Queen's university, Canada, 2003.

temperatura de transição vítrea. Para a segunda buscou-se simular ciclos de gelo e degelo (-10°C e +30°C). Quanto a deformação última de ruptura das amostras submetidas a essas condições ambientais, para ambos os casos, houve um padrão de comportamento do material: aumento na deformação de ruptura última às 3000h (entre 15,91% e 18,18%), com uma acentuada diminuição em 5000h (8,18% e 7,73%), voltando a ganhar deformabilidade em 10000h (4,55% e 0,46%) em relação aos valores de referência. O mesmo comportamento foi observado para a tensão de ruptura última, com perdas de 4,6% e 0,2% em 3000h, 14,7% e 15,7% em 5000h e, 3,8% e 5,5% para 10000h, respectivamente.

Os efeitos de degradação em pilares de concreto reforçados com FRP causados pela exposição do sistema de reforço a altas temperaturas foram mostrados por El-Gamal *et al.* (2015). Em seu programa experimental, os autores expuseram corpos cilíndricos de concreto confinados com mantas de CFRP e GFRP a temperaturas de 100°C, 200°C e 300°C por períodos de 1h, 2h e 3h, onde observou-se perdas significativas (chegando a 37,9% com 3 horas de exposição) de resistência à compressão das amostras reforçadas com GFRP à temperatura de 300°C. Além disso, os autores destacam a alteração na cor das fibras de vidro para as temperaturas acima de 200°C, explicitando a degradação permanente do material.

El-Gamal *et al.* (2015) também realizaram ensaios de ciclos de umidade expondo corpos de prova similares aos supracitados reforçados com GFRP a 250 ciclos de gelo/degelo e de CFRP a 200 ciclos. Os ciclos consistiam em 16h a uma temperatura de -18°C e 8 horas submersos em água a uma temperatura de +15°C. Assim como o que ocorreu para a condição de baixas temperaturas, o modo de ruptura dos pilares confinados sofreu alteração, apresentando ruptura muito frágil. Isso ocorre devido aos danos causados no interior do concreto devido aos ciclos de congelamento e descongelamento, uma vez que as amostras ficavam submersas em água no ciclo de degelo, facilitando o preenchimento dos vazios do concreto. Foi observado, também, reduções de 4,83% e 11,86% na tensão de ruptura dos pilares confinados com duas camadas de GFRP e CFRP, respectivamente.

O comportamento de pilares de concreto confinados com FRP em baixas temperaturas e situação de incêndio foi estudado por Green *et al.* (2006). Os autores mostraram que pilares confinados com CFRP submetidos a uma temperatura de -18°C por 200 dias e, posteriormente, ensaiados em temperatura ambiente não sofrem degradação do sistema de reforço. Pilares reforçados com CFRP e GFRP também foram expostos por 16 dias a uma temperatura de -40°C e ensaiados imediatamente após a retira da câmara fria. Os resultados obtidos por esse segundo grupo mostraram um ganho de resistência última de 14,28% e 13,70% para os pilares reforçados com CFRP e GFRP, respectivamente. Esse ganho de resistência é atribuído ao congelamento da água contida nos poros internos do concreto, que

sofrem uma expansão de volume e aumentam o efeito de confinamento. Para ambos os casos apresentados, o modo de ruptura dos pilares submetidos às baixas temperaturas foi mais frágil do que os pilares de referência mantidos em temperatura ambiente, com redução da deformação axial última.

2.4.3 AMBIENTES ALCALINOS E CORROSÃO

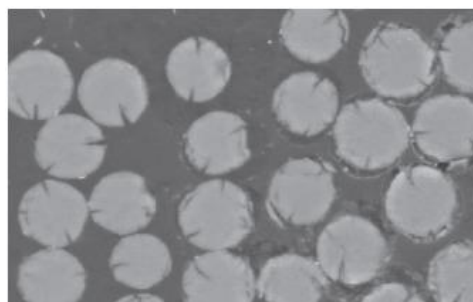
As fibras de vidro, embora apresentem uma boa relação entre de propriedades físicas e mecânicas considerando-se uma análise de custo (especialmente as do tipo E-glass), degradam na presença de água, em ambientes ácidos ou alcalinos (MATTHYS, 2000).

Wang *et al.* (2015) apresentam uma revisão crítica sobre a durabilidade de compósitos expostos a diferentes condições ambientais, dentre elas ambientes alcalinos e ácidos. Nos ambientes alcalinos, reações químicas entre a sílica presente nas fibras de vidro e a solução alcalina provocam hidroxilação, dissolução e formação de cristais de hidróxido de cálcio (que provocam entalhes na superfície das fibras de vidro). A exposição de GFRP a altas concentrações de soluções alcalinas não provoca variações significativas no módulo de elasticidade, mas reduzem drasticamente a resistência à tração.

Ainda segundo Wang *et al.* (2015), em ambientes ácidos, pode ocorrer a expansão da matriz polimérica e a lixiviação das fibras de vidro (que resulta em fissuras na fibra). Se o compósito permanecer por muito tempo imerso em uma solução corrosiva, as fissuras nas fibras podem gerar bolhas e, eventualmente, levar a ruptura do GFRP.

A Figura 19 apresenta um GFRP com fibras de vidro do tipo E exposto à degradação em solução de ácido sulfúrico a 10% por um período de 3 meses.

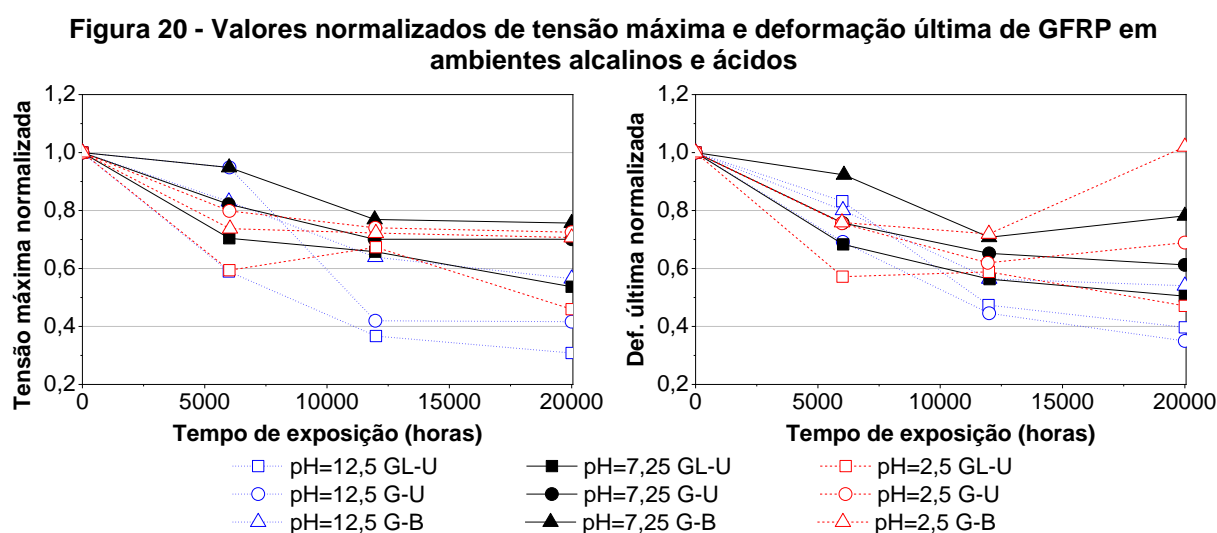
Figura 19 - Fibra de vidro do tipo E exposta por 3 meses em solução de ácido sulfúrico a 10%



Fonte: Owens Corning (2011)

Saadatmanesh, Tavakkolizadeh e Mostofinejad (2010) estudaram os efeitos da exposição de compósitos unidirecionais e bidirecionais de GFRP e laminados unidirecionais de GFRP em ambientes alcalinos e ácidos (pH de 12,5, 7,25 e 2,5) em ensaios de longa duração (20000 horas de exposição). Os GFRPs foram fabricados com fibras de vidro do tipo E-glass e resina epoxídica e posteriormente ensaiados à tração uniaxial.

A Figura 20 apresenta os valores normalizados de tensão máxima e deformação última de laminados de GFRP unidirecionais (GL-U), compósitos de GFRP unidirecionais (G-U) e compósitos de GFRP bidirecionais (G-B) obtidos por Saadatmanesh, Tavakkolizadeh e Mostofinejad (2010).



Dentre os GFRPs estudados, o laminado unidirecional foi o que apresentou maior degradação, com grande redução no valor de tensão máxima e deformação última tanto nas soluções alcalinas quanto nas ácidas. A solução com pH igual a 12,5 (alcalina) foi mais agressiva aos GFRPs do que as com menor pH. Os GFRPs unidirecionais apresentaram maior degradação em comparação com o compósito bidirecional. Segundo os pesquisadores, isso ocorreu pois nos GFRP unidirecionais há a propensão de descolagem da interface fibras/matriz polimérica devido ao ingresso de água no GFRP.

2.4.4 EXPOSIÇÃO A RAIOS ULTRAVIOLETAS

Nos sistemas de reforço com FRP pela técnica EBR os materiais são colados sobre os substratos de concretos dos elementos que se deseja reforçar. A menos que seja realizada

uma camada protetora, o FRP fica diretamente exposto ao ambiente em que o elemento estrutural está situado e, conseqüentemente, aos seus possíveis agentes agressivos ou eventualidades. Se esses elementos estruturais estiverem alocados em um ambiente externo o FRP pode ficar diretamente exposto aos efeitos dos raios ultravioletas (Figura 21).

Figura 21 - Caixa d'água reforçada com CFRP aplicado segundo a técnica EBR



Fonte: O autor

As fibras de carbono e vidro são resistentes às ações dos raios ultravioletas. Por outro lado, a matriz polimérica degrada pelo processo de fotodegradação que acontece devido à quebra de ligações químicas entre as cadeias poliméricas pela energia absorvida dos raios ultravioletas. Esse processo, isoladamente, age apenas numa pequena camada superficial do FRP que resulta na descoloração, oxidação da superfície, fragilização e microfissuração da matriz polimérica e sem perdas significativas em seu desempenho mecânico. Embora os raios UV degradem o FRP superficialmente, os danos superficiais podem servir como caminho para que outros agentes agressivos ao FRP penetrem na matriz e nas fibras, podendo ocasionar em reduções significativas nas propriedades mecânicas do FRP (ISIS, 2006).

Homam e Sheikh (2000) estudaram o efeito isolado da exposição à raios ultravioletas em compósitos de FRP fabricados com resina epoxídica. Corpos de prova de CFRP e GFRP foram expostos em ambiente de controle, com temperatura de 22°C e umidade relativa do ar de 40%, radiação ultravioleta por lâmpadas de UV-A em 156 W/m² e temperatura de 38°C. Os corpos de prova foram, posteriormente, ensaiados à tração uniaxial e ao cisalhamento segundo o ensaio “*single lap bonded*”. Foram verificados leves aumentos de resistência à tração e rigidez nos corpos de prova expostos à radiação UV em relação aos mantidos em ambiente laboratorial para os períodos de exposição de 1200 e 4800 horas para ambos os compósitos. A exposição aos raios ultravioletas também não afetou significativamente à

resistência ao cisalhamento dos compósitos. Contudo, os pesquisadores relatam uma grande dispersão nos dados obtidos neste ensaio.

Belarbi e Bae (2007) estudaram a degradação de pilares curtos de concreto armado expostos a ciclos de raios UV, gelo e degelo, umidade e variações de temperatura agindo de forma combinada. Corpos de prova de pilares curtos de 457 mm de altura por 152 mm de diâmetro foram reforçados por confinamento com 1 e 2 camadas de CFRP ou 1 camada de GFRP. Um concreto de 12,7 MPa de resistência à compressão média e barras de aço de 483 MPa de tensão de escoamento foram utilizadas para a confecção dos pilares. Os autores observaram uma redução de 7% na força última dos pilares reforçados com uma camada de GFRP e expostos a degradação em relação aos valores de referência. Por outro lado, os pilares reforçados com 1 ou 2 camadas de CFRP não apresentaram variações significativas na capacidade máxima resistente. Os autores relatam que uma possível explicação para a redução da força máxima resistente do pilar reforçado com GFRP seja os danos causados pelos raios UV na superfície dos FRP, que podem ter facilitado o ingresso de umidade na matriz polimérica e nas fibras de vidro.

2.5 REGIÕES CLIMÁTICAS – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE KÖPPER-GEIGER

A degradação de sistemas de reforço com FRPs em ambientes externos é potencializado quando diferentes fatores ambientais agressivos agem de forma sinérgica. A intensidade dos efeitos do intemperismo (raios UV, umidade relativa do ar, temperatura e ciclos de umidade e ciclos de gelo e degelo) são dependentes do clima e microclima do local onde a estrutura está alocada.

Uma forma de categorizar os climas de diferentes localidades do mundo é por meio do uso do sistema de classificação climática de Köppen-Geiger. Trata-se de um sistema mundialmente utilizado em diversas áreas do conhecimento (como climatologia, meteorologia, geografia, bioclimatologia e ecologia) e que leva em consideração os valores médios anuais e mensais de temperatura e precipitação além da sazonalidade climática. No sistema de Köppen-Geiger os tipos climáticos são separados por grandes grupos, tipos e subtipos. A Tabela 3 apresenta as nomenclaturas e tipos climáticos segundo o sistema de classificação de Köppen-Geiger. A Figura 22 apresenta a classificação climática do Brasil segundo Alvares *et al.* (2013).

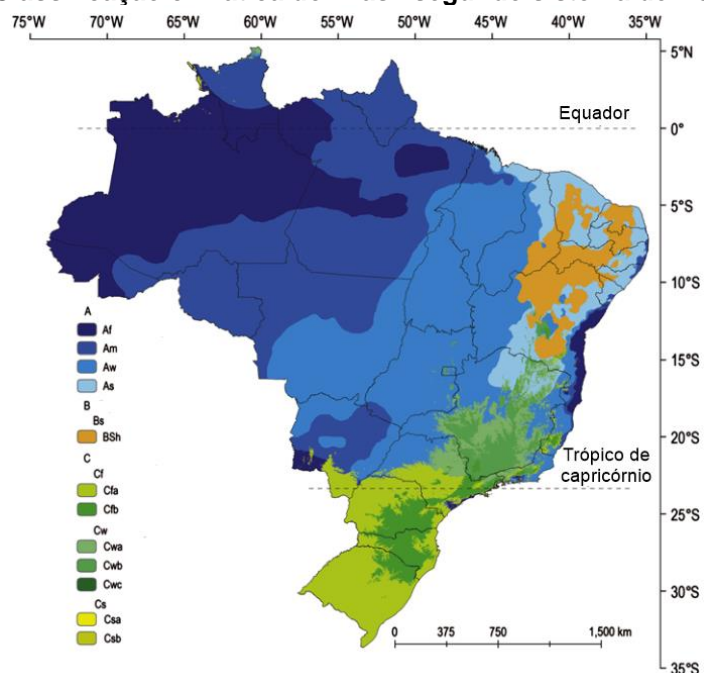
Tabela 3 - Sistema de classificação climática de Köpper-Geiger

Grupo	Tipo	Subtipo (quando aplicável)
A - Tropical	f - Equatorial (sem estação seca, com precipitação ≥ 60 mm em cada mês)	
	m - Monçônico (com um mês mais seco)	
	w - Savânico com estação mais seca no inverno	
	s - Savânico com estação mais seca no verão	
B - Seco	w - Árido	h - Baixa latitude e longitude; temperatura anual média $\geq 18^{\circ}\text{C}$ k - média latitude e alta altitude; temp. anual média $< 18^{\circ}\text{C}$
	s - Semiárido	h - Baixa latitude e longitude; temperatura anual média $\geq 18^{\circ}\text{C}$ k - média latitude e alta altitude; temp. anual média $< 18^{\circ}\text{C}$
	f - Clima oceânico, sem estação seca	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio
	w - Com inverno seco	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio
C - Subtropical úmido	s - Com verão seco	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio
	f - Sem estação seca	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio d - Inverno muito frio
	w - Com inverno seco	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio d - Inverno muito frio
	s - Com verão seco	a - Verão quente b - Verão fresco c - Verão curto e frio d - Inverno muito frio
D - Continental temperado	T - Tundra (temperatura no mês mais quente entre 10 e 0°C)	
	F - Glacial (temperatura no mês mais quente $< 0^{\circ}\text{C}$)	

Fonte: Adaptado de Alvares *et al.* (2013)

Observa-se, pela análise da Figura 22, que o clima tropical (zona A - todos os meses apresentam temperatura média igual ou maior que 18°C e precipitação significativa) é predominante no Brasil, cobrindo uma área de 81,4% da área do país. O clima seco (zona B – baixa precipitação ao longo do ano) está presente em algumas partes dos estados do Nordeste do Brasil enquanto os climas subtropicais são dominantes na região Sul e Sudeste (ALVARES *et al.*, 2013).

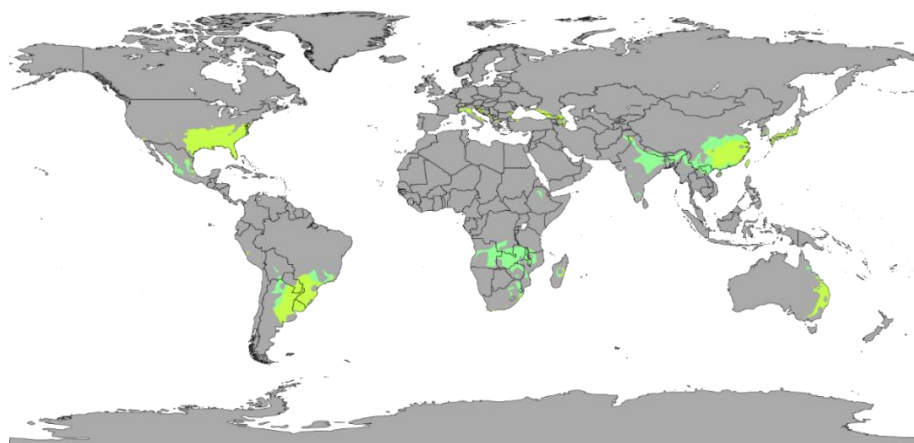
Figura 22 - Classificação climática do Brasil segundo sistema de Köpper-Geiger



Fonte: Adaptado de Alvares *et al.* (2013)

Segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), a cidade de São Carlos, no estado de São Paulo (com latitude 21°57'42" (S), longitude 47°50'28" (W) e altitude de 860 metros acima do nível do mar), tem clima local definido como subtropical úmido com inverno seco e verão quente (Cwa). A Figura 23 apresenta outras regiões do mundo que possuem os climas Cfa e Cwa do sistema de classificação climática de Köpper-Geiger.

Figura 23 - Clima subtropical úmido Cfa e Cwa ao redor do mundo



Fonte: Wikipédia (2019)³

³ Disponível em:

<[https://pt.wikipedia.org/wiki/Clima_subtropical_%C3%BAmido#/media/Ficheiro:K%C3%B6ppen_World_Map_Cfa_and_Cwa_\(Humid_subtropical\).svg](https://pt.wikipedia.org/wiki/Clima_subtropical_%C3%BAmido#/media/Ficheiro:K%C3%B6ppen_World_Map_Cfa_and_Cwa_(Humid_subtropical).svg)>. Acessado em 16/07/2019.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE PILARES REFORÇADOS COM FRP

Nesta seção são apresentadas as recomendações de dimensionamento de pilares de concreto armado reforçados com FRP pela técnica EBR segundo a norma ACI 440.2R (2017). Neste trabalho a aplicação dos procedimentos descritos limita-se à pilares não esbeltos e de seção transversal circular.

2.6.1 COEFICIENTE DE REDUÇÃO AMBIENTAL

Wang *et al.* (2015) realizaram um extenso trabalho de revisão crítica do estado da arte de modelos de predição e durabilidade de FRPs submetidos em diferentes condições ambientais. Segundo os autores, a durabilidade dos FRPs ainda é um tema que carece de completa compreensão e, conseqüente, uma barreira para uma maior expansão do uso desses materiais. A durabilidade dos FRPs, geralmente, dependerá do envelhecimento químico, físico e mecânico que é influenciado pelo tipo de material utilizado no FRP (resina e fibras) e, também, pelas condições de exposição ambiental e carregamento. Para além disso, a vida útil dos FRPs também dependerá da combinação de agentes ambientais e condições de serviço, uma vez que o efeito provocado por um agente ambiental de forma isolada pode não ser o mesmo, ou em mesma intensidade, de quando esse agente age de forma combinada com outros. A umidade, por exemplo, pode causar o amolecimento da matriz polimérica e redução da temperatura de transição vítrea, enquanto a exposição à raios ultravioletas podem provocar o amarelamento da matriz polimérica e pequenos ganhos de resistência à tração e rigidez (HOMAM e SHEIKH, 2000). Por outro lado, Yan e Chouw (2015) mostram que FRP expostos à raios UV e sprays de água doce apresentam formação de vazios, erosão da matriz polimérica, microfissuras e forte descoloração, provocando grandes reduções na resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação última.

O ACI 440.2R (2017) impõe que as propriedades mecânicas dos compósitos de FRP de exposição devem ser minoradas pelo coeficiente de redução ambiental. O coeficiente de redução ambiental leva em consideração o tipo de fibra do FRP e condição de exposição. Os valores de projeto de tensão e deformação axial últimas do FRP devem ser obtidas pelas Equações 2.3 e 2.4, respectivamente, onde f_{fu}^* e ε_{fu}^* são os valores de tensão máxima à tração e deformação axial fornecidos pelo fabricante do FRP ou obtidos em laboratório e C_E é o coeficiente de redução ambiental, o qual depende do ambiente de exposição e tipo de fibra utilizada.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (\text{Equação 2.4})$$

O ACI 440.2R (2017) classifica os ambientes em três níveis de agressividade: (i) interior, (ii) exterior e (iii) agressivo. Em ambiente interior o FRP está sujeito a variações de temperatura e umidade que, combinadas com as solicitações de serviço, podem provocar o envelhecimento natural do material. Em ambiente exterior o FRP fica exposto a variações de umidade e temperatura além da irradiação UV. O ambiente agressivo, por sua vez, é aquele ao qual o FRP fica exposto por longos períodos em ambientes de alta umidade, ciclos de gelo e degelo, águas salinas ou alta alcalinidade (no caso da utilização de fibras de vidro). A Tabela 4 apresenta os valores de C_E para cada tipo de fibra e condição de exposição. Segundo o ACI 440.2R (2017), os valores apresentados nesta Tabela são estimativas conservadoras de durabilidade que levam em consideração cada tipo de material. A atenção dada para os valores conservativos do coeficiente C_E também está presente na norma ACI 440.2R (2008), a qual cita que mais pesquisas são necessárias para refinar os valores apresentados na Tabela 4. Contudo, tanto na versão mais recente (ACI 440.2R, 2017) quanto no texto anterior (ACI 440.2R, 2008), ressalta-se que esses valores podem ser ajustados desde que seja garantida a presença de camadas protetoras com eficácia previamente comprovadas.

Tabela 4 - Valores do coeficiente de redução ambiental

Condição de exposição	Tipo de fibra	Fator de redução ambiental C_E
Interior	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exterior	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambiente agressivo	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: ACI 440.2R (2017)

2.6.2 MODELO ANALÍTICO DE LAM E TENG (2003)

Além da influência das características geométricas e vinculações, a capacidade de carga de um pilar confinado com FRP é diretamente ligada às propriedades mecânicas do compósito utilizado, tais como a tensão de ruptura, módulo de elasticidade e deformação última. Quando utilizado no confinamento de pilar, a ruptura do FRP ocorre em uma deformação inferior a obtida no ensaio de caracterização do material. Segundo a

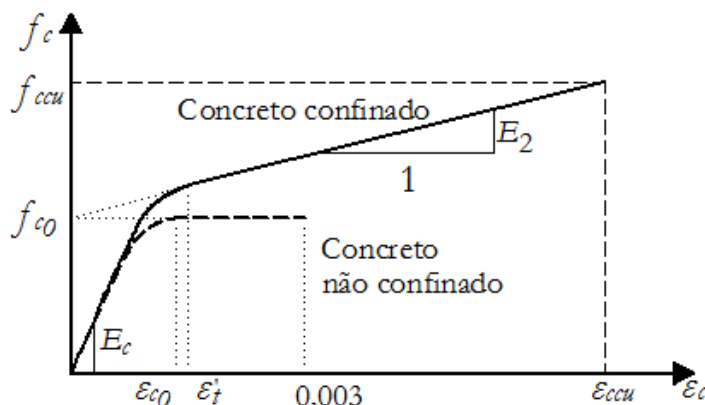
recomendação da FIB *Bulletin* 14 (2001), essa redução ocorre devido a diversas razões, tais como (i) o estado triaxial em que o compósito está submetido quando utilizado no encamisamento de pilares, diferente do estado de tensão do ensaio uniaxial de tração; (ii) a qualidade de execução do reforço; (iii) a forma da seção transversal; e, (iv) os efeitos construtivos quando aplicadas múltiplas camadas de FRP. Diante disso, para o dimensionamento de pilares deve-se determinar uma deformação efetiva (ε_{fe}) a qual será considerada como a deformação limite do FRP no momento da ruptura. O valor da deformação efetiva é determinado tal como apresentado na Equação 2.5 onde k_ε é o coeficiente de eficiência da deformação e ε_{fu} é a deformação específica última no FRP obtida em ensaio uniaxial de tração.

$$\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \cdot \varepsilon_{fu} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Para fins de projeto, o ACI 440.2R (2017) recomenda o valor de $k_\varepsilon = 0,55$ para o coeficiente de eficiência.

Para o dimensionamento, o ACI 440.2R (2017) apresenta o modelo proposto por Lam e Teng (2003), o qual descreve o comportamento do concreto confinado por mantas de FRP. O modelo consiste em separar o diagrama tensão *versus* deformação em dois trechos distintos. O primeiro trecho abrange o regime linear e plástico até uma deformação de transição (ε'_t), onde o efeito do confinamento passa a ser efetivo. Após a deformação tem-se, então, o segundo trecho do diagrama, tido como uma reta de inclinação E_2 , como ilustrado na Figura 24. Nesta Figura, f_{co} é a resistência à compressão do concreto não confinado, E_c é o módulo de elasticidade do concreto não confinado, ε_{c0} 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 24 - Diagrama tensão versus deformação de Lam e Teng (2003)



Fonte: Adaptado de Lam e Teng (2003)

A pressão de confinamento última (f_l) em pilares de seção circular é obtida pela formulação apresentada na Equação 2.6, 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 e D é o diâmetro do pilar.

$$f_l = \frac{2 \cdot E_f \cdot n \cdot t_f \cdot \varepsilon_{fe}}{D} \quad (\text{Equação 2.6})$$

A tensão de compressão última do concreto confinado (f_{ccu}) é calculada segundo o apresentado na Equação 2.7, onde ψ_f é o coeficiente adicional de redução de resistência (igual à 0,95) e κ_a é o coeficiente de redução devido à forma da seção transversal (igual à 1 para seções circulares).

$$f_{ccu} = f_{co} + \psi_f \cdot 3,3 \cdot \kappa_a \cdot f_l \quad (\text{Equação 2.7})$$

A Equação 2.7 leva em consideração que a ruína da estrutura ocorre unicamente 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 reescrita e expressa pela formulação apresentada na Equação 2.8, onde κ_b é o coeficiente de redução devido à forma da seção transversal (igual à 1 para seções circulares).

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1,5 + 12 \cdot \kappa_b \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \right) \leq 0,01 \quad (\text{Equação 2.8})$$

A inclinação da reta do segundo trecho (E_2) do diagrama tensão-deformação é obtida pelo uso da formulação apresentada na Equação 2.9.

$$E_2 = \frac{f_{ccu} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (\text{Equação 2.9})$$

Quando o valor da deformação específica última do concreto confinado (ε_{ccu}), obtido pela Equação 2.8, ultrapassar 10‰, deve-se recalculer a tensão de compressão última do concreto confinado (f_{ccu}) para esta deformação. A tensão de deformação última é recalculada considerando a reta definida pelo coeficiente E_2 para a deformação limite (10‰). O ponto de transição entre as duas curvas é apresentado pela Equação 2.10.

$$\varepsilon_t' = \frac{2 \cdot f_{co}}{E_c - E_2} \quad (\text{Equação 2.10})$$

A curva completa é então obtida pela Equação 2.11, onde f_c é a tensão à compressão do concreto e ε_c é a deformação no concreto.

$$f_c = \begin{cases} E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{co}} \cdot \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t' \\ f_{co} + E_2 \cdot \varepsilon_c & \varepsilon_t' \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (\text{Equação 2.11})$$

Por fim, a força resistente do pilar reforçado (P_n) pode ser obtida segundo a formulação apresentada na Equação 2.12, 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_g 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.

$$\phi P_n = 0,80 \cdot \phi \cdot \left[0,85 \cdot f_{cc} \cdot (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s \right] \quad (\text{Equação 2.12})$$

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O comportamento e a degradação de pilares de concreto armado reforçados FRPs são influenciados por uma série de fatores tais como a geometria do elemento reforçado, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, a taxa e o tipo de fibras utilizada no FRP, a matriz polimérica utilizada no FRP, a configuração de reforço (contínuo ou discreto) e a técnica de reforço utilizada e o ambiente ao qual a estrutura está exposta.

Neste trabalho buscou-se avaliar a degradação de pilares curtos de concreto armado confinados com FRP, expostos ao intemperismo em clima subtropical úmido com inverno seco e verão quente (tipo Cwa no sistema de classificação climática de Köpper-Geiger), em ensaios não acelerados. Para isso, pilares de concreto armado reforçados com manta de GFRP aplicada segundo a técnica EBR foram condicionados em dois cenários distintos. No primeiro, os pilares foram alocados em uma sala monitorada por um período de 6 meses (referência). No segundo, os pilares foram mantidos em ambiente externo também por um período de 6 meses.

Dentre as variáveis que influenciam no comportamento de pilares confinados com FRP serão estudadas (i) a influência da taxa de GFRP (reforçado com 1 ou 2 camadas) no comportamento do pilar confinado e (ii) a influência do ambiente de exposição (ambiente laboratorial e intempéries) ao longo do tempo.

Ensaio de caracterização dos materiais constituintes do sistema de reforço (concreto, resinas epoxídicas e compósitos de GFRP) também foram realizados após exposição às mesmas condições de degradação dos pilares. Para as resinas epoxídicas e compósitos de GFRP os ensaios foram realizados nas idades de referência (7 e 14 dias) e após 4, 8 e 12 meses de exposição. Buscou-se, assim, avaliar o efeito da degradação de forma isolada para cada material e, também, do compósito composto pela fibra e resina.

A Tabela 5 apresenta o cronograma realizado neste programa experimental.

Tabela 5 - Cronograma de ensaios

Material e ambiente de exposição		Mês e ano																
		2017			2018										2019			
		10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	01	02
Resina <i>primer</i>	Laboratorial				R				4M				8M				1A	
	Intemperismo								4M				8M				1A	
Resina de saturação	Laboratorial					R			4M				8M				1A	
	Intemperismo	R					4M			8M				1A				
GFRP	Laboratorial								4M				8M					1A
	Intemperismo					R			4M				8M					1A
Concreto	Laboratorial							28										6M
	Intemperismo							D			R							6M
Pilares	Laboratorial																	6M
	Intemperismo										R							6M

Legenda: R – ensaio de referência (7 e 14 dias após a moldagem/aplicação do sistema de reforço); 4M, 6M, 8M e 1A – ensaio após 4, 6, 8 e 12 meses de exposição, respectivamente; 28D – ensaio após 28 dias da concretagem. Fonte: O autor

Cada ensaio apresentado foi composto por:

- *Resinas epoxídicas* – 5 corpos de prova para cada ambiente de exposição, ensaiados à tração uniaxial;
- *Compósitos de GFRP* – 5 corpos de prova para cada ambiente de exposição, ensaiados à tração uniaxial;
- *Concreto* - 5 corpos de prova para cada ambiente de exposição, ensaiados à compressão, dos quais 3 também foram utilizados para obtenção do módulo de elasticidade estático; e
- *Pilares* – Para cada ambiente de exposição, 2 corpos de prova sem reforço, 2 corpos de prova reforçados com 1 camada de GFRP e 2 corpos de prova reforçados com 2 camadas de GFRP ensaiados à compressão.

Dos resultados oriundos dos ensaios de compressão axial dos pilares, as principais variáveis avaliadas foram a capacidade de carga, deformabilidade, capacidade de absorção de energia de deformação e inclinação da reta do trecho confinado dos pilares. Para as resinas epoxídicas e compósitos de GFRP avaliou-se a tensão máxima, módulo de elasticidade e comportamento tensão *versus* deformação.

Além disso, os resultados experimentais obtidos na análise dos pilares curtos foram comparados com o modelo analítico de dimensionamento proposto pelo ACI 440.2R (2017) sob dois aspectos. No primeiro, o dimensionamento foi realizado com o uso de valores experimentais, desconsiderados todos os coeficientes de segurança. No segundo,

considerou-se os valores de projeto e fez-se a comparação dos valores obtidos no dimensionamento com os resultados obtidos após a exposição nos ambientes laboratorial e de intemperismo.

Assim, apresenta-se neste capítulo os materiais e metodologia adotada abrangido o detalhamento das armaduras dos pilares utilizados na pesquisa, as etapas de montagem das fôrmas e concretagem dos pilares, os procedimentos de reparo e reforço adotados, a instrumentação e método de ensaio utilizados.

3.1 PILARES CURTOS REFORÇADOS COM GFRP

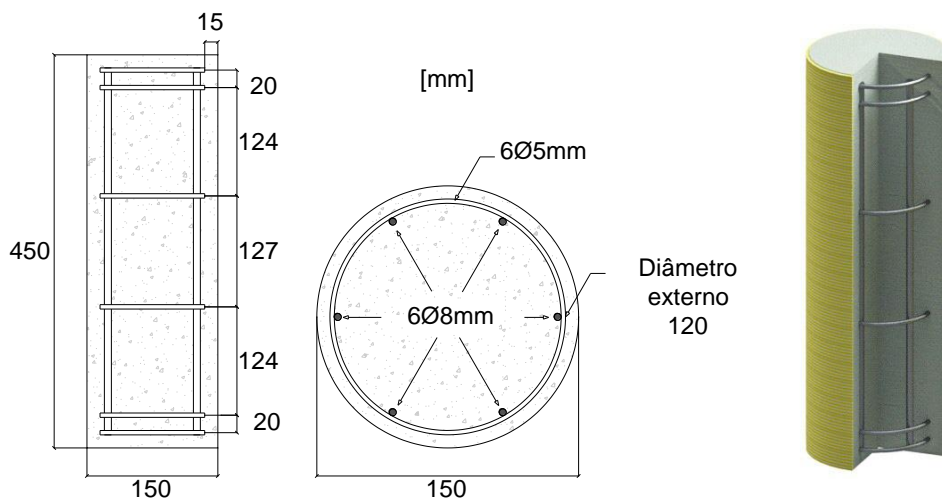
Uma vez definido o arranjo final de ensaios e metodologia a ser utilizada (ver ensaio piloto no Apêndice A), realizou-se a análise de pilares curtos de seção transversal circular, fracamente armados, e confeccionados com concreto de classe de resistência de 30 MPa, os quais foram reforçados com polímeros reforçados com fibras de vidro (*GFRP*). Um total de 18 pilares foram ensaiados à compressão axial monotônica, sendo 6 pilares sem reforço, 6 reforçados com uma camada de GFRP e 6 reforçados com duas camadas de GFRP. Esses pilares foram divididos em três séries de ensaio: referência (ensaiados com 14 dias após a aplicação do sistema de reforço, cujos resultados serviram de referência para as séries ensaiadas após 6 meses de exposição), laboratorial (pilares mantidos em ambiente interno, monitorado, ensaiados após 6 meses da aplicação do sistema de reforço) e intemperismo (pilares ensaiados após 6 meses de exposição em ambiente externo, diretamente expostos ao intemperismo).

3.1.1 ARMADURAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS

Pilares curtos armados com armaduras longitudinais compostas por 6 barras de aço CA-50 com diâmetro de 8 mm e armaduras transversais compostas por barras de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçadas à 127 mm, e cobrimento de 15 mm, foram confeccionados. Detalhes da seção transversal e longitudinal e do aspecto final dos pilares são apresentados na Figura 25.

Para garantir a correta posição das armaduras longitudinais foi utilizado um gabarito feito a partir de um transferidor, com escala circular expressa em graus, colado em uma base de compensado. Realizou-se, então, 6 furos na borda de um círculo de raio 51 mm, a partir do centro do transferidor, espaçados em 60° entre si.

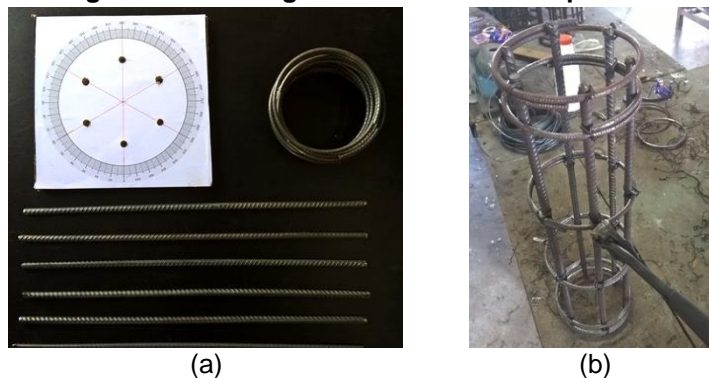
Figura 25 - Seção longitudinal e transversal e modelo 3D dos pilares



Legenda: Dimensões em milímetros. Fonte: O autor

As armaduras longitudinais eram então posicionadas nesses furos e, em seguida, os estribos eram amarrados nas posições previstas no detalhamento apresentado na Figura 25. A Figura 26 apresenta o processo de amarração das barras de aço.

Figura 26 - Montagem da armadura dos pilares.

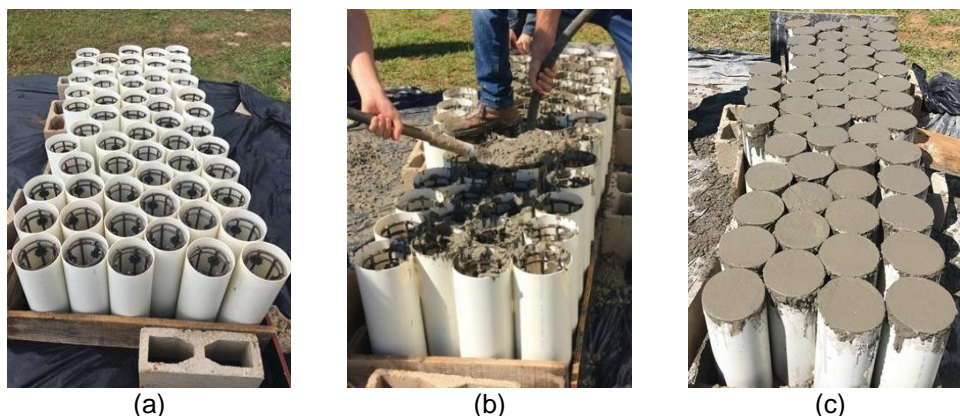


Legenda: (a) Gabarito utilizado para posicionamento das armaduras longitudinais e (b) aspecto final da armadura. Fonte: O autor

3.1.2 CONCRETAGEM E PREPARAÇÃO DOS PILARES

Para a concretagem dos pilares circulares foram utilizadas como fôrmas tubos de PVC com 150 mm de diâmetro por 450 mm de altura. Todos os pilares foram concretados na mesma etapa com o concreto usinado. O concreto foi lançado nas fôrmas em 3 camadas, com adensamento realizado com vibrador de imersão. A cura do concreto foi realizada conforme descrito no item 3.3.1. A desforma dos pilares foi realizada 4 dias após a concretagem. A Figura 27 apresenta algumas etapas da concretagem dos pilares.

Figura 27 - Etapas de concretagem dos pilares

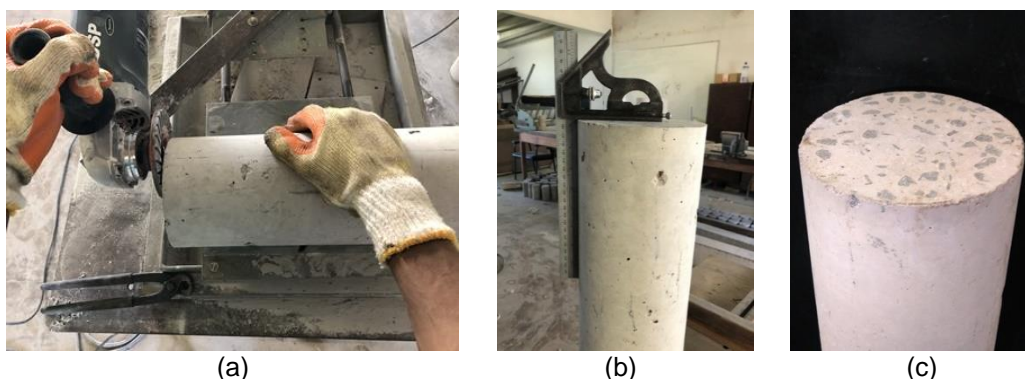


Legenda: (a) Posicionamento das fôrmas; (b) lançamento e vibração do concreto nas fôrmas; e, (c) aspecto final na concretagem. Fonte: O autor

Com relação às dimensões dos pilares, a definição da altura e diâmetro teve como base principal a continuação de um programa experimental em andamento com pilares reforçados com compósitos de CFRP e expostos a degradação por imersão em água doce. O espaçamento entre estribos considerado buscou simular uma situação de pilar fracamente armado, com comprimento de flambagem das armaduras longitudinais superior aos limites sugeridos pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quanto a regularização das faces dos pilares, devido às suas dimensões, não foi possível utilizar a retífica de bancada disponível no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar. Dessa forma, uma esmerilhadeira manual, dotada de disco diamantado, foi fixada em um suporte com movimentação livre no sentido vertical, possibilitando o posicionamento do disco a 90° em relação ao eixo longitudinal do pilar. As principais etapas de regularização das faces dos pilares são apresentadas na Figura 28.

Figura 28 - Etapas de regularização das faces dos pilares



Legenda: (a) Desgaste da camada superficial de concreto com disco diamantado; (b) verificação da ortogonalidade da face em relação ao eixo do pilar; e (c) aspecto final da face do pilar. Fonte: O autor

Para os pilares que receberam reforço com mantas de GFRP, após a regularização das faces dos pilares, realizou-se uma preparação da superfície de concreto com uso do disco diamantado (Figura 29), retirando a camada de nata de cimento, abrindo os poros e garantindo uma superfície mais rugosa para melhor aderência na interface concreto/resina/compósito.

Figura 29 - Desgaste da camada superficial de concreto com disco diamantado



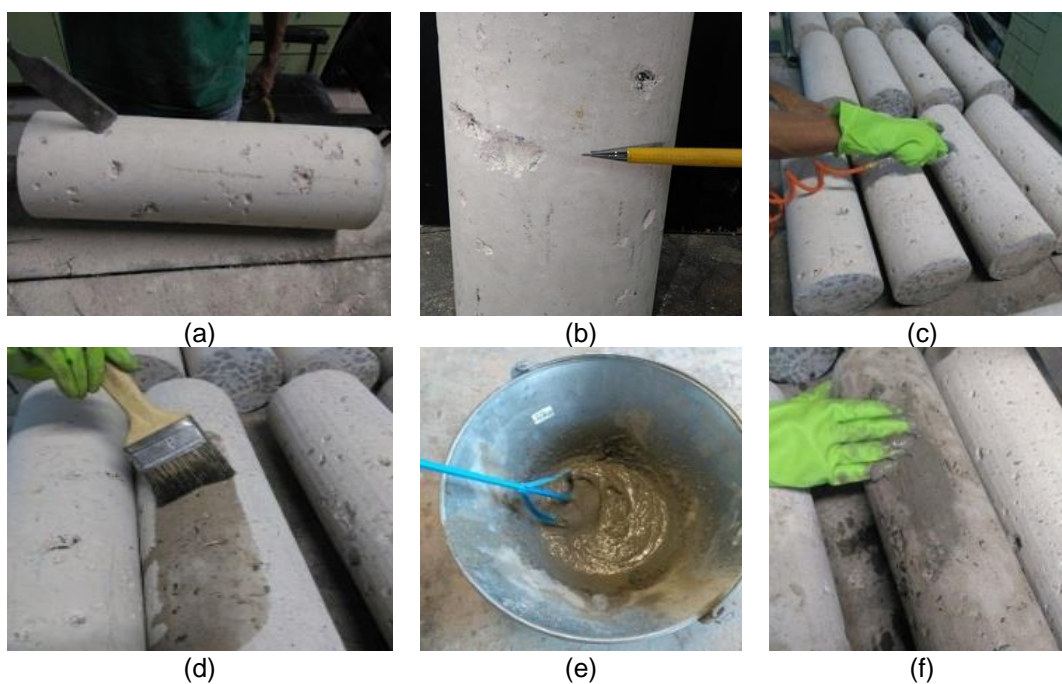
Fonte: O autor

3.1.3 REPARO

Após a desforma dos pilares observou-se que os corpos de prova apresentavam falhas de concretagem que, em alguns casos, alcançavam a profundidade do concreto de cobertura. Essas falhas ocorreram, possivelmente, devido a vibração insuficiente das camadas de concreto somado às elevadas dimensões do agregado graúdo (de 9,5 a 19 mm) em relação ao cobertura de concreto (15 mm).

Para correção dessas falhas foi utilizado um graute industrializado da marca *Pavmix* o qual apresentou resistência média à compressão (aferida aos 28 dias) de 33 MPa (desvio padrão de 1,4 MPa), módulo de elasticidade de 23,3 GPa (desvio padrão de 0,4 GPa) e *slump* de 250 mm. A relação água/graute utilizada foi de 0,149. A caracterização do graute foi realizada conforme os procedimentos descritos no item 3.3.1.

As principais etapas de execução do reparo nos pilares são apresentadas na Figura 30, sendo elas (a-b) abertura dos orifícios a serem reparados (buscou-se, nesta etapa, garantir um aspecto afunilado dos orifícios, evitando-se, assim, que houvesse a possibilidade de ocorrência de bolhas de ar entre o concreto antigo e o graute de reparo), (c) limpeza da superfície com ar comprimido para remoção de detritos e poeira, (d) umedecimento da superfície para aplicação do graute, (e) mistura mecânica do graute e (f) aplicação manual do graute. Após um período de 48 horas da aplicação, as áreas reparadas foram manualmente lixadas para se garantir uma melhor regularização da superfície.

Figura 30 - Etapas de reparo das camadas superficiais dos pilares

Fonte: O autor

Após a realização dos ensaios de compressão dos pilares, a eficácia do reparo pode ser conferida pela análise visual realizada, onde percebe-se a boa aderência entre o graute de reparo e o concreto antigo (ver Figura 31). Para além disso, os reparos foram apenas superficiais, se restringindo apenas a pequenos pontos do concreto de cobrimento, não influenciando, de forma significativa, nos resultados obtidos.

Figura 31 - Aderência entre o graute de reparo e o concreto

Fonte: O autor

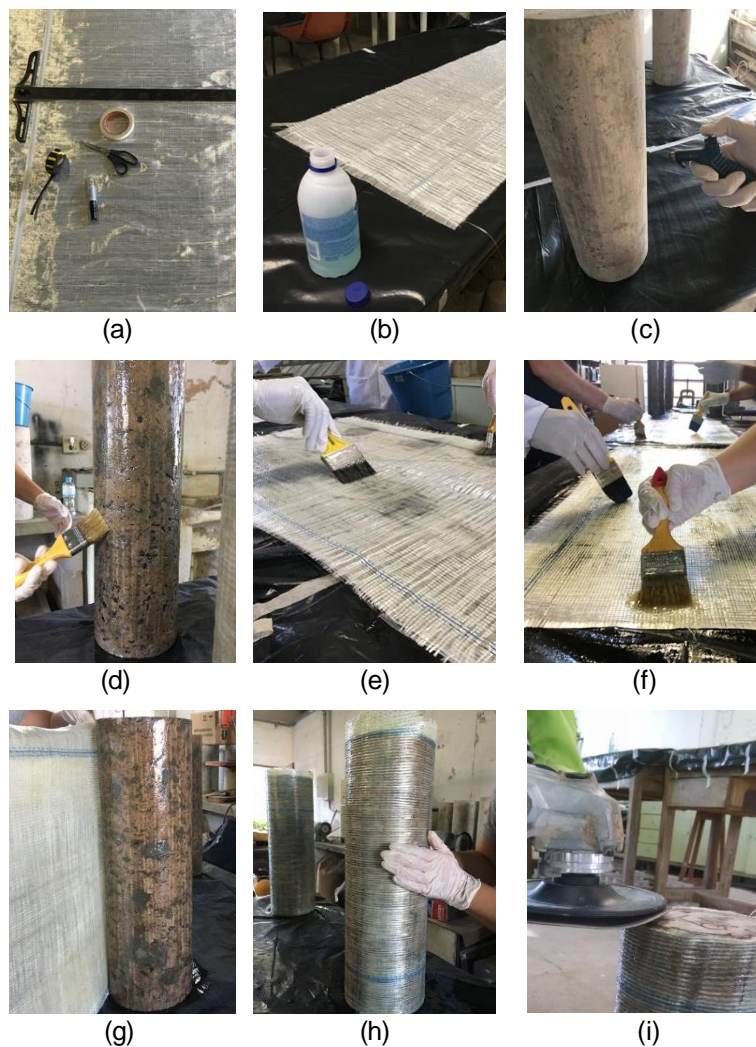
3.1.4 REFORÇO

O reforço dos pilares curtos de concreto com mantas de GFRP aplicadas segundo a técnica EBR seguiram a metodologia típica e foram executadas após a cura do concreto e do graute. Os passos e procedimentos adotados são apresentados na Figura 32 e descritos abaixo:

- 1 – As faixas de manta foram cortadas com as dimensões desejadas (em termos de largura: corte na direção das fibras – em termos de comprimento: corte na direção perpendicular às fibras), com o auxílio de uma régua “T” para garantir ângulos retos nas arestas (Figura 32a). O comprimento de ancoragem adotado foi de 50 mm;
- 2 – Após o corte, as faixas foram limpas com acetona para remoção de impurezas superficiais e devidamente armazenadas até o momento de sua aplicação (Figura 32b);
- 3 – Limpeza da superfície do pilar tratada (esmerilhada e reparada) com aplicação de ar comprimido (Figura 32c);
- 4 – Aplicação da resina do tipo *primer* (Resina A) no substrato de concreto a reforçar (Figura 32d). Após esta etapa, respeitou-se o tempo de espera de 40 minutos, conforme indicação do fabricante, para o início das etapas seguintes;
- 5 – Saturação das mantas de fibras de vidro com a resina de impregnação (Resina B), (Figura 32e);
- 6 – Aplicação das mantas de fibras de vidro já saturadas no substrato de concreto a receber o reforço (Figura 32g-h). As fibras foram posicionadas perpendicularmente à direção do eixo longitudinal do pilar, e
- 7 – Após um período de 48 horas da aplicação do reforço, as extremidades sobressalentes de GFRP foram retiradas com o auxílio de uma lixadeira circular (i).

Para a realização dos ensaios foi aplicada uma fina camada de adesivo plástico, da marca Iberê, nas faces dos pilares para correção de possíveis irregularidades superficiais, de forma a garantir uma melhor distribuição de tensões entre o prato da máquina de ensaio e os pilares. A Figura 33 apresenta a face de um pilar após a aplicação da massa plástica.

Figura 32 - Etapas de reforço de pilares com GFRP pela técnica EBR



Fonte: O autor

Figura 33 - Face do pilar com após aplicação da massa plástica



Fonte: O autor

3.1.5 INSTRUMENTAÇÃO

Os pilares de concreto armado foram ensaiados à compressão em prensa hidráulica, marca EMIC, modelo PC 200E, com capacidade de 200 tf, acoplada a uma máquina de ensaio

universal, servo controlada, da marca *EMIC*, modelo DL 60000, com taxa de deslocamento de aproximadamente $3\mu\text{m/s}$. As variáveis avaliadas no decorrer do ensaio foram a carga aplicada, a deformação axial do pilar e a deformação nas fibras do GFRP.

A carga aplicada foi aferida por meio de uma célula de carga, da marca *EMIC*, com capacidade de leitura de 200tf. A aquisição de dados da célula de carga é realizada pelo software de controle da máquina universal de ensaios *EMIC*.

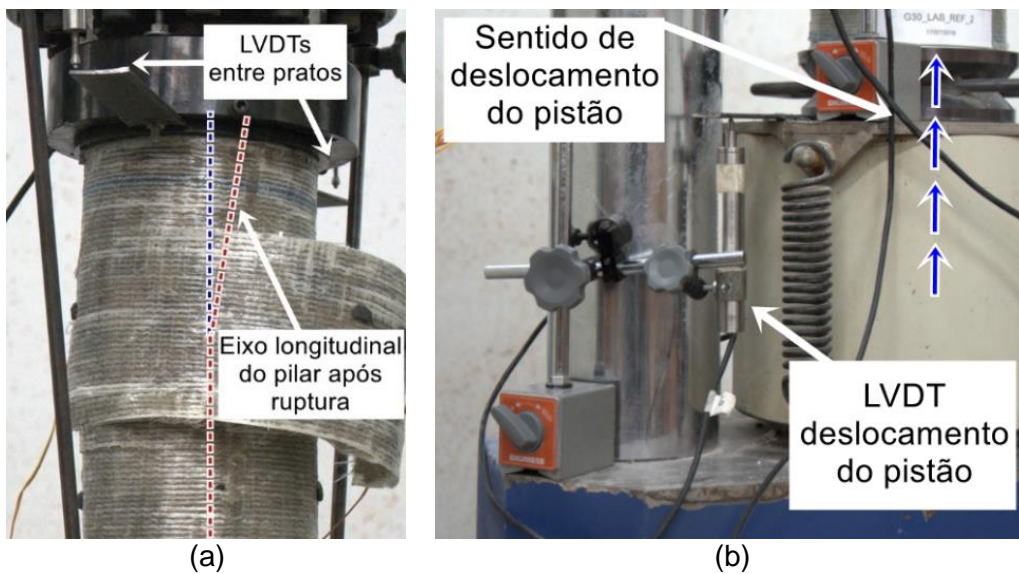
A aferição das deformações axiais dos pilares foi realizada por dois diferentes meios. O primeiro é baseado no uso de extensômetros do tipo “*clipgauge*”, com campo de leitura de 150 mm, posicionados no centro do pilar e retirados ao fim do regime elástico linear a fim de se evitar possíveis danos ao equipamento. No segundo fez-se o uso de dois transdutores lineares de deslocamento (LVDT), com capacidade de leitura de ± 20 mm, posicionados de forma a se obter o deslocamento entre pratos da máquina de ensaio.

Após a realização do ensaio dos pilares reforçados com 1 camada de GFRP de referência verificou-se a necessidade da retirada dos LVDTs, posicionados entre pratos, antes da ruptura do pilar para evitar possíveis danos ao equipamento. Isso porque, em alguns casos, com a ruptura da manta de GFRP e consequente expulsão do concreto confinado, rotações abruptas ocorria na rótula da célula de carga onde os LVDTs estavam posicionados. Essas rotações poderiam forçar o LVDT além da sua capacidade de leitura, o danificando. A Figura 34 (a) apresenta um pilar após sua ruptura e a direção de seu eixo longitudinal.

Deste modo, para os pilares reforçados com 2 camadas de GFRP, os LVDTs que registravam os deslocamentos entre pratos foram retirados pouco antes da ruptura dos pilares. Para registrar os deslocamentos após esse ponto, foi adicionado um terceiro LVDT posicionado apenas no prato móvel do sistema de ensaio, ou seja, o da face inferior da do pórtico de ensaio como pode ser conferido pela Figura 34 (b).

As deformações no compósito de GFRP foram aferidas por extensômetros elétricos (SG) colados na superfície externa do GFRP na direção longitudinal das fibras. Os SG foram dispostos em três alturas diferentes ao longo do eixo longitudinal do pilar, conforme apresentado na Figura 35. Para cada altura, dois SG eram dispostos em um ângulo de 180° entre si. Os extensômetros elétricos utilizados foram da marca *EXCEL Sensores*, modelo *PA-06-250BA-350LL* (PA – base de poliamida com uma película metálica; 06 – compensação de temperatura; 250BA – refere-se ao tamanho e forma; 350 – resistência elétrica (Ω) em Ohms; e LL – com terminal e fios de cobre já soldados).

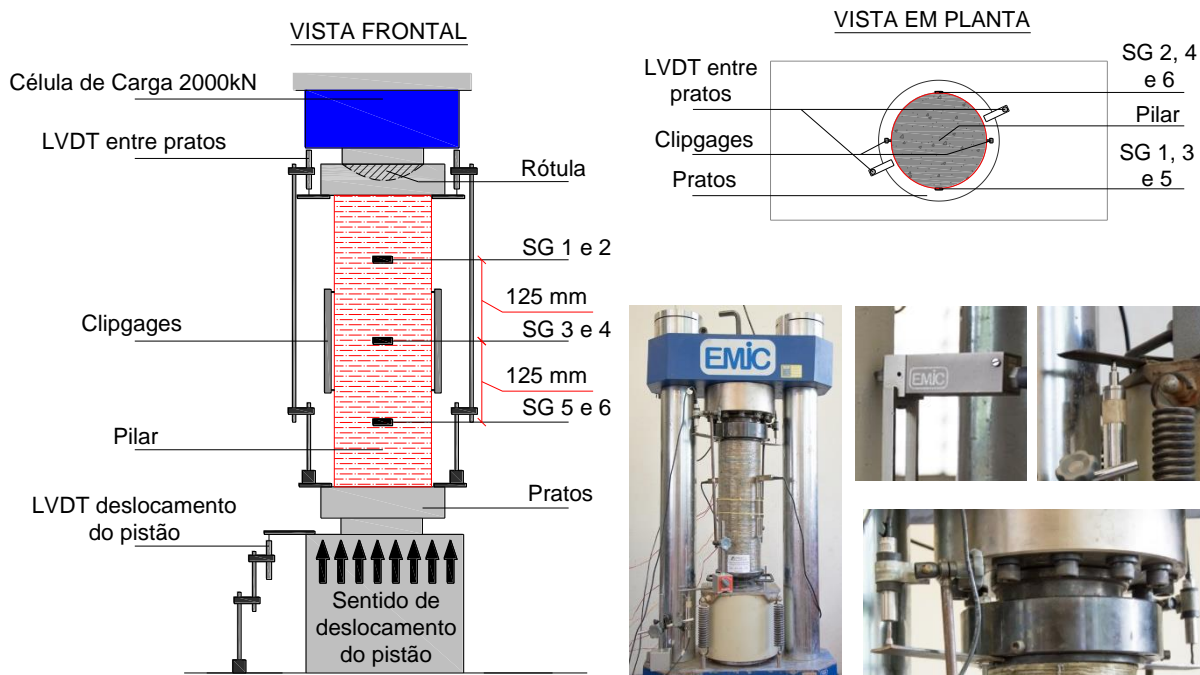
Figura 34 - LVDT para aferição do deslocamento dos pratos da prensa



Fonte: O Autor

As leituras realizadas pelos LVDTs e pelos SGs foram registradas com o uso de um aquisitor de dados, modelo ADS-2000, fabricado pela *LYNX Tecnologia*. Todos os ensaios de compressão axial de pilares foram realizados no LSE da UFSCar. A Figura 35 apresenta a instrumentação utilizada nos ensaios de compressão axial dos pilares.

Figura 35 - Instrumentação dos ensaios de compressão axial dos pilares de concreto armado



Fonte: O autor

3.2 AMBIENTES DE EXPOSIÇÃO

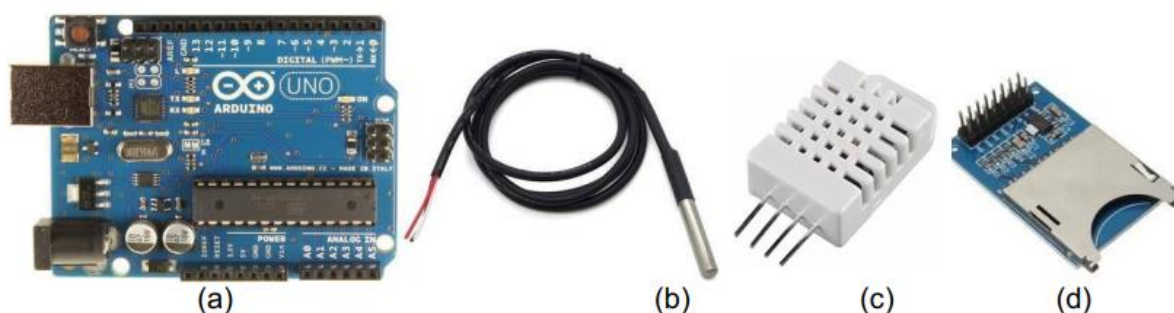
Nesta seção são descritos os ambientes aos quais os corpos de prova de resinas epoxídicas, compósitos de GFRP, concreto e pilares foram expostos. Para além disso, é apresentada a metodologia de monitoramento dos elementos climáticos para cada ambiente. Os ambientes aos quais os corpos de prova e pilares foram expostos foram (i) ambiente laboratorial, o qual serviu como referência, e (ii) ambiente externo, com exposição direta as intempéries.

Os corpos de prova foram inseridos nos ambientes supracitados após um período de cura de 14 dias da resina epoxídica.

3.2.1 AMBIENTE LABORATORIAL

Os resultados provenientes das amostras e pilares mantidos em ambiente laboratorial serão utilizados como referência às demais condições de exposição. Trata-se de uma sala climatizada, localizada no LSE da UFSCar, com monitoramento de temperatura e umidade, o qual foi realizado com o uso de uma plataforma Arduino, conforme projeto desenvolvido por Escobal e Dalfré (2017). Para tal, sensores *DHT22* (Figura 36c) fizeram a aquisição de temperatura e umidade da câmara climática. A gravação dos dados foi feita por meio da utilização de um módulo cartão SD (Figura 36d).

Figura 36 - Hardwares para *Arduino* utilizados no monitoramento de temperatura e umidade



(a) Plataforma de prototipagem eletrônica *Arduino*, (b) sensor de temperatura do tipo DS18B20, (c) sensores de temperatura e umidade do tipo DHT22 e (d) módulo cartão SD. Fonte: Escobal e Dalfré (2017)

3.2.2 AMBIENTE EXTERNO - INTEMPÉRIES

O monitoramento dos elementos climáticos foi realizado por meio das leituras obtidas pela estação meteorológica automática supracitada do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Dentre os dados fornecidos pelo INMET, selecionou-se os de temperatura, umidade relativa do ar, radiação UV e precipitação para os fins dessa pesquisa. Os dados ficam disponíveis pelo período de um ano e podem ser acessados pelo site do instituto⁴.

As amostras expostas às intempéries foram alocadas em uma área externa localizada na estação meteorológica automática “São Carlos-A711”, situada dentro da região Norte da UFSCar, a qual é isenta de barreiras ou sombras que possam afetar os ensaios.

A Figura 37 apresenta um mapa com a localização da estação meteorológica automática “São Carlos-A711”, corpos de prova de resina epoxídica, compósitos de GFRP e pilares expostos ao intemperismo.

Figura 37 - Locais de exposição de pilares e corpos de prova ao intemperismo



Fonte: Adaptado de Google Maps (2019)⁵; o autor

⁴ <http://www.inmet.gov.br/portal/>

⁵ GOOGLE MAPS. Localização da estação meteorológica automática: São Carlos-A711. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-21.981357,-47.883159,388m/data=!3m1!1e3>>. Acesso em: 01/04/2019.

3.3 MATERIAIS

3.3.1 CONCRETO

O concreto utilizado nessa pesquisa, empregado para moldagem de todos os pilares e corpos de prova, é do tipo usinado e proveniente de uma mesma mistura. Para isso, utilizou-se um concreto usinado de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa e brita 1. A Figura 38 apresenta as principais etapas de concretagem deste programa experimental.

Figura 38 - Etapas de concretagem



Legenda: (a) execução de abatimento de tronco de cone; (b) concretagem dos corpos de prova cilíndricos de concreto; (c) posicionamento das fôrmas para concretagem dos pilares. Fonte: O autor

A moldagem dos corpos de prova de concreto seguiu as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015). Entretanto, a cura foi realizada *in loco* com molhagem das amostras por um período de 7 dias. Durante esse período, todas amostras concretadas permaneceram cobertas por uma lona plástica para evitar a perda excessiva de água. Esse procedimento foi adotado devido às limitações de espaço para realização de cura submersa e para garantir maior fidelidade dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos corpos de prova com o dos pilares.

As propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido, nomeadamente, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, foram obtidas aos 28 dias após a concretagem e, também, para as idades apresentadas na Tabela 5 e seguiram as recomendações das normas NBR 5739 (ABNT, 2018) e NBR 8522 (ABNT, 2017).

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) em uma máquina universal de ensaio, servo controlada, da marca EMIC, modelo DL 60000, com capacidade de carga de 60tf (Figura 39). Nos ensaios de compressão axial as leituras obtidas são referentes ao deslocamento do

pistão da máquina de ensaio. Para os ensaios de módulo de elasticidade, foram utilizados transdutores da marca EMIC, do tipo *clipgage*, com campo de leitura de 150 mm com curso de 2 mm (Figura 39). Os *clipgages* foram removidos antes da ruptura dos corpos de prova para se evitarem possíveis danos ao equipamento.

Figura 39 - Máquina de ensaio universal utilizada para a caracterização do concreto



Fonte: O autor

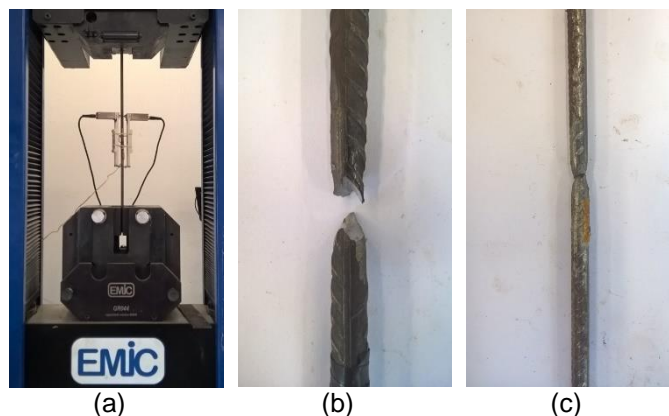
3.3.2 ARMADURAS

Como anteriormente apresentado, os pilares deste programa experimental foram armados na direção longitudinal e transversal com barras de 8 mm (CA-50) e 5 mm (CA-60) de diâmetro, respectivamente.

As armaduras foram caracterizadas por meio de ensaios de tração uniaxial efetuados segundo as recomendações da NBR 6892-1 (ABNT, 2013). Para tal, utilizou-se uma máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, com velocidade de aplicação de carga de 23 N/mm².s-1 (Figura 40). A avaliação das deformações foi realizada por meio de transdutores da marca EMIC, do tipo *clipgage*, com campo de leitura de 50 mm com curso de 2 mm. Os *clipgages* foram removidos antes da ruptura dos corpos de prova para se evitarem possíveis danos ao equipamento. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar.

Para a caracterização do aço foram ensaiados 3 corpos de prova de 60 cm de comprimento para cada diâmetro. As propriedades obtidas foram o módulo de elasticidade, tensão de escoamento e tensão última. A Figura 40 apresenta o ensaio de tração uniaxial do aço e o modo de ruptura dos corpos de prova.

Figura 40 - Máquina de ensaio universal utilizada para a caracterização das armaduras



Legenda: (a) – corpo de prova na máquina de ensaio universal EMIC; ruptura da barra de 8 mm (b) e 5 mm (c).
Fonte: O autor

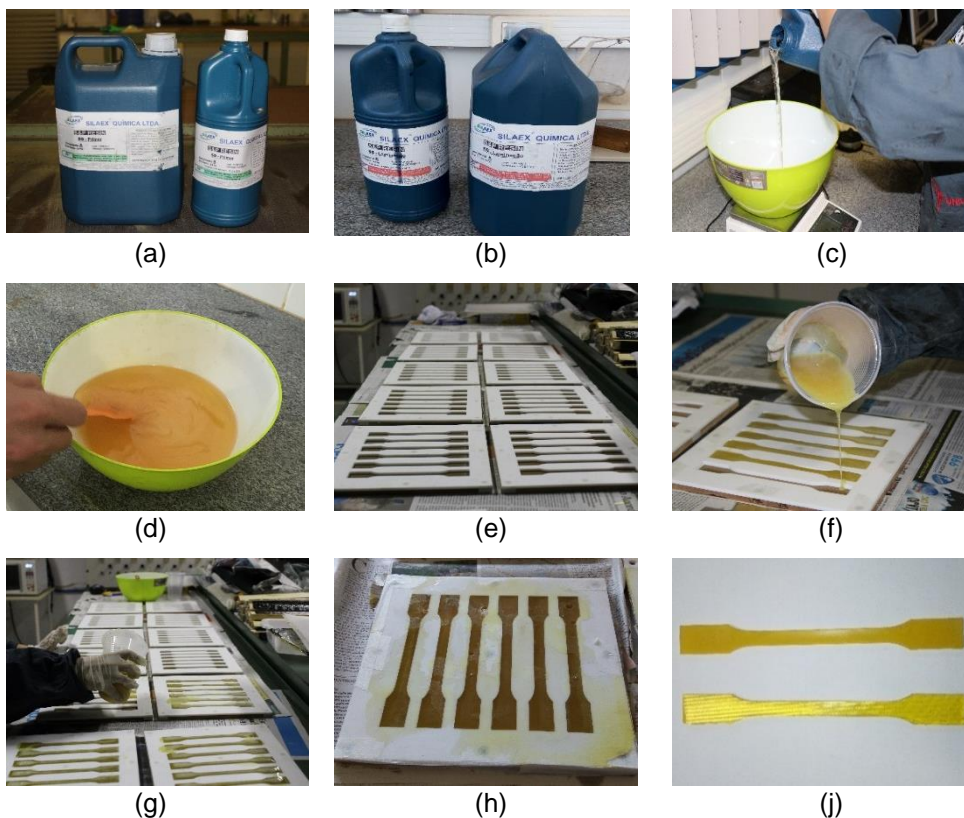
3.3.3 RESINAS EPOXÍDICAS

Duas resinas epoxídicas foram utilizadas nessa pesquisa. A resina A é do tipo *primer*, aplicada diretamente no substrato do concreto que irá receber o reforço e tem como principal característica garantir a aderência entre a superfície do concreto e o FRP utilizado. A resina B é utilizada na saturação das fibras, no caso dessa pesquisa, das fibras de vidro. As resinas são do tipo bicomponente com proporção de mistura, recomendada pelo fabricante, de uma parte do componente A, para duas partes do componente B (em massa).

A mistura dos componentes das resinas epoxídicas foi realizada de forma manual por um período mínimo de 3 minutos, como recomenda o fabricante, de forma a garantir uma homogeneização do produto final. A geometria e dimensões dos corpos de prova seguiram as recomendações da norma ISO 527-2 (2012). A Figura 41 apresenta as principais etapas de confecção dos corpos de prova.

Para a caracterização do comportamento mecânico do adesivo epoxídico foram realizados ensaios de tração uniaxial, em conformidade com os procedimentos descritos na norma ISO 527-2 (2012). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) 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.

Figura 41 - Etapas de confecção dos corpos de prova de resinas epoxídicas



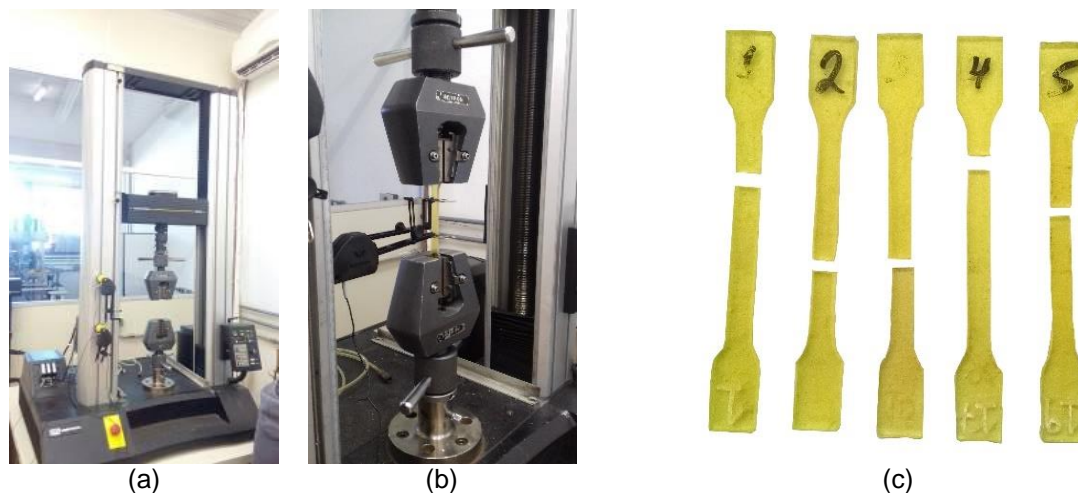
Legenda: Resinas bicomponentes (a) Resina A e (b) Resina B; (c) pesagem dos componentes em balança de precisão; (d) mistura manual; (e) moldes de teflon utilizados na moldagem dos corpos de prova; (f-g) lançamento da resina nos moldes de silicone; (h) corpos de prova após 24h de lançamento das resinas e, (i) aspecto final dos corpos de prova. Fonte: Escobal e Dalfré (2017)

A Figura 42 apresenta o arranjo de ensaio e o aspecto final dos corpos de prova após o ensaio. Deste modo, pelo menos 5 corpos de prova de cada resina epoxídica (*primer* e saturação) foram moldados para realização de cada ensaio de tração. Os ensaios foram realizados para os ambientes e idades apresentados anteriormente na Tabela 5.

O módulo de elasticidade (E) foi obtido pelo cálculo da secante considerando-se as deformações de 0,5‰ e 2,5‰, conforme expresso pela Equação 3.1, 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.

$$E = \frac{\sigma_{2,5‰} - \sigma_{0,5‰}}{\varepsilon_{2,5‰} - \varepsilon_{0,5‰}} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Figura 42 - Arranjo de ensaio (a-b) e aspecto final dos corpos de prova de resina epoxídica após o ensaio (c)



Fonte: Escobal e Dalfré (2017)

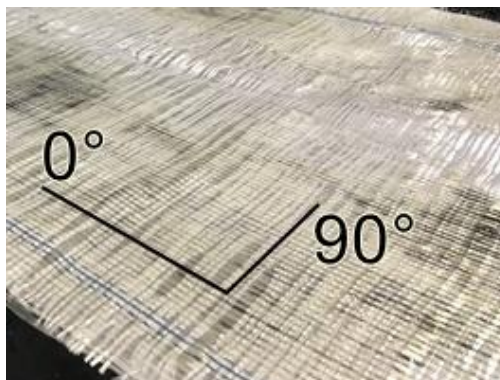
3.3.4 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE VIDRO (GFRP)

Nos sistemas de FRP curados “*in situ*” a matriz epoxídica e as fibras são fornecidas separadas. Após a impregnação das fibras com a matriz polimérica utilizada e respeitado o tempo de cura da resina, dá-se origem ao FRP. Neste trabalho, sistemas curados “*in situ*” compostos por mantas de fibra de vidro e adesivo epóxi foram utilizados.

Utilizou-se uma manta de vidro unidirecional LT0980, fabricada pela *Owens Corning*, com gramatura 980 g/m², espessura de 0,39 mm, a qual foi fornecida em um rolo com 100 m². Isso possibilitou que todas as amostras de GFRP e o reforço de todos os pilares fossem realizados com um único lote de manta de vidro garantindo, assim, maior confiabilidade dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização e possibilitando uma comparação direta dos resultados para diferentes idades e/ou ambientes de exposição.

A Figura 43 apresenta a manta utilizada nesta pesquisa, a qual possui fibras na direção ortogonal à direção principal. Segundo o fabricante, esse produto é classificado como unidirecional por apresentar 10% ou menos de fibras na direção ortogonal (°90) à direção principal (0°). As fibras na direção ortogonal são adicionadas para garantir melhor estabilidade e manuseio do material.

Figura 43 – Manta de GFRP



Fonte: O autor

A Tabela 6 apresenta as propriedades mecânicas, segundo o fabricante, para um laminado composto de resina epóxi e pela manta de GFRP.

Tabela 6 - Propriedades mecânicas do compósito segundo o fabricante

Propriedades mecânicas do GFRP e fibra de vidro Advantex®		
Laminado fabricado por infusão a vácuo com 70% de teor de vidro em peso		
	Direção 0°	Direção 90°
Resistência à tração (MPa)	840	83
Módulo à tração (GPa)	40,7	14,3
Resistência à compressão (MPa)	820	233
Módulo de compressão (GPa)	40,9	14,9
Fibra de vidro E-CR (resistência à corrosão)		
Resistência à tração em 22 °C (MPa)	4050	
Módulo de elasticidade em 22°C (GPa)	82	

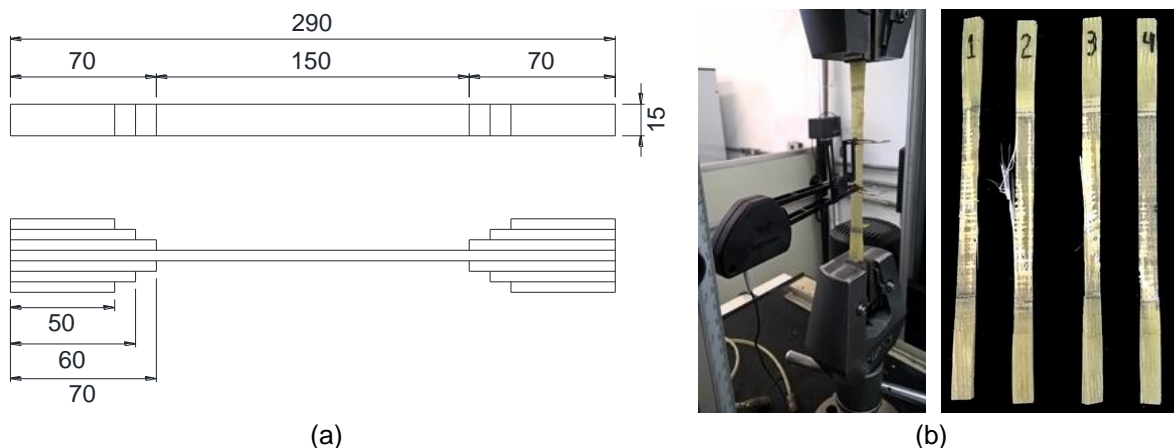
Fonte: Owens Corning (2019)⁶

Ensaio de tração uniaxial na direção principal das fibras (0°) de pelo menos cinco corpos de prova foram realizados segundo a ISO 527-1 (2012) e a ISO 527-5 (2012) para a determinação do módulo de elasticidade e tensão última, respectivamente, dos compósitos de GFRP desta pesquisa. Os corpos de prova foram expostos aos mesmos ambientes de exposição já apresentados anteriormente e foram ensaiados nas idades pré-determinadas (14 dias, 4 meses, 8 meses e 1 ano).

Na Figura 44a apresenta-se um exemplo de corpo de prova utilizado na avaliação do comportamento à tração dos compósitos de GFRP, enquanto na Figura 44b indica-se a configuração de ensaio e o seu modo de ruptura.

⁶ OWENS CORNING. **Product information – Tecido Unidirecional**. Disponível em: <http://www.owenscorning.com.br/upload/produto/pdf/24626f17-67a1-451b-8a6c-f2abd1fdb816.pdf>. Acessado em 10/04/2019.

Figura 44 - Ensaio de tração axial de laminados de GFRP

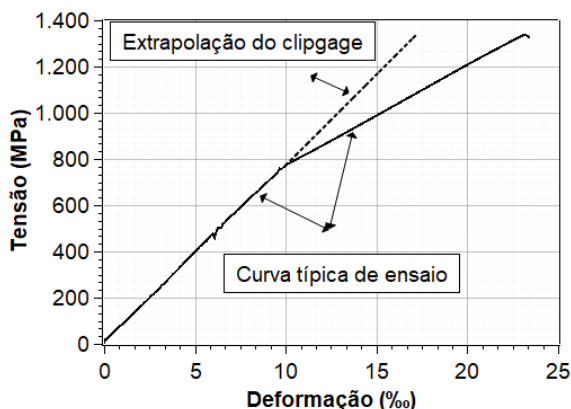


Legenda: (a) Dimensões (em mm) dos corpos de prova de GFRP; (b) ensaio de tração uniaxial com corpo de prova de manta de GFRP e respectivo modo de ruptura. Fonte: O autor

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Polímeros do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMa) 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. O módulo de elasticidade dos GFRP foi obtido conforme já descrito no item 3.3.3 por meio da Equação 3.1.

Na Figura 45 é ilustrado um diagrama tensão *versus* deformação obtido no ensaio de tração uniaxial dos GFRP e a extrapolação dos resultados obtidos das leituras com o *clipgagem*. Como descrito, a deformação no GFRP foi aferida com o uso de um extensômetro do tipo *clipgagem* que era retirado após uma deformação predeterminada, neste caso, de 10‰, para evitar danos ao equipamento. Após esse ponto, a deformação axial era registrada a partir do deslocamento do pistão da máquina de ensaio que, devido as diferenças de campo de leitura, resultou em duas retas com inclinações distintas.

Figura 45 - Diagrama tensão *versus* deformação de ensaio do GFRP



Fonte: O autor

Analisando-se a Figura 45 fica evidente, assim como esperado, que o GFRP apresenta comportamento elástico linear até a ruptura. Dessa forma, os diagramas tensão *versus* deformação dos GFRP apresentados neste trabalho foram considerados com a reta de extrapolação de leitura do *clipgag*e. A deformação de ruptura foi considerada como a razão entre o valor de tensão última resistente e o módulo de elasticidade do compósito (Lei de Hooke).

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do concreto, aço, resinas epoxídicas e compósitos de GFRP. Apresentam-se, também, os resultados obtidos nos ensaios de compressão dos pilares curtos de concreto armado. Como descrito no Capítulo 3, neste trabalho buscou-se avaliar a possível degradação de pilares de concreto armado reforçados com GFRP quando expostos às intempéries e dos materiais constituintes do sistema de reforço com FRP por meio da técnica EBR. Dessa forma, para as resinas epoxídicas e compósitos de GFRP, os resultados são apresentados inicialmente para o ambiente laboratorial, onde são descritos e comentados os principais resultados. Posteriormente, a mesma abordagem é realizada para os pilares expostos ao intemperismo. Por fim, os dois ambientes são mais amplamente analisados e discutidos com o amparo de uma análise estatística.

Os resultados dos pilares desta pesquisa são organizados por taxa de GFRP no reforço (sem reforço, reforçado com uma e duas camadas de GFRP). Posteriormente, todos os resultados são analisados em termos de capacidade de incremento de carga e deformabilidade, capacidade de absorção de energia e rigidez do trecho plástico confinado.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E AÇO

Nesta pesquisa utilizou-se de um concreto usinado com classe de resistência à compressão de 30 MPa. Todos os corpos de prova de concreto e pilar foram moldados com o mesmo lote de concreto. Ensaios de compressão e módulo de elasticidade foram realizados para as idades de 28 dias e nas idades de realização dos ensaios de compressão dos pilares para caracterização das propriedades mecânicas do concreto.

Vergalhões de aço CA-50, com diâmetro de 8 mm, foram utilizados para a confecção da armadura longitudinal, enquanto barras de 5 mm de diâmetro e aço CA-60 foram utilizados para os estribos. As propriedades mecânicas das armaduras foram obtidas por meio de ensaios de tração uniaxial.

Os principais resultados são apresentados na Tabela 7, onde f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, ϕ é o diâmetro nominal das

barras de aço, σ_s é a tensão de escoamento do aço, E_c é o módulo de elasticidade do aço e f_{su} é a tensão máxima do aço.

Tabela 7 - Propriedades mecânicas do concreto e aço

Concreto				Aço			
Ambiente	Idade do concreto (dias)	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	ϕ (mm)	σ_s (MPa)	E_s (GPa)	f_{su} (MPa)
LAB	28	31,4 (3,7%)	33,8 (4,8%)	5	644,1	205,7	718,1 (2,0)
	112 (REF)	34,8 (6,5%)	35,2 (4,1%)				
	306 (LAB_6M)	36,4 (3,3%)	33,0 (4,6%)	8	529,8	199,8	750,7 (0,3)
INT	306 (WEA_6M)	37,83 (15,4%)	30,8 (6,2%)				

Legenda: (valor) Coeficiente de variação (COV) = (desvio-padrão/Média) \times 100. Fonte: O autor

4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS RESINAS EPOXÍDICAS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de tração das resinas epoxídicas (*primer* e de saturação) utilizadas no reforço com FRP. O programa experimental teve como objetivo avaliar a degradação das propriedades mecânicas (tensão de tração máxima e módulo de elasticidade) dessas resinas 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 e ao intemperismo. A Tabela 8 apresenta um resumo e a nomenclatura utilizada nos ensaios.

Tabela 8 - Nomenclatura utilizada para os ensaios das resinas epoxídicas

Nomenclatura	Condição de exposição	Idade de ensaio
LAB_07D	Ambiente laboratorial	7 dias após a moldagem dos corpos de prova
LAB_REF		14 dias após a moldagem dos corpos de prova
LAB_04M		14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição
LAB_08M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição
LAB_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição
INT_07D	Intemperismo	7 dias após a moldagem dos corpos de prova
INT_REF		14 dias após a moldagem dos corpos de prova
INT_04M		14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição
INT_08M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição
INT_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição

Fonte: O autor

Esta seção está organizada da seguinte forma: Inicialmente, são apresentados os resultados para a resina do tipo *primer* expostas em ambiente laboratorial e de intemperismo.

Posteriormente, o mesmo é feito para a resina de saturação. Por último, os resultados são discutidos mais amplamente amparados de uma análise estatística dos dados, comparando-se a degradação temporal nos diferentes ambientes.

4.2.1 RESINA EPOXÍDICA A - PRIMER

4.2.1.1 Ambiente laboratorial

Após o período de cura completa (14 dias), os corpos de prova foram dispostos em uma sala com ambiente monitorado conforme descrito no 3.2.1. A temperatura média registrada pela plataforma Arduino foi de 23,3°C ($\pm 0,03$). A Tabela 9 apresenta 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.

Tabela 9 - Principais resultados da Resina A (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	43,8	1,2	2,7	2,4	0,3	11,4
LAB_08M	41,1	0,5	1,1	2,0	0,2	8,5
LAB_12M	37,9	1,2	3,1	2,1	0,2	8,2

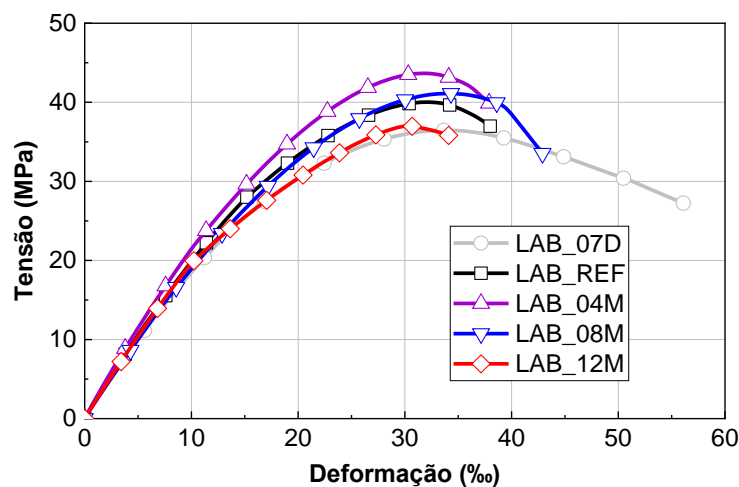
Legenda: D.P. = desvio padrão; COV = coeficiente de variação = (D.P./média) x 100. Fonte: O autor

No apêndice B.1 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 de exposição em ambiente laboratorial.

Na Figura 46 apresenta-se o diagrama tensão *versus* deformação médio para todas as idades das resinas *primer* em ambiente laboratorial.

Os ensaios realizados para a idade de 7 dias tiveram como objetivo verificar o ganho de resistência nos primeiros dias após a moldagem dos corpos de prova. Observa-se, pela análise da Tabela 9, que a resina do tipo *primer* já apresenta tensão máxima e módulo de elasticidade próximos ao obtido para a cura completa (14 dias). Entretanto, nota-se, também, pela Figura 46 que há uma leve mudança no comportamento do diagrama tensão-deformação entre essas idades. Para a idade de 7 dias após a tensão máxima ser atingida os corpos de prova apresentaram uma maior deformação em relação aos corpos de prova ensaiados com cura completa.

Figura 46 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina A em ambiente laboratorial



Fonte: O autor

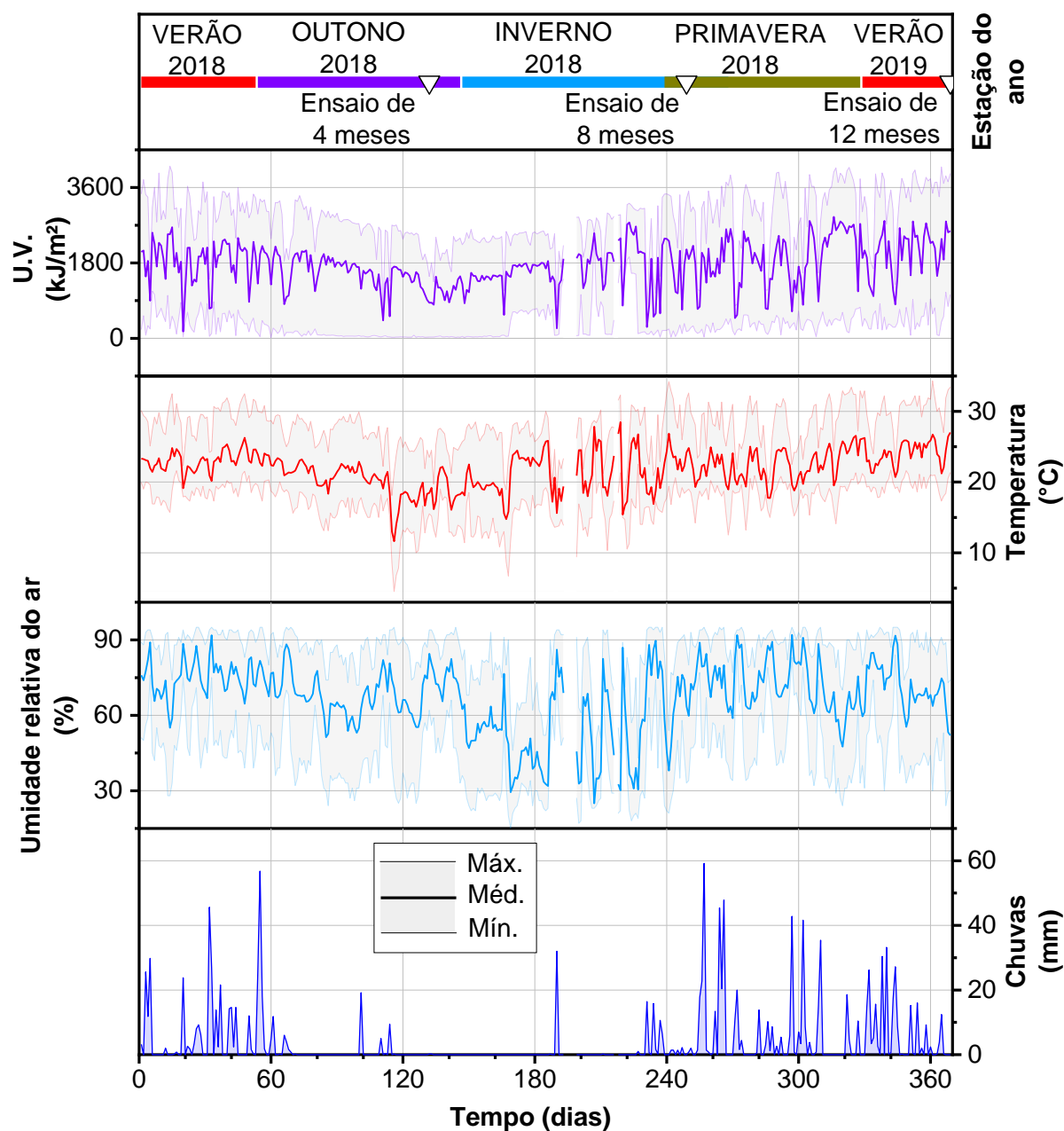
Não foram observadas mudanças consideráveis no modo de ruptura e no comportamento tensão-deformação com o avanço da idade dos corpos de prova no ambiente laboratorial. Com o início da aplicação da carga o diagrama apresenta um trecho elástico-linear que posteriormente é seguido de um trecho plástico. Por fim, ocorre a ruptura do corpo de prova.

4.2.1.2 Exposição às intempéries

Ensaio de caracterização também foram realizados nas idades de 7 e 14 dias de cura da resina e são utilizados como valores de referência. Após o período de cura completa (14 dias), os corpos de prova foram expostos ao intemperismo e ensaiados nas idades de 4, 8 e 12 meses de exposição. A Tabela 11 apresenta 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.

Os dados de monitoramento do ambiente foram obtidos pela análise dos dados registrados pela estação meteorológica de observação de Superfície Automática “São Carlos – A711” do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Os dados meteorológicos para o período em que os corpos de prova ficaram expostos são apresentados na Tabela 10 e Figura 47. Para a irradiação ultravioleta foram consideradas as leituras realizadas no intervalo das 09:00 às 18:00 horas (GMT -3).

Figura 47 - Dados meteorológicos e períodos de ensaios – Resina A



Dados: INMET (2019). Fonte: O autor

Na Figura 48 são apresentados os diagramas médios tensão *versus* deformação obtidos nos ensaios de tração uniaxial para as resinas expostas ao intemperismo. No apêndice B.2 encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para as idades de 07 e 14 dias após a moldagem e após 4, 8 e 12 meses de exposição ao intemperismo.

Tabela 10 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Resina A (*primer*)

Período		Ref. - 4 meses	4 meses - 8 meses	8 meses - 12 meses
Intervalo entre ensaios (dias)		131	117	121
Temperatura (°C)	Média	21,5	20,6	23,0
	Mediana	21,3	20,3	22,3
	Máxima	31,9	33,4	33,7
	Mínima	4,7	8,6	12,6
Umidade relativa do ar (%)	Média	70,7	60,7	71,9
	Mediana	73,0	62,0	75,0
	Máxima	95,0	95,0	95,0
	Mínima	24,0	15,0	24,0
Precipitação (mm)	Acumulada	464,4	91,8	762,4
Radiação UV (kJ/m ²)	Acumulada	2226575,2	1644785,4	2380351,2

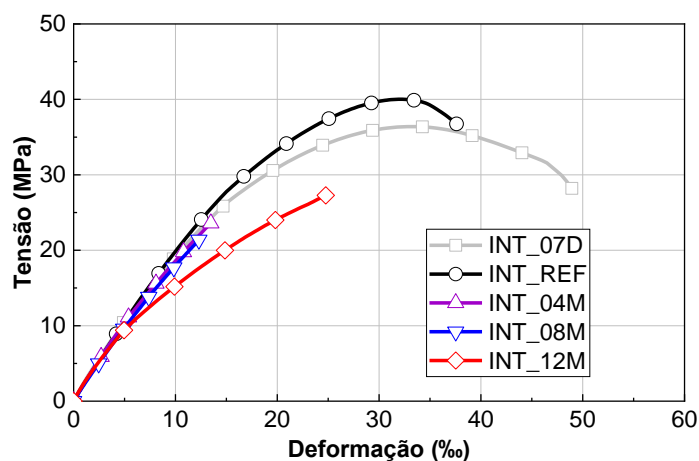
Fonte: O autor

Tabela 11 - Principais resultados da Resina A em exposição às intempéries

Idade	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
7 dias	36,5	1,3	3,5	2,2	0,1	5,5
14 dias	40,2	1,5	3,8	2,2	0,2	10,7
4 meses de exposição	23,5	1,5	6,4	2,1	0,1	3,1
8 meses de exposição	21,2	1,6	7,5	2,0	0,1	7,3
1 ano de exposição	27,1	0,7	2,7	2,0	0,2	11,6

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

Figura 48 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina A em intempéries



Fonte: O autor

Assim como observado nos resultados obtidos para as resinas mantidas em ambiente laboratorial, observando a Tabela 11 e Figura 48, nota-se que a resina *primer* apresentou tensão máxima à tração e módulo de elasticidade para a idade de 7 dias de cura muito

próximas das obtidas no tempo de cura completa (14 dias). Entretanto, as resinas ensaiadas aos 7 dias apresentam-se mais deformáveis que a com idade de 14 dias.

Após os períodos de exposição verifica-se a alteração do modo de ruptura de dúctil para frágil. Nota-se, pela análise da Figura 48, que os corpos de prova rompiam sem apresentar um trecho de plastificação bem definido, diferentemente do observado nos corpos de prova não degradados (mantidos em ambiente laboratorial).

Neste sentido, percebe-se que as resinas epoxídicas do tipo *primer* foram fortemente degradadas pelo intemperismo. Para os 4 primeiros meses de exposição (INT_04M) verifica-se uma redução de 41,5% da resistência à tração, seguidos de 47,3% e 32,6% para 8 (INT_08M) e 12 (INT_12M) meses de exposição, respectivamente, quando comparados com os valores de 14 dias (INT_REF).

4.2.2 RESINA EPOXÍDICAS B – SATURAÇÃO

4.2.2.1 Ambiente laboratorial

Após o período de cura completa (14 dias) os corpos de prova foram alocados em uma sala com ambiente monitorado conforme descrito no 3.2.1. A Tabela 12 apresenta 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 após 4, 8 e 12 meses de exposição.

Tabela 12 - Resultados de ensaios de Resina B em exposição a ambiente laboratorial

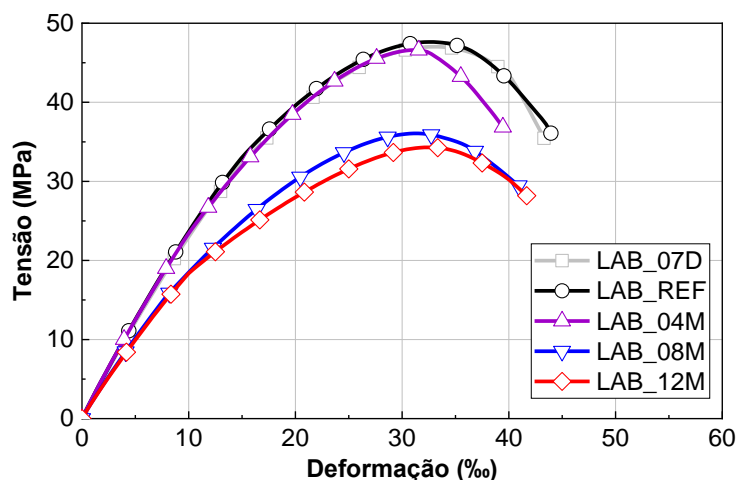
Idade	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
7 dias	47,0	1,0	2,1	2,5	0,2	6,1
14 dias	47,7	2,6	0,1	2,6	0,1	4,7
4 meses de exposição	46,7	0,5	1,1	2,6	0,1	4,5
8 meses de exposição	36,3	2,1	5,5	2,1	0,0	2,1
1 ano de exposição	34,7	0,6	1,8	2,0	0,3	12,9

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

No apêndice B.3 encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para as idades de 07 e 14 dias após a moldagem e após 4, 8 e 12 meses de exposição em ambiente laboratorial.

Na Figura 49 estão apresentados os diagramas tensão *versus* deformação das resinas de saturação mantidas em ambiente laboratorial.

Figura 49 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina B em ambiente laboratorial



Fonte: O autor

Assim como o verificado para a resina do tipo *primer*, observando a Tabela 12, nota-se que a resina de saturação com 7 dias de cura já apresenta tensão máxima próxima ao obtido para a cura completa indicada pelo fabricante (14 dias) e módulo de elasticidade similar.

Nos ensaios realizados para a idade de 8 e 12 meses nota-se uma redução inesperada nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade. Quando comparados com os valores de referência (LAB_REF) a tensão máxima teve um decréscimo de 23,9% e 27,3% para as idades de 8 e 12 meses, respectivamente. Vale salientar que a tensão máxima, em todos casos, foi alcançada para deformações muito próximas, além disso, o comportamento do diagrama tensão-deformação não alterou mesmo com as quedas abruptas nos valores máximos registrados. Esse resultado será melhor comentado no item 4.2.3 deste capítulo.

4.2.2.2 Exposição às intempéries

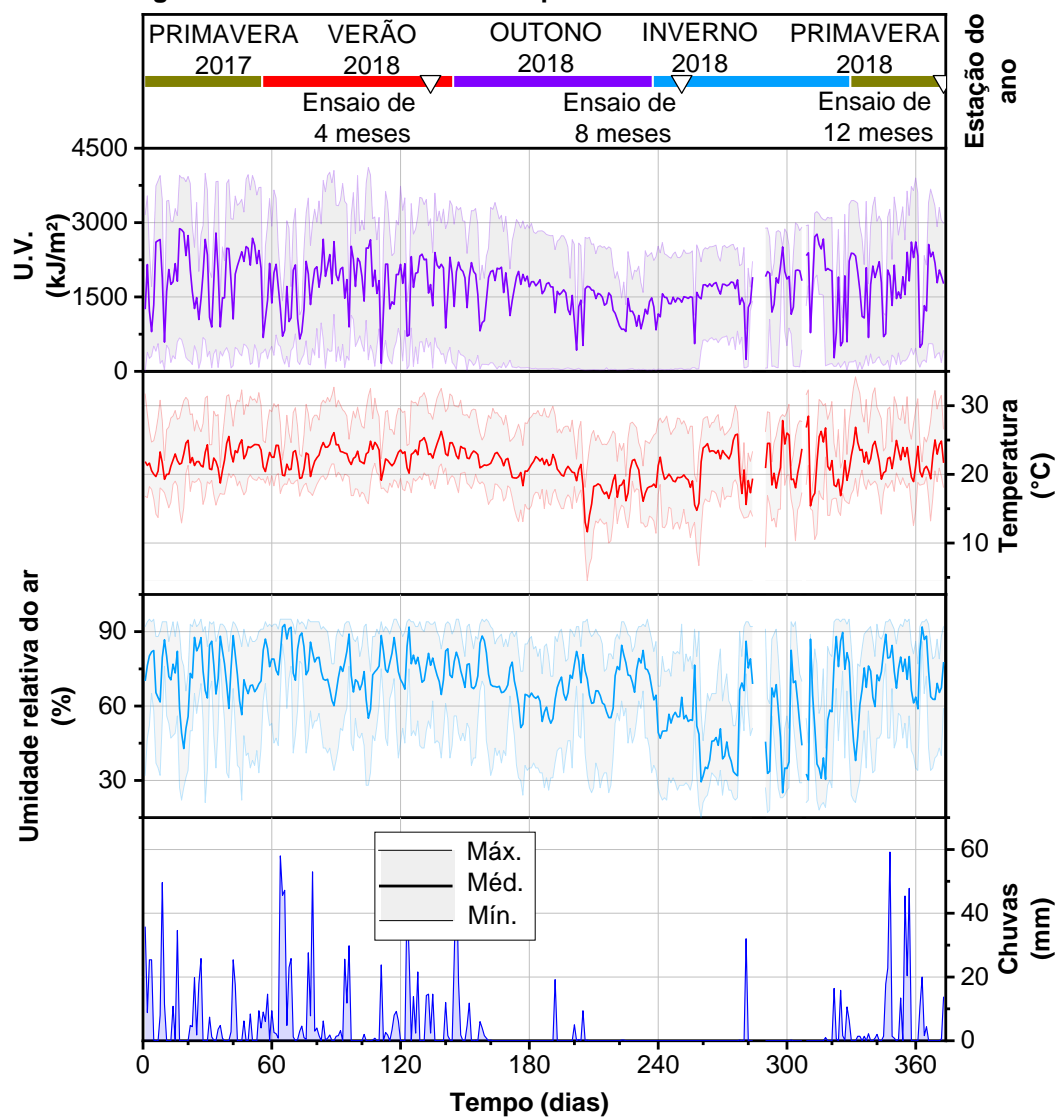
Após o período de cura completa (14 dias) os corpos de prova foram expostos às intempéries e ensaiados nas idades após 4, 8 e 12 meses de exposição, conforme descrito no 3.2.2. Os dados de monitoramento do ambiente foram obtidos pela estação meteorológica de observação de Superfície Automática “São Carlos – A711”, do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Os dados meteorológicos para o período em que os corpos de prova ficaram expostos são apresentados na Tabela 13 e Figura 50. Para a radiação ultravioleta foram consideradas as leituras realizadas no intervalo das 09:00 às 18:00 horas (GMT -3).

Tabela 13 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Resina de saturação

Período	Ref. - 4 meses	4 meses - 8 meses	8 meses - 12 meses	
Intervalo entre ensaios (dias)	134	117	124	
Temperatura (°C)	Média	22,5	20,6	
	Mediana	21,7	20,5	
	Máxima	32,7	32,5	
	Mínima	12,9	4,5	
Umidade relativa do ar (%)	Média	74,6	67,9	
	Mediana	78,0	70,0	
	Máxima	95,0	95,0	
	Mínima	21,0	22,0	
Precipitação (mm)	Acumulada	1012,4	197,4	376,2
Radiação ultravioleta (kJ/m ²)	Acumulada	2451027,5	1795278,2	1918034,4

Dados: INMET. Fonte: O autor

Figura 50 - Leituras climáticas e períodos de ensaios – Resina B



Fonte: O autor

A Tabela 14 apresenta 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 após 4, 8 e 12 meses de exposição.

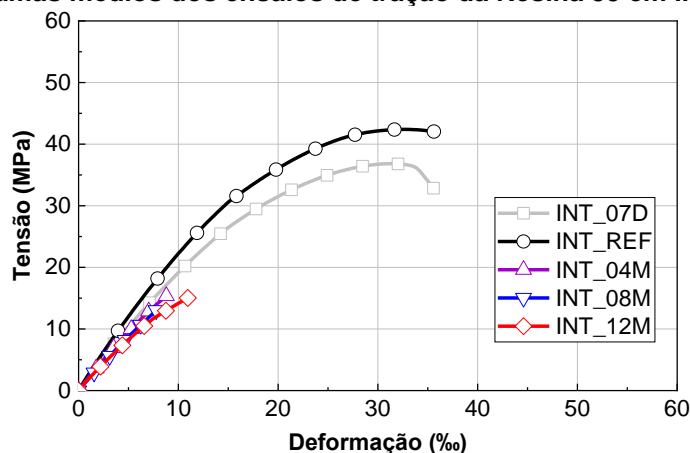
Tabela 14 - Resultados de ensaios de resina B em exposição às intempéries

Idade	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
7 dias	37,0	1,0	2,6	2,1	0,2	8,7
14 dias	42,4	1,0	2,4	2,5	0,1	2,1
4 meses de exposição	15,5	3,3	21,3	2,0	0,1	4,2
8 meses de exposição	13,0	0,9	7,3	1,8	0,1	8,2
1 ano de exposição	15,2	1,6	10,7	1,7	0,3	15,4

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

Na Figura 51 estão apresentados os diagramas médios tensão *versus* deformação obtidos nos ensaios da Resina B (saturação) exposta ao intemperismo para todas as idades. No apêndice B.4 encontram-se os diagramas tensão *versus* deformação dos ensaios de tração para as idades de 07 e 14 dias após a moldagem e após 4, 8 e 12 meses de exposição ao intemperismo.

Figura 51 - Diagramas médios dos ensaios de tração da Resina 55 em intempéries



Fonte: O autor

Observa-se, pela análise da Tabela 14 e Figura 51, que para os valores de tensão máxima e módulo de elasticidade obtidos para as idades de 7 e 14 dias de cura (INT_07D e INT_REF, respectivamente), um comportamento semelhante ao já relatado para a resina do tipo *primer* e a resina de saturação do ambiente laboratorial com valores médios semelhantes entre essas duas séries. Da mesma forma, não houveram grandes mudanças no comportamento tensão-deformação, sendo estas discretas com pequenos ganhos de rigidez para a série INT_REF em relação à INT_07D.

Ao se comparar as curvas médias ilustradas na Figura 51 fica nítida a grande influência do intemperismo na degradação da resina epoxídica de saturação. A resistência à tração reduziu de 63,4%, 69,3% e 64,2% para as idades de 4, 8 e 12 meses de exposição, respectivamente. Além disto, embora em proporções menores, também é possível notar quedas consideráveis no módulo de elasticidade, sendo de 20,0%, 28,0% e 32,0% para 4, 8 e 12 meses de exposição em comparação com os valores de referência (INT_REF).

Outra mudança notória no comportamento tensão *versus* deformação das resinas expostas às intempéries está na mudança do tipo de ruptura. Para as séries não degradadas (INT_07D e INT_REF), assim como nas resinas mantidas em ambiente laboratorial, 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, perde resistência e atinge a ruptura. Para as resinas degradadas, como é possível observar na Figura 51, a ruptura acontece de forma abrupta, sem nenhum trecho de plastificação.

4.2.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Para uma melhor visualização das variações nos valores médios ao longo do tempo um resumo dos resultados é apresentado em gráficos plotados em valores relativos. Os valores médios obtidos para os ensaios de referência (idade de 14 dias de cura) foram considerados como 100%, sendo as outras médias corrigidas em porcentagens desse valor. Esta relação é descrita pela Equação 4.1, onde R_i é o valor relativo na idade “i” (referência, 4, 8 ou 12 meses de exposição), M_i é o valor médio da propriedade avaliada na idade “i”, e M_{REF} é o valor médio da propriedade avaliada na idade de 14 dias de cura (referência).

$$R_i = \frac{M_i}{M_{REF}} \cdot 100 \quad (\text{Equação 4.1})$$

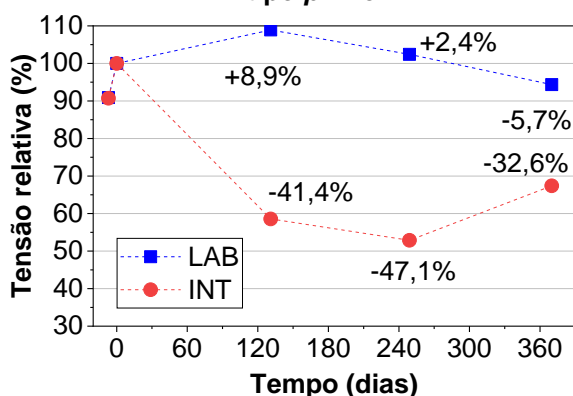
Testes de análise de variância (ANOVA), seguidos de testes de Tukey para comparação de equivalência entre médias com nível de significância de 5%, foram realizados para uma interpretação mais consistente dos resultados experimentais obtidos. As análises estatísticas foram realizadas uma vez que uma observação direta apenas dos valores médios pode induzir a conclusões equivocadas sobre o fenômeno estudado.

A hipótese nula do teste de Tukey assume que não há diferenças estaticamente significativas entre as médias comparadas, neste caso, entre as médias de diferentes idades em um mesmo ambiente (laboratorial ou de intempéries). Quando a hipótese nula não é descartada, as médias são consideradas estatisticamente equivalentes e são representadas

por uma mesma letra. Neste contexto, a letra “A” denota os valores médios estatisticamente equivalentes a maior média obtida em um mesmo grupo; a letra B denota a segunda maior média observada estatisticamente diferente da maior (A) e assim sucessivamente. Nos resultados do teste de Tukey, letras minúsculas foram utilizadas para os resultados do ambiente laboratorial, enquanto letras maiúsculas foram utilizadas para os resultados do ambiente de intemperismo.

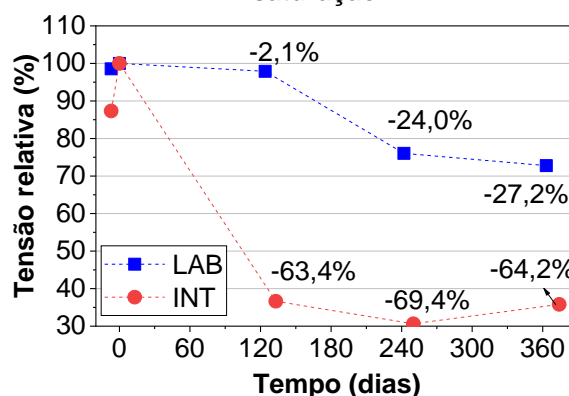
As Figura 52 e Figura 53 apresentam a resistência à tração obtidas ao longo do tempo para as resinas epoxídicas do tipo *primer* e de saturação, respectivamente, em valores relativos. Nas Figura 54 e Figura 55 São apresentados os resultados dos testes de Tukey e o intervalo de confiança de 95% para tensão das resinas epoxídicas nos diferentes ambientes de exposição.

Figura 52 - Tensão relativa: Resina A, tipo *primer*



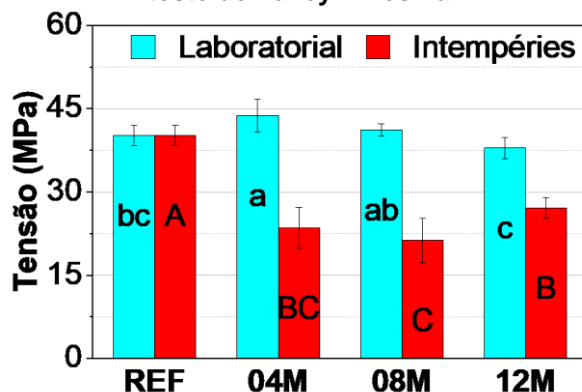
Fonte: O autor

Figura 53 - Tensão relativa: Resina B, de saturação



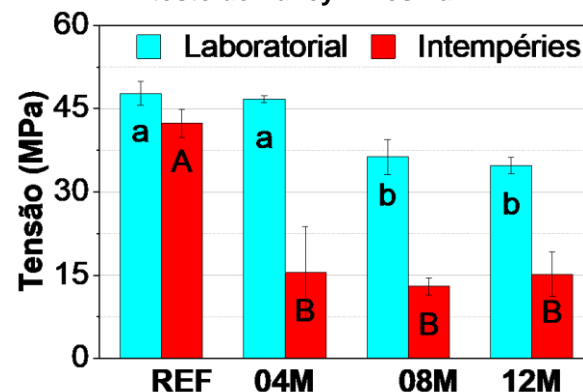
Fonte: O autor

Figura 54 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina A



Fonte: O autor

Figura 55 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina B



Fonte: O autor

Sobre as resinas expostas em ambiente laboratorial, pela análise das Figura 54 e Figura 55 nota-se reduções nos valores máximos de tração ao longo do tempo para ambas as resinas. A resina *primer* apresentou um ganho na tensão máxima na idade de 4 meses, contudo, a partir dessa idade, nota-se a degradação ao longo do tempo embora em menor intensidade do que os resultados do ambiente de intemperismo.

Para a resina epoxídica de laminação (Resina B), percentualmente, nota-se que a resistência à tração sofreu quedas mais acentuadas do que as observadas para a resina *primer*. Para as séries LAB_REF e LAB_04M não houve variações estatisticamente significativas nos valores de resistência máxima. Entretanto, entre 4 e 8 meses de exposição (LAB_04M e LAB_08M, respectivamente), houve uma redução de aproximadamente 22% da resistência à tração dessas resinas. Após o período de 8 meses, os valores de resistência voltaram a se estabilizar.

Como é possível notar pelos testes de Tukey apresentados nas Figura 54 e Figura 55, para ambas as resinas epoxídicas expostas ao intemperismo percebe-se grandes reduções nos valores de resistência à tração já nos primeiros 4 meses de exposição. Após esse período, para a Resina B (saturação) a degradação do material se estabilizou sem apresentar variações estatisticamente significativas. Para a Resina A (*primer*) nota-se um aumento na resistência à tração entre as idades de 8 e 12 meses de exposição. Esse comportamento pode ser explicado por variações climáticas que podem ter ocorrido entre os períodos de realização dos ensaios, como o nível de precipitação de água onde as propriedades mecânicas da resina podem ter sido influenciadas pela taxa de umidade presente na matriz polimérica.

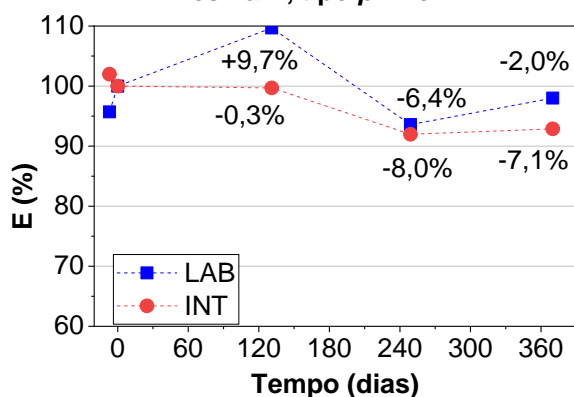
Escobal e Dalfré (2017) mostram em seu trabalho que há equivalência entre as propriedades mecânicas e degradação das resinas epoxídicas do tipo *primer* (Resina A) e de saturação (Resina B) utilizadas neste trabalho. Dessa forma, percebe-se que ambas as resinas desempenham comportamento mecânico equivalentes, garantindo assim, compatibilidade de deformações e tensões entre ambos os materiais.

As Figura 56 e Figura 57 apresentam o módulo de elasticidade, em valores relativos, ao longo do tempo das resinas epoxídicas *primer* e saturação, respectivamente. As Figura 58 e Figura 59 apresentam os resultados dos testes de Tukey e o intervalo de confiança de 95% para o módulo de elasticidade das resinas epoxídicas nos diferentes ambientes de exposição.

O módulo de elasticidade da resina epoxídica *primer* não apresentou mudanças estatisticamente significativas não acompanhando o comportamento da resistência à tração para a mesma resina. Entretanto, a resina epoxídica de saturação (Resina B) apresenta, tal

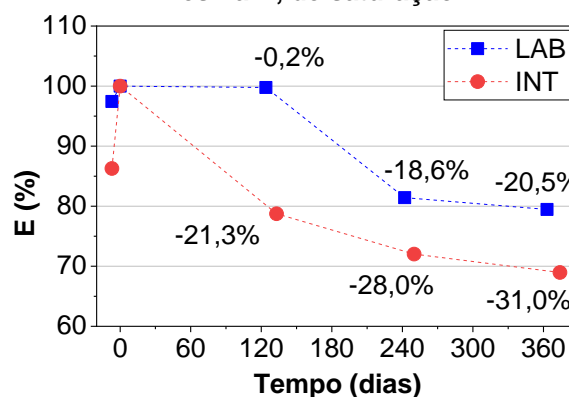
como observado nas Figura 57 e Figura 59, além da redução da resistência à tração, um decréscimo no valor do módulo de elasticidade de 18,6% em 8 meses em relação a idade de referência, mantendo esse mesmo percentual de redução para 12 meses de exposição.

Figura 56 – Módulo de elasticidade relativo: Resina A, tipo *primer*



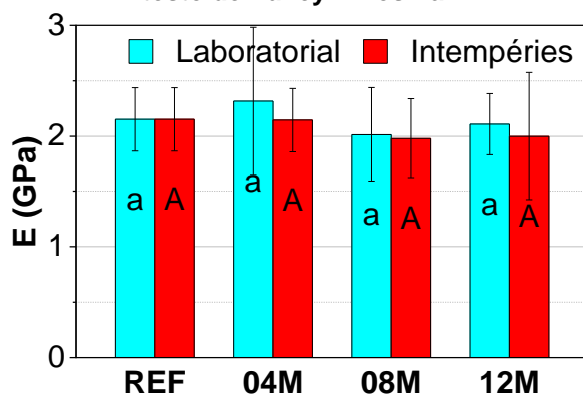
Fonte: O autor

Figura 57 - Módulo de elasticidade relativo: Resina B, de saturação



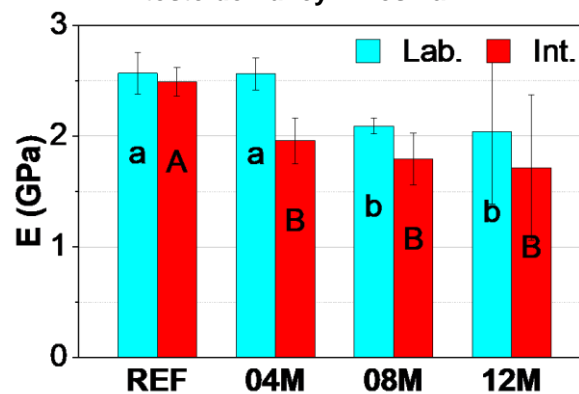
Fonte: O autor

Figura 58 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina A



Fonte: O autor

Figura 59 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Resina B



Fonte: O autor

Com relação as resinas expostas ao intemperismo, observa-se, pela análise das Figura 56 e Figura 57, que há uma tendência de redução do módulo de elasticidade ao longo do tempo. Para a resina de saturação, o módulo de elasticidade reduziu 21% nos quatro primeiros meses, seguidos de 28% e 31% para 8 e 12 meses de exposição, respectivamente, em relação a idade de referência (INT_REF).

A resina *primer* teve reduções mais discretas, chegando ao máximo de perda de rigidez de 8% para a idade de 8 meses em relação à idade de referência (INT_REF). Contudo, nota-se pela análise da Figura 58 que essas variações não foram estatisticamente

significativas. Mesmo com a realização dos testes de Tukey, não é possível afirmar que o módulo de elasticidade foi afetado de forma significativa ao longo do tempo pelo intemperismo, observa-se que houve uma tendência de diminuição do valor médio do módulo de elasticidade ao longo do tempo, tal como observado nas Figura 56. Somado a isso variações internas de uma amostragem experimental, expostos pelos intervalos de confiança de 95% apresentados nas Figura 58, inerentes ao ensaio experimental, podem fazer com que a média de um grupo experimental esteja dentro do intervalo de confiança de outro e, conseqüentemente, sejam consideradas médias estatisticamente equivalentes dentro de uma probabilidade de erro de 5%. Dessa forma, o decréscimo do módulo de elasticidade em função do intemperismo pode estar ocorrendo lenta e gradual, em pequenas intensidades para a escala de tempo em que os ensaios foram realizados. Essas pequenas variações podem estar sendo ocultas pelas variações internas do grupo. Deste modo, ensaios futuros com uma janela de tempo maior poderão afirmar essa hipótese.

4.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS COMPÓSITOS DE GFRP

Como visto no capítulo anterior, a resina epoxídica utilizada na fabricação do compósito de FRP sofreu degradação das suas propriedades mecânicas quando expostas ao intemperismo. Neste âmbito, apresentam-se os resultados experimentais de compósitos de GFRP expostos as mesmas condições ambientais das resinas epoxídicas e, posteriormente, ensaiados à tração uniaxial. O programa experimental dos compósitos de GFRP teve como objetivo avaliar a degradação do material compósito como um todo (resina epoxídica + fibras).

Inicialmente, são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios de tração uniaxial dos compósitos de GFRP expostos aos ambientes laboratoriais e de intempéries. Posteriormente, esses resultados são analisados e discutidos com o amparo de análises estatísticas de variância.

A Tabela 15 apresenta um breve resumo dos corpos de corpos e nomenclatura utilizada para os ensaios dos compósitos de GFRP.

Tabela 15 - Nomenclatura utilizada para os ensaios dos compósitos de GFRP

Nomenclatura	Condição de exposição	Idade de ensaio
LAB_REF	Laboratorial	14 dias após a moldagem dos corpos de prova
LAB_04M		14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição
LAB_08M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição
LAB_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição
INT_REF	Intemperismo	14 dias após a moldagem dos corpos de prova
INT_04M		14 dias após a moldagem + 4 meses de exposição
INT_08M		14 dias após a moldagem + 8 meses de exposição
INT_12M		14 dias após a moldagem + 12 meses de exposição

Fonte: O autor

4.3.1 AMBIENTE LABORATORIAL

Após o tempo de cura (considerando como sendo de 14 dias), os corpos de prova de GFRP foram ensaiados à tração. Os demais foram alocados em uma sala climatizada, conforme descrito no item 3.2.1. Os corpos de prova de GFRP também foram ensaiados para as idades de 4, 8 e 12 meses de exposição. A temperatura média registrada pela plataforma Arduino foi de 23,3°C ($\pm 0,03$). A Tabela 16 apresenta os resultados de tensão máxima de tração e módulo de elasticidade obtidos para os compósitos de GFRP.

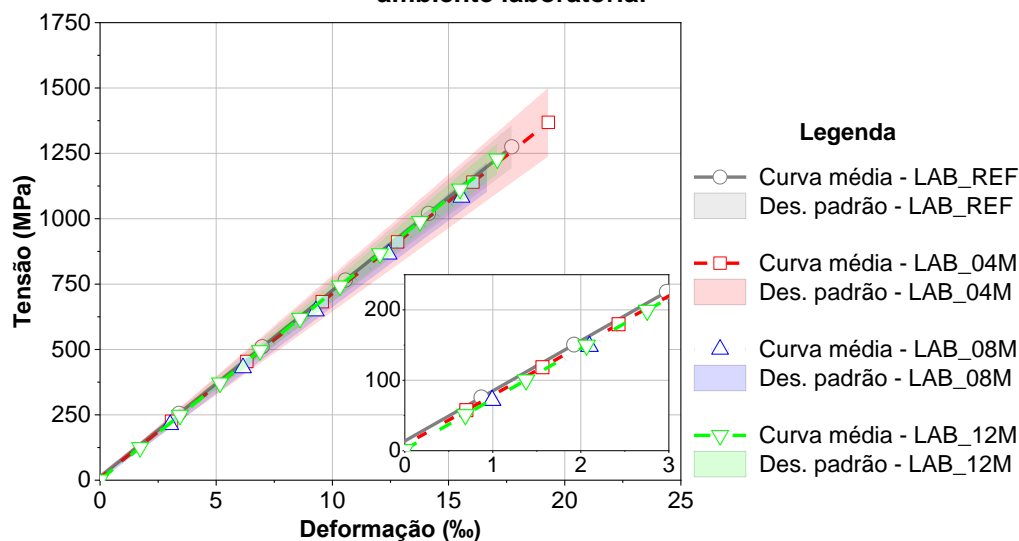
Tabela 16 - Resultados de ensaios de GFRP em exposição a ambiente laboratorial

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
LAB_REF	1277,4	190,4	14,9	73,5	3,8	5,2
LAB_04M	1364,3	195,6	14,3	70,6	6,1	8,6
LAB_08M	1156,7	124,3	10,7	69,6	5,1	7,3
LAB_12M	1222,1	106,0	8,7	72,0	3,9	5,4

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

A Figura 60 apresenta o diagrama tensão *versus* deformação para os GFRP expostos em ambiente laboratorial para as idades de 14 dias (LAB_REF) e com idades de 4, 8 e 12 meses (LAB_04M, LAB_08M e LAB_12M, respectivamente).

Figura 60 - Diagramas tensão versus deformação para compósitos de mantas de GFRP em ambiente laboratorial



Fonte: O autor

Observa-se pela análise da Tabela 16 e Figura 60 que a maior variação em relação à idade de 14 dias (referência) ocorreu na série LAB_08M, com um decréscimo de 9,5% no valor médio da tensão de ruptura e de 5,2% no módulo de elasticidade. Os decréscimos nos valores médios supracitados foram condizentes com os observados para a resina epoxídica de saturação, a qual foi utilizada na impregnação das fibras de vidro. Para a idade de 8 meses, como apresentado no item 4.2.3, a resina de saturação apresentou quedas de 23,8% e 19,4% nos valores de resistência à tração e módulo de elasticidade, respectivamente. Essas alterações nas propriedades mecânicas do GFRP podem ser explicadas pelas alterações na matriz polimérica utilizada no GFRP.

Embora seja verificada nos valores médios, essas oscilações não necessariamente implicam em uma degradação do material. Neste sentido, é importante observar os valores dos coeficientes de variação das propriedades mecânicas obtidos dos ensaios. Para a resistência à tração ocorreram as maiores oscilações nos valores médios ao longo do tempo e, também, maiores variações nos valores experimentais observados. No item 4.3.2.1 deste capítulo uma análise estatística é apresentada e esse tema abordado de maneira mais abrangente.

4.3.2 EXPOSIÇÃO ÀS INTEMPÉRIES

Assim como as resinas epoxídicas, corpos de prova de GFRP foram expostos às intempéries e ensaiados nas idades de 4, 8 e 12 meses de exposição, conforme descrito no item 3.2.2. Os dados de monitoramento do ambiente foram obtidos pela estação meteorológica de observação de Superfície Automática “São Carlos – A711”, do Instituto

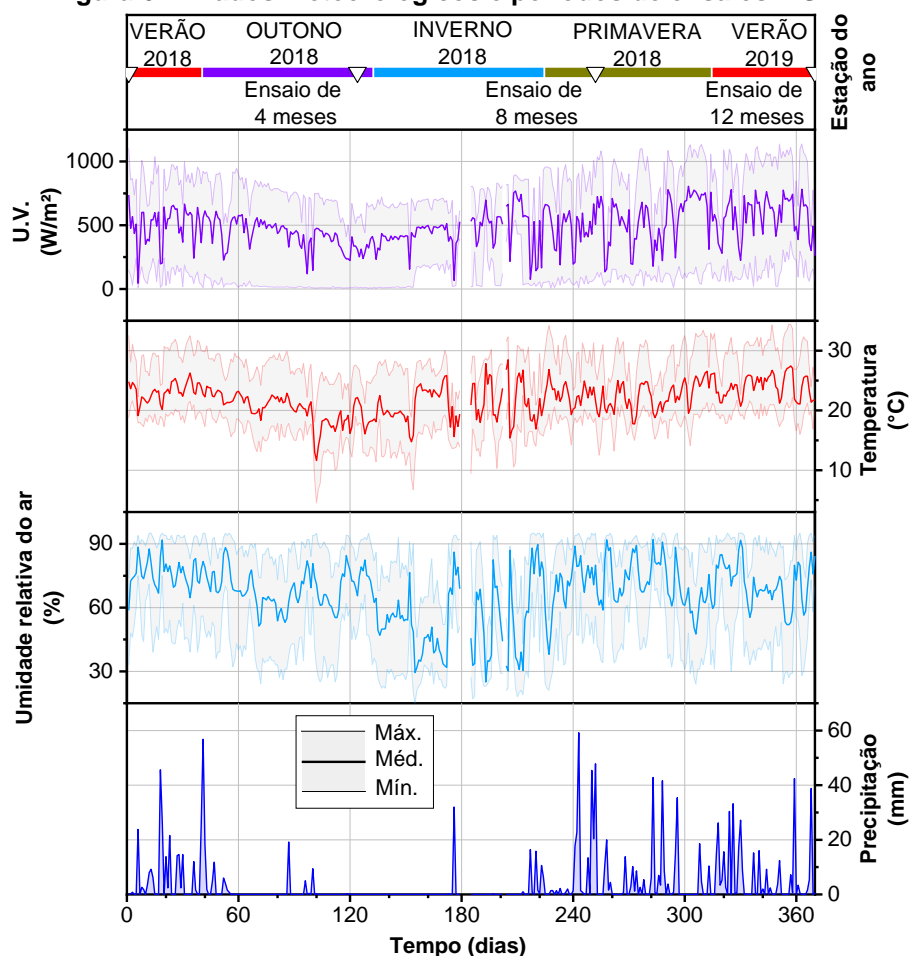
Nacional de Meteorologia (INMET). Os dados meteorológicos para o período em que os corpos de prova ficaram expostos são apresentados na Tabela 17 e Figura 61. Para a radiação ultravioleta foram consideradas as leituras realizadas no intervalo das 09:00 às 18:00 horas (GMT -3).

Tabela 17 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – GFRP

Período	Ref. – 4 meses	4 meses – 8 meses	8 meses – 12 meses	
Intervalo entre ensaios (dias)	124	128	119	
Temperatura (°C)	Média	21,3	21,0	23,2
	Mediana	21,1	20,7	22,6
	Máxima	32,5	34,2	34,4
	Mínima	4,5	6,7	12,5
Umidade relativa do ar (%)	Média	70,8	62,2	71,0
	Mediana	73	64	74
	Máxima	95	95	95
	Mínima	24	15	24
Precipitação (mm)	Acumulada	392,4	277,2	676,4
Radiação ultravioleta (MJ/m²)	Acumulada	2025,117	1863,172	2395,674

Dados: INMET. Fonte: O autor

Figura 61 - Dados meteorológicos e períodos de ensaios – GFRP



Dados: INMET. Fonte: O autor

A Tabela 18 apresenta um resumo dos principais resultados de tensão máxima e módulo de elasticidade para os compósitos de GFRP expostos às intempéries para as idades de 14 dias (INT_REF) e após 4, 8 e 12 meses de exposição (INT_04M, INT_08M e INT_12M, respectivamente).

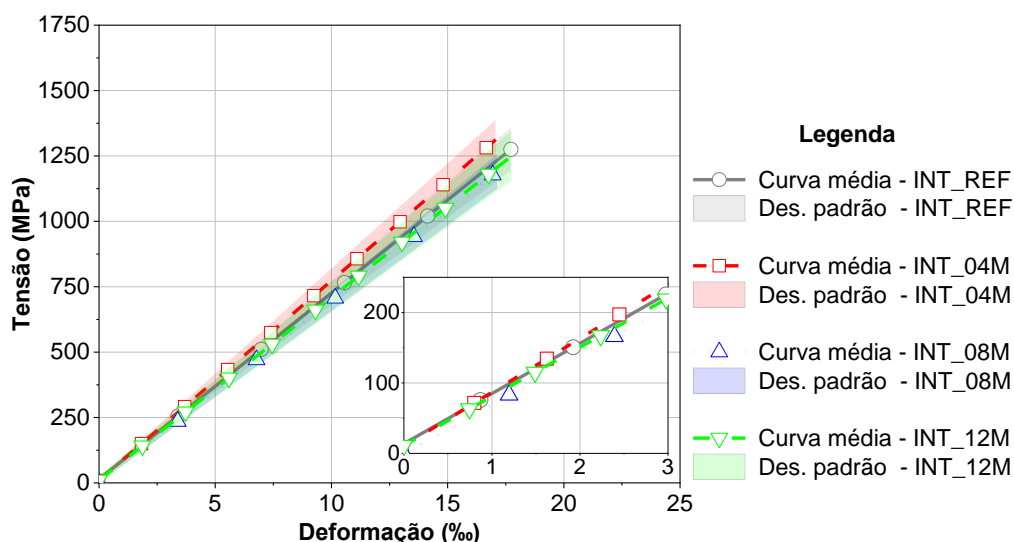
Tabela 18 - Resultados de ensaios de GFRP em exposição ao intemperismo

Série	Tensão máxima			Módulo de elasticidade		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	COV (%)	Média (GPa)	D.P. (GPa)	COV (%)
INT_REF	1277,4	190,4	14,9	73,5	3,8	5,2
INT_04M	1315,6	235,3	17,9	76,7	4,0	5,2
INT_08M	1195,7	99,7	8,3	70,9	3,6	5,0
INT_12M	1250,7	86,3	6,9	73,0	7,8	10,6

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

A Figura 62 apresenta o diagrama tensão *versus* deformação para os GFRP expostos ao intemperismo para as idades de 14 dias (INT_REF) e após 4, 8 e 12 meses de exposição (INT_04M, INT_08M e INT_12M, respectivamente).

Figura 62 - Diagramas tensão-deformação dos GFRP expostos às intempéries



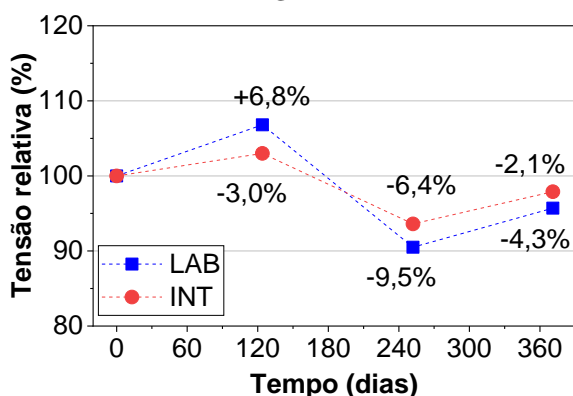
Observa-se, pela análise da Tabela 18 e Figura 62, que o ambiente de intemperismo não provocou grandes variações nos valores médios de tensão máxima e no módulo de elasticidade. Reduções na tensão máxima, em relação aos valores de referência, de 3,0%, 6,4% e 2,1% para as séries INT_04M, INT_08M e INT_12M, respectivamente, foram obtidos. Para o módulo de elasticidade, a maior variação ocorreu para a idade de 4 meses (INT_04M), com um acréscimo de 4,4%.

4.3.2.1 Avaliação da degradação ao longo do tempo para diferentes ambientes de exposição

Neste item, os resultados são apresentados de forma consolidada para os diferentes ambientes de exposição e idades de ensaio. Análises estatísticas foram realizadas para melhor compreensão dos resultados conforme descrito no item 4.2.3.

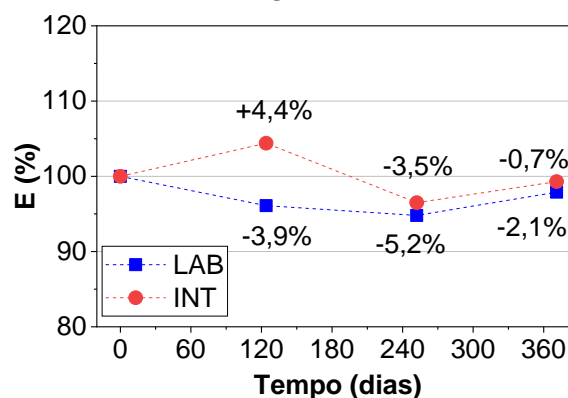
As Figura 63 e Figura 64 apresentam a resistência à tração e módulo de elasticidade avaliados ao longo do tempo, em valores relativos à série LAB_REF e INT_REF. As Figura 65 e Figura 66 apresentam os resultados dos testes de Tukey, considerando um intervalo de confiança de 95%, para tensão máxima e módulo de elasticidade dos compósitos de GFRP nos diferentes ambientes de exposição. Nos resultados do teste de Tukey, letras minúsculas foram utilizadas para os resultados do ambiente laboratorial, enquanto letras maiúsculas foram utilizadas para os resultados do ambiente de intemperismo.

Figura 63 - Tensão máxima relativa - GFRP



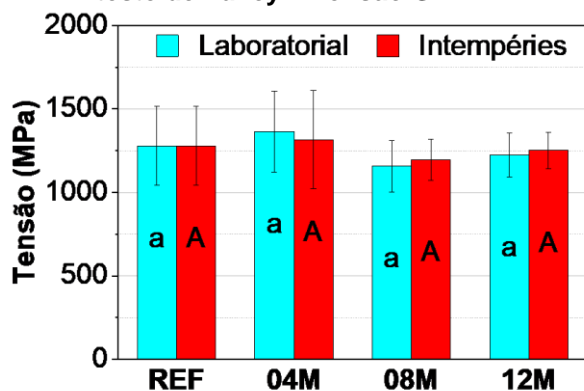
Fonte: O autor

Figura 64 - Módulo de elasticidade relativo - GFRP



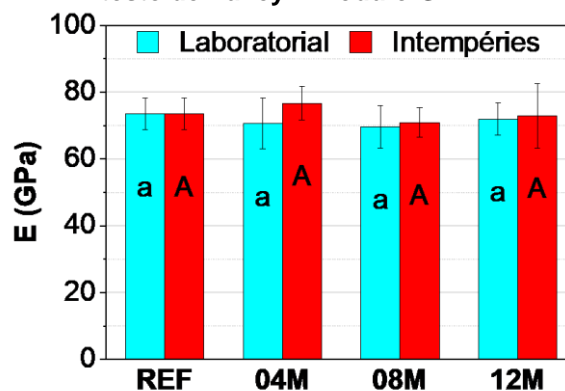
Fonte: O autor

Figura 65 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Tensão GFRP



Fonte: O autor

Figura 66 - Intervalo de confiança de 95% e teste de Tukey – Módulo GFRP



Fonte: O autor

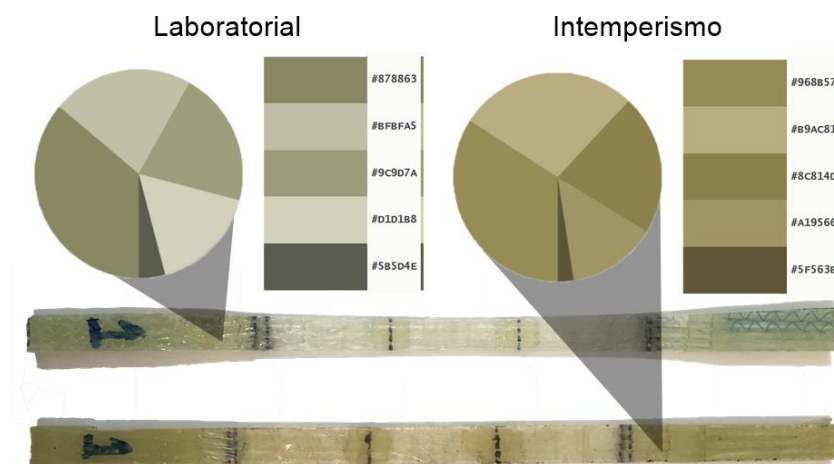
As análises de variância junto ao teste de Tukey são ferramentas importantes para contrastar diferenças entre médias levando-se em consideração a variância de uma amostragem. Dessa forma, observa-se, pelas análises apresentadas nas Figura 65 e Figura 66, que não houveram variações estatisticamente significativas na resistência à tração e módulo de elasticidade dos GFRP ao longo do tempo, independente do ambiente de exposição. As pequenas variações observáveis nestas Figuras podem ser explicadas como uma variação amostral intrínseca ao processo experimental, não havendo assim, até o período de 12 meses, degradação das propriedades mecânicas do GFRP.

Nos FRPs, o componente que contribui majoritariamente na resistência à tração e módulo de elasticidade é composto pelas fibras. Cabe a matriz polimérica, principalmente, garantir a transferência de forças as fibras e as protegê-las dos agentes ambientais agressivos (ISIS, 2006). Neste sentido, para que o GFRP não tenha sofrido degradação, as fibras de vidro utilizadas, possivelmente, não foram ou foram pouco afetadas pelos agentes agressivos do intemperismo. Para além disso, a matriz polimérica, mesmo degradada, resguardou as fibras dos agentes agressivos e foi capaz de garantir a transferência de forças entre as fibras.

A inalterabilidade das propriedades mecânicas do compósito perante os ambientes de degradação pode ser explicada pelo tipo de fibras de vidro utilizadas nos GFRP. As fibras de vidro do tipo E-CR, como as utilizadas nesta pesquisa, possuem uma melhor resistência química anticorrosiva, principalmente, à ambientes ácidos, embora também tenha melhor resistência à alcalinidade se comparadas com as fibras do tipo E. Somado a isso, quando a resina epoxídica é exposta a radiação ultravioleta, sofre fotodegradação e, conseqüente, é visível o amarelamento do material, o qual filtra parte dos raios ultravioletas que conseguiriam penetrar à matriz.

A Figura 67 apresenta dois corpos de prova de GFRP expostos durante 4 meses em ambiente laboratorial e de intemperismo e suas palhetas de cores com as 5 cores dominantes. Observa-se, pela análise da Figura 67, que o corpo de prova exposto ao intemperismo apresenta cores dominantes com tons notavelmente mais amarelos, enquanto o exposto em ambiente laboratorial, ao abrigo dos raios ultravioletas solares, permanece com maior translucidez e tons de cores mais esverdeados.

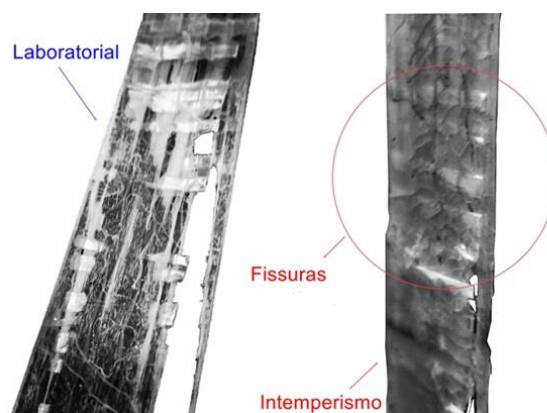
Figura 67 - Palheta de cores de corpos de prova de GFRP



Fonte: O autor

A degradação da resina epoxídica de saturação, isoladamente, já foi descrita no item 4.2.3. Além de perdas de mais de 60% na tensão máxima à tração e de mais aproximadamente 16% no módulo de elasticidade já nos quatro primeiros meses de exposição, o modo de ruptura passou de dúctil para frágil. Devido a mudança encontrada na ruptura da resina, fissuras se desenvolveram na matriz polimérica durante os ensaios de tração dos GFRPs expostos às intempéries. Na Figura 68 são apresentados dois corpos de prova de GFRP das séries LAB_08M e INT_08M, respectivamente, ensaiados à tração. Observa-se, pela análise desta Figura, que as fissuras surgiram apenas nos corpos de prova de GFRP expostos ao intemperismo.

Figura 68 - Corpos de prova de GFRP ensaiados à tração



Fonte: O autor

Essas fissuras são explicadas pela redução da deformabilidade da resina de saturação. Como foi possível observar na Figura 51, após a exposição ao intemperismo, a ruptura dos corpos de prova de resina ocorreram com deformações próximas a 10‰, muito aquém dos 40‰ observados para a mesma resina em ambiente laboratorial (Figura 49). Além disso, as resinas degradadas não apresentaram trecho com plastificação. Ao mesmo tempo, os corpos de prova de GFRP expostos ao intemperismo não apresentaram reduções significativas nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade. Deste modo, mantiveram as deformações de ruptura sempre próximas a 17‰, independentemente do ambiente de exposição e idade de ensaio (Figura 60 e Figura 62).

Essas fissuras na matriz polimérica podem potencializar a degradação do compósito de GFRP em uma situação prática de reforço estrutural com GFRP pela técnica EBR, uma vez que criam um caminho de percolação de umidade e outros agentes agressivos às fibras de vidro. Neste sentido, recomenda-se a realização de pesquisas futuras com compósitos de GFRP expostos às intempéries com aplicações de cargas ao longo do tempo de forma a avaliar e comprovar tal hipótese.

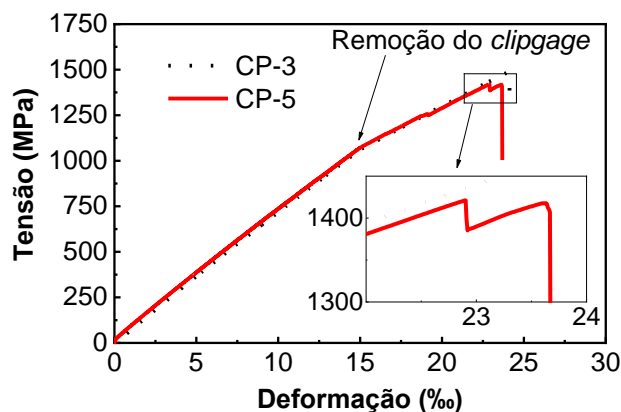
4.3.2.2 Descrição do comportamento do GFRP durante o ensaio de tração

A ruptura dos compósitos de GFRP utilizados nesta pesquisa, quando ensaiados à tração axial, ocorreram de forma progressiva, sem que houvesse grandes perdas de carga. Além disso, a ruptura não ocorria de forma localizada em uma seção transversal. Esse comportamento dos compósitos de GFRP influenciou na ruptura dos corpos de prova de pilares reforçados, assunto que será abordado no próximo capítulo.

Na Figura 69 é apresentado um diagrama tensão versus deformação para dois corpos de prova de GFRP da série LAB_REF. Esses dois diagramas foram propositalmente escolhidos por representar duas situações distintas observadas nos ensaios. O modo de ruptura progressivo ocorreu em todos os casos, independentemente da idade ou ambiente de exposição. Contudo, essa ruptura das fibras nem sempre foi perceptível nos diagramas tensão versus deformação, tal como o registrado para o corpo de prova de designação CP3. Já para o corpo de prova com designação CP5, fica evidente, pela análise do diagrama tensão versus deformação, o momento da ruptura parcial do GFRP.

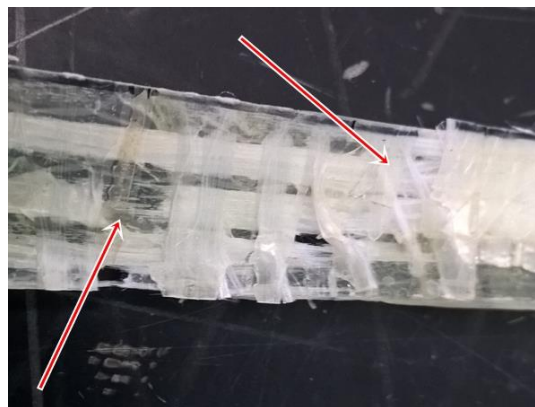
A Figura 70 apresenta um corpo de prova de GFRP após ensaio de tração axial. Nota-se que a ruptura das fibras em trechos distintos ao longo do eixo longitudinal do corpo de prova. A Figura 148 apresenta todos os corpos de prova ensaiados.

Figura 69 - Tensão-deformação do GFRP – Ruptura



Fonte: O autor

Figura 70 - Ruptura do GFRP



Fonte: O autor

4.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM GFRP

No sistema de reforço de pilares de concreto armado com FRPs os principais materiais que compõem todo o sistema são o concreto, o aço e a resina da matriz polimérica e os diferentes tipos de fibras que podem ser utilizadas. Nas seções 4.1, 4.2 e 4.3 foram apresentados e discutidos os resultados das resinas epoxídicas, compósitos de GFRP, aço e concreto, respectivamente, utilizados nesta pesquisa. Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios de pilares de concreto armado.

O objetivo deste programa experimental foi avaliar a possível degradação e o comportamento de pilares de concreto armado de seção transversal circular reforçados com mantas de GFRP quando expostos ao ambiente laboratorial e intemperismo. Para isso, pilares curtos de concreto armado foram submetidos a ensaios monotônicos de compressão axial.

Os dados de monitoramento do ambiente foram obtidos pela estação meteorológica de observação de Superfície Automática “São Carlos – A711”, do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). A Tabela 19 e a Figura 71 apresentam as leituras da estação meteorológica para o período de exposição. Para a radiação ultravioleta foram consideradas as leituras realizadas no intervalo das 09:00 às 18:00 horas (GMT -3).

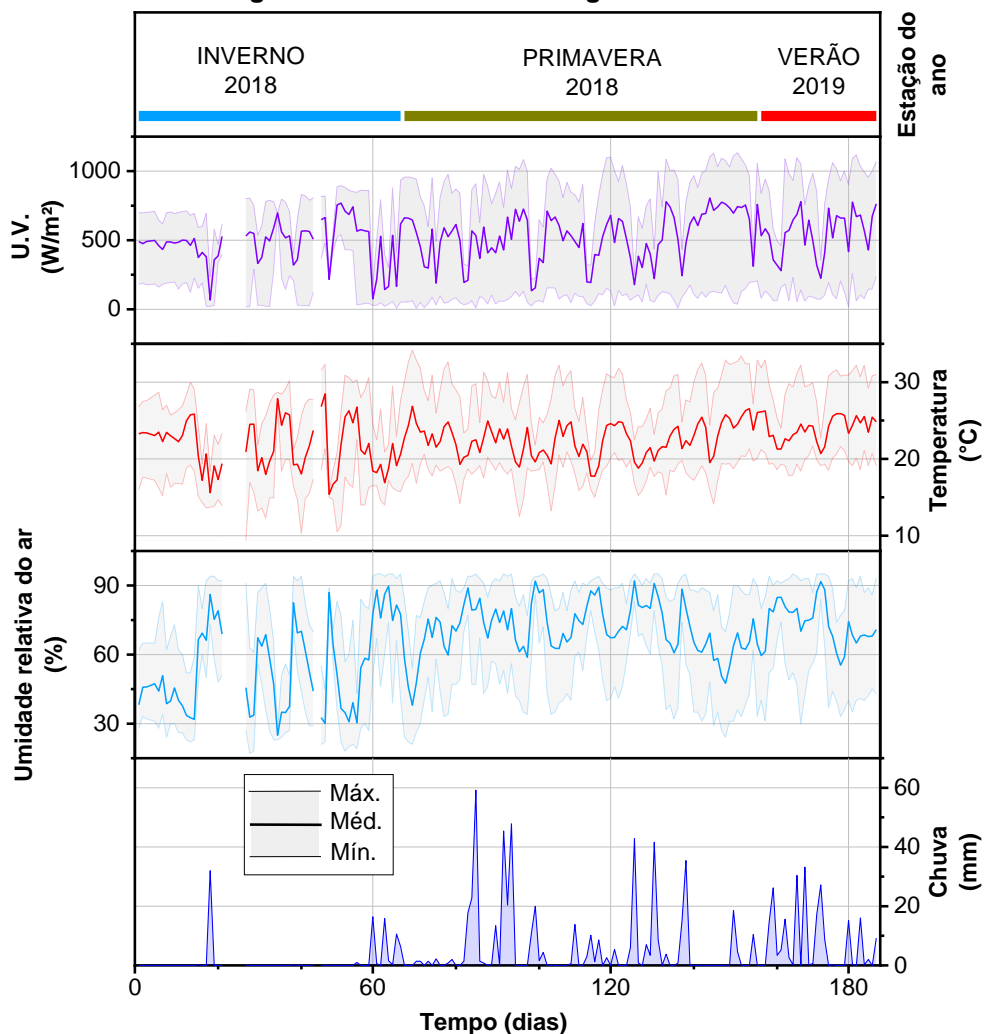
Este programa experimental foi dividido em três séries, tal como apresentado na Figura 72. Para cada série variou-se a taxa de FRP, que consistiu em duplicatas de corpos de prova de pilares sem reforço, reforçados com uma camada e reforçados com duas camadas de GFRP.

Tabela 19 - Dados meteorológicos por intervalo de tempo – Pilares

Período		REF-6M
Intervalo entre ensaios (dias)		187
Temperatura (°C)	Média	22,5
	Mediana	21,9
	Máxima	34,2
	Mínima	9,4
Umidade relativa do ar (%)	Média	68,7
	Mediana	72
	Máxima	95
	Mínima	17
Precipitação (mm)	Acumulada (mm)	834,8
Radiação ultravioleta (MJ/m ²)	Acumulada	3250,8

Dados: INMET (2019). Fonte: O autor

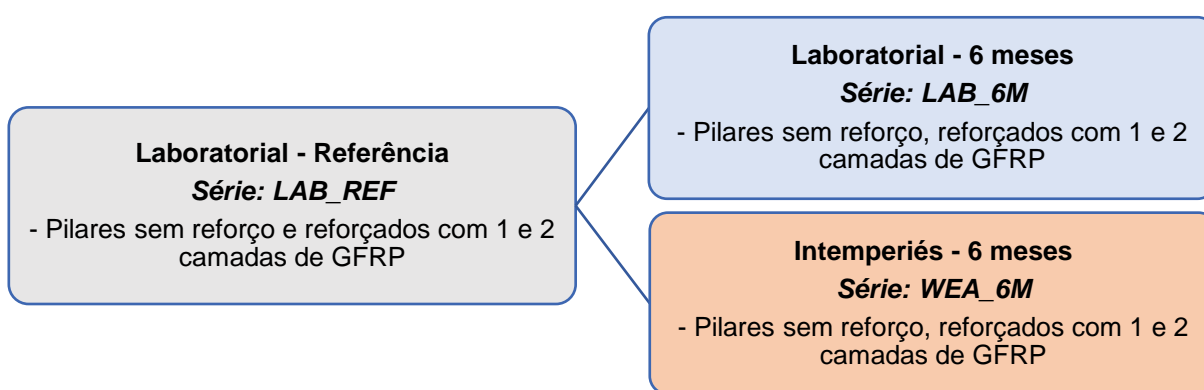
Figura 71 - Dados meteorológicos – Pilares



Dados: INMET. Fonte: O autor

Neste programa foi utilizada a nomenclatura AMB_TEM_N, onde “AMB” refere-se ao ambiente de exposição (LAB – Laboratorial ou WEA – Intemperismo), “TEM” refere-se ao tempo de exposição (REF – ensaios de referência e 6M – ensaios para idade e 6 meses) e “N” refere-se ao número de camadas de GFRP utilizadas no encamisamento dos pilares (0 – sem reforço, 1 – uma camada e 2 – duas camadas). A nomenclatura adotada buscou facilitar a identificação do ambiente e o tempo de exposição ao qual o corpo de prova foi submetido e o número de camadas de GFRP aplicadas no reforço.

Figura 72 - Diagrama do programa experimental dos pilares



Fonte: O autor

A Tabela 20 apresenta os principais resultados obtidos nos ensaios monotônicos de compressão axial, em que σ_{ccu} é a tensão máxima do pilar confinado, σ_{c0} é tensão resistente máxima do pilar não confinado, ε_{ccu} e ε_{c0} são as deformações axiais referentes à tensão máxima para o pilar confinado e não confinado, respectivamente, $\varepsilon_{fm\acute{a}x}$ é a deformação máxima do GFRP obtida no ensaio de compressão do pilar e ε_{fu} é a deformação máxima do GFRP obtida no ensaio de tração uniaxial do compósito de GFRP. Nesta Tabela, a deformação última do GFRP (ε_{fu}) para a série REF foi considerada como sendo a razão entre a tensão última de tração, obtida no ensaio de caracterização do GFRP, e o módulo de elasticidade da série _REF, apresentados na Tabela 16, resultando em um valor de 17,38‰. Os GFRP e as resinas epoxídicas foram ensaiados para as idades de referência e 4, 8 e 12 meses, não coincidindo com a idade de ensaio de 6 meses dos pilares. Dentro desse contexto, a deformação última do GFRP (ε_{fu}) para as séries LAB_6M e WEA_6M foi considerada como sendo a média aritmética dos resultados obtidos para as idades de 4 e 8 meses, apresentados na Tabela 16 e na Tabela 18. A deformação foi calculada pela razão entre a tensão última de tração, obtida no ensaio de caracterização do GFRP e o módulo de elasticidade, resultando em um valor de 17,97‰ e 17,01‰ para as séries LAB_6M e WEA_6M, respectivamente.

Tabela 20 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão de pilares

Série de ensaio	Corpo de prova	σ_{cc} (MPa)	$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}}$	ε_{cc} (‰)	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}}$	ε_{fmax} (‰)	$\frac{\varepsilon_{fmax}}{\varepsilon_{fu}}$	
Referência	REF_0	CP1	29,8	-	-3,5	-	-	
		CP2	31,6	-	-3,0	-	-	
		Média	30,7 (σ_{c0})	-	-3,2 (ε_{c0})	-	-	
	REF_1	CP1	64,9	-	-20,5	-	15,54 (SG4)	-
		CP2	63,8	-	-20,7	-	17,74 (SG1)	-
		Média	64,4	2,1	-20,6	6,4	16,64	0,96
	REF_2	CP1	88,2	-	-26,8	-	17,44 (SG5)	-
		CP2	86,2	-	-24,4	-	16,47 (SG1)	-
		Média	87,2	2,8	-25,6	7,9	16,96	0,98
Laboratorial - 6 meses	LAB_6M_0	CP1	30,0	-	-3,6	-	-	
		CP2	31,5	-	-3,5	-	-	
		Média	30,8 (σ_{c0})	-	-3,5 (ε_{c0})	-	-	
	LAB_6M_1	CP1	63,4	-	-20,2	-	14,65 (SG6)	-
		CP2	62,5	-	-18,0	-	13,95 (SG2)	-
		Média	62,9	2,0	-19,1	5,5	14,30	0,80
	LAB_6M_2	CP1	87,3	-	-26,5	-	13,5 (SG3)	-
		CP2	88,9	-	-29,1	-	17,05 (SG3)	-
		Média	88,1	2,9	-27,8	7,9	15,27	0,85
Intemperismo - 6 meses	WEA_6M_0	CP1	29,7	-	-3,2	-	-	
		CP2	27,5	-	-2,8	-	-	
		Média	28,6 (σ_{c0})	-	-3,0 (ε_{c0})	-	-	
	WEA_6M_1	CP1	59,4	-	-18,3	-	15,41 (SG2)	-
		CP2	58,7	-	-18,2	-	13,65 (SG1)	-
		Média	59,0	2,1	-18,3	6,1	14,53	0,85
	WEA_6M_2	CP1	79,1	-	-23,9	-	13,63 (SG5)	-
		CP2	83,0	-	-27,2	-	14,63 (SG6)	-
		Média	81,0	2,8	-25,5	8,5	14,13	0,83

Fonte: O autor

Pode-se observar que alguns SGs não apresentaram leituras até o término do ensaio devido a danos localizados na camisa de GFRP, no local de colagem do SG, fazendo com que fosse mecanicamente danificado. O critério de parada foi reduções superiores à 50% da tensão de pico e

ruptura do compósito do compósito GFRP para os pilares sem reforço e a ruptura da camisa de reforço para os pilares reforçados, respectivamente.

Os pilares reforçados foram analisados com relação a tensão máxima, deformação axial, capacidade de absorção de energia de deformação e inclinação da reta (rigidez) do trecho confinado do concreto. Esses indicadores foram comparados para os diferentes tipos de ambiente para se avaliar os efeitos da possível degradação nos pilares.

4.4.1 PILAR NÃO REFORÇADO

4.4.1.1 Comportamento tensão-deformação

Das Figuras 73 à 78 são apresentados os diagramas tensão *versus* deformação obtidos nos ensaios de compressão axial. Todos os valores de deformação axial apresentados neste item foram corrigidos conforme o procedimento apresentado no Apêndice A. A tensão no pilar foi considerada como a razão da força aplicada pela área bruta da seção transversal. Nestas Figuras, valores negativos representam deformação por compressão.

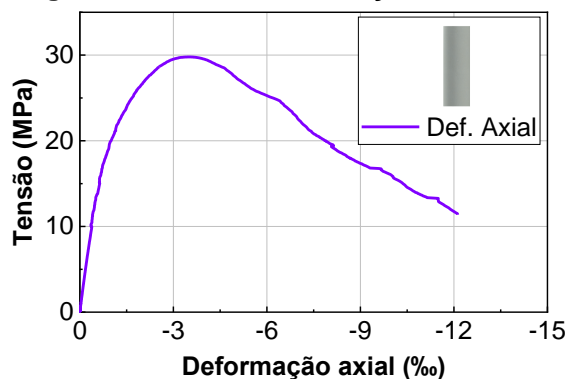
Pela análise das Figuras observa-se trechos lineares com correspondência entre o carregamento e deformação axial. Com o aumento da carga aplicada, o diagrama tensão *versus* deformação perde sua taxa de proporcionalidade, apresentando comportamento inelástico devido ao surgimento das primeiras fissuras verticais no concreto do pilar. Após o pico de tensão verifica-se o amolecimento, acompanhado de padrão fissuratório bem pronunciado.

Tendo como base as tensões máximas registradas nos pilares de referência (REF_0), os pilares sem reforço mantidos em laboratório (LAB_6M_0) não apresentaram variações em seus valores médios, apresentando tensões máximas de 30,7 MPa (4,2% de COV) e 30,8 MPa (3,4% de COV), respectivamente. Nota-se, também, que o comportamento tensão *versus* deformação desses dois grupos foi muito similar. Após a tensão de pico (σ_{c0}) não verifica-se perda brusca de tensão com o incremento de deformação, evidenciando um comportamento dúctil dos modelos.

Por outro lado, os pilares sem reforço expostos ao intemperismo (WEA_6M_0) apresentaram tensão máxima média de 28,6 MPa (5,4% de COV), a qual corresponde a uma redução de 7,1% em relação ao ambiente laboratorial. Além da tensão máxima, nota-se ainda uma menor capacidade de absorção de energia após a tensão de pico ser atingida, tal como observado nas Figuras 77 e 78. Esse comportamento, possivelmente, pode ser explicado

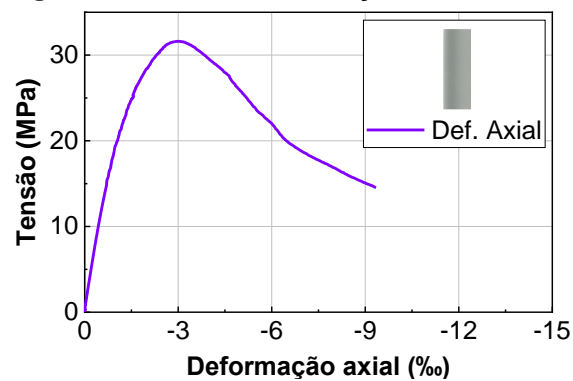
pelos efeitos da umidade presente no corpo de prova exposto ao intemperismo e/ou a variações de temperatura que ocorreram durante o tempo de exposição ao ambiente externo.

Figura 73 - Tensão-deformação: REF_0 - CP1



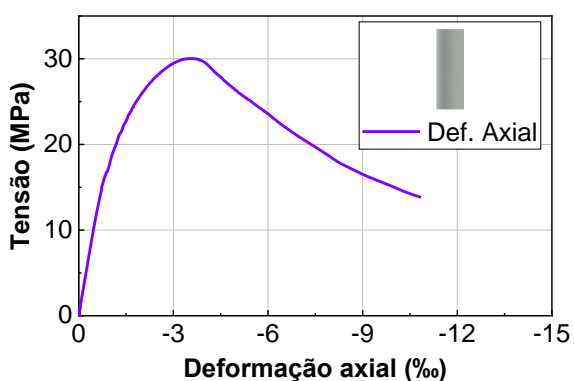
Fonte: O autor

Figura 74 - Tensão-deformação: REF_0 - CP2



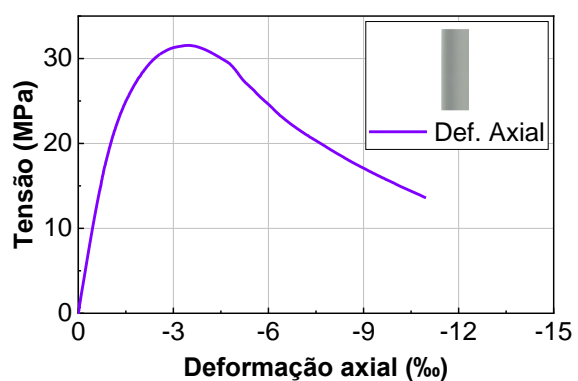
Fonte: O autor

Figura 75 - Tensão-deformação: LAB_6M_0 - CP1



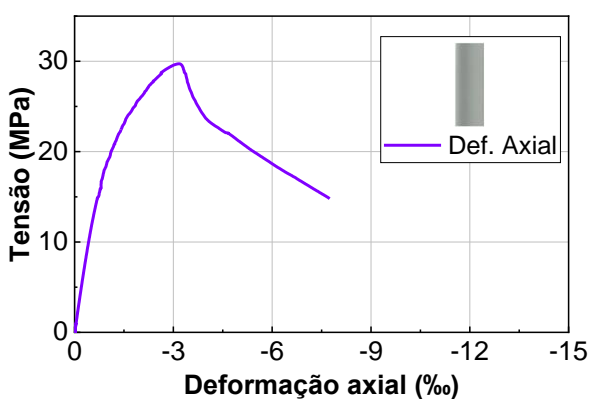
Fonte: O autor

Figura 76 - Tensão-deformação: LAB_6M_0 - CP2



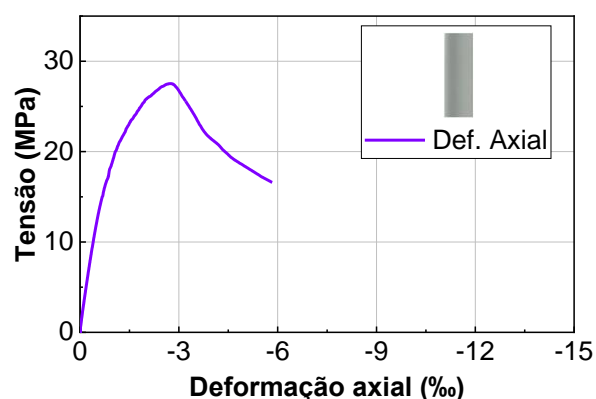
Fonte: O autor

Figura 77 - Tensão-deformação: WEA_6M_0 - CP1



Fonte: O autor

Figura 78 - Tensão-deformação: WEA_6M_0 - CP2

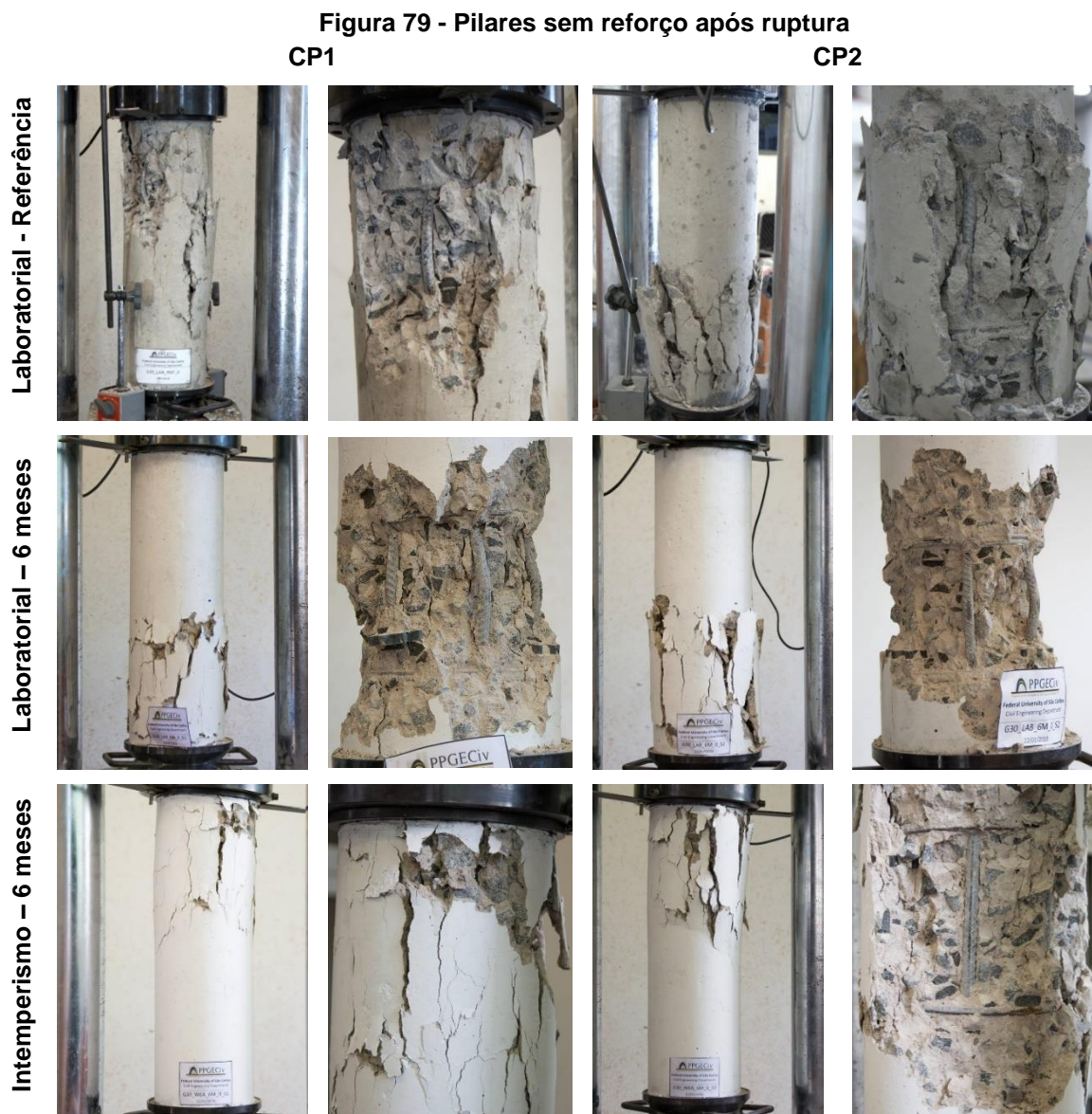


Fonte: O autor

Com relação as deformações axiais, maiores variações são notadas na análise dos valores médios obtidos nos ensaios experimentais. Os valores médios de ε_{c0} (deformação axial referente à σ_{c0}) foram de -3,24 ‰ (11,35% de COV), -3,5 ‰ (1,8% de COV) e -3,0‰ (9,9% de COV) para os modelos REF_0, LAB_6M_0 e WEA_6M_0, respectivamente. Em porcentagem, nota-se uma redução de 14,3% do valor médio dos modelos expostos ao intemperismo quando comparados com os modelos laboratoriais.

4.4.1.2 Modos de ruptura

A Figura 79 apresenta o registro do modo de ruptura dos diferentes pilares analisados.

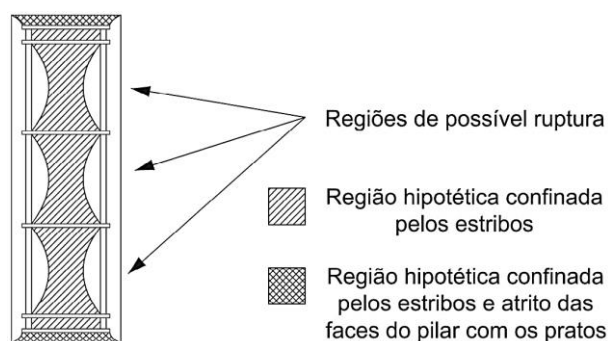


Fonte: O autor

Nota-se que, independentemente da idade de ensaio ou ambiente de exposição, a ruptura ocorreu de forma muito semelhante em uma região entre estribos, com flambagem da armadura longitudinal. Na região de ruptura, o concreto de cobertura destacou-se do concreto presente no núcleo confinado pelos estribos.

Os pilares utilizados nesta pesquisa são armados e podem ser divididos em 3 cenários de possível ruptura de acordo com a disposição dos estribos, tal como ilustrado na Figura 80.

Figura 80 - Regiões de rupturas dos pilares



Fonte: O autor

Em elementos de concreto armado submetidos à compressão axial, os estribos provocam tensões de confinamento no núcleo do concreto que tende a expandir lateralmente, inicialmente, de forma proporcional à deformação axial por meio do coeficiente de Poisson (ν) e, posteriormente, de forma mais acelerada após com o aumento da microfissuração na matriz cimentícia. Esse confinamento exerce uma área de influência que vai diminuindo conforme se afasta da posição do estribo no eixo longitudinal do pilar. Essa área é representada na Figura 84 como “Região hipotética confinada pelos estribos”. Usa-se aqui o termo hipotética devido a hachura ser apenas ilustrativa, não necessariamente condizente com a situação real ocorrida no ensaio.

Somando-se a isso, nesta pesquisa, não foram utilizados mecanismos que impedissem o atrito entre os pratos da máquina de ensaio e as faces dos pilares. A aço apresenta rigidez significativamente superior à do concreto e, quando esse tenta se expandir lateralmente devido a aplicação de forças axiais de compressão, o aço apresenta menor deformabilidade, restringindo a expansão do concreto. Esse fenômeno impõe ao concreto uma área confinada a partir das faces. Na Figura acima apresentada esta área é representada como “região hipotética confinada pelos estribos e atrito das faces do pilar com os pratos”.

Nesse contexto, assim como esperado, as rupturas dos modelos sempre ocorreram em regiões entre estribos, as quais apresentam menor influência de efeitos de confinamento

do concreto e são passíveis de flambagem da armadura longitudinal. Em todos os modelos, até mesmo para os reforçados por encamisamento com GFRP, não houve ruptura na zona central do pilar.

Após a ruptura foi observada uma corrosão localizada em um estribo do pilar WEA_6M_0 (CP2), tal como verificado na Figura 81. Não foram observados pontos de corrosão nos outros pilares deste programa experimental, independente do ambiente de exposição e da idade de ensaio.

Figura 81 - Corrosão da armadura do pilar WEA_6M_0 - CP2



Fonte: O autor

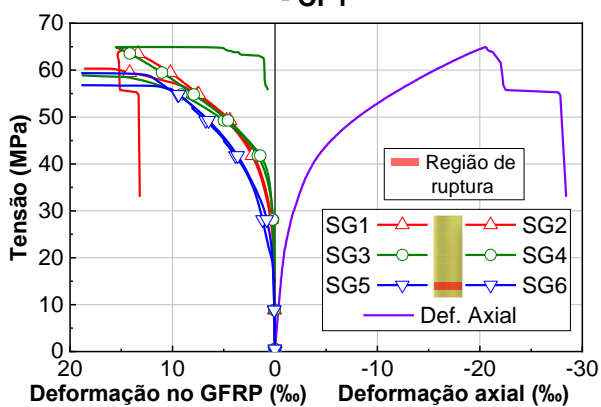
4.4.2 PILARES REFORÇADOS COM UMA CAMADA DE GFRP

4.4.2.1 Comportamento tensão versus deformação

Das Figuras 82 à 87 são apresentados os diagramas tensão versus deformação dos pilares encamisados com uma camada de GFRP. Três idades de ensaio são aqui apresentadas: (i) pilares de referência ensaiados após a cura da resina epoxídica (REF_1); (ii) pilares reforçados com uma camada de GFRP e mantidos em ambiente laboratorial por 6 meses (LAB_6M_1); e (iii) pilares reforçados com uma camada de GFRP expostos ao intemperismo por 6 meses (WEA_6M_1).

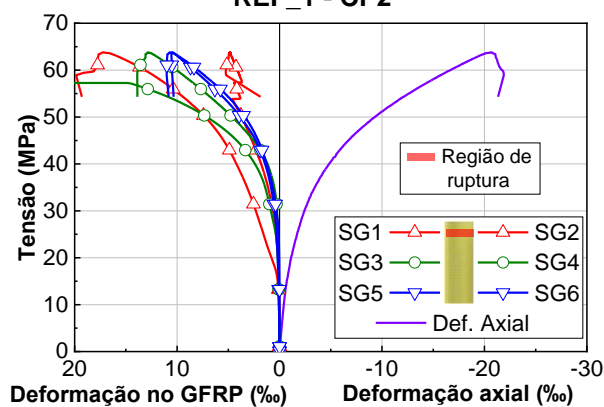
Os valores de tensão máxima média dos pilares confinados com uma camada de GFRP (σ_{ccu}) foram, respectivamente, de 64,4 MPa (COV de 1,2%) , 62,9 MPa (COV de 1,0%) e 59,0 MPa (COV de 0,8%) para os elementos de referência, 6 meses em ambiente laboratorial e 6 meses de intemperismo. Os valores de deformação axial média referente às tensões médias máximas dos pilares confinados (ε_{ccu}) foram de -20,6‰ (COV de 0,38%), -19,1‰ (COV de 8,2%) e -18,3‰ (COV de 0,4%), respectivamente, elementos de referência, 6 meses em ambiente laboratorial e 6 meses de intemperismo.

Figura 82 - Tensão-deformação: REF_1 - CP1



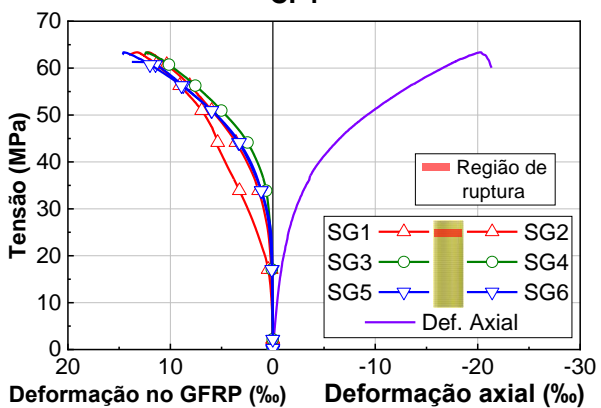
Fonte: O autor

Figura 83 - Tensão-deformação: REF_1 - CP2



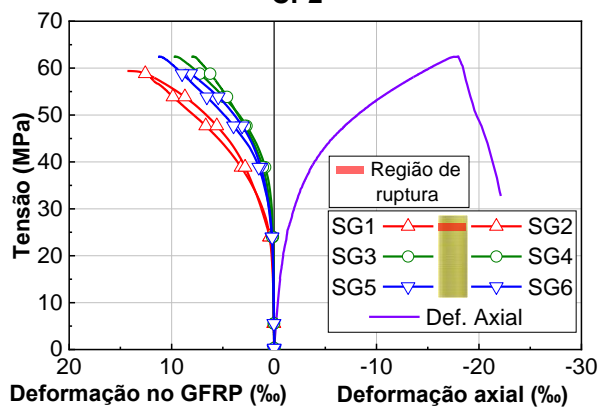
Fonte: O autor

Figura 84 - Tensão-deformação: LAB_6M_1 - CP1



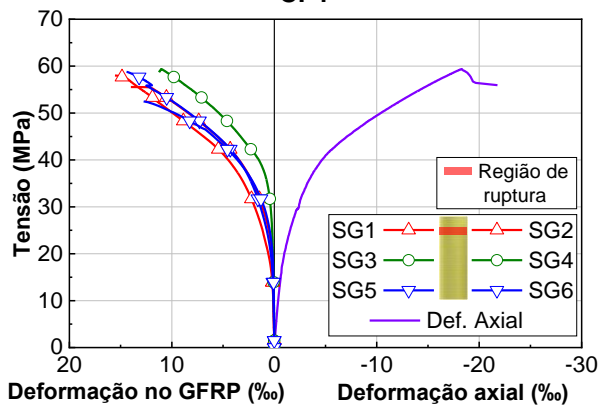
Fonte: O autor

Figura 85 - Tensão-deformação: LAB_6M_1 - CP2



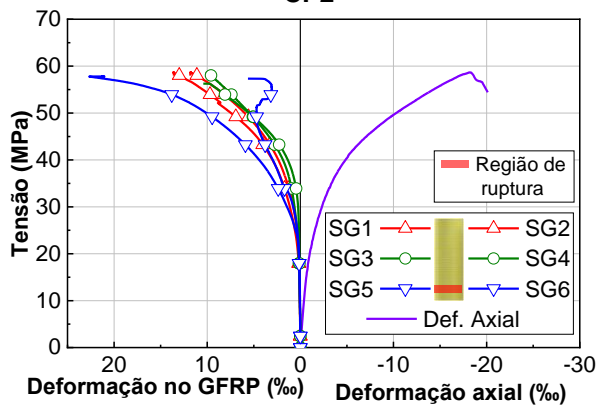
Fonte: O autor

Figura 86 - Tensão-deformação: WEA_6M_1 - CP1



Fonte: O autor

Figura 87 - Tensão-deformação: WEA_6M_1 - CP2



Fonte: O autor

Em valores percentuais, o pilar LAB_6M_1 apresentou reduções de 2,3% e 7,3% nos valores σ_{CCU} e ε_{CCU} , respectivamente, em comparação com os resultados do pilar de referência. O modelo exposto ao intemperismo apresentou redução de 6,2% e 4,2% no valor médio de tensão máxima e deformação axial ε_{CCU} , respectivamente, se comparado com o modelo de mesma idade em ambiente laboratorial.

Analisando-se as deformações no GFRP apresentadas nas Figuras acima apresentadas verifica-se que a expansão lateral do pilar não ocorreu de forma uniforme ao longo do eixo longitudinal. Em geral, a deformação no GFRP foi mais acentuada na região de ruptura do pilar.

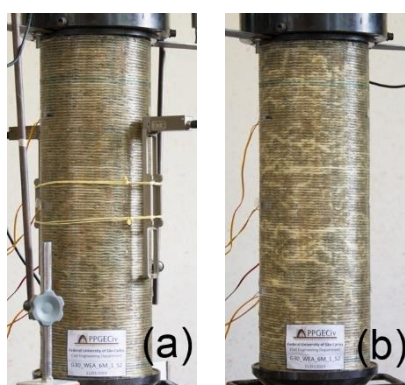
4.4.2.2 Modos de ruptura

A Figura 88 apresenta um corpo de prova no início do ensaio de compressão (a) e momentos que precedem a ruptura da camisa de GFRP (b).

A Figura 89 apresenta o registro do modo de ruptura dos diferentes pilares analisados. Note-se que os pilares romperam em regiões equivalentes as dos pilares sem reforço, descritas no item 4.4.1.2. Para todos os casos a ruptura foi determinada pela ruptura do compósito de GFRP.

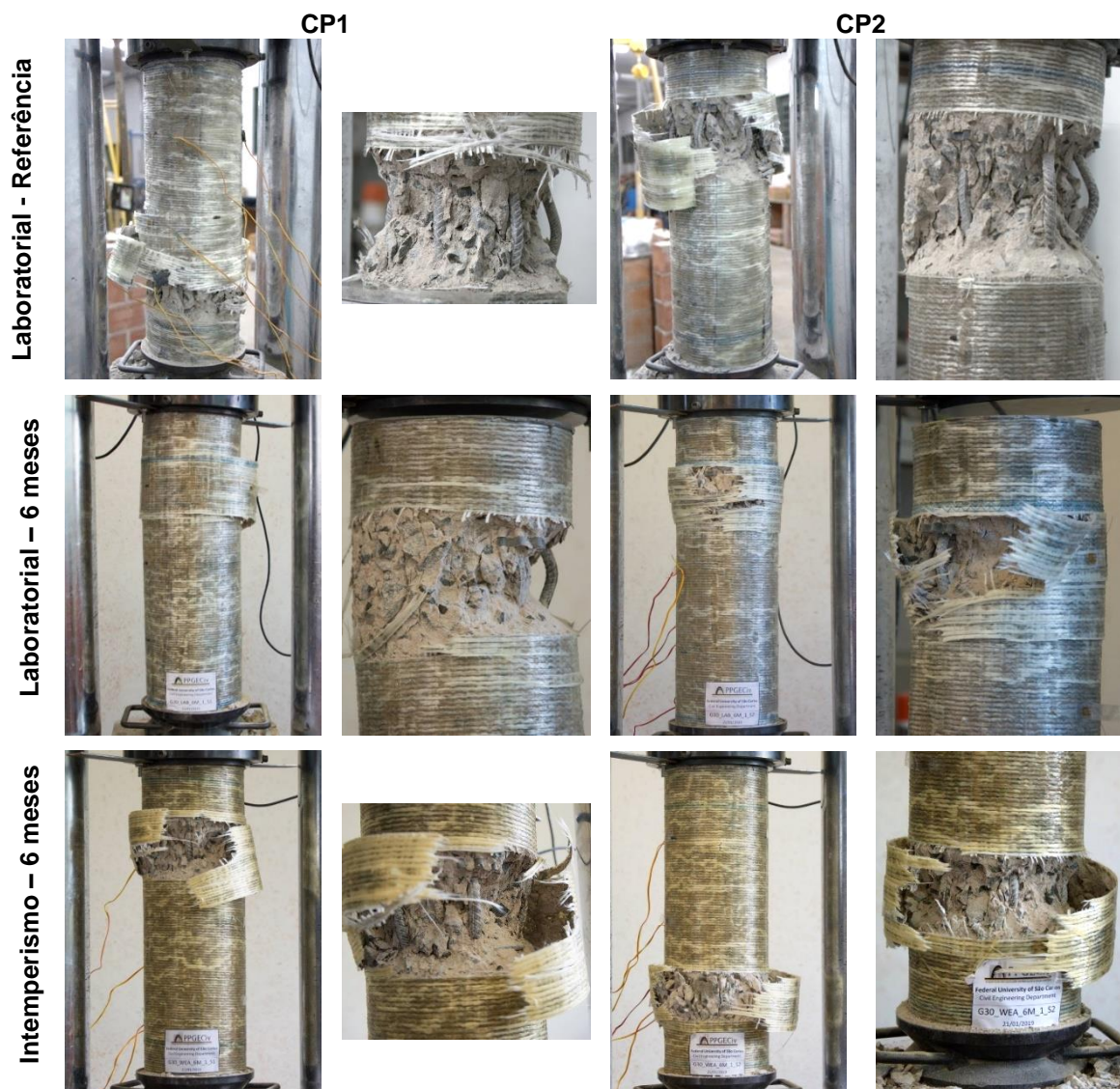
Percebe-se que em todos os modelos ensaiados houve flambagem da armadura longitudinal. A acentuação da flambagem em relação aos pilares não reforçados pode ser explicada pela elevada deformação axial do corpo de prova no momento da ruptura. Nota-se, também, que os altos valores de deformações axiais, somados as expansões laterais dos pilares, provocaram fissurações horizontais no compósito de GFRP ao longo de todo o eixo longitudinal do pilar.

Figura 88 - Pilar reforçado no início e fim do ensaio de compressão



Fonte: O autor

Figura 89 - Pilares reforçados com uma camada de GFRP após ruptura



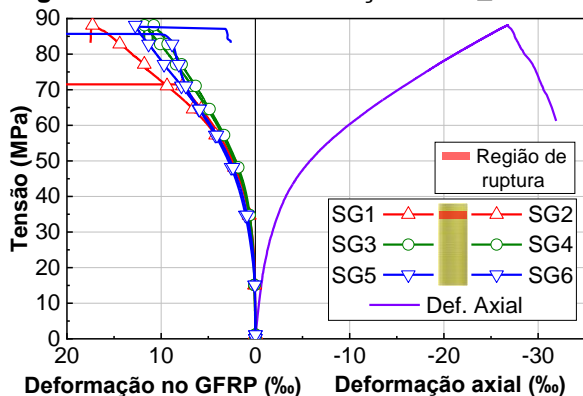
Fonte: O autor

4.4.3 PILARES REFORÇADOS COM DUAS CAMADAS DE GFRP

4.4.3.1 Comportamento tensão versus deformação

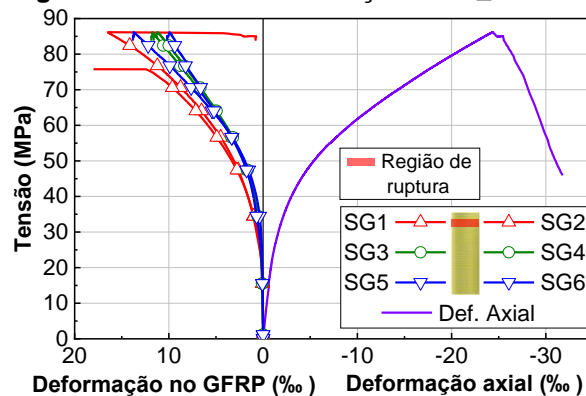
As Figura 90 a Figura 95 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação dos pilares encamisados com duas camadas de GFRP e divididos no seguintes arranjos de reforço: (i) pilares de referência reforçados com duas camadas de GFRP e ensaiados após a cura da resina epoxídica (REF_2), (ii) pilares reforçados com duas camadas de GFRP e mantidos em ambiente laboratorial por 6 meses (LAB_6M_2), e (iii) pilares reforçados com duas camadas de GFRP e expostos ao intemperismo por 6 meses (WEA_6M_2).

Figura 90 - Tensão-deformação: REF_2 - CP1



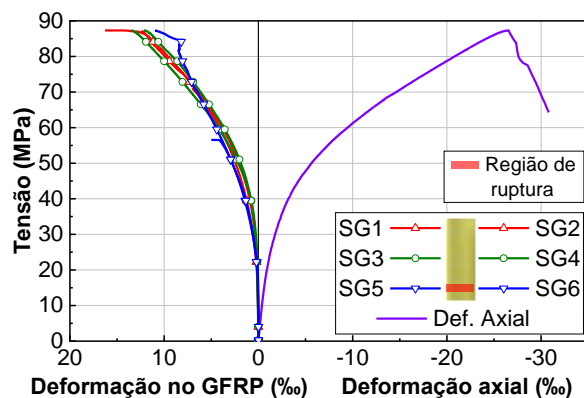
Fonte: O autor

Figura 91 - Tensão-deformação: REF_2 - CP2



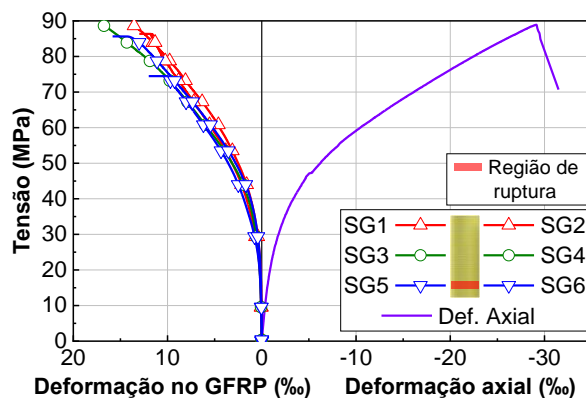
Fonte: O autor

Figura 92 - Tensão-deformação: LAB_6M_2 - CP1



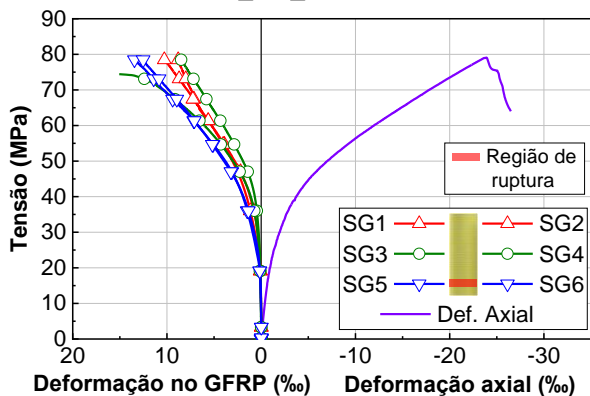
Fonte: O autor

Figura 93 - Tensão-deformação: LAB_6M_2 - CP2



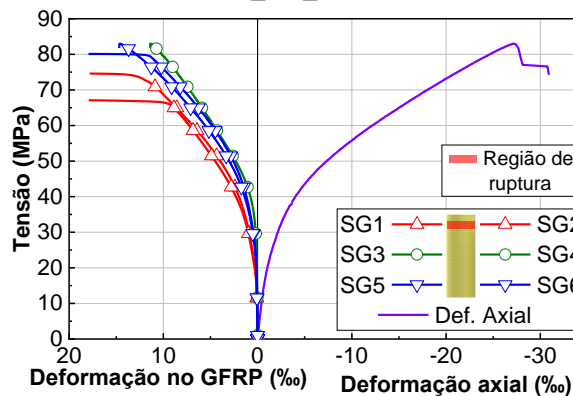
Fonte: O autor

Figura 94 - Tensão-deformação: WEA_6M_2 - CP1



Fonte: O autor

Figura 95 - Tensão-deformação: WEA_6M_2 - CP2



Fonte: O autor

Os valores de tensão média máxima dos pilares confinados com duas camadas de GFRP (σ_{ccu}) foram, respectivamente, 87,2 MPa (COV de 1,6%), 88,1 MPa (COV de 1,3%) e 81,0 MPa (COV de 3,4%) para os modelos de referência, 6 meses em ambiente laboratorial e 6 meses em intemperismo. Os valores de deformação axial média referente às tensões máximas dos pilares confinados (ε_{ccu}) foram de -25,6‰ (COV de 6,7%), -27,8‰ (COV de 6,7%) e -25,5‰ (COV de 9,1%), respectivamente

Os modelos REF_2 e LAB_6M_2 não apresentaram variações significantes nos valores médios de tensão de máxima. Contudo, o modelo LAB_6M_2 apresentou um incremento de 8,6% no valor de ε_{ccu} em relação REF_2. Em valores percentuais, o modelo exposto ao intemperismo apresentou redução de 8,1% no valor médio de tensão máxima (σ_{cc}) quando comparado com o modelo de mesma idade mantido em ambiente laboratorial. A variação entre esses dois modelos no valor médio de deformação ε_{ccu} foi de -8,3%.

Assim como nos modelos encamisados com uma camada de GFRP, percebe-se que a expansão lateral dos pilares não ocorreu de forma uniforme ao longo do eixo longitudinal dos corpos de prova. Embora a deformação do GFRP tenha sido mais acentuada na região de ruptura do pilar, nota-se uma maior uniformidade das leituras ao longo do eixo longitudinal se comparados com os modelos encamisados com uma camada de GFRP.

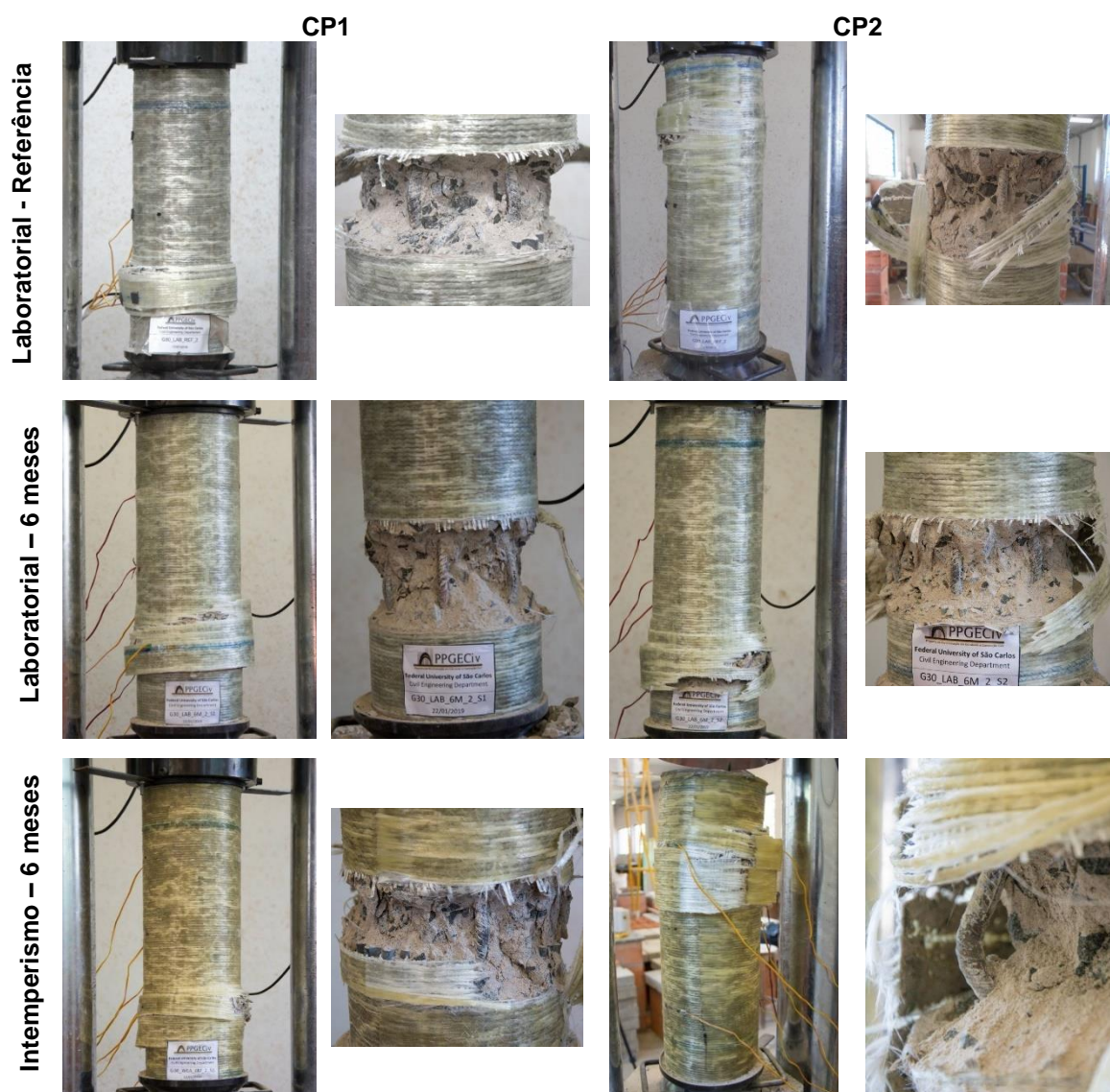
4.4.3.2 Modos de ruptura

Assim como ocorreu nos pilares sem reforço e reforçados com uma camada de GFRP, os modelos encamisados com duas camadas de GFRP também apresentaram flambagem da armadura longitudinal e ruptura na região entre estribos.

Uma atenção especial merece ser dada ao estado físico do concreto após a ruptura dos modelos reforçados com duas camadas de GFRP. Analisando-se a Figura 96 nota-se que boa parte da matriz cimentícia se desintegrou devido aos altos níveis de deformação axial, apresentando aspecto arenoso. Para estes modelos, a deformação axial última chegou a ser 8 vezes superior à deformação referente a tensão de pico do pilar não confinado (ε_{c0}). Para evitar esses danos excessivos na matriz cimentícia o ACI 440.2R (2017) limita a deformação axial para fins de projeto em 10‰.

A Figura 96 apresenta o registro do modo de ruptura dos diferentes pilares analisados.

Figura 96 - Pilares reforçados com duas camadas de GFRP após a ruptura



Fonte: O autor.

Quanto a dissipação de energia no momento da ruptura dos corpos de prova, esperava-se uma ruptura explosiva devido ao alto nível de energia acumulada (ver item 4.4.6), somado ao comportamento elástico-linear do GFRP até a ruptura. Entretanto, não houveram rupturas explosivas neste programa experimental. Após atingir a carga máxima, alguns estalos eram ouvidos. Neste momento a carga aplicada nos pilares decrescia e era possível, a depender do ângulo de visão, perceber uma ruptura localizada no GFRP. Após alguns segundos, a manta de GFRP, então, apresentava ruptura, e a carga aplicada no pilar passava a ser resistida apenas pelo concreto e aço. Ferreira (2007) relata em seu trabalho rupturas explosivas na maioria dos pilares encamisados com CFRP e ensaiados à compressão, inclusive com a necessidade da instalação de um aparato de proteção em malha metálica para conter os fragmentos

oriundos da ruptura da manta. Esse comportamento, possivelmente, pode ser explicado pelo tipo de ruptura do GFRP descrito no item 4.3.2.2. A mesma observação é feita para os modelos encamisados com uma camada de GFRP deste trabalho.

4.4.4 RESUMO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção, os diagramas tensão versus deformação com as curvas médias, obtidas pela média de valores obtidos, são apresentados. Por último, diagramas tensão *versus* deformação, gerados a partir de curvas normalizadas em função da tensão de pico do pilar não confinado por GFRP (σ_{c0}) e das deformações axiais referentes as tensões de pico (ε_{c0}), são apresentados.

4.4.4.1 Diagramas tensão versus deformação para as curvas médias

As Figura 97 a Figura 99 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação das séries REF, LAB_6M e WEA_6M, respectivamente. A área sombreada representa o desvio padrão (D.P.) obtido na análise dos pilares.

Observa-se, pela análise das Figuras, que o encamisamento com GFRP não provocou aumentos significativos na rigidez dos pilares reforçados para tensões abaixo de 60% da tensão máxima do pilar não reforçado ($0,6 \cdot \sigma_{c0}$). A partir desse valor, as curvas do diagrama tensão-deformação axial começam a apresentar pequenas divergências, com tendência crescente, com o avanço da deformação axial. Esse comportamento é padrão em elementos reforçados por confinamento passivo.

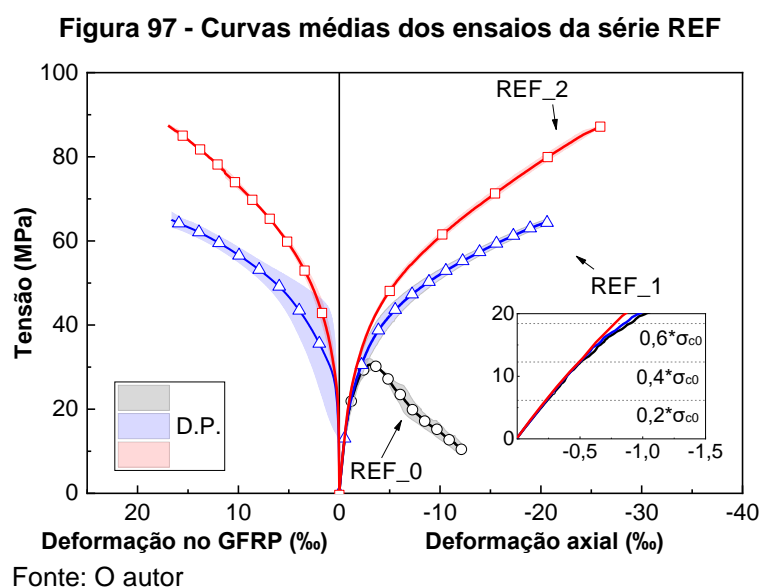
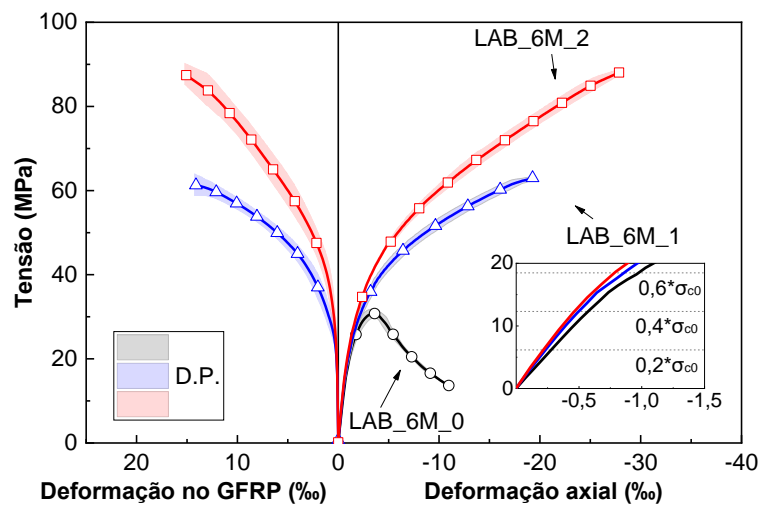
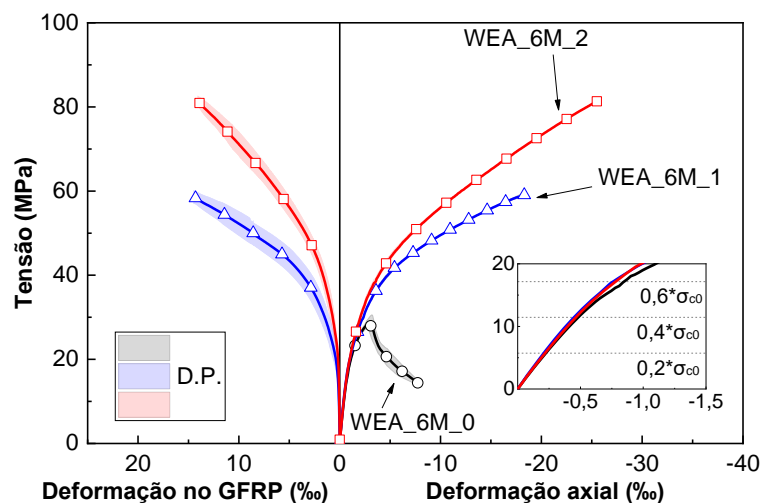


Figura 98 - Curvas médias dos ensaios da série LAB_6M



Fonte: o autor

Figura 99 - Curvas médias dos ensaios da série WEA_6M



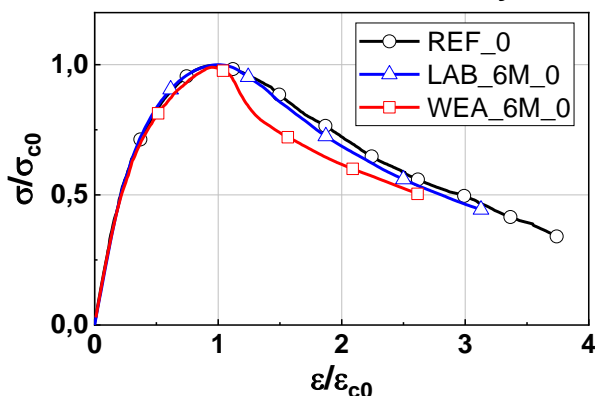
Fonte: O autor

Para pequenas cargas, as expansões laterais do pilar são proporcionais a deformação axial e muito pequenas, provocando pequenas solicitações na camisa de GFRP. Com o aumento da aplicação da carga axial, microfissuras começam a surgir na matriz cimentícia do concreto provocando maior expansão lateral. Essa expansão é retida pela camisa de GFRP que começa, então, provocar pressões de confinamento mais efetivas (item 2.3).

4.4.4.2 Diagramas tensão versus deformação normalizados em σ_{c0} e ϵ_{c0}

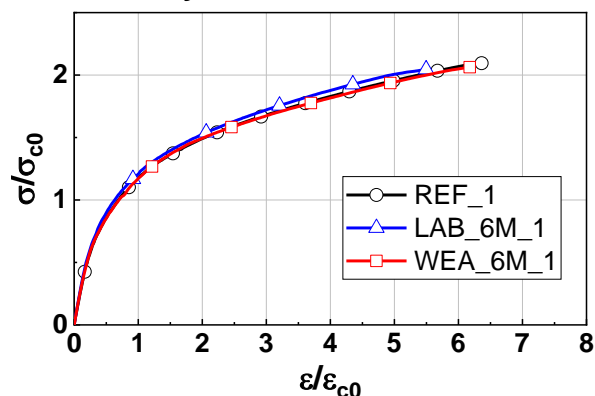
As Figura 100 a Figura 102 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação, normalizados em σ_{c0} e ϵ_{c0} , dos pilares sem reforço, reforçados com uma e duas camadas de GFRP, respectivamente.

Figura 100 - Tensão-deformação normalizados: Pilares sem reforço



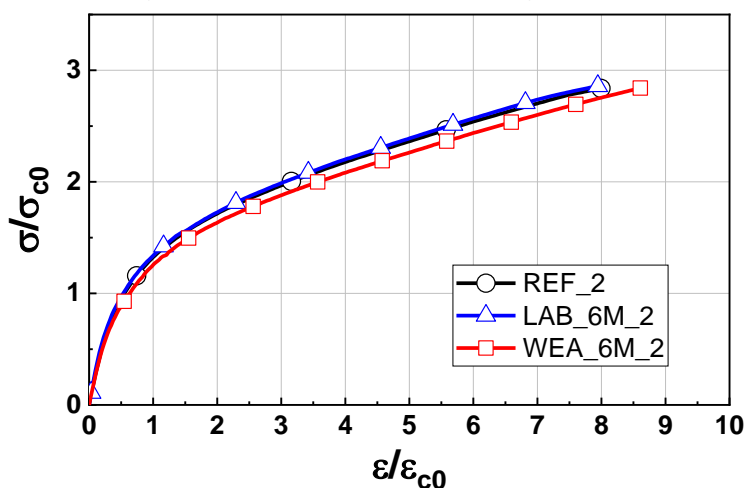
Fonte: O autor

Figura 101 - Tensão-deformação normalizados: Pilar reforçado com uma camada de GFRP



Fonte: O autor

Figura 102 - Tensão-deformação normalizado: pilares reforçados com duas camadas de GFRP



Fonte: O Autor

Observa-se, pela análise da Figura 100, que a ruptura do pilar em intemperismo foi mais frágil. A exposição ao intemperismo não só reduziu as propriedades mecânicas do pilar sem reforço como também alterou o comportamento da tensão *versus* deformação do elemento.

Percebe-se, pela análise da Figura 101, que os diagramas tensão *versus* deformação normalizados dos modelos LAB_REF e WEA_6M foram similares. Esse comportamento sustenta que, em termos proporcionais, o sistema de reforço dos pilares expostos ao intemperismo não apresentou redução de desempenho. Esse comportamento pode ser explicado devido ao compósito de GFRP em intemperismo não ter apresentado redução de desempenho mecânico, dessa forma, garantiu-se mesmas taxas de incrementos de capacidade de carga com relação aos compósitos de GFRP em ambiente laboratorial.

Percebe-se, também, que o reforço com uma camada de GFRP dobrou a capacidade de carga dos pilares e aumentou em 6 vezes a capacidade de deformação axial.

Quanto aos pilares reforçados com duas camadas de GFRP observa-se, pela análise da Figura 102, que o modelo em intemperismo apresentou comportamento menos rígido em relação aos de referência e laboratorial. Nota-se, também, incrementos de capacidade de carga semelhante entre todos os modelos. Entretanto, os pilares expostos ao intemperismo (WEA_6M_2) apresentam maiores incrementos de deformação axial.

4.4.5 CAPACIDADE DE CARGA E DEFORMABILIDADE

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão dos pilares de concreto armado reforçados podem ser analisados em duas perspectivas distintas. Na primeira, uma análise comparativa entre modelos com mesma taxa de reforço em FRP (sem reforço, reforçados com uma e duas camadas de GFRP) e diferentes ambientes de exposição. Nesta perspectiva, pode-se comparar, de forma isolada, a influência da condição de exposição nas propriedades mecânicas de modelos semelhantes. A segunda perspectiva engloba a análise comparativa dos resultados para uma mesma condição de exposição e diferentes taxas de reforço. Para esta, avalia-se a efetividade do reforço em GFRP uma vez que, dada as mesmas condições de exposição, compara-se as propriedades mecânicas dos modelos com diferentes taxas de reforço.

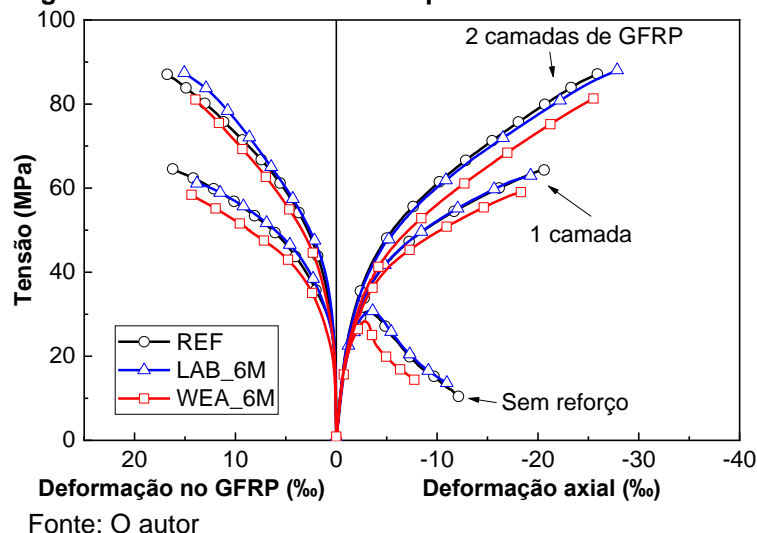
Dessa forma, separam-se as análises comparativas desta seção em dois grupos: taxa de GFRP e condição de exposição.

4.4.5.1 Taxa de GFRP em diferentes ambientes

A Figura 103 apresenta as curvas médias para todos os modelos de pilares ensaiados. Analisando-se modelos semelhantes (mesma taxa de GFRP – sem reforço, reforçado com 1 e reforçado com 2 camadas de GFRP) em diferentes ambientes de exposição, nota-se, pela análise da Figura 103, reduções significativas de rigidez e tensões máximas em todos os pilares expostos ao intemperismo em comparação com os mantidos em ambiente laboratorial. Em valores percentuais, os pilares expostos ao intemperismo apresentaram redução de 7,1%, 6,2% e 8,1% na análise da média das tensões máximas para os pilares sem reforço, reforçados com uma e reforçados com duas camadas de GFRP, respectivamente, em comparação com os modelos de mesma idade em ambiente laboratorial. Quanto a deformação axial da série WEA_6M, a maior variação é observada nos pilares sem reforço,

com uma redução de 14,3% do valor de ε_{c0} em comparação com o modelo de mesma idade em ambiente laboratorial.

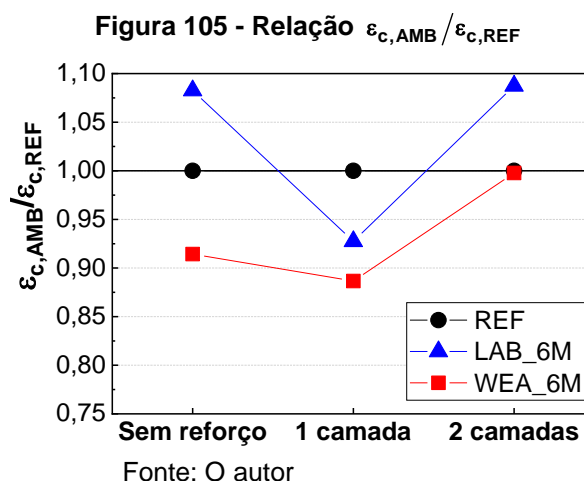
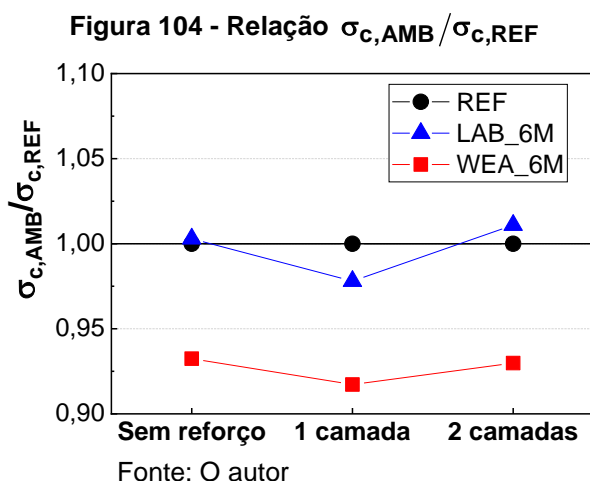
Figura 103 - Curvas médias dos pilares: todos os modelos



Analisando-se os resultados de deformação última do GFRP, nota-se reduções dos valores de ruptura nos ensaios realizados na idade de 6 meses, independentemente do ambiente de exposição.

As Figuras 104 e 105 apresentam a relação $\sigma_{c,AMB}/\sigma_{c,REF}$ e $\varepsilon_{c,AMB}/\varepsilon_{c,REF}$, onde o índice “AMB” representa a condição de exposição (LAB_6M e WEA_6M) e “REF” os valores referentes à série REF. Nestes diagramas, os valores de tensão máxima e deformação axial da série REF foram tidos como referência. Pontos mais próximos da reta horizontal para y igual a 1 ($\sigma_{c,REF}/\sigma_{c,REF}$ e $\varepsilon_{c,REF}/\varepsilon_{c,REF}$) implicam em menores variações dos valores em relação aos obtidos nos ensaios de referência.

Observa-se que a redução de capacidade resistente dos pilares da série WEA_6M foi proporcional em todos os modelos, inclusive no pilar não reforçado com FRP. Este comportamento indica que a redução da capacidade de carga dos pilares reforçados pode ter sido provocada pela degradação do concreto e/ou aço, e não do sistema de reforço. Para a série LAB_6M não são notadas variações significantes de tensão após 6 meses de exposição em ambiente laboratorial.

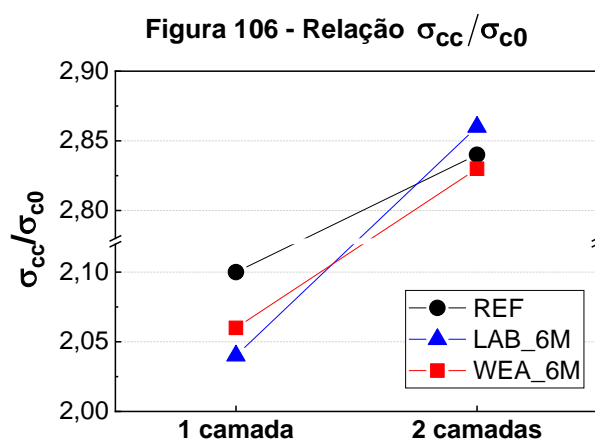


As análises acima realizadas também se aplicam a análise da Figura 105, embora uma observação deva ser feita para o modelo reforçados com 2 camadas da série WEA_6M. Para esse modelo, nota-se que não houve redução no valor de deformação referente à tensão de pico em comparação com os resultados da série REF. Contudo, os valores de deformações axiais, geralmente, apresentaram maiores coeficientes de variação, o que pode ter provocado a consonância dos resultados. Pesquisas futuras com um maior número de pilares ou um maior tempo de exposição podem comprovar ou descartar esta hipótese.

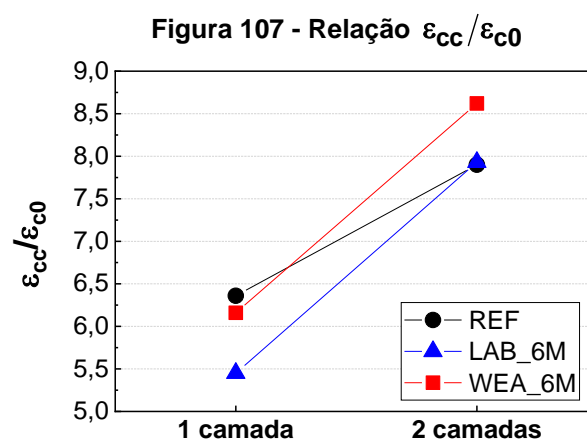
4.4.5.2 Ambientes e diferentes taxas de GFRP

Os resultados de diferentes modelos em um mesmo ambiente de exposição podem ser facilmente avaliados pelas razões σ_{cc}/σ_{c0} e $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$. Esses valores expressam, para um mesmo ambiente, o aumento de capacidade resistente e deformação axial dos pilares reforçados em comparação com o pilar não reforçado. Sendo assim, mensura-se a eficiência que o sistema de reforço obteve em relação ao pilar não reforçado.

As Figuras 106 e 107 apresentam diagramas σ_{cc}/σ_{c0} e $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$ versus número de camadas de GFRP. Pontos próximos implicam em incrementos de cargas ou deformabilidade, em termos percentuais equivalentes.



Fonte: O autor



Fonte: O autor

Nota-se que os aumentos de capacidade de carga dos pilares, em geral, foram similares, independente do ambiente de exposição. A maior variação ocorreu para os pilares reforçados com uma camada de GFRP das séries REF e LAB_6M, sendo 6% inferior. Contudo, nota-se que para duas camadas de GFRP esse comportamento se inverteu. Desta forma, esse comportamento possivelmente pode ser explicado apenas como uma variação intrínseca dos resultados experimentais. Nota-se que a série WEA_6M apresentou valores menores de incrementos de carga em relação a REF, mas com diferenças muito discretas, menores do que 4% para os pilares reforçados com uma camada de GFRP e 1% para os reforçados com duas camadas.

Uma dispersão maior é observada para a deformabilidade. Contudo, vale ressaltar que os valores de deformações axiais, em geral, apresentaram maiores coeficientes de variação do que os valores de tensão máxima. Os coeficientes de variação (COV) dos modelos encamisados com uma camada de GFRP foram de 0,4%, 8,2% e 0,4% para as séries REF, LAB_6M e WEA_6M, respectivamente. Para os pilares encamisados com duas camadas de GFRP, os COV foram de 6,7%, 6,7% e 9,1% para as séries REF, LAB_6M e WEA_6M, respectivamente.

Ainda sobre o índice de deformabilidade $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$, é possível observar que os pilares reforçados da série LAB_6M apresentaram valores menores do que os da série WEA_6M.

Dessa forma, observa-se que o reforço de pilares por encamisamento com GFRP garantiu incrementos proporcionais de capacidade de carga e deformabilidade independentemente da condição de exposição. Observa-se, também, que a relação entre o número de camadas de GFRP e melhorias nas propriedades mecânicas avaliadas não foram diretamente proporcionais.

4.4.6 ABSORÇÃO DE ENERGIA DE DEFORMAÇÃO (U)

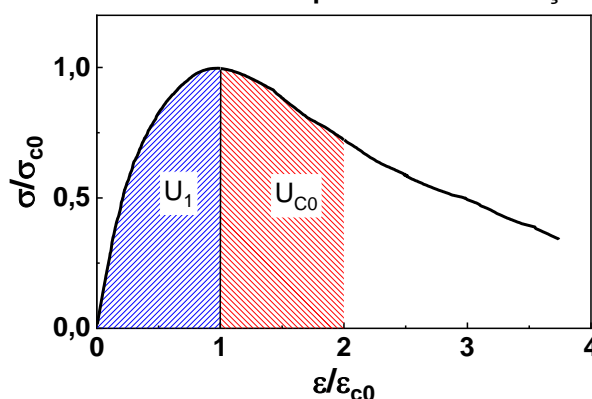
Uma maneira de complementar a análise do comportamento tensão-deformação é por meio da análise dos valores de capacidade de absorção de energia, ou seja, da área abaixo da curva tensão-deformação, uma vez que se percebe variações tanto nos valores de tensão de máximas quanto nas deformações axiais.

Neste trabalho optou-se pelo cálculo da capacidade de absorção de energia por meio do diagrama de tensões normalizadas (σ/σ_{c0}) e deformações normalizadas ($\varepsilon/\varepsilon_{c0}$). Essa escolha facilita a identificação de possíveis discrepâncias no comportamento tensão-deformação dos modelos, pois se comparam valores adimensionais relativos. Além disso, a partir de valores adimensionais, a energia dimensional pode ser facilmente calculada fazendo-se o produto da tensão σ_{c0} , deformação ε_{c0} e energia de deformação adimensional U .

4.4.6.1 Pilares sem reforço

A Figura 108 apresenta a metodologia considerada no cálculo de energia dos modelos sem reforço em GFRP, onde U_1 é a energia calculada no trecho de ascensão das tensões normais, da origem do diagrama tensão-deformação até a tensão de pico σ_{c0} e U_{c0} é a energia de deformação da tensão de pico σ_{c0} até o valor de $2 \cdot \varepsilon_{c0}$.

Figura 108 - Área de cálculo da capacidade de absorção de energia



Fonte: O autor

Desse modo, U_1 quantifica-se a capacidade de absorção de energia do modelo que sua capacidade resistente máxima seja atingida. A dissipação de energia após a ruptura pode ser observada pela análise de U_{c0} .

A Tabela 21 apresenta os valores de energia adimensionais (U_1 e U_{c0}) e dimensionais ($U_{1,D}$ e $U_{2,D}$) da energia de deformação dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de pilares não reforçados com FRP.

Tabela 21 - Energia de deformação: Pilares sem reforço

Modelo	U_1 (adimensional)	U_{c0}	σ_{c0} (MPa)	ε_{c0} (‰)	$U_{1,D}$ (MPa · ‰)	$U_{c0,D}$
REF_0	0,73	0,87	30,7	-3,2	-71,7	-85,5
LAB_6M_0	0,72	0,85	30,8	-3,5	-77,6	-91,6
WEA_6M_0	0,71	0,75	28,6	-3,0	-60,9	-64,3

Fonte: O autor

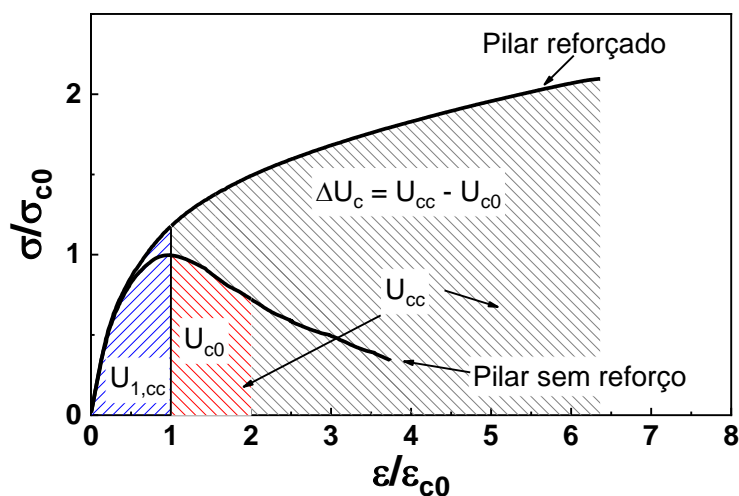
Observa-se, pela análise da Figura 100, que o modelo exposto ao intemperismo apresentou ruptura mais frágil se comparado com os laboratoriais, com uma redução de 11,5% no valor de U_{c0} . Em termos dimensionais, o modelo exposto ao intemperismo reduziu em 30,6% a energia de deformação pós tensão de pico, se comparado com o modelo de mesma idade em ambiente laboratorial.

Em termos de energia dimensional, com relação aos pilares da série REF_0 e LAB_6M_0, embora ambos apresentem mesma tensão de pico, nota-se que os pilares ensaiados após 6 meses em ambiente laboratorial apresentaram incrementos em $U_{1,D}$ e $U_{c0,D}$ de 8,2% e 7,1%, respectivamente. Esses incrementos implicam em maior deformabilidade até a carga máxima ser atingida e maior ductilidade após a ruptura, respectivamente, considerando que ambos apresentaram mesma tensão de pico.

4.4.6.2 Pilares reforçados com uma camada de GFRP

A Figura 109 apresenta a metodologia de cálculo da energia de deformação nos modelos reforçados, onde $U_{1,cc}$ é a energia de deformação até a deformação ε_{c0} , U_{cc} é a energia de deformação no intervalo de ε_{c0} até ε_{cc} , e ΔU_c é a diferença entre a energia de deformação do modelo reforçado e o modelo sem reforço.

Figura 109 - Cálculo da absorção de energia de deformação dos pilares confinados



Fonte: O autor

A Tabela 22 apresenta os valores de energia de deformação dos modelos encamisados com uma camada de GFRP obtidos por meio da integração das curvas apresentadas na Figura 101 com o auxílio do software computacional OriginLab 2018. O quociente $\Delta U_c / U_{c0}$ representa o aumento da capacidade de absorção de energia de deformação com a aplicação de uma camada de reforço em GFRP.

Tabela 22 - Energia de deformação: Pilares reforçados com uma camada de GFRP

Modelo	$U_{1,cc}$	U_{cc}	ΔU_c	$\Delta U_c / U_{c0}$	ϵ_{cc}	σ_{cc}	$U_{1,cc,D}$	$U_{cc,D}$	$\Delta U_{c,D}$
	(adimensional)				(%)	(MPa)	(% · MPa)		
REF_1	0,79	9,34	8,47	9,7	-20,6	64,4	-78,6	-929,0	-842,5
LAB_6M_1	0,79	7,76	6,91	8,1	-19,1	62,9	-85,2	-836,5	-744,9
WEA_6M_1	0,77	8,92	8,17	10,9	-18,3	59,0	-66,1	-765,3	-701,0

Fonte: O autor.

Analisando-se os valores adimensionais, percebe-se que ambos os modelos ensaiados com 6 meses reduziram a energia U_{cc} em relação ao modelo REF_1. Esse comportamento será melhor comentado no item 4.4.6.4 desta seção. O decréscimo no valor de U_{cc} foi mais significativo no modelo em ambiente laboratorial (LAB_6M_1). Isso pode ser explicado pela redução nos valores de tensão máxima e deformação axial última dos pilares deste modelo em relação aos REF_1. Simultaneamente, também, os pilares sem reforço armazenados em ambiente laboratorial apresentaram maiores valores de ϵ_{c0} , utilizados na normalização dos diagramas tensão *versus* deformação.

Observa-se pelos valores de aumento de capacidade de absorção de energia $\Delta U_c/U_{c0}$ do modelo WEA_6M_1 foi mais eficiente em comparação com os pilares de referência e em ambiente laboratorial (REF_1 e LAB_6M_1, respectivamente).

Em termos de valores dimensionais, a energia total ($U_{1,cc,D} + U_{cc,D}$) dos pilares em intemperismo (WEA_6M_1) reduziu 17,5% em relação aos de referência (REF_1), evidenciando, assim, a degradação dos pilares expostos ao ambiente externo. Entretanto, como comentado acima, o reforço foi mais eficiente (em termos de incremento de energia) para os pilares em intemperismo. Dessa forma, não é possível afirmar se o sistema de reforço degradou, apenas que o ambiente de intemperismo degradou os elementos expostos como um todo.

4.4.6.3 Pilares reforçados com duas camadas de GFRP

A Tabela 23 apresenta os valores de energia de deformação dos modelos encamisados com duas camadas de GFRP.

Tabela 23 - Energia de deformação: Pilares reforçados com duas camadas de GFRP

Modelo	$U_{1,cc}$	U_{cc}	ΔU_c	$\Delta U_c/U_{c0}$	ε_{cc}	σ_{cc}	$U_{1,cc,D}$	$U_{cc,D}$	$\Delta U_{c,D}$
	(adimensional)				(‰)	(MPa)	(‰ · MPa)		
REF_2	0,86	15,43	14,56	16,7	-25,6	87,2	-85,5	-1534,8	-1449,3
LAB_6M_2	0,88	15,59	14,74	17,3	-27,8	88,1	-94,9	-1680,6	-1585,7
WEA_6M_2	0,78	16,54	15,01	20,0	-25,5	81,0	-66,9	-1419,1	-1352,2

Fonte: O autor

Analisando-se os valores adimensionais, observa-se um comportamento oposto ao ocorrido nos pilares reforçados com uma camada de GFRP. Neste caso, a energia U_{cc} foi maior nos pilares ensaiados com 6 meses de idade em comparação com o modelo de referência (REF_2). Esse comportamento será melhor comentado no item 4.4.6.4 desta seção.

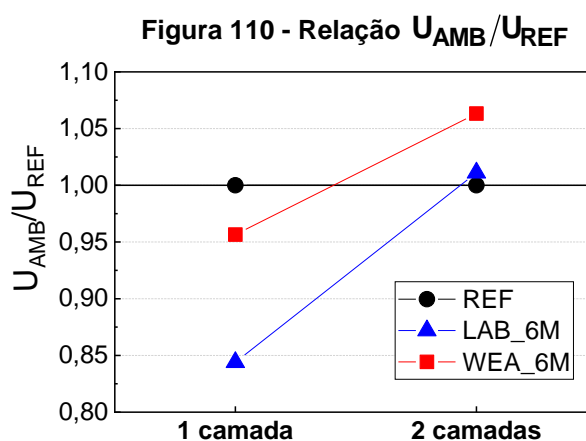
Em termos de incremento de capacidade de absorção de energia $\Delta U_c/U_{c0}$, assim como nos pilares reforçados com uma camada de GFRP, o modelo WEA_6M_1 foi mais eficiente em comparação com os pilares de referência e em ambiente laboratorial (REF_1 e LAB_6M_1, respectivamente).

Em termos de valores dimensionais, são válidas as observações realizadas para os pilares reforçados com uma camada de GFRP (ver item 4.4.6.2).

4.4.6.4 Taxa de GFRP e diferentes ambientes

Neste item são discutidas as relações de energia total ($U = U_{1,cc} + U_{cc}$) entre ambientes dos pilares reforçados. A Figura 110 ilustra, em termos adimensionais, a relação U_{AMB}/U_{REF} .

Nota-se pela análise da Figura 110 que o reforço dos pilares foi mais eficiente, em termos de incremento de energia de deformação, nos pilares expostos ao intemperismo quando comparados com os armazenados em ambiente laboratorial. Esse comportamento corrobora com a hipótese de que a degradação dos pilares expostos ao intemperismo pode ser, majoritariamente, explicada pela degradação do concreto e aço e não necessariamente por uma possível do sistema de reforço (concreto/GFRP/resina).



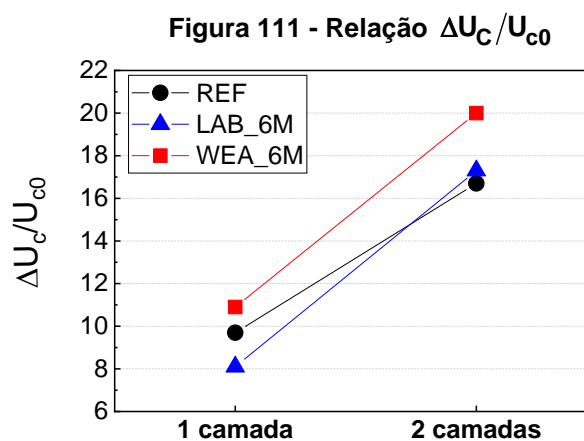
Fonte: O autor

Nos itens 4.4.6.2 e 4.4.6.3 foi observado que a energia U_{cc} foi menor nos pilares encamisados com uma camada de GFRP e maior nos encamisados com 2 camadas nos pilares ensaiados na idade de 6 meses (LAB_6M e WEA_6M) em comparação com os de referência (REF). O mesmo comportamento é observado para os valores de energia total U na Figura 110. Aparentemente, o fator tempo influenciou de forma diferente os pilares reforçados com 1 e 2 camadas de GFRP, sendo negativamente para a primeira e positivamente na segunda. Uma possível hipótese é que os agentes ambientais agiram de forma mais significativa nos pilares com menor taxa de GFRP. Resultados obtidos por Gharachorlou e Ramezaniapour (2010) corroboram com essa hipótese. Gharachorlou e Ramezaniapour (2010) submetem corpos de prova de concreto cilíndricos (150x300 mm) confinados com GFRP e CFRP à exposição de ataque de cloretos. Os resultados de resistência à compressão dos concretos confinados com 1 e 2 camadas de GFRP expostos ao ataque de cloretos mostraram reduções de 3,5% e 1,0%, respectivamente, em relação aos

de controle (não expostos ao ataque de cloretos). Em outras palavras, a perda de capacidade resistente devido à degradação por cloretos foi inversamente proporcional a taxa de GFRP utilizado no reforço. Essa análise também é válida para os resultados apresentados nas Figura 106 e Figura 107, que apresentam a relação de incremento de carga e deformabilidade dos pilares reforçados em relação aos não reforçados.

4.4.6.5 Ambientes e diferentes taxas de GFRP

A Figura 111 apresenta a relação $\Delta U_c/U_{c0}$. Nesta Figura é expresso quantas vezes a energia aumentou com a aplicação do reforço após a deformação de ruptura do pilar ter sido atingida.



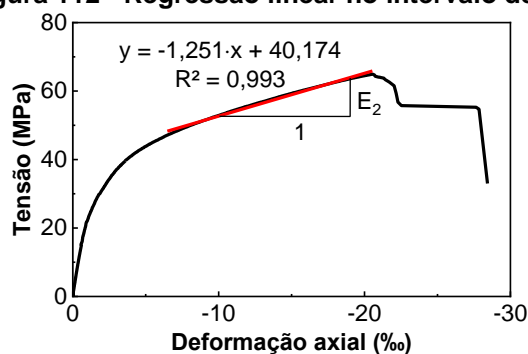
Fonte: O autor

Nota-se, pela análise da Figura, maior eficiência do sistema de reforço nos pilares em intemperismo em comparação com os de referência e laboratorial (REF e LAB_6M, respectivamente). Isso pode ser explicado devido a ruptura mais frágil observada nos pilares em intemperismo (série WEA_6M), que reduziram o valor de U_{c0} . Nota-se, também, que as retas que ligam os dados das séries ensaiadas com 6 meses (LAB_6M e WEA_6M) possuem inclinações similares, ou seja, os efeitos garantidos pelo aumento da taxa de GFRP não parecem ser influenciados pelo ambiente.

4.4.7 RIGIDEZ DO TRECHO PLÁSTICO CONFINADO (E_2)

A rigidez E_2 do trecho confinado do diagrama tensão-deformação axial foi obtida por meio de regressão linear, para o intervalo entre $2 \cdot \varepsilon_{c0}$ e ε_{cc} . A Figura 112 apresenta um exemplo obtido para o modelo REF_1 – CP1.

Figura 112 - Regressão linear no intervalo de E_2



Fonte: O autor

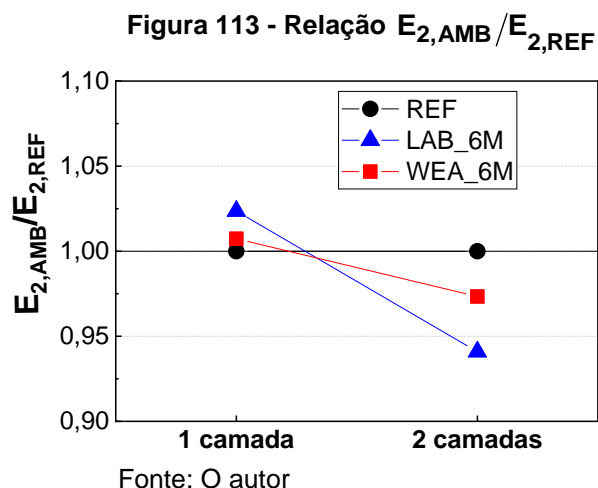
A Tabela 24 apresenta os valores de E_2 obtidos pela média de dois corpos de prova.

Tabela 24 - Valores de E_2 dos pilares reforçados

	Modelo	E_2	Varição em relação a REF (%)
1 camada de GFRP	REF_1	-1,30	-
	LAB_6M_1	-1,33	2,4
	WEA_6M_1	-1,31	0,7
2 camadas de GFRP	REF_2	-1,77	-
	LAB_6M_2	-1,67	-5,9
	WEA_6M_2	-1,72	-2,7

Fonte: O autor

Na Figura 113 é apresentada a relação $E_{2,AMB}/E_{2,REF}$. Neste diagrama os valores de rigidez E_2 são relacionados com os valores obtidos nos modelos da série REF. Pontos mais próximos da reta horizontal em y igual a 1 representam menores variações nos resultados de E_2 em comparação com os resultados de referência (REF).



Observa-se pela Figura 113 que não é houve um padrão na variação dos resultados de E_2 . Para os pilares reforçados com uma camada de GFRP, os valores de ambos os modelos ensaiados na idade de 6 meses foram ligeiramente maiores que os resultados de referência, ou seja, o confinamento foi sensivelmente mais rígido. Por outro lado, um comportamento oposto é notado quando analisados os resultados dos pilares reforçados com duas camadas de GFRP. Não houve, também, um padrão entre as séries LAB_6M e WEA_6M. Nesse contexto, não é possível correlacionar as condições de exposição e taxa de GFRP com a rigidez do trecho confinado do diagrama tensão-deformação E_2 . Para além disso, as variações percentuais foram muito baixas, o que pode ser explicado, possivelmente, por variações intrínsecas do processo de ensaio experimental.

5. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E MODELO ANALÍTICO NORMATIVO

A norma ACI 440.2R (2017) apresenta o modelo analítico proposto por Lam e Teng (2003), para dimensionamento de pilares de concreto armado encamisados com FRP. Esse modelo foi escolhido por ser de fácil aplicação com equações matemáticas explícitas sem a necessidade de processos iterativos e que descreve todo o comportamento tensão *versus* deformação do pilar comprimido. Além disso, se trata de uma norma recente e que apresenta bons resultados em termos de projeto como visto em Oliveira M. *et al* (2018).

Neste capítulo, os resultados experimentais de caracterização dos compósitos de GFRP e dos ensaios de compressão dos pilares reforçados são utilizados como parâmetros de entrada do modelo analítico supracitado. Os resultados do modelo são, então, comparados com os resultados experimentais dos pilares confinados.

Nos ensaios experimentais a ruptura dos pilares ocorria com o rompimento do compósito de GFRP. Sendo assim, no modelo analítico os valores máximos de compressão e deformação axial foram obtidos para a deformação limite do GFRP e serão comparados com os resultados experimentais. Para além disso, o ACI 440.2R (2017) limita a deformação axial em 10‰ a fim de prevenir fissurações excessivas, as quais podem resultar em perda da integridade do concreto. Assim, a tensão referente à deformação de 10‰ ($\sigma_{cc,10\%}$) também será comparada com os valores experimentais. Por fim, a inclinação da reta do trecho plástico confinado (E_2) também será analisada de forma a complementar as análises.

Duas análises são realizadas neste capítulo. Na primeira, todos os coeficientes de segurança são desconsiderados e as propriedades mecânicas dos materiais são consideradas com seus valores médios obtidos em ensaios de caracterização. Na segunda, as propriedades mecânicas dos materiais são consideradas com seus valores de projeto e os coeficientes de segurança, bem como os de ajuste do modelo são considerados conforme orienta o ACI 440.2R (2017). A Tabela 25 apresenta o valor de cada variável considerada no modelo analítico para previsão de capacidade de carga experimental e de projeto.

Tabela 25 - Variáveis de entrada do modelo analítico

Variável	Descrição	Valor na previsão de capacidade de carga experimental	Valor na previsão de capacidade de carga de projeto
C_E	Coeficiente de redução ambiental das propriedades mecânicas do FRP. Depende do tipo de fibra utilizada no FRP e do ambiente de exposição o qual é dividido em 3 tipos de ambientes: interno, externo e agressivo.	1	REF = 0,75 LAB = 0,75 WEA = 0,65
ψ_f	Coeficiente de redução adicional da pressão de confinamento exercida no concreto pelo FRP.	1	0,95
ϕ	Coeficiente de redução de resistência última do elemento estrutural. Depende do modo de ruptura do elemento estrutural.	1	0,65
κ_ε	Coeficiente de eficiência da manta de FRP. É obtido pela razão entre a deformação de ruptura do FRP em ensaios de caracterização (com tração uniaxial) e a ruptura quando utilizado no confinamento do pilar (ver 4.4).	REF_1=0,96 REF_2=0,98 LAB_6M_1=0,80 LAB_6M_2=0,85 WEA_6M_1=0,85 WEA_6M_2=0,83	0,55
f'_c	Resistência à compressão do concreto não confinado (ver Tabela 7).	f_{cm} (MPa) REF = 34,8 LAB_6M = 36,4 WEA_6M = 37,8	f_{ck} (MPa) REF = 31,1
E_c	Módulo de elasticidade do concreto (ver Tabela 7).	$E_{c,exp}$ (GPa) REF = 35,2 LAB_6M = 30,9 WEA_6M = 30,8	$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (GPa) REF = 26,2

Fonte: O autor

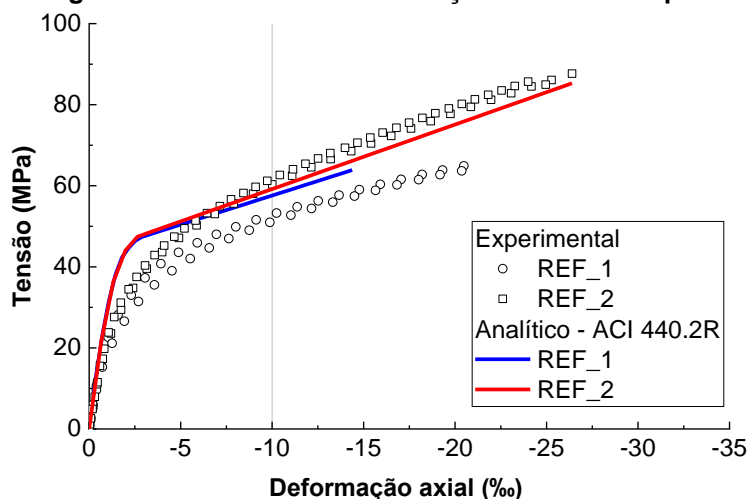
5.1 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Uma das vantagens do modelo analítico de Lam e Teng (2003) é a capacidade de descrever o comportamento tensão *versus* deformação axial de pilares confinados com FRPs. Neste item, os resultados experimentais são comparados diretamente com os resultados analíticos, sendo assim, todos os coeficientes de redução são desconsiderados. As propriedades mecânicas dos materiais são consideradas com seu valor médio obtidos

experimentalmente e a deformação limite do GFRP foi considerada com os valores registrados experimentalmente já apresentados na Tabela 20.

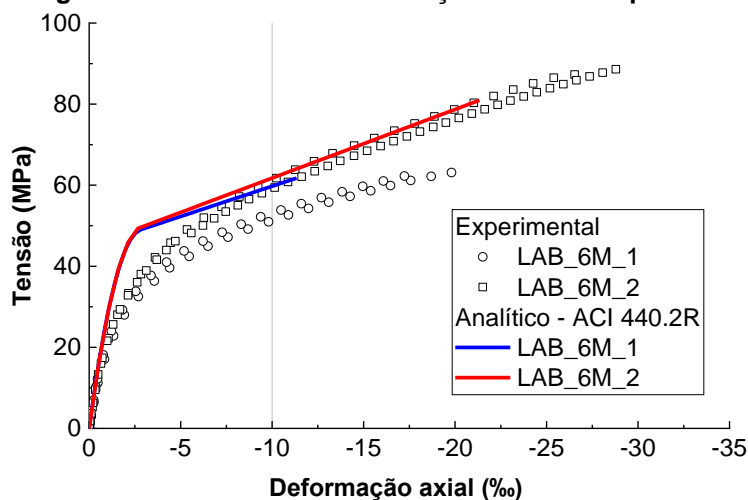
Das Figuras 114 à 116 são apresentados os diagramas tensão *versus* deformação axial médio das séries REF, LAB_6M e WEA_6M, respectivamente. Nessas Figuras são apresentados os resultados experimentais obtidos por meio da análise do resultado médio de dois corpos de prova de pilares reforçados e os obtidos pelo modelo analítico proposto pelo ACI 440.2R (2017). Como citado anteriormente, a carga resistente referente a deformação de 10‰ também é comparada. Neste contexto, nos diagramas abaixo uma linha de referência foi plotada para esta deformação.

Figura 114 - Diagrama tensão *versus* deformação teóricos e experimentais: REF



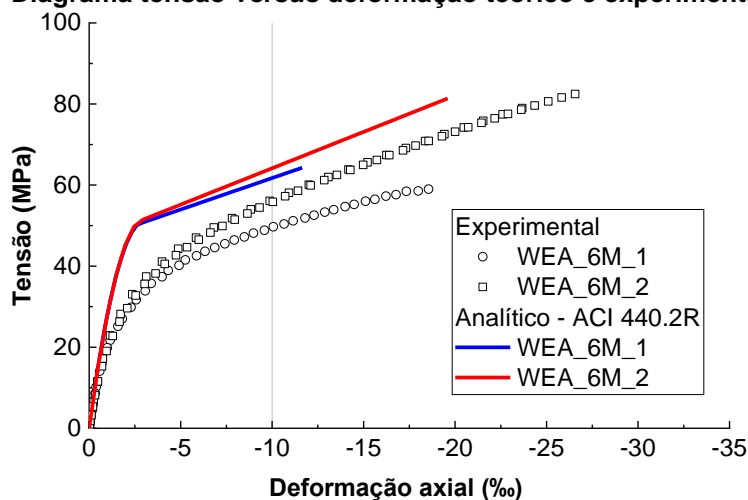
Fonte: O autor

Figura 115 – Diagrama tensão *versus* deformação teóricos experimentais: LAB_6M



Fonte: O autor

Figura 116 – Diagrama tensão versus deformação teórico e experimentais WEA_6M



Fonte: O autor

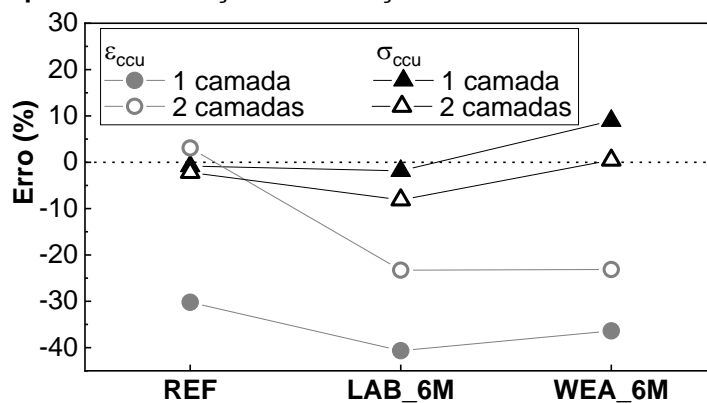
A Tabela 26 apresenta o resumo dos resultados obtidos e a comparação entre os valores teóricos e experimentais. As Figuras 117 e 118 apresentam o erro dos resultados teóricos em relação aos experimentais.

Tabela 26 - Resultados da previsão de carga experimental

Modelo	E_2 (GPa)			ϵ_{ccu} (‰)			σ_{ccu} (MPa)			$\sigma_{ccu,10\%}$ (MPa)			
	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	
REF_1	-1,46	-1,30	1,12	-14,4	-20,6	0,70	63,9	64,4	0,99	57,6	52,3	1,10	
REF_2	-1,62	-1,77	0,92	-26,4	-25,6	1,03	85,3	87,2	0,98	59,2	61,0	0,97	
LAB	6M_1	-1,52	-1,33	1,14	-11,3	-19,1	0,59	61,7	62,9	0,98	59,7	52,2	1,14
	6M_2	-1,72	-1,67	1,03	-21,3	-27,8	0,77	80,9	88,1	0,92	61,8	60,2	1,03
WEA	6M_1	-1,58	-1,31	1,21	-11,6	-18,3	0,64	64,3	59,0	1,09	61,7	49,6	1,25
	6M_2	-1,83	-1,72	1,06	-19,6	-25,5	0,77	81,4	81,0	1,00	64,1	56,1	1,14

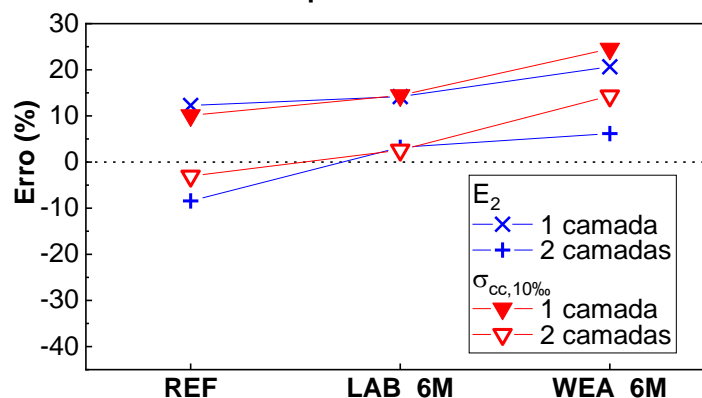
Legenda: ACI – resultados calculados segundo o ACI 440.2R (2017); e, Exp – Resultados experimentalmente obtidos. Fonte: O autor

Figura 117 - Erro na previsão da força e deformação axial última dos resultados experimentais



Fonte: O autor

Figura 118 - Erro na previsão de E_2 e tensão referente à deformação de 10‰ dos resultados experimentais



Fonte: O autor

Observa-se, pela análise das curvas tensão *versus* deformação axial e resultados da Tabela 26, que o modelo analítico apresentou maior rigidez no trecho elástico. Como citado no item 2.6.2, o diagrama tensão *versus* deformação proposto por Lam e Teng (2003) é dividido em dois trechos. O primeiro trecho compreende ao trecho elástico linear do pilar, que coincide com o do pilar não confinado, e a zona plástica de transição, enquanto o segundo trecho abrange a reta definida pela rigidez E_2 . Percebe-se, então, que o modelo analítico superestima a rigidez do primeiro trecho do gráfico. Essa diferença fica mais contrastada para os pilares expostos ao intemperismo (WEA_6M), onde os resultados experimentais ficaram notavelmente abaixo das curvas teóricas (ver Figura 116).

Quanto a tensão referente à deformação de 10‰, nota-se que as tensões resistentes foram superestimadas em todos os casos (com exceção dos corpos reforçados com duas camadas de GFRP da série REF).

Observa-se, analisando-se a Tabela 26 que, em termos gerais, o modelo analítico apresenta boa estimativa de tensão última (σ_{ccu}) em relação aos resultados experimentais. Nota-se na Figura 117, que os erros referentes a esta variável para os pilares em ambiente laboratorial foram pequenos, com valor máximo de 8%, e sempre subestimados em relação aos experimentais. Oliveira M. *et al.* (2018) baseado na campanha experimental realizada por Ferreira (2007) e Aire *et al.* (2010), verificou uma tendência de conservadorismo do modelo proposto pela norma ACI 440.2R (2017) em relação à resultados experimentais encontrados na bibliografia na previsão de tensões últimas.

Nessas pesquisas, os pilares não foram expostos a nenhum tipo de ambiente agressivo às propriedades mecânicas dos materiais constituintes do sistema de reforço. A pesquisa realizada por Aire *et al.* (2010) utilizou corpos de prova cilíndricos de concreto com resistência à compressão de 42 MPa e 69 MPa, reforçados com 3 e 6 camadas de GFRP. Embora o número

de camadas seja maior, a espessura efetiva do compósito utilizados por Aire *et al.* (2010) foi de 0,149 mm que, quando comparada com a espessura da fibra utilizada neste programa experimental (0,39 mm), resulta em uma espessura total próxima à utilizada neste trabalho. Para os pilares cilíndricos de concreto, com resistência à compressão próxima a utilizada neste trabalho, reforçados com 3 e 6 camadas de GFRP, Oliveira M. *et al.* (2018) encontraram valores de 4,3% e 16,6% inferiores aos esperados com a previsão de σ_{CCU} do modelo analítico do ACI 440.2R (2017). O aumento do erro na estimativa de σ_{CCU} com o aumento do número de camadas pode ser observado também para os resultados laboratoriais apresentados na Tabela 26.

Por outro lado, os resultados de previsão da tensão última (σ_{CCU}) para a série WEA_6M não se mostraram conservadores. Para os pilares reforçados com duas camadas de GFRP, o valor previsto de ruptura foi exato. Para os pilares reforçados com uma camada de GFRP, o valor teórico de σ_{CCU} foi 9% superior ao encontrado experimentalmente. Esse resultado não foi encontrado por Oliveira *et al.* (2018) nas comparações feitas com concretos de diferentes resistências à compressão e confinados com fibras de carbono e vidro.

O valor de σ_{CCU} superestimado para os pilares da série WEA_6M reforçados com uma camada de GFRP pode ser explicado devido à resistência média à compressão utilizados nos modelos analítico, as quais são apresentadas na Tabela 25, que foi maior do que as observadas em ambientes laboratoriais. Contudo, o desvio padrão desse ambiente também foi maior.

Quanto à deformação axial última (ε_{CCU}) nota-se, pelos erros apresentados na Figura 117, que o modelo não apresenta bons resultados teóricos em comparação com os experimentais, com exceção do pilar reforçado com 2 camadas de GFRP da série LAB_REF. O mesmo resultado foi encontrado por Oliveira *et al.* (2018) para os corpos de prova também reforçados com GFRP. Nota-se, também, que o erro diminuiu com o aumento do número de camadas de GFRP.

Em relação a tensão resistente referente à deformação axial de 10‰ ($\sigma_{CC,10\%}$), analisando-se a Figura 119, percebe-se que o modelo analítico superestimou a resistência para a maioria dos casos, com exceção dos pilares reforçados com 2 camadas da série LAB_REF, os quais apresentaram erros inferiores a 3%. Esse resultado vai contra a segurança do ponto de vista de dimensionamento estrutural uma que vez, para uma mesma deformação, o modelo normativo prevê uma carga superior a experimentalmente obtida.

Outras observações ainda podem ser feitas sobre o erro da variável $\sigma_{CC,10\%}$. Nota-se que o erro diminuiu com o aumento do número de camadas. Percebe-se, ainda, que o erro foi maior para as séries ensaiadas com 6 meses de idade. O erro também aumentou do ambiente

laboratorial em relação ao de intemperismo. Além disso, aparentemente, existe uma relação entre os erros das variáveis E_2 e $\sigma_{cc,10\%}$.

De maneira geral, o modelo analisado apresenta bons resultados na previsão de tensões últimas (σ_{ccu}). Por outro lado, a deformação axial do pilar confinado é limitada em um valor máximo de 10‰ pelo ACI 440.2R (2017) a fim de se garantir a integridade do concreto, para esta deformação os valores de tensão ($\sigma_{cc,10\%}$) do modelo analítico foram superestimados em comparação com os resultados experimentais. Para os valores de deformação axial última ε_{ccu} foram subestimados, ou seja, o modelo analítico apresentou menor deformabilidade.

5.2 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Neste item, o processo de dimensionamento apresentado pelo ACI 440.2R (2017) foi realizado considerando todos os coeficientes de segurança para obtenção dos valores de projeto. O dimensionamento foi realizado com os resultados obtidos para as idades de referência do concreto (REF) e também dos compósitos de GFRP (LAB_REF). Os resultados obtidos são comparados com os resultados experimentais das séries REF, LAB_6M e WEA_6M. O coeficiente de redução ambiental C_E foi considerado 0,75 para os pilares em ambiente laboratorial e 0,65 para o ambiente de intemperismo, conforme orienta o ACI 440.2R (2017). Um resumo dos parâmetros adotados no modelo analítico pode ser consultado na Tabela 25.

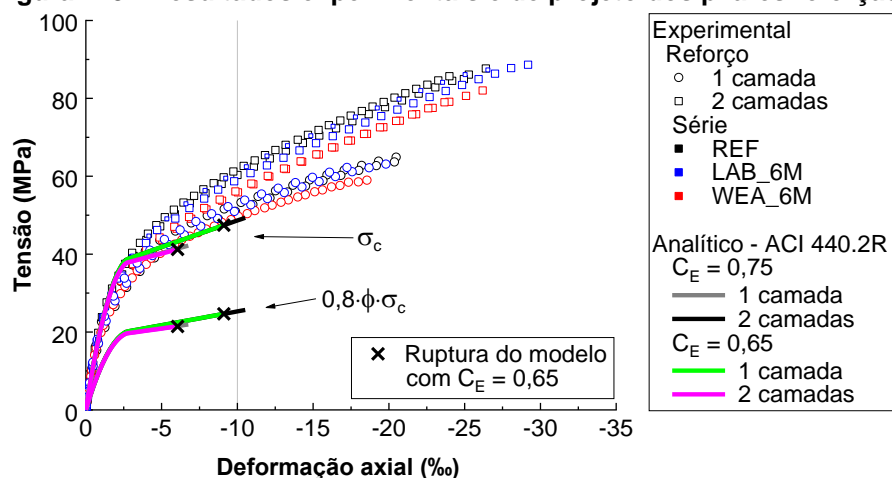
Como apresentado no item 4.8, a força obtida pelo modelo de Lam e Teng (2003) deve ser multiplicada pelos coeficientes redutores 0,8 e ϕ . O valor 0,8 é utilizado para pilares com estribos circulares e leva em conta excentricidades acidentais em elementos submetidos a tensão axial pura. O coeficiente ϕ é igual à 0,65 para elementos de concreto armado cujo o modo de ruptura seja o esmagamento do concreto sem que tenha ocorrido o escoamento do aço devido à esforços de tração.

Na Figura 119 são apresentados os diagramas tensão *versus* deformação obtidas pelo modelo analítico do ACI 440.2R (2017), com e sem os coeficientes 0,8 e ϕ . Também são apresentados os resultados experimentais médios obtidos a partir dos ensaios de pilares das séries REF, LAB_6M e WEA_6M.

Nota-se que a variação do coeficiente C_E só influenciou significativamente na expectativa de tensão última e deformação axial de ruptura. Para os pontos que antecedem esses, a curva tensão-deformação do modelo analítico são sobrepostas para um mesmo número de camadas de GFRP.

Na análise realizada na seção 5.1 percebe-se que o modelo analítico superestima o trecho elástico dos pilares reforçados em relação aos resultados experimentais. Ao se observar as curvas sem a redução de $0,8 \cdot \phi$, nota-se que o mesmo não ocorreu neste caso. Isso pode ser explicado pelos diferentes valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade utilizados em cada situação. Naquela, utilizou-se os valores médios observados experimentalmente, enquanto nesta, foi considerado o valor de resistência característica à compressão e módulo de elasticidade calculados tal como apresentado na Tabela 25.

Figura 119 - Resultados experimentais e de projeto dos pilares reforçados



Fonte: O autor

Os valores de tensões e deformações últimos foram considerados para o modo de ruptura no compósito de GFRP. A ruptura do GFRP, por sua vez, foi influenciada pelo coeficiente de redução ambiental C_E e pelo coeficiente de eficiência do FRP κ_ϵ , indicado como 0,55 pelo ACI 440.2R (2017), valor 31% inferior ao menor valor observado experimentalmente (ver Tabela 20). A soma desses fatores, somados às propriedades mecânicas reduzidas do concreto, justificam os valores inferiores de tensão máxima e deformação axial obtidos pelo modelo analítico mesmo antes da redução garantida pelo produto $0,8 \cdot \phi$.

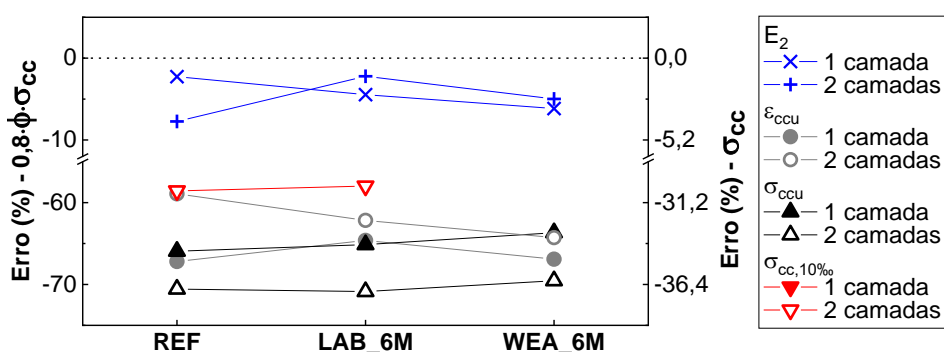
A Tabela 27 apresenta o resumo dos resultados obtidos e a comparação entre os valores teóricos e experimentais. Nessa tabela, os valores teóricos já consideram a influência dos coeficientes redutores $0,8 \cdot \phi$. A Figura 120 apresenta o erro dos resultados teóricos em relação aos experimentais. Nessa figura, os valores dos erros obtidos com e sem a consideração dos coeficientes $0,8 \cdot \phi$ são representados nos eixos verticais à esquerda e direita, respectivamente.

Tabela 27 - Resultados experimentais e de projeto dos pilares reforçados

Modelo	E_2 (GPa)			ε_{ccu} (‰)			σ_{ccu} (MPa)			$\sigma_{cc,10‰}$ (MPa)			
	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	ACI	Exp	ACI/Exp	
LAB	REF_1	-1,27	-1,30	0,98	-6,8	-20,6	0,33	21,9	64,4	0,34	-	52,3	-
	REF_2	-1,63	-1,77	0,92	-10,5	-25,6	0,41	25,7	87,2	0,29	25,3	61,0	0,41
	6M_1	-1,27	-1,33	0,96	-6,8	-19,1	0,35	21,9	62,9	0,35	-	52,2	-
	6M_2	-1,63	-1,67	0,98	-10,5	-27,8	0,38	25,7	88,1	0,29	25,3	60,2	0,42
WEA	6M_1	-1,23	-1,31	0,94	-6,1	-18,3	0,33	21,4	59,0	0,36	-	49,6	-
	6M_2	-1,63	-1,72	0,95	-9,1	-25,5	0,36	24,7	81,0	0,30	-	56,1	-

Legenda: ACI – resultados do ACI 440.2R (2017) e Exp – Resultados obtidos experimentalmente.
Fonte: O autor

Figura 120 - Erro entre os valores de projeto e experimentais



Fonte: O autor

Analisando os resultados, percebe-se que o erro dos valores de tensões máximas aumentou com o aumento da taxa de GFRP. Contudo, mesmo para o pior caso, a tensão última de projeto ficou mais de 60% abaixo da observada experimentalmente. Para os pilares reforçados com duas camadas, o erro mínimo foi de aproximadamente 70%.

Quanto a comparação dos valores de tensão referentes à deformação de 10‰, apenas os modelos reforçados com duas camadas e ambiente laboratorial atingiram essa deformação. Os resultados de tensão resistente, nesse caso, foram menos conservadores do que os de tensão última.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho é baseado na avaliação experimental do comportamento estrutural e da possível degradação do sistema de reforço de pilares curtos de concreto armado de seção transversal circular confinados com GFRP. O programa experimental foi organizado em três séries com diferentes condições ambientais. A primeira consistiu em ensaios de referência, sem exposição a nenhum tipo de ambiente agressivo. A segunda em pilares armazenados por 6 meses em ambiente laboratorial e, por fim, a terceira série consistiu em pilares expostos ao intemperismo (ambiente externo) por um período, também, de 6 meses. Para cada série, três diferentes configurações de reforço foram testadas, nomeadamente, 2 pilares sem reforço, 2 pilares confinados com 1 camada de GFRP e 2 pilares confinados com 2 camadas de GFRP. Avaliou-se, então, a influência da condição de exposição e taxa de GFRP. As variáveis analisadas foram tensão máxima, deformabilidade, absorção de energia de deformação e a inclinação (rigidez) do trecho confinado no diagrama tensão *versus* deformação dos ensaios de compressão axial dos pilares.

Resinas epoxídicas (do tipo *primer* e de laminação) e compósitos de GFRP também foram expostos a degradação temporal nos mesmos cenários. Para cada ambiente, cinco corpos de prova para cada idade de ensaio foram armazenados em ambiente laboratorial expostos às intempéries. Ensaios de tração uniaxial foram realizados para as idades de referência (7 e 14 dias) (referência) e após 4, 8 e 12 meses de exposição aos ambientes previamente apresentados. Os resultados experimentais obtidos foram analisados com testes de análise de variância (ANOVA) e de comparação de médias (Tukey) para avaliação da possível degradação temporal desses materiais.

O modelo teórico de dimensionamento apresentado pelo ACI 440.2R (2017) foi comparado com os resultados experimentais sobre duas perspectivas. Na primeira, resultados experimentais foram considerados nas variáveis de entrada do modelo e todos os coeficientes de redução da resistência foram desconsiderados. Avaliou-se, então, o modelo teórico proposto por Lam e Teng (2003) e sua precisão para prever o comportamento tensão *versus* deformação, tensão máxima e deformação axial última dos resultados experimentais. Na segunda, o dimensionamento do pilar seguiu as recomendações de projeto (com os coeficientes de segurança) propostas pelo ACI 440.2R (2017) e avaliou-se valores de projeto com resultados experimentais.

Quanto aos resultados obtidos das resinas epoxídicas, observou-se a degradação das propriedades mecânicas analisada ao longo do tempo em ambos os ambientes de exposição, seja laboratorial ou de intemperismo. Em ambiente laboratorial a degradação ocorre de forma mais lenta e menos significativa, chegando ao valor máximo de redução de 27% na resistência à tração e alterações mais discretas nos valores médios do módulo de elasticidade. A exposição ao intemperismo, por outro lado, provocou reduções bruscas nos valores médios de resistência à tração já nos primeiros 4 meses de ensaio, além disso, alterações na cor do polímero e alteração no modo de ruptura de dúctil para frágil. Após esse período o intemperismo não provocou grandes variações nos valores médios de resistência à tração ou módulo de elasticidade.

Em ambiente laboratorial a Resina A (*primer*) apresentou uma perda de 14,6% na resistência à tração com um ano de exposição sem que houvesse alterações na coloração do polímero ou nos modos de ruptura dos corpos de prova ensaiados à tração. Quando exposta ao intemperismo, a Resina A (*primer*) apresentou decréscimo de 47% no valor de tensão máxima e mudança no modo de ruptura (de dúctil para frágil). O módulo de elasticidade, em ambos os casos, não sofreu variações estatisticamente significantes independentemente da idade de ensaio. Contudo, nota-se uma tendência de redução do valor médio ao longo do tempo.

A resina de laminação (Resina B) foi mais afetada pelo intemperismo em comparação com a Resina A. Com 4 meses de exposição a redução no valor de tensão máxima foi de 63% e, também, houve mudança no modo de ruptura, passando de dúctil para frágil. O módulo de elasticidade reduziu com o aumento do tempo de exposição, sendo, respectivamente, 21%, 28% e 31% de decréscimo para 4, 8 e 12 meses de exposição. Quando armazenada em ambiente laboratorial, a Resina B não apresentou variações estatisticamente significantes nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade nos 4 primeiros meses de exposição. Contudo, nos ensaios de 8 meses, reduções de 24% e 18% nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade, respectivamente, foram observadas em relação aos resultados de referência.

De maneira geral, tanto o ambiente laboratorial quanto a exposição ao intemperismo degradaram as resinas epoxídicas avaliadas. Para o ambiente laboratorial observou-se reduções nos valores de tensão máxima de ambas as resinas. Contudo, apenas o módulo de elasticidade da Resina B sofreu degradação. Também não foram observadas mudanças no modo de ruptura em ambiente laboratorial, mesmo com a diminuição do valor médio da tensão máxima. A exposição ao ambiente de intemperismo, por sua vez, reduziu a tensão máxima, módulo de elasticidade e alterou o modo de ruptura das resinas de dúctil para frágil.

Quanto ao programa experimental dos compósitos de GFRP, notou-se que os valores de tensão máxima e módulo de elasticidade não sofreram variações estatisticamente significantes ao longo do tempo, independente do ambiente de exposição. Como comentado, a resina de laminação degradou em ambos os ambientes. Dessa forma, a não degradação das propriedades mecânicas do compósito de GFRP pode ser atribuída a integridade da fibra de vidro, principal responsável na resistência à tração e rigidez no compósito.

Quanto ao programa experimental dos pilares reforçados com GFRP, observou-se a eficiência do sistema de reforço por confinamento com GFRP, com incrementos de capacidade de carga na ordem de 2 e 2,8 vezes dos pilares reforçados em relação aos sem reforço, independentemente do ambiente de exposição. Contudo, em termos de degradação, nos pilares expostos ao intemperismo houve uma redução na ordem de 7% no valor da tensão máxima de compressão para todas as configurações de reforço (sem reforço, reforçado com 1 e 2 camadas de GFRP). Os pilares armazenados em ambiente laboratorial não apresentaram variações significativas nos valores médios de tensão máxima em relação aos pilares de referência.

A deformabilidade aumentou expressivamente nos pilares confinados por GFRP em relação aos sem reforço. Os menores incrementos de deformabilidade ocorreram para os pilares armazenados em ambiente laboratorial e ensaiados após 6 meses, sendo de aproximadamente 5,5 e 8 vezes, para os pilares reforçados com 1 e 2 camadas de GFRP, respectivamente, em relação aos pilares sem reforço. Os pilares expostos ao intemperismo apresentaram melhores incrementos de deformabilidade em relação aos armazenados em ambiente laboratorial, com valores 6 e 8,5 vezes. Isso ocorreu pois os pilares sem reforço expostos ao intemperismo também degradaram em termos de capacidade de carga e deformação axial.

As análises de energia de deformação foram feitas a partir das curvas normalizadas para cada série. Notou-se que os pilares sem reforço expostos ao intemperismo apresentaram ruptura mais frágil se comparados com os de referência ou ambiente laboratorial.

Em termos de valores dimensionais, reduções de aproximadamente 26%, 10% e 16% nos valores de energia de deformação total para os pilares sem reforço, reforçados com 1 camada e reforçados com duas camadas de GFRP, respectivamente, foram observadas nos pilares em intemperismo em relação aos armazenados em ambiente laboratorial. Percebeu-se, então, quanto a energia de deformação dimensional, que o intemperismo degradou principalmente os pilares sem reforço. Embora os pilares reforçados expostos ao intemperismo também tenham degradado, em termos de índice de incremento de energia ($\Delta U_c/U_{c0}$), estes foram mais eficientes do que os de referência e em ambiente laboratorial.

Não foram observadas correlações nos valores de rigidez E_2 com as condições de exposição. Os valores de E_2 aumentaram com o aumento do número de camadas utilizadas no encamisamento do pilar.

Pelas análises das variáveis avaliadas no programa experimental dos pilares reforçados com GFRP observou-se que os expostos ao intemperismo sofreram degradação. Essa degradação é observada em termos de tensão máxima, deformação axial última e absorção de energia. Contudo, é importante destacar que o pilar sem reforço também degradou em mesma, ou maior, intensidade em relação aos pilares reforçados, dependendo do indicador analisado. Somado a isso, os índices de eficiência do sistema de reforço (nomeadamente, incremento de capacidade de carga, deformabilidade e de capacidade de absorção de energia dos pilares reforçados em relação aos não reforçados) dos pilares em intemperismo não mostraram desempenho inferior aos dos pilares de referência ou em ambiente laboratorial. Dessa forma, a degradação que ocorreu nos pilares expostos ao intemperismo pode ser, majoritariamente, explicada pela degradação do concreto e/ou do aço, e não necessariamente do sistema de reforço com GFRP.

Neste contexto, observa-se que, mesmo com reduções expressivas nas propriedades mecânicas das resinas epoxídicas, os valores das propriedades mecânicas avaliadas do compósito de GFRP não apresentaram reduções. Somado a isso, os pilares expostos ao intemperismo também não apresentaram reduções significativas em termos de eficiência do sistema de reforço. Sendo assim, o desempenho dos pilares reforçados com GFRP parece ser mais intimamente ligado ao comportamento do compósito do que da resina.

Observou-se, também, a importância de expor elementos não reforçados em mesmas condições de deterioração dos reforçados para estudos de degradação temporal. Nesta pesquisa, a ausência do corpo de prova sem reforço exposto ao intemperismo poderia ter levado a conclusões equivocadas sobre a degradação do sistema de reforço.

O modelo analítico apresentado pelo ACI 440.2R mostrou boa capacidade de prever a tensão máxima dos pilares reforçados, com um erro máximo de 9%. O modelo subestimou a tensão máxima para todos os pilares em ambiente laboratorial. Entretanto, nos pilares expostos ao intemperismo, valores teóricos acima dos experimentais foram obtidos. Quanto a previsão de deformação axial última, assim como em Oliveira M. *et al.* (2018), o modelo analítico não apresentou bons resultados. Contudo, notou-se a diminuição do valor do erro com o aumento do número de camadas utilizadas no reforço dos pilares.

O ACI 440.2R (2017) limita a deformação axial dos pilares confinados com FRPs em 10‰ para se evitar danos excessivos ao concreto confinado. Para esta deformação, o modelo

analítico superestimou todos os resultados de tensão máxima, com exceção do pilar de referência reforçado com 2 camadas de GFRP. O maior erro ocorreu para o pilar reforçado com 1 camada exposto ao intemperismo, onde superestimou-se a tensão máxima em 25%.

Em uma segunda análise, os pilares foram dimensionados considerando todos os fatores de projeto e coeficientes de redução apresentados pelo ACI 440.2R (2017). Os resultados obtidos apresentaram uma estimativa de carga máxima de aproximadamente 65% e 70% inferiores ao observado experimentalmente para os pilares reforçados com uma e duas camadas, respectivamente. Os resultados de deformação axial última também foram conservadores, com erros superiores a 60% em comparação com os resultados experimentais. Para além disso, o compósito de GFRP não apresentou degradação nas propriedades mecânicas avaliadas neste trabalho (resistência à tração e módulo de elasticidade). Dessa forma, o coeficiente de redução ambiental apresentado pelo ACI 440.2R (2018) foi conservador na estimativa para este caso.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A degradação das resinas epoxídicas expostas ao intemperismo ocorreu de forma mais intensa nos primeiros meses de exposição. Neste trabalho, nos ensaios realizados com 4 meses as resinas epoxídicas já apresentaram valores de tensão máxima e módulo de elasticidade estatisticamente equivalentes aos resultados de 12 meses. Dessa forma, a velocidade ao qual a degradação ocorre não ficou bem esclarecida. Ensaios experimentais com menores tempos de exposição podem responder essas questões.

As resinas em ambiente laboratorial apresentaram um resultado inesperado e degradaram ao longo do tempo. Dentre os principais fatores que podem degradar as resinas epoxídicas pode-se citar a temperatura, umidade e exposição à raios ultravioletas. Em ambiente laboratorial, as resinas não ficaram expostas a raios ultravioletas que poderiam ter causado essas reduções. A temperatura média foi de 23,3°C, bem abaixo da temperatura de transição vítrea da resina. Uma hipótese é que as resinas estejam absorvendo umidade do ar, o que poderia ter provocado as reduções nos valores de tensão máxima e módulo de elasticidade. Outra hipótese é que as resinas estejam sofrendo reações químicas ao longo do tempo. Ensaios de caracterização das propriedades químicas das resinas epoxídicas e aferições da massa dos corpos de prova ao longo do tempo podem testar essas hipóteses.

Os compósitos de GFRP não degradaram suas propriedades mecânicas nos 12 primeiros meses de exposição ao intemperismo. Contudo, foram observadas o surgimento de

fissuras na matriz polimérica nos ensaios de tração axial. Essas fissuras surgiram em deformações inferiores às de ruptura. Em uma situação prática de reforço, o elemento estrutural se deforma no decorrer de sua vida útil, que pode ocorrer com mais frequência devido a variações nas cargas solicitantes ou por dilatação térmica. Essas deformações nos elementos estruturais, por sua vez, podem provocar fissuras na matriz polimérica do GFRP que criam novos caminhos para agentes agressivos (por exemplo, a umidade) atingirem e degradarem as fibras, o que pode acelerar o processo de degradação do compósito. Pesquisas com GFRP expostos ao intemperismo e aplicações cíclicas de cargas ao longo do tempo podem responder a esta questão.

Aparentemente, o fator tempo influenciou de forma diferente os pilares reforçados com uma e duas camadas de GFRP, independentemente do ambiente de exposição (laboratorial ou intemperismo). Observou-se, também, que os corpos de prova de caracterização do concreto não apresentaram redução no valor de resistência à compressão. Simultaneamente a isto, os pilares sem reforço degradaram. Devido a essas incertezas, não foi possível identificar individualmente quais foram os mecanismos que provocaram a degradação dos pilares expostos ao intemperismo, sejam eles sem ou com a presença do reforço, apenas que o intemperismo provocou a degradação dos pilares e que o sistema de reforço se manteve eficiente no incremento de capacidade de carga, deformabilidade e energia de deformação. Ensaio de caracterização das propriedades químicas e físicas dos materiais constituintes do sistema de reforço (concreto, resina e fibras) após a exposição ao intemperismo podem contribuir para um melhor entendimento desse fenômeno.

7. REFERÊNCIAS

AIRE, C.; GETTU, R.; CASAS, J. R.; MARQUES, S. e MARQUES, D. Estudio experimental y modelo teórico del hormigón confinado con fibras (FRP). **Materiales de Construcción**, v. 60, n. 297, p. 19-31, 2010.

ALVARES, C. A.; STAPE, J. L.; SENTELHAS, P. C.; GONÇALVES, J. L. M. e SPAROVEK, G. Köppen's climate classification map for Brazil. **Meteorologische Zeitschrift**, v. 22, n. 6, p. 711-728, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-17** – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. 2017.

_____**ACI 440.9R-15** – Guide to accelerated conditioning protocols for durability assessment of internal and external fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement. 2015.

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

_____**NBR 5739**: Concreto – ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____**NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____**NBR 6892-1**: Materiais metálicos – ensaio de tração - Parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

_____**NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo elástico de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

BELARBI, A.; BAE, S. An experimental study on the effect of environmental exposures and corrosion on RC columns with FRP composite jackets. **Composites Part B: Engineering**, v. 38, n. 5-6, p. 674-684, 2007.

BISCAIA, H. E. C. C. **Comportamento e modelação da ligação GFRP/betão em elementos de betão armado expostos a ambientes agressivos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.

CARNEIRO, L. A. V.; TEIXEIRA, A. M. A. J. Propriedades e características dos materiais compósitos poliméricos aplicados na engenharia e construção. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, v.3, p. 54-66, 2008.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósitos de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 208 p. São Carlos, SP, 2002.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. Tese (Doutorado)

– Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 267 p. São Carlos, SP, 2005.

CHASTRE, C. Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão – potencialidade e limitações. **REHABEND 2014 – Congresso Latinoamericano “Patología de la construcción, Tecnología de la rehabilitación y gestion del patrimonio”**. Santander, Espanha. 10p. 2014.

DALFRÉ, G. M. **Flexural and shear strengthening of RC elements**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2013.

El-Gamal, S.; Al-Jabri, K.; Al-Mahri, A.; Al-Mahrouqi, S. Effects of elevated temperatures on the compressive strength capacity of concrete cylinders confined with FRP sheets: An experimental investigation. **International Journal of Polymer Science**, vol. 2015, 2015.

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.

ESCOBAL, A. D.; DALFRÉ, G. M. **Caracterização da degradação de adesivos estruturais utilizados em sistemas de reforço de estrutura de concreto armado**. Relatório científico de progresso. Projeto FAPESP – Processo 2016/20025-6. São Carlos, SP, 2017.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETÓN. **Bulletin 14**: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Lausanne, Switzerland, p. 130, 2001.

_____. **Bulletin 35**: Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs. Lausanne, Switzerland, p. 2017, 2006.

_____. **Bulletin 40**: FRP reinforcement in RC structures. Lausanne, Switzerland, p. 147, 2007.

FERREIRA, D. R. S. M. **Confinamento de elementos de pilar de betão de secção circular com manta de CFRP – Investigação experimental e analítica**. Tese (Doutorado) – Universidade do Minho. 192 p. Minho, Portugal, 2007.

FIGUEIRA, S. P. S. **Reforço de pilares por confinamento com mantas de fibras de carbono: avaliação de modelos de comportamento**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil). Universidade da Madeira, 2016.

FONSECA, B. S. da; CASTELA, A. S.; FERREIRA, M.G.S.; DUARTE, R.G.; MONTEMOR, M. F. Corrosão de armadura de cilindros de betão confinados por duas camadas de GFRP avaliada por impedância electroquímica. **Corrosão e Protecção de Materiais**, vol. 32, n. 3, p. 70-74, 2013.

GADVE, S.; MUKHERJEE A.; MALHOTRA S. Corrosion of steel reinforcements embedded in FRP wrapped concret. **Construction and Building Materials**, vol 23, p. 153-161, 2009.

GHARACHORLOU, A.; RAMEZANIANPOUR, A.A. Durability of concrete cylinder specimens strengthened with FRP laminates under penetration of chloride ions. **International Journal of Civil Engineering**. vol. 8, No. 4, 2010.

GREEN, M. F.; BISBY, L. A.; FAM, A.Z.; KODUR, V.K.R. FRP confined concrete columns: Behaviour under extreme conditions. **Cement & Concrete Composites**, vol. 28, p. 928-937, 2006.

HOMAM, S. M. e SHEIKH, S.A. Durability of fiber reinforced polymers used in concrete structures. **Proceedings of the 3rd international conference on advanced materials in bridges and structures**, p. 751-758, Ottawa, Canada. 2000.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 527-1**: Plastics - determination of tensile properties - Part 1: General principles. Geneva, Switzerland, 5 pp, 2012.

_____**ISO 527-2**: Plastics - determination of tensile properties - Part 2: test conditions for moulding and extrusion plastics. Geneva, Switzerland, 5 pp, 2012.

_____**ISO 527-5**: Plastics - determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites. Geneva, Switzerland, 5 pp, 2012.

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.

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.

MATTHYS, Stijn. **Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement**. Thesis (doctor of Applied Sciences) - Ghent University, 2000.

MICELLI, F.; MAZZOTTA, R.; LEONE, M.; AIELLO, M. A. Review study on the durability of FRP-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**, vol. 19, No. 3, p. 04014056, 2014.

OLIVEIRA, M. C.; POSTERLLI, M. C.; FERREIRA, D. C. e 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.

OLIVEIRA, D. S. **Reforço de pilares de concreto armado de seção transversal retangular mobilizando efeitos de confinamento**. Tese (Doutor em Engenharia Civil – Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2017.

OWENS CORNING. **Reforço de fibra de vidro - Guia de resistência química**. 2011.

PESSIKI, S.; HARRIES, K.A.; KESTNER, J. T.; SAUSE, R. e RICLES, J. Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets. **Journal of Composites for Construction**, v. 5, n. 4, p. 237-245, 2001.

PORTER, M. L.; HARRIES, K. Future Directions for research in FRP composites in concrete construction. **Journal of Composites for Construction**, v. 11, n. 11, p. 252 – 257, 2007.

SAADATMANESH, H.; TAVAKKOLIZADEH, M. e MOSTOFINEJAD, D. Environmental effects on mechanical properties of wet lay-up fiber-reinforced polymer. **ACI materials journal**, v. 107, n. 3, p. 267-274, 2010.

SEONG, L. Y. **Durability of fiber reinforced polymer composites under tropical climate**. Thesis (Mastrer of Engineering) – Department of Civil Engineering, Mational University of Singapore, 2003.

SILVA, A. S. **Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2002.

SPOELSTRA, Marijn R.; MONTI, Giorgio. FRP-confined concrete model. **Journal of composites for construction**, v. 3, n. 3, p. 143-150, 1999.

TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-art review. **Structures & Buildings**, vol. 156, p. 51-62, 2003.

WANG, J.; GANGARAO, H.; LIANG, R. e LIU, W. Durability and prediction models of fiber-reinforced polymer composites under various environmental conditions: A critical review. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, v. 35, n. 3, p. 179-211, 2015.

YAN, L.; CHOUW, N.; JAYARAMAN, K. Effect of UV and water spraying on the mechanical properties of flax fabric reinforced polymer composites used for civil engineering applications. **Materials & Design**, v. 71, p. 17-25, 2015.

APÊNDICE

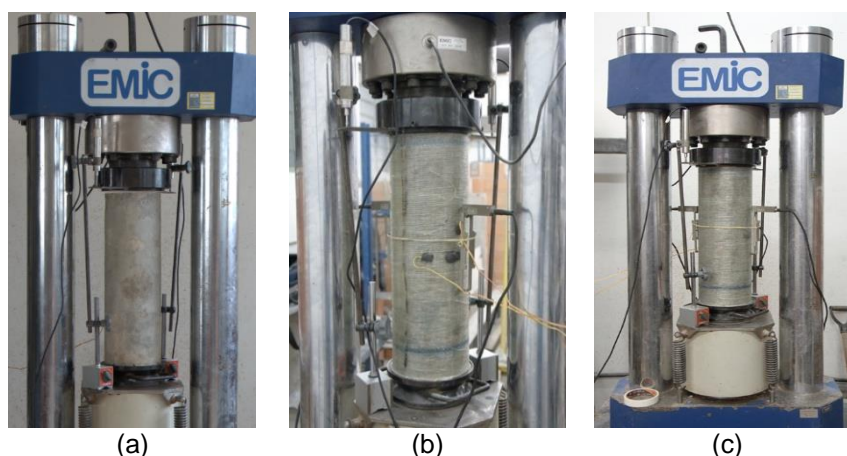
A – ENSAIO PILOTO E CORREÇÃO DOS VALORES DE DEFORMAÇÃO AXIAL

Com o objetivo de testar e validar a metodologia e instrumentação adotada no programa experimental, ensaio piloto em dois pilares foi realizado, dos quais um dos pilares não possuía qualquer tipo de reforço (referência) e o segundo pilar foi reforçado com 2 camadas de manta de GFRP. A notação utilizada para identificação dos pilares foi G30_x, onde “G” refere-se ao tipo de fibra utilizada no FRP (fibra de vidro), “30” refere-se à resistência característica do concreto à compressão (30MPa) e “x” está relacionado ao número de camadas de material de reforço aplicadas nos pilares (0 para o de referência e 2 para o reforçado).

A instrumentação utilizada foi baseada na descrita no item 3.1.5. Entretanto, para aferição das deformações no GFRP, utilizou-se apenas um SG, aplicado paralelamente as fibras e posicionado no centro do pilar. Os LVDTs utilizados nos ensaios piloto possuíam campo de medição de $\pm 25\text{mm}$. Extensômetros elétricos (SG) iguais os descritos no item 3.1.5, foram instalados na direção do eixo do pilar para aferição das deformações axiais.

A Figura 121 apresenta o arranjo de ensaio.

Figura 121 - Pilares do ensaio piloto



Legenda: (a) pilar piloto sem reforço (G30_0); (b) e (c) pilar piloto reforçado com 2 camadas de GFRP (G30_2). Fonte: o autor

Os principais resultados obtidos nos ensaios pilotos são apresentados na Tabela 28, onde σ_{\max} é a tensão máxima registrada no ensaio, $\varepsilon_{\sigma_{\max}}$ é a deformação axial do pilar para σ_{\max} e o incremento da capacidade de carga do pilar reforçado.

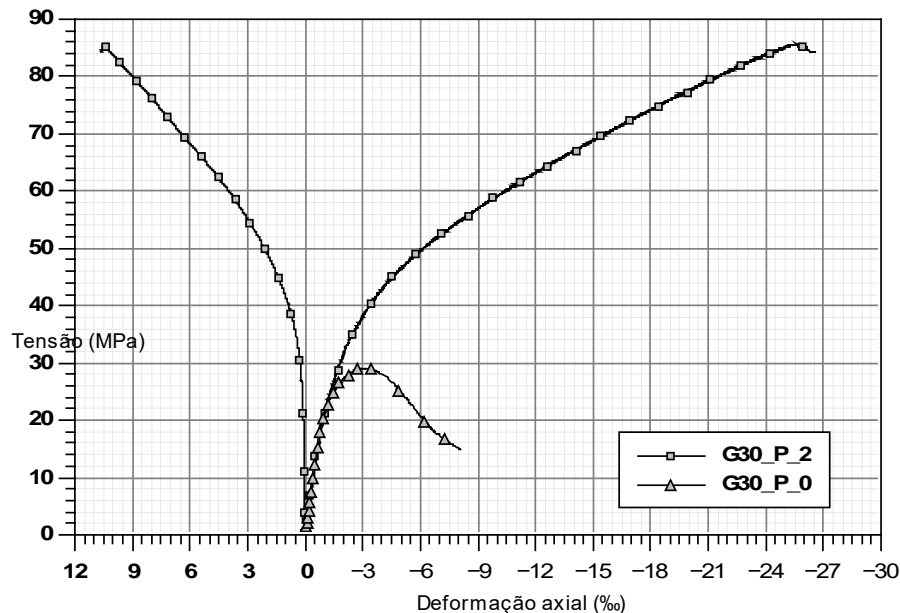
Tabela 28 - Principais resultados obtidos no ensaio piloto

Pilar	Identificação	σ_{\max} (kN)	$\varepsilon_{\sigma_{\max}}$ (‰)	Incremento da capacidade de carga (%)
Sem reforço	G30_0	29,03	3,12	-
Reforçado	G30_2	85,68	25,57	195,14

Fonte: O autor

As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios piloto são apresentadas na Figura 122. Vale ressaltar que as curvas apresentadas nesta Figura já são corrigidas conforme o que será descrito no item A.1 deste apêndice.

Figura 122 - Diagrama tensão versus deformação obtidos no ensaio piloto



Após a realização dos ensaios piloto foi possível constatar que:

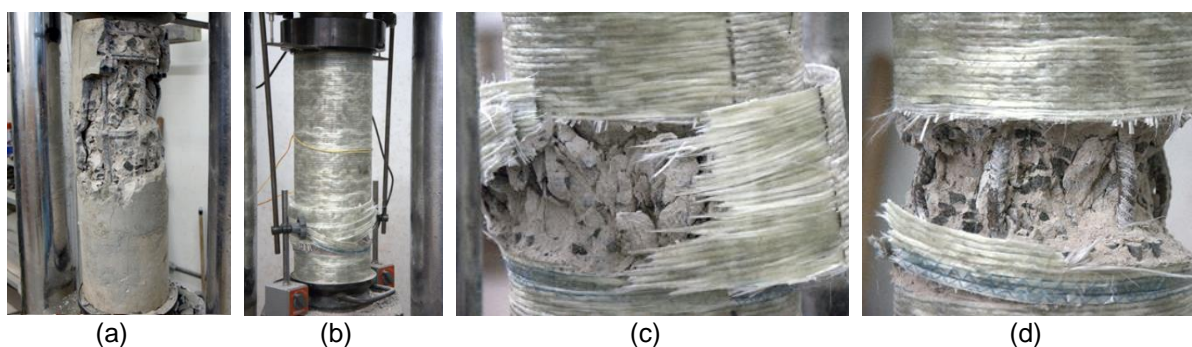
- Os LVDTs com curso de ± 25 mm, embora apresentem maior campo de leitura, demonstraram considerável ruído nas leituras. Isso foi mais perceptível no pilar sem reforço, no qual as deformações totais foram menores. Em nenhum dos ensaios houve problemas com fim de curso dos LVDT. Dessa forma, para os ensaios definitivos foram

utilizados LVDTs que, embora apresentem um campo de leitura inferior (± 20 mm), possuem maior precisão de leitura;

- Os extensômetros elétricos posicionados na direção longitudinal do pilar obtiveram leituras não condizentes com o fenômeno real quando comparados com as leituras dos *clipgages*;
- O extensômetro elétrico (SG) posicionado no sentido das fibras no GFRP mostrou resultados condizentes com o esperado. Entretanto, como a ruptura do compósito ocorreu em região diferente da posição de leitura do SG, há evidências da necessidade de se instrumentar as fibras em diferentes alturas ao longo do pilar;
- A carga máxima necessária para ruptura dos pilares do programa definitivo seria próxima de 140 tf, dentro dos limites da máquina de ensaios disponível no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

A Figura 123 apresenta os modos de ruptura dos pilares dos ensaios piloto. Para o pilar de referência (Figura 123a) percebe-se que a ruptura ocorreu por flambagem da armadura longitudinal com conseqüente ruptura do concreto de cobertura. Para o pilar reforçado, verifica-se a ruptura do GFRP e flambagem da armadura longitudinal na região entre estribos (ver Figura 123d), assim como no pilar sem reforço.

Figura 123 - Ruptura dos pilares do ensaio piloto



Legenda: Modos de ruptura dos pilares dos ensaios piloto: (a) pilar de referência (G30_0) e (b-c-d) pilar reforçado com 2 camadas de GFRP (G30_2). Fonte: O autor

A.1 CORREÇÃO DOS VALORES DE DEFORMAÇÕES AXIAIS

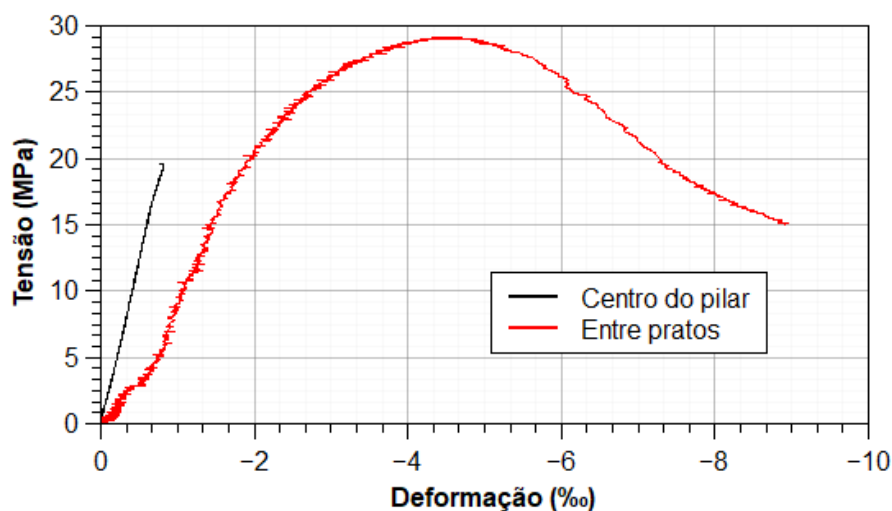
Conforme descrito no item 3.1.5, as deformações axiais dos pilares foram obtidas por diferentes meios: (i) pelas leituras dos *clipgages* posicionados no centro do pilar, dispostos em 180° entre si; (ii) pelas leituras da deformação entre pratos do sistema de ensaio aferidas por meio de LVDTs; e, (iii) pela leitura do LVDT posicionado apenas no prato do pistão da máquina universal de ensaio. Para as leituras aferidas, são feitas as seguintes observações:

- (a) Conforme já mencionado no item 3.1.5, os *clipgages* foram removidos próximo ao término do regime elástico linear durante os ensaios para se evitar possíveis danos ao equipamento;
- (b) Além disso, segundo Carrazedo (2005), a região central dos pilares se mostra mais deformável após a tensão máxima do concreto ser atingida. Isto ocorre devido à concentração de fissuração nessa região em comparação com as regiões próximas as extremidades;
- (c) As regiões de extremidade se mantêm mais integras até o fim do ensaio devido ao efeito do atrito entre as faces dos pilares e os pratos da máquina de ensaio, que possuem rigidez superior ao concreto. Esse atrito impõe um estado múltiplo de tensões nas faces do pilar, que diminuem os danos nessa região (CARRAZEDO, 2005; FERREIRA, 2007);
- (d) Para as leituras de deslocamento entre pratos obtidas pelos LVDTs, as deformações da massa plástica 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 *clipgage*.
- (e) Segundo Carrazedo (2002), as retas obtidas pelas leituras dos *clipgages* no trecho elástico são consideradas mais adequadas para descrever o fenômeno real, pois possuem acomodação inicial praticamente nula e menor variação em relação as leituras entre pratos.

A Figura 124 apresenta os diagramas tensão *versus* deformação axial para o pilar sem reforço do ensaio piloto (G30_0). Nota-se a discrepância entre a rigidez apenas no centro do pilar e entre pratos.

Diante disso, todos os diagramas tensão *versus* deformação axial de pilares apresentados neste trabalho foram corrigidos conforme o modelo proposto por Enami (2017), o qual será descrito a seguir.

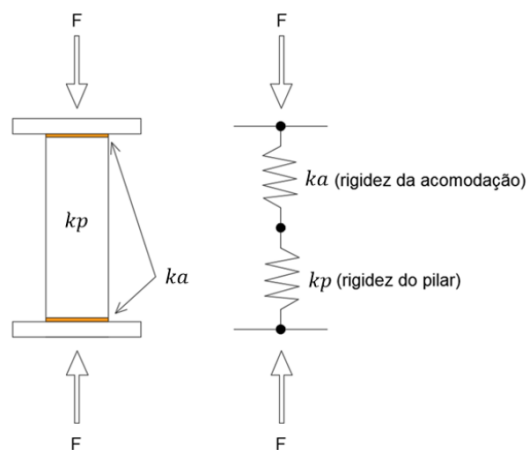
Figura 124 - Curva tensão versus deformação axial sem correção - pilar G30_0



Fonte: O autor

Considere um sistema de rigidez ligado em série, conforme ilustrado na Figura 125, onde κ_p é a rigidez do pilar e κ_a é a rigidez de acomodação.

Figura 125 - Esquema representativo da rigidez dos pilares ensaiados



Fonte: Enami (2017)

Dessa forma, a rigidez total (κ) pode ser descrita pela Equação 4.1:

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{1}{\kappa_a} + \frac{1}{\kappa_p} \quad (\text{Equação 4.1})$$

A rigidez do pilar (κ_p) é obtida por meio da média das leituras dos *clipgages*. A rigidez total (κ) do sistema é obtida com o uso das leituras dos LVDTs entre pratos. Desse modo, podemos reescrever a Equação 4.2 de forma a se obter a rigidez de acomodação (κ_a):

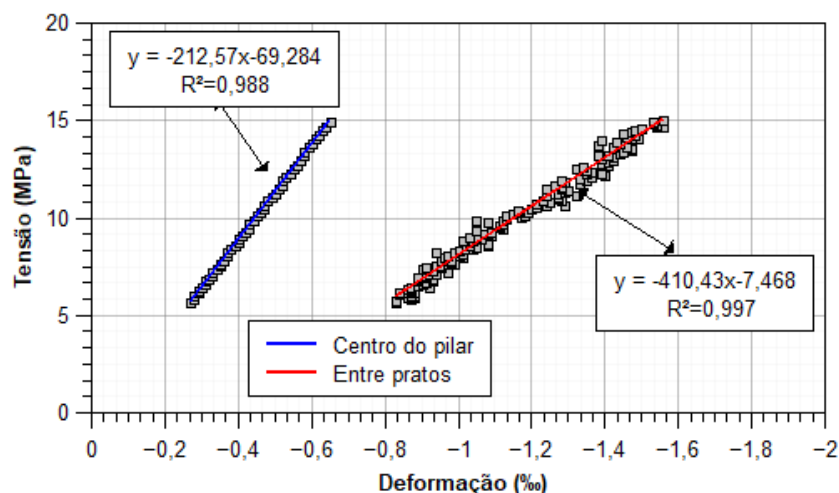
$$\kappa_a = \frac{1}{\frac{1}{\kappa} - \frac{1}{\kappa_p}} \quad (\text{Equação 4.2})$$

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. Com os valores de tensão e deformação axial desse intervalo, observou-se a reta tendência para os dados do *clipgage* e do LVDT. A curva corrigida foi então separada em dois trechos: no primeiro foram consideradas as leituras obtidas pelo *clipgage* 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 4.3, em que $\varepsilon_{LVDT}(x)$ é a deformação aferida no LVDT, $\sigma(x)$ é a tensão referente ao ponto de correção, ε_a é a deformação de acomodação, tida como a distância na abscissa entre as retas tendência do *clipgage* e do LVDT, quando as mesmas cruzam o eixo x.

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_{LVDT}(x) - \frac{\sigma(x)}{\kappa_a} - \varepsilon_a \quad (\text{Equação 4.3})$$

A seguir, apresenta-se a aplicação da metodologia acima descrita para correção dos dados obtidos para o pilar sem reforço do ensaio piloto (G30_0). Para o trecho de leitura selecionado (ver Figura 126), tem-se $\kappa_p = -24,507$, $\kappa = -12,49$, $\kappa_a = -27,472$ e $\varepsilon_a = -0,2787$.

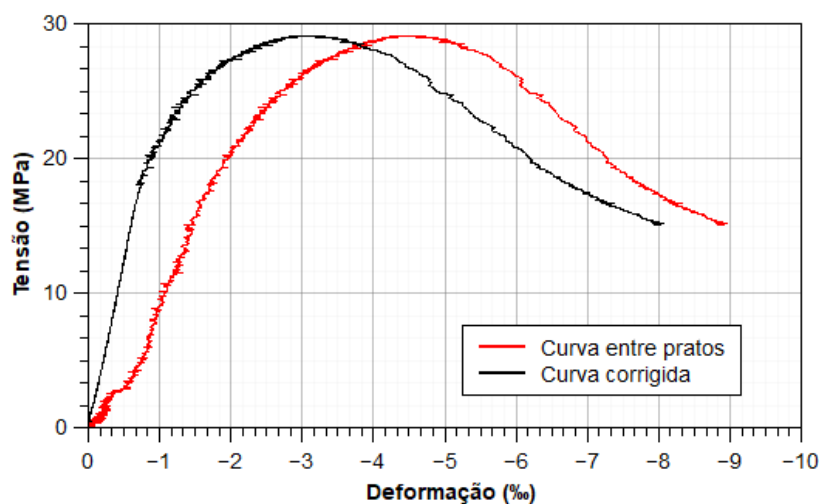
Figura 126 - Equações do trecho linear selecionado para correção das leituras de deslocamento do pilar G30_0



Fonte: O autor

Na Figura 127 é apresentado o diagrama tensão *versus* deformação axial para o pilar G30_0 após a correção das deformações axiais. Nota-se que para todos os pilares neste trabalho adotou-se o mesmo procedimento para correção das deformações axiais. Para os pilares do ensaio definitivo reforçados com 2 camadas de GFRP, como mencionado na seção 3.1.5, foi necessário retirar os LVDTs que mediam o deslocamento entre pratos antes da ruptura dos mesmos. Dessa forma, para esses pilares, um procedimento similar foi realizado para a correção dos deslocamentos obtidos pelos LVDTs entre pratos e o LVDT posicionado somente no prato móvel da prensa. Após a correção dos dados entre os LVDTs, o mesmo procedimento foi repetido para a correção com os *clipgages*.

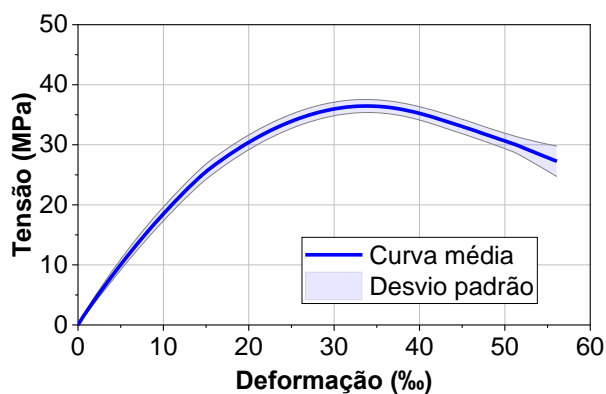
Figura 127 - Curva tensão versus deformação axial corrigida do pilar G30_0



Fonte: O autor

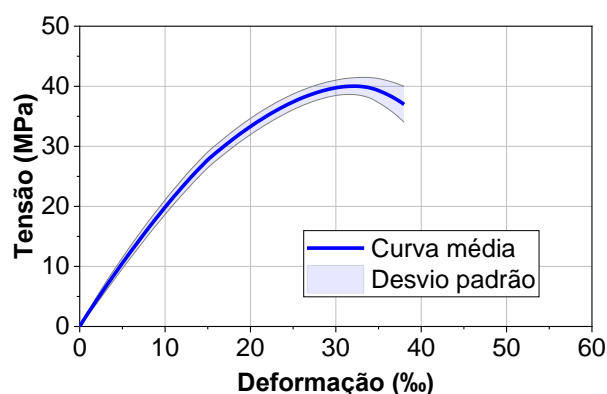
B.1 – CURVAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA A EM AMBIENTE LABORATORIAL

Figura 128 - Resina A, tipo *primer*, em ambiente laboratorial - 7 dias



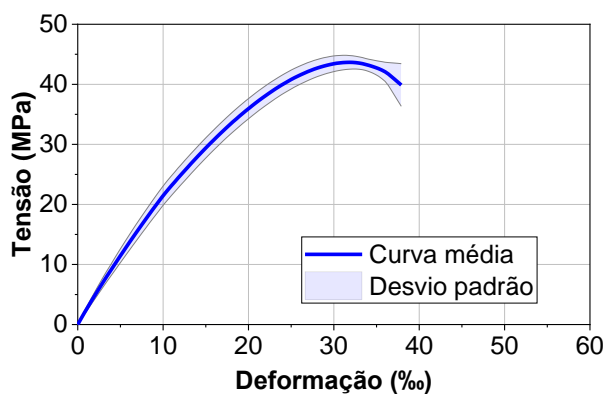
Fonte: O autor.

Figura 129 - Resina A, tipo *primer*, em ambiente laboratorial - 14 dias



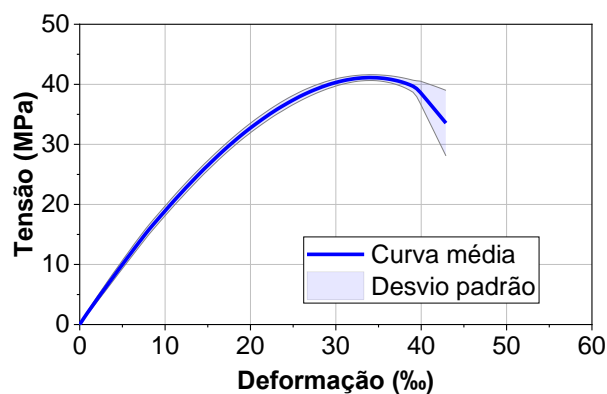
Fonte: O autor.

Figura 130 - Resina A, tipo *primer*, em ambiente laboratorial - 4 meses



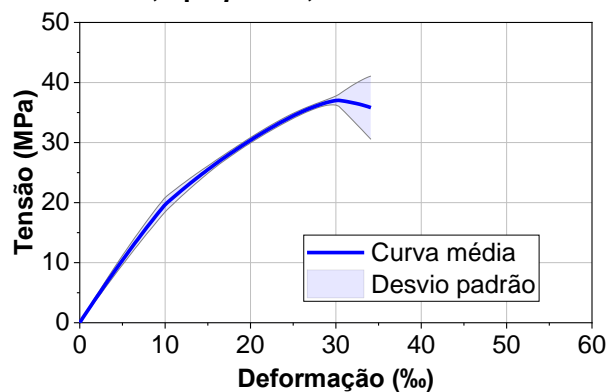
Fonte: O autor.

Figura 131 - Resina A, tipo *primer*, em ambiente laboratorial - 8 meses



Fonte: O autor.

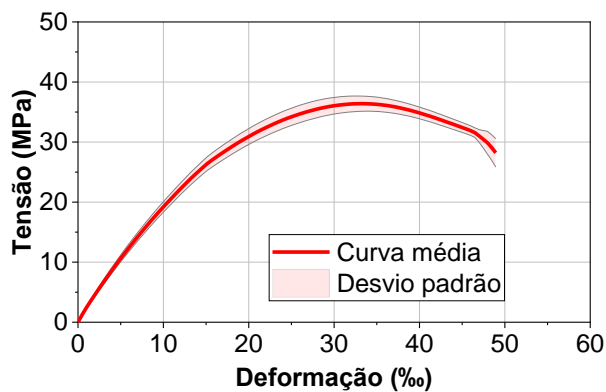
Figura 132 - Resina A, tipo *primer*, em ambiente laboratorial - 1 ano



Fonte: O autor.

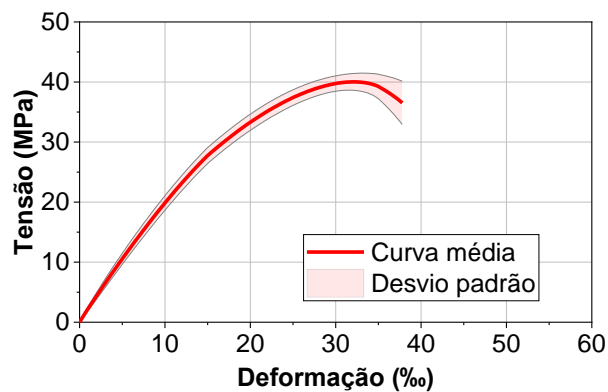
B.2 – CURVAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA A EXPOSTAS AO INTEMPERISMO

Figura 133 - Resina A, tipo *primer*, em intempéries - 7 dias



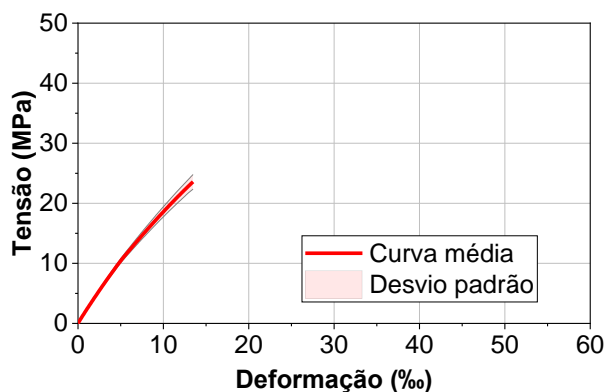
Fonte: O autor.

Figura 134 - Resina A, tipo *primer*, em intempéries - 14 dias



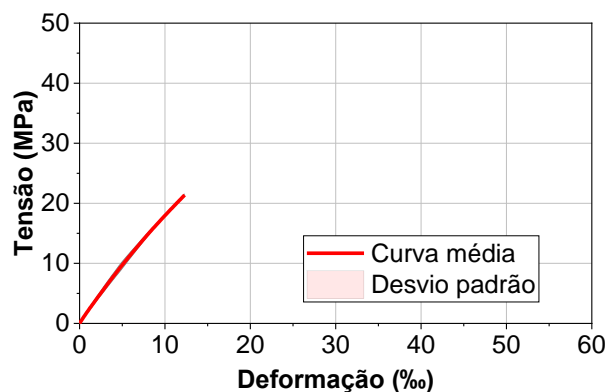
Fonte: O autor.

Figura 135 - Resina A, tipo *primer*, em intempéries - 4 meses



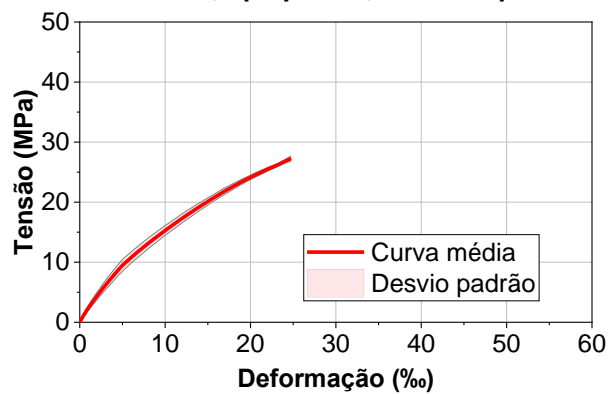
Fonte: O autor.

Figura 136 - Resina A, tipo *primer*, em intempéries - 8 meses



Fonte: O autor.

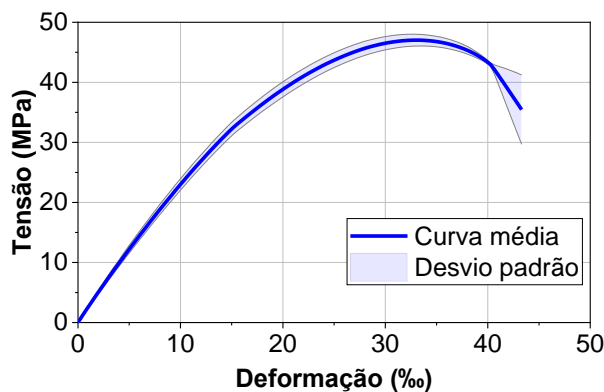
Figura 137 - Resina A, tipo *primer*, em intempéries - 1 ano



Fonte: O autor.

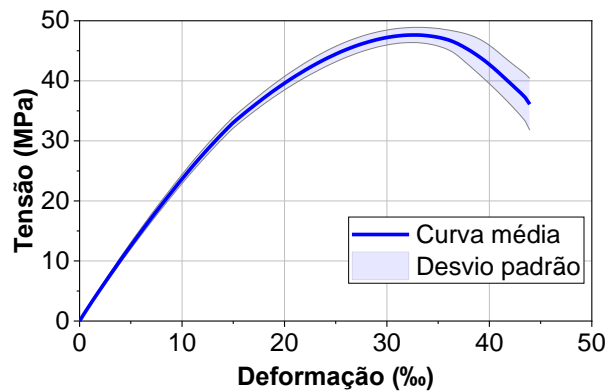
B.3 – CURVAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA B EM AMBIENTE LABORATORIAL

Figura 138 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial – 7 dias



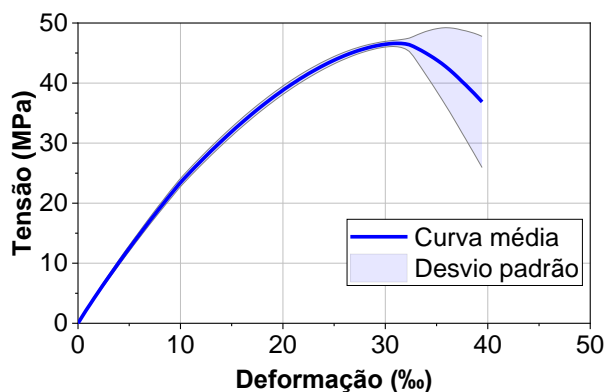
Fonte: O autor.

Figura 139 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 14 dias



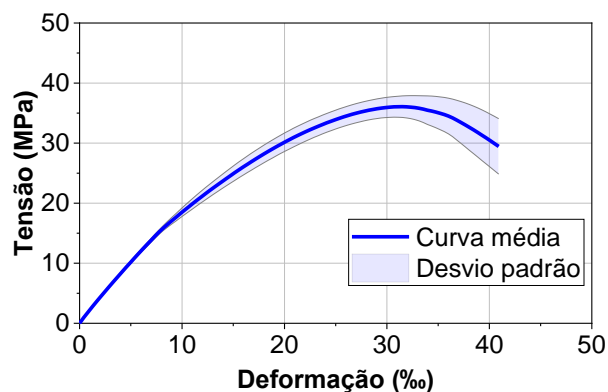
Fonte: O autor.

Figura 140 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 4 meses



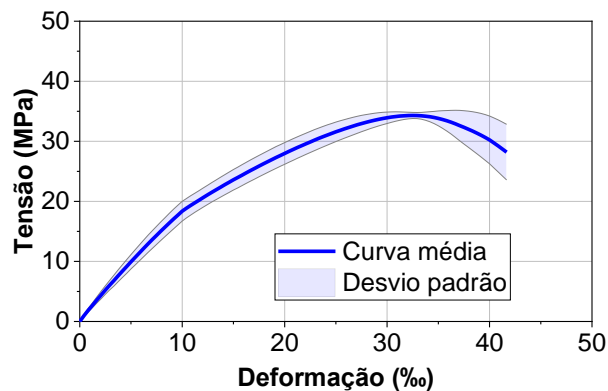
Fonte: O autor.

Figura 141 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 8 meses



Fonte: O autor.

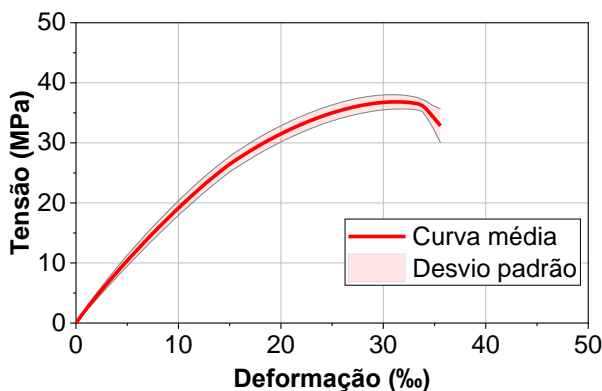
Figura 142 - Resina B, de laminação, em ambiente laboratorial - 1 ano



Fonte: O autor.

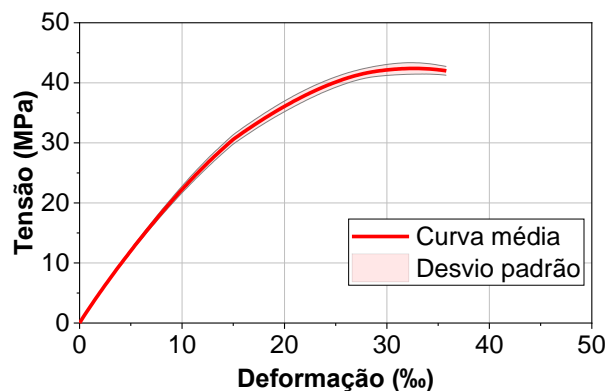
B.4 – CURVAS TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DA RESINA B EXPOSTAS AO INTEMPERISMO

Figura 143 - Resina B, de laminação, em intempéries - 7 dias



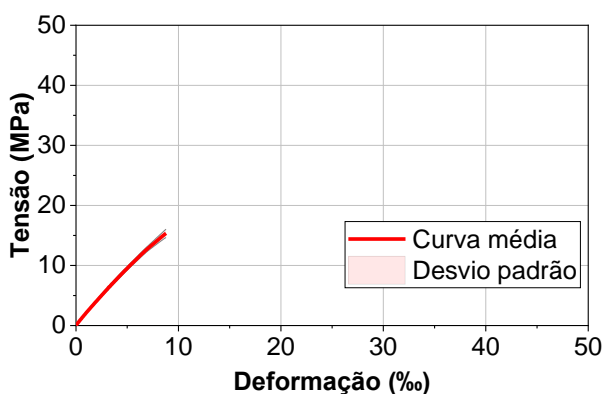
Fonte: O autor.

Figura 144 - Resina B, de laminação, em intempéries - 14 dias



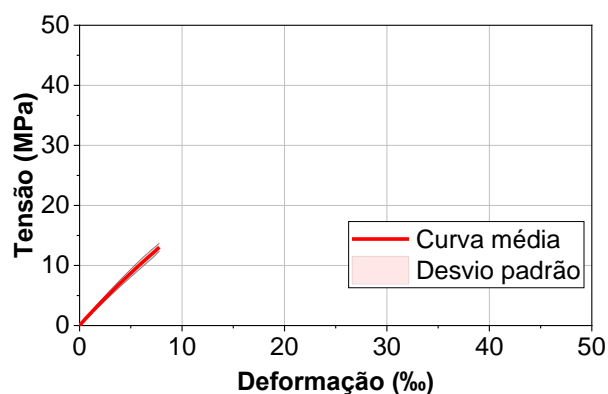
Fonte: O autor.

Figura 145 - Resina B, de laminação, em intempéries - 4 meses



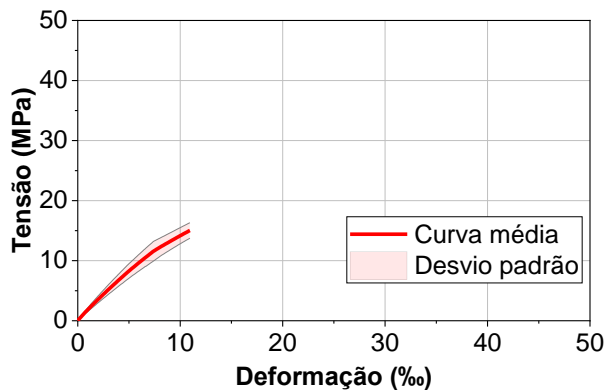
Fonte: O autor.

Figura 146 - Resina B, de laminação, em intempéries - 8 meses



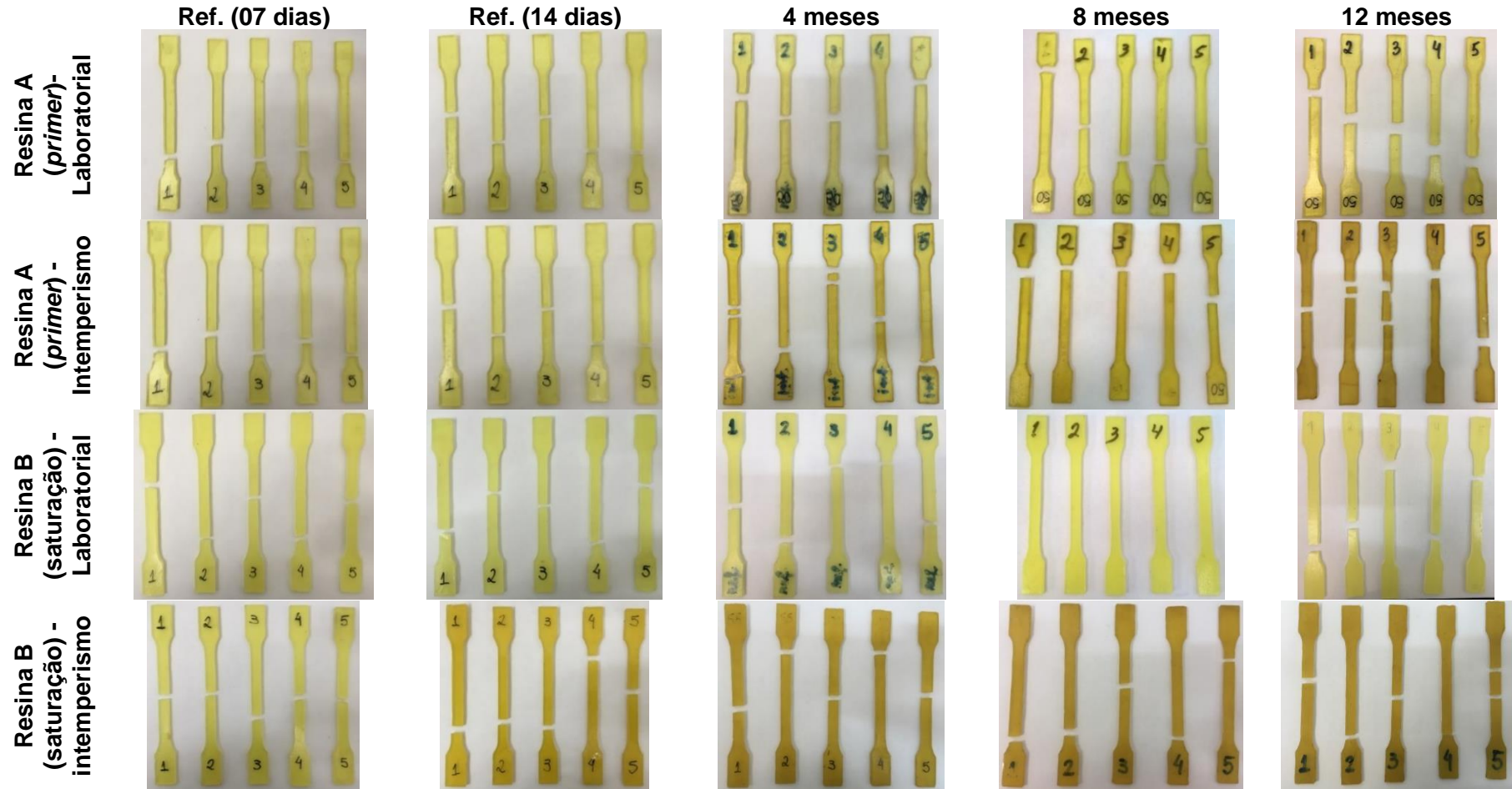
Fonte: O autor.

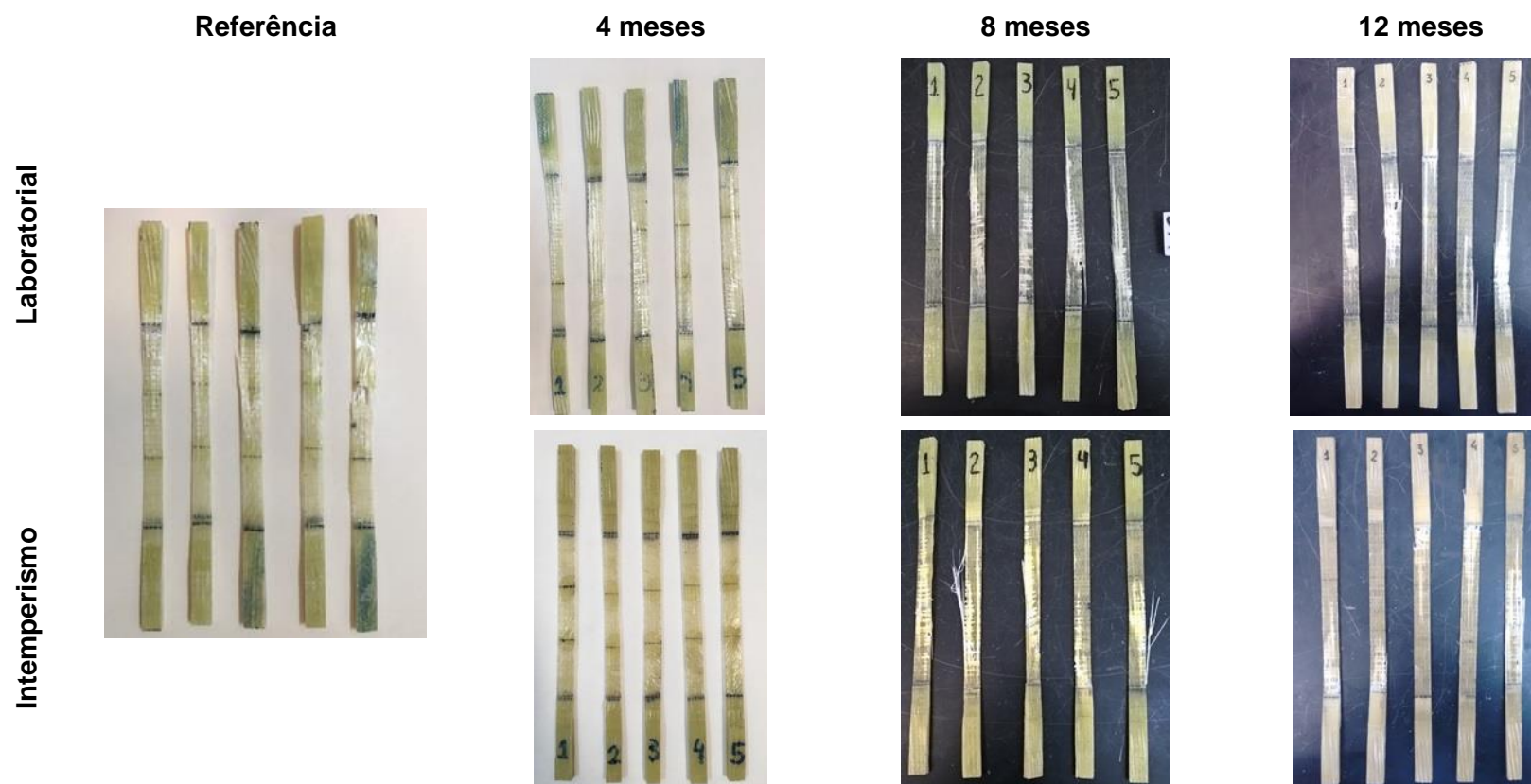
Figura 147 - Resina B, de laminação, em intempéries - 1 ano



Fonte: O autor.

C – CORPOS DE PROVA DE RESINA EPOXÍDICA



D – CORPOS DE PROVA DE COMPÓSITOS DE GFRP**Figura 148 - Corpos de GFRP nas datas de ensaio**

Fonte: O autor.