IGOR DEL GAUDIO ORLANDO

**Projeto de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas com
Compósitos FRP: Dimensionamento à Flexão e à Força Cortante**

**São Paulo
2019**

IGOR DEL GAUDIO ORLANDO

**Projeto de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas com
Compósitos FRP: Dimensionamento à Flexão e à Força Cortante**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências.

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

**São Paulo
2019**

IGOR DEL GAUDIO ORLANDO

**Projeto de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas com
Compósitos FRP: Dimensionamento à Flexão e à Força Cortante**

Versão Revisada

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

**São Paulo
2019**

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 05 de junho de 2019

Assinatura do autor

IGOR DEL GAUDIO ORLANDO

Assinatura do orientador

Catálogo-na-publicação

ORLANDO, IGOR DEL GAUDIO

Projeto de estruturas de concreto armado reforçadas com compósitos FRP: dimensionamento à flexão e à força cortante / I. D. G. ORLANDO -- versão corr. -- São Paulo, 2019.
196 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Polímeros reforçados com fibras 2. Reforço à flexão 3. ACI-440.2R (2017) 4. FIB Model Code 2010 5. Regulamentação no Brasil I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico esta dissertação aos meus familiares, amigos e professores pelo constante incentivo e apoio aos meus estudos.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de registrar meus sinceros agradecimentos ao meu orientador Dr. Túlio Nogueira Bittencourt, cujos ensinamentos foram fundamentais para a minha formação profissional e acadêmica. Agradeço por sua orientação, disponibilidade para discussões, paciência e incentivo. Obrigado pela confiança em mim depositada ao assumir esta orientação.

À empresa onde trabalhei durante parte de minha pós-graduação, a ProjeNog Engenharia Ltda.. Obrigado pelo incentivo e compreensão para o desenvolvimento das atividades ligadas ao meu mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado disponibilizada em 2017 (Processo 152486/2016-0).

A todos os professores do programa de pós-graduação da EP-USP, cujas críticas, lições profissionais e ensinamentos transmitidos foram imprescindíveis para a ampliação do meu conhecimento na área de estruturas.

À minha família, amigos, namorada, não somente pelo intenso apoio, carinho, paciência e compreensão nos momentos de ausência, mas também pela ajuda e consolo nos momentos difíceis, pelas discussões técnicas, compartilhamento dos conhecimentos adquiridos e, principalmente, pelo incentivo para a conclusão desta dissertação.

A todos vocês, muitíssimo obrigado!

“Na procura de conhecimentos, o primeiro passo é o silêncio, o segundo ouvir, o terceiro relembrar, o quarto praticar e o quinto ensinar aos outros.”

Texto Judaico

RESUMO

Esta dissertação contempla o estudo sobre os principais aspectos que norteiam as propostas normativas com critérios de dimensionamento de estruturas de concreto armado reforçadas com Polímeros Reforçados com Fibras (FRP). Este trabalho procura avaliar e discutir as metodologias de cálculo sugeridas pelas publicações American Concrete Institute (ACI) “Committee 440” e Fédération Internationale du béton (FIB) e propor um procedimento para a análise e dimensionamento do reforço aos esforços de flexão e discutir a importância do esforço cortante com relação à flexão. Primeiramente, efetuou-se uma revisão bibliográfica sobre o estado da arte no que concerne ao dimensionamento de reforços com materiais compósitos de FRP. Em seguida, apresentou-se a análise da verificação de segurança de elementos reforçados à flexão segundo a perspectiva das publicações acima mencionadas: ACI440.2R (2017) e FIB Model Code (2010). Posteriormente, estabeleceu-se um estudo de análise comparativa entre os resultados experimentais encontrados na bibliografia, os previstos pelos referidos manuais para os modelos aqui estudados. Os valores máximos da capacidade resistente dos modelos serão confrontados e a importância do conhecimento das características dos materiais discutidos. Com tais informações sistematizaram-se os procedimentos de cálculo a se adotar em um projeto de reforço estrutural com sistemas compósitos de FRP, respeitando as propostas normativas que mais se adequam ao Brasil.

Palavras-Chave: polímeros reforçados com fibras, reforço à flexão, ACI-440.2R (2017), FIB Model Code 2010, FIB Model Code 2020, regulamentação no Brasil.

ABSTRACT

The present dissertation results from a study concerning the main design criteria for reinforced concrete structures through externally bonding Fibre-Reinforced Polymer (FRP) systems. This paper tries to evaluate and discuss the design methodologies proposed by the guidelines publications American Concrete Institute (ACI) “Committee 440” and Fédération Internationale du béton (FIB) and seek to propose a procedure for the analysis and design of FRP strengthened RC elements in bending and discuss the importance of shear stress regarding the bending efforts. Initially, a state-of-art concerning design criterias on the use of FRP composites is presented. Then, the analysis and procedures of the safety concept is exposed from the perspective of the publications: ACI440.2R (2017) and FIB Model Code 2010. After, it established a study of comparative analysis between the experimental results found in the bibliography and the ones predicted by international guidelines for beams and slabs. The maximum ultimate capacity of the strengthened element will be compared and confronted and the importance of the knowledge of the characteristics of the materials discussed. Finally, conclusions are drawn out and recommendations concerning the design and safety concepts are presented, respecting the guidelines proposals that are most appropriate to Brazil.

Keywords: fiber-reinforced polymers, flexural reinforcement, ACI-440.2R (2017), FIB Model Code 2010, FIB Model Code 2020, regulation in Brazil.

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Siglas

ACI	American Concrete Institute
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer
CC	Concrete crushing
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
EBR	Externally bonded reinforcement
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Ultimo
fib	Fédération Internationale du Béton
FR	FRP rupture
FRP	Fiber Reinforced Polymer
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer
ISO	International Organization for Standardization
NSM	Near Surface Mounted
PRF	Polímeros reforçados com fibras
PRFA	Polímeros reforçados com fibras de aramida
PRFC	Polímeros reforçados com fibras de carbono
PRFV	Polímeros reforçados com fibras de vidro
RC	Ruptura clássica
RP	Ruptura prematura

Letras minúsculas

b	Largura da seção do elemento de concreto armado a reforçar (cm).
b_{f1}	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP1 (mm)
b_{f2}	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP2 (mm)
b_w	Largura da seção transversal da viga (cm)
c	Cobrimento da armadura tracionada (cm)
c'	Cobrimento da armadura comprimida (cm)
d	Distância entre a fibra mais comprimida e o centróide da armadura longitudinal tracionada (cm)
d'	Distância entre a fibra mais comprimida e o centróide da armadura longitudinal comprimida (cm)
f_c	Resistência à compressão do concreto (MPa)
f_{c}^{cil}	Resistência à compressão do concreto em CP cilíndricos (MPa)
f_{ctm}	Resistência à tração do concreto (MPa)
$f_{ctm,p}$	Resistência à tração do concreto ensaio de pull-off (MPa)
f_{fu}	Resistência máxima do reforço (MPa)
f_{sy}	Tensão de escoamento da armadura de tração (MPa)

f_{syk}	Tensão característica de escoamento da armadura de tração (MPa)
f'_{sy}	Tensão de escoamento da armadura de compressão (MPa)
f'_{syk}	Tensão característica de escoamento da armadura de compressão (MPa)
h	Altura da viga (cm)
n_{lf1}	Número de camadas de reforço FRP1
n_{lf2}	Número de camadas de reforço FRP2
n_{bf1}	Número de laminados FRP1 colados na face do concreto
n_{bf2}	Número de laminados FRP2 colados na face do concreto
s	Espaçamento entre estribos medido segundo o eixo long. da peça (cm)
s_f	Espaçamento das tiras de FRP (cm);
t_{f1}	Espessura do reforço FRP1 (mm)
t_{f2}	Espessura do reforço FRP2 (mm)
x	Posição da linha neutra (cm)

Letras maiúsculas

A_c	Área da seção transversal de concreto (cm ²)
A_{f1}	Área da seção transversal de reforço FRP1 (cm ²)
A_{f2}	Área da seção transversal de reforço FRP2 (cm ²)
A_{fib}	Área da seção transversal das fibras (cm ²)
A_m	Área da seção transversal da matriz (cm ²)
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada (cm ²)
$A_{s'}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida (cm ²)
A_{sw}	Área da seção transversal de um estribo (cm ²)
C_E	Coeficiente de redução da resistência do FRP em função da agressividade do ambiente
E_c	Módulo de elasticidade do concreto (GPa)
E_{f1}	Módulo de elasticidade do compósito FRP1 (GPa)
E_{f2}	Módulo de elasticidade do compósito FRP2 (GPa)
E_{fib}	Módulo de elasticidade das fibras (GPa)
E_m	Módulo de elasticidade da matriz (GPa)
E_s	Módulo de elasticidade do aço (GPa)
L	Vão total (m)
M	Momento fletor atuante (kN.m)
M_u	Momento fletor último (kN.m)
V	Força cortante (kN)
V_c	Parcela da força cortante resistida pelo concreto (kN)
V_{rd}	Força cortante resistente de cálculo total (kN)
V_{sw}	Parcela da força cortante resistida pelo aço (kN)

Letras gregas

β_1	Fator de transformação do diagrama de tensões;
K_m	Fator de minoração da tensão no reforço

$\epsilon_{b,i}$	Deformação pré-existente quando da instalação do reforço FRP;
$\epsilon_{f,e}$	Deformação específica efetiva do reforço (‰)
$\epsilon_{f,k1}$	Deformação característica específica do reforço FRP1 (‰)
$\epsilon_{f,k2}$	Deformação característica específica do reforço FRP2 (‰)
ϵ_c	Deformação específica no concreto (‰)
ϵ_{sy}	Deformação específica na armadura longitudinal tracionada (‰)
$\epsilon_{sy'}$	Deformação específica na armadura longitudinal comprimida (‰)
ϵ_{fu}	Deformação específica última do FRP (‰)
ϵ_t	Deformação específica no aço em situação extrema de tração (‰).
ϕ	Coeficiente de redução do momento resistente em função da perda de ductilidade causada pelo FRP
ρ_s	Taxa de armadura longitudinal (%)
ρ_f	Taxa de reforço FRP (%)
ψ	Coeficiente de redução da ação FRP no momento resistente
γ_s	Coeficiente de segurança da armadura
γ_c	Coeficiente de segurança do concreto
ξ	Parâmetro dado pelo quociente entre “x” e “d”

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1. Manta (a), tecidos (b), laminados (c) e barras de fibras de carbono (d) (SIKA, 2016).....	31
Figura 2.2. Aplicações de FRP para reforço de estruturas (TALJSTEN, 2003).....	36
Figura 2.3. Reforço de pilar e coluna à flexão e ao confinamento (MBRACE, 1999).	37
Figura 2.4. Reforço de muros, alvenarias e capacidade de absorver impactos (MACHADO; MACHADO, 2015).	37
Figura 2.5. Reforço do Viaduto Santa Teresa em Belo Horizonte (MACHADO, 2002).	38
Figura 2.6. Reforço do Edifício do Anexo III da Secretaria da Fazenda do Estado de Minas Gerais. Correção das deficiências originais de projeto para permitir o aumento da carga acidental de 150 kgf/m ² para 300 kgf/m ² . (Fonte: TECHNE ago. 2007)....	39
Figura 2.7. Serviço de reforço dos pilares e lajes, com fibra de carbono, para ampliação e construção do restaurante Coco Bambu no Anchieta Garden Shopping em Belo Horizonte. (Fonte: Treinotec Engenharia LTDA., 2018).	39
Figura 2.8. Fases e etapas de um processo de recuperação de uma estrutura de concreto armado, baseado nos conceitos da norma europeia EN1504-9 (SILVA, 2008).	42
Figura 2.9. Procedimento para definir o projeto de recuperação estrutural.....	44
Figura 2.10. Descrição das etapas de aplicação de sistemas FRP (DEGUSSA apud GAMINO, 2007).....	46
Figura 2.11. Relação tensão-deformação entre as fibras, o FRP e a matriz (CRUZ et al., 2011).	47
Figura 2.12. Diagrama tensão-deformação de plásticos para FRP (MACHADO; MACHADO, 2015).....	49
Figura 2.13. Diagrama tensão-deformação do sistema FRP e do aço (FIB -14, 2001).	49

Figura 2.14. Gráfico carga <i>versus</i> deformação para uma viga reforçada com FRP (SANTOS, 2003).....	50
Figura 2.15. Curvas força-deformação no concreto obtidas por CAPOZUCCA; CERRI (2002).	50
Figura 2.16. Curvas força-deslocamento obtidas por meio de carregamento monotônico. (CAPOZUCCA e CERRI, 2002).	51
Figura 2.17. Curvas força-deslocamento para as vigas com reforço CFRP (KHALIFA; NANNI, 2000).	52
Figura 2.18. Mecanismo de ancoragem utilizado nas vigas ensaiadas (KHALIFA; NANNI, 2000).	52
Figura 2.19. Influência de várias condições ambientais na relação σ - ϵ do ligante/adesivo.....	54
Figura 2.20. Diagrama de carga de ruptura vs. temperatura para CFRP à flexão (FORTES, 2003).....	56
Figura 2.21. – Comparação de curvas σ -N para diferentes compósitos (BARNES et al., 1999).....	59
Figura 2.22. Comportamento à fluência de um polímero (HOLLOWAY et al., 1999).	61
Figura 2.23. Reforço à flexão com FRP e ancoragem em forma de “U” (MENEGETTI, 2007).....	62
Figura 2.24. Modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas com FRP (TENG et al., 2003).....	64
Figura 2.25. Desplacamento/descolamento do reforço no final da peça estrutural (TENG et al., 2003).	67
Figura 2.26. Descolamento do reforço devido à fissuras e deslocamento relativo (MEIER, 1995).	68
Figura 2.27. Descolamento (b) e delaminação (c) de sistemas FRP colados externamente.....	76

Figura 2.28. Distribuição de deformações e de tensões na seção, na verificação aos estados limites últimos (ACI-440, 2017).....	78
Figura 2.29. Domínios de dimensionamento do concreto armado (NBR-6118, 2014).	85
Figura 2.30. Situação inicial (FIB-14, 2001).	86
Figura 2.31. Diferentes interfaces para falhas na ligação do FRP com o concreto (FIB-14, 2001).	87
Figura 2.32. Modos de ruína de elementos de concreto armado reforçados com compósitos de FRP (FIB-14, 2001).	88
Figura 2.33. Seção transversal para análise do estado limite último: (a) geometria, (b) distribuição das deformações e (c) distribuição das tensões (FIB-14, 2001).	89
Figura 2.34. Distribuição de deformações e de tensões na seção, na verificação aos estados limites últimos (FIB Model Code, 2010).	91
Figura 2.35. Esquema de reforço ao cisalhamento usando compósitos de FRP (ACI440, 2017).	96
Figura 2.36. Esquema de posicionamento com FRP para corte (ACI 440-2R, 2017).	97
Figura 2.37. Ilustração esquemática do elemento reforçado ao corte com FRP (FIB-14, 2001).	100
Figura 2.38. Contribuição do FRP para a capacidade ao corte do elemento (FIB-14, 2001).	102
Figura 3.1. Seção tipo dos dados experimentais usados nesse trabalho.....	107
Figura 3.2. – Resumo dos 12 dados experimentais de lajes usados nesse trabalho.	108
Figura 3.3. – Resumo dos 52 dados experimentais de vigas usados nesse trabalho.	109
Figura 3.4. Modos de ruptura e deformação última registrada no FRP divididos por tipo de estruturas (lajes e vigas), subdivididos entre tipo de reforço (laminados e manta) e entre rupturas clássicas(RC) e prematuras (RP).....	111

Figura 3.5. Frequência dos modos de ruptura dos dados experimentais.	112
Figura 3.6. Fluxograma da metodologia de cálculo adotada considerando a ACI440.2R-17.....	114
Figura 3.7. Fluxograma da metodologia de cálculo adotada considerando o FIB Model code (2010).....	116
Figura 4.1. Análise do momento resistente último para vigas: ($M_{Teórico}/M_{exp}$).	118
Figura 4.2. Análise do momento resistente último para lajes ($M_{Teórico}/M_{exp}$).	119
Figura 4.3. Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dos 64 dados experimentais.	120
Figura 4.4. Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dos 64 dados experimentais.	121
Figura 4.5. Modos de ruptura de acordo com o critério adotado.	122
Figura 4.6. Análise da deformação última para os 12 dados experimentais de lajes.	123
Figura 4.7. Análise da deformação última para os 40 dados experimentais de vigas.	124
Figura 4.8. Análise da deformação última: ($\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp}$) dos 12 dados experimentais de lajes.	125
Figura 4.9. Fluxograma da metodologia de cálculo proposta (C.4 e C.6).	128
Figura 4.10. Análise da diferença do bloco de tensão retangular ($M_{r, fib\ 2010}/M_{r, fib\ 2001}$) dos 64 dados experimentais estudados.....	129
Figura 4.11. Análise do momento resistente último para vigas e lajes - Total: ($M_{Teórico}/M_{exp}$).....	130
Figura 4.12. Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dos 64 dados experimentais.	131
Figura 4.13. Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dos 64 dados experimentais.	132
Figura 4.14. Modos de ruptura de acordo com o critério adotado (FIB).	133

Figura 4.15. Análise da deformação última para os 12 dados experimentais de lajes (FIB).	134
Figura 4.16. Análise da deformação última para os 40 dados experimentais de vigas (FIB).	134
Figura 4.17. Análise da deformação última: ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) dos 12 dados experimentais de lajes - FIB.	135
Figura 4.18. Análise da deformação última: ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) dos 40 dados experimentais de vigas.	135
Figura 4.19. Fluxograma da metodologia de cálculo proposta (F.4 e F.6).	137
Figura 5.1. Valor do coeficiente (k_m) em função do número de camadas (n) do FRP.	139
Figura 5.2. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com a NBR6118.	145
Figura 5.3. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com a NBR6118.	150
Figura 5.4. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$).	152
Figura 5.5. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$).	153
Figura 5.6. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$).	153
Figura 5.7. ACI440 x FIB - Análise da deformação última dos dados exp. de lajes ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$).	155
Figura 5.8. ACI440 x FIB - Análise da deformação última dos dados exp. de vigas ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$).	156
Figura 5.9. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com o critério C.4 (ACI) e F.4 (FIB).	157

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. - Principais sistemas de recuperação estrutural existentes no mercado brasileiro.....	34
Tabela 2.2. - Tipo de reforço versus tipo de FRP. (GARCIA, 2001).....	35
Tabela 2.3. - Propriedades mecânicas das fibras (ACI440, 2017)	48
Tabela 2.4. Comparação qualitativa entre compósitos de carbono, aramida e vidro (MEIER, 1995).....	48
Tabela 2.5. - Valores de C_E para vários sistemas de FRP e condições de exposição (modificado de ACI-440, 2017).....	54
Tabela 2.6. Coeficiente de variação térmica dos FRP (ACI-440, 2017).	55
Tabela 2.7. Tensões limites no reforço de FRP para evitar a fluência (ACI 440, 2017).	84
Tabela 2.8. Coeficiente de segurança do FRP (FIB-14, 2001).....	93
Tabela 2.9. Fatores de redução para reforço ao corte com compósitos de FRP (ACI 440, 2017).	97
Tabela 3.1. Modos de ruptura observados.	110
Tabela 3.2. Classe do concreto para os 64 dados experimentais e sua frequência.	110
Tabela 3.3. Parâmetros estabelecidos para os 6 critérios de análise.	113
Tabela 3.4. Parâmetros estabelecidos para os 4 critérios de análise.	115
Tabela 4.1. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{Teórico}/M_{exp}$).	117
Tabela 4.2. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp}$).	122
Tabela 4.3. Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.5).	127
Tabela 4.4. Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.6).	127
Tabela 4.5. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{Teórico}/M_{exp}$) para o modelo FIB.....	131

Tabela 4.6. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) para FIB.	134
Tabela 4.7. Coeficiente de segurança global obtido (F.2/F.5) para o modelo da FIB.	136
Tabela 4.8. Coeficiente de segurança global obtido (F.2/F.6) para o modelo da FIB com parâmetros da NBR.	136
Tabela 5.1. Vigas reforçadas ao cisalhamento na extremidade (em U) e tipo de ruptura.	140
Tabela 5.2. Média dos dados experimentais com variações mais significativas ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp}}$).....	142
Tabela 5.3. Média dos elementos com variações mais significativas (ver Tabela 5.2).	144
Tabela 5.4. Média dos dados experimentais com variações mais significativas ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp}}$).....	147
Tabela 5.5. Média dos elementos com variações mais significativas (ver Tabela 5.2).	148
Tabela 5.6. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$) – ACI x FIB.	150
Tabela 5.7. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) – FIB x ACI.	155
Tabela 5.8. Contribuição do FRP para a resistência ao corte – diferenças nas formulações.	158
Tabela 5.9. Reforço ao cisalhamento – deformação de projeto do FRP.	159

SUMÁRIO

1. Introdução	24
1.1. Justificativa	25
1.2. Objetivos.....	26
1.3. Organização da dissertação	27
2. Revisão da literatura	28
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	28
2.1.1. Histórico dos sistemas compósitos.....	28
2.1.2. Definição dos materiais compósitos	30
2.1.3. Produtos FRP disponíveis para utilização	31
2.1.4. Reforço e reabilitação de estruturas por meio de sistemas com FRP ...	35
2.1.5. Aplicações dos sistemas compósitos no Brasil.....	38
2.1.6. Custos associados à reabilitação estrutural	39
2.1.7. Manifestação patológica e verificação da necessidade de reforço	41
2.1.8. Procedimento para definir o sistema de reforço mais adequado	43
2.1.9. Procedimento de aplicação dos sistemas compósitos.....	44
2.1.10. Propriedades materiais e mecânicas dos sistemas FRP	46
2.1.11. Reforço à flexão pela técnica de colagem externa (EBR)	62
2.1.12. Reforço à flexão pela técnica Near Surface Mounted (NSM)	65
2.1.13. Reforço ao cisalhamento pela técnica de colagem externa (EBR)	66
2.1.14. Relação entre a flexão e o cisalhamento e sua importância durante o projeto de reforço de uma estrutura	67
2.1.15. Incertezas sobre a confiabilidade do reparo de estruturas existentes com FRP	70
2.1.16. Manutenção de estruturas reforçadas com FRP	71

2.2.	NORMAS ATUAIS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO COM FRP...	72
2.2.1.	American Concrete Institute (ACI) - Comité 440	72
2.2.2.	Bulletin 14 - Fédération Internationale du Béton (FIB)	73
2.3.	DIMENSIONAMENTO E CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	74
2.3.1.	Dimensionamento do reforço com FRP à flexão	74
2.3.2.	Dimensionamento do reforço com FRP à cortante	95
2.4.	VISÃO GERAL DOS PROXIMOS EVENTOS E PUBLICAÇÕES	103
2.4.1.	VISÃO GERAL DO FIB MODEL CODE 2020	103
2.4.2.	VISÃO GERAL DO FRPRCS SYMPOSIUM	103
3.	Materiais e métodos	104
3.1.	Descrição dos dados obtidos na literatura	104
3.1.1.	Dados de ensaios experimentais obtidos na literatura	104
4.	Resultados.....	117
4.1.	Resultados dos modelos analíticos.....	117
4.1.1.	Flexão	117
5.	Discussões	138
5.1.	Deformação máxima admitida segundo a ACI440 (2002) e a ACI440 (2017).....	138
5.2.	Análise dos dados experimentais obtidos na literatura	139
5.2.1.	Flexão	140
5.2.2.	Cortante	140
5.3.	Análise dos modelos analíticos	141
5.3.1.	Flexão	141
5.4.	Comparação ACI440 (2017) e FIB-14 (2001) com relação ao esforço de flexão	150
5.4.1.	Análise do momento resistente último	150
5.4.2.	Análise da deformação máxima do compósito.....	154

	23
5.4.3. Verificação da ductilidade	156
5.4.4. Análise do coeficiente de segurança global.....	157
5.5. Comparação ACI440 (2017) e FIB Model Code (2010) com relação ao corte	157
6. Conclusões e sugestões para trabalhos futuros	160
6.1. Aspectos Gerais	160
6.2. Dimensionamento à flexão	160
6.2.1. Dados de ensaios experimentais obtidos na literatura	161
6.2.2. ACI440 (2017)	161
6.2.3. FIB Model Code (2010)	162
6.3. Dimensionamento à Cortante	163
6.4. Sugestões para trabalhos futuros	163
Referências bibliográficas	164
Anexo A.....	175
Anexo B.....	182

1. INTRODUÇÃO

A deterioração de edifícios, pontes e viadutos resultante do projeto e construção deficientes, da falta de manutenção e de causas acidentais tem levado a uma degradação crescente das estruturas. A necessidade de reparo é frequentemente combinada com a necessidade de reforço das estruturas para que essas possam desempenhar com segurança suas funções (AZEVEDO, 2008).

De acordo com um estudo realizado em 2015 pela Federal Highway Administration, das 611mil pontes dos Estados Unidos, 143mil estavam estruturalmente deficientes ou funcionalmente obsoletas. Este índice representa 23% das pontes em atividade nos Estados Unidos, sendo consideravelmente menor em relação aos 31% de 1996, aos 29% em 2000 e 26% em 2010. Essa redução no número de pontes debilitadas pode ser explicado pelo desenvolvimento tecnológico na área de reabilitação de estruturas e do aumento dos recursos investidos na recuperação dessas estruturas que passaram de US\$16,1 bilhões para US\$20,5 bilhões nesse período. Estima-se que para eliminar as deficiências dessas pontes seja necessário um investimento anual de US\$20,5 bilhões de dólares pelos próximos 16 anos.

No Brasil, questionamentos sobre as condições de pontes e viadutos vieram à tona em 2018 após acidentes emblemáticos, como o desabamento de parte do Eixão Sul em Brasília e quando um viaduto na Marginal Pinheiros cedeu 2 metros em São Paulo.

Hoje, segundo dados de 2018 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), uma em cada cinco pontes ou viadutos no Brasil requer intervenções. Das 8000 pontes sob jurisdição federal 1712 (21%) das estruturas precisam de reparos. Na cidade de São Paulo, vistorias da própria prefeitura em 185 pontes constatou a necessidade de manutenção em 33 pontes (18%).

Nos últimos anos, o desenvolvimento de novos materiais, o aprimoramento das técnicas de execução e o maior conhecimento sobre o comportamento das estruturas, associados à maior preocupação com a durabilidade das construções, têm feito com que a área de reparos (correção de algum defeito pontual - fissuras/corrosão), reforços (aumento da capacidade de resistência) e recuperação (restituir as suas características mecânicas originais) em elementos de concreto seja uma das que mais evoluem na engenharia (MACHADO; MACHADO, 2015).

Dentre as várias técnicas de reparo e reforço de estruturas de concreto, merece particular ênfase uma técnica de reforço com base na colagem exterior de sistemas do tipo Polímeros Reforçados com Fibras (FRP), em inglês, fiber reinforced polymers, FRP. Tal material já é amplamente adotado em outros ramos da engenharia (Aeronáutica, Naval, Automóvel, etc.), e tem sido cada vez mais utilizado na engenharia civil devido às excelentes propriedades mecânicas (resistência), físicas (leveza) e de durabilidade (resistência à corrosão e fadiga), além da diversidade e versatilidade dos sistemas comercializados.

Na área de infraestrutura o CFRP é o tipo de compósito FRP mais aplicado nas estruturas por apresentar melhores propriedades mecânicas, ser mais resistente à ação de agentes químicos e imune a corrosão (BARROS, 2014).

Várias normas e recomendações nesta área foram desenvolvidas no Canadá, Japão, EUA e Europa e continuam sendo atualizadas tendo como base as normas de concreto armado existentes. O tratamento distinto dos FRPs nas normas é diretamente influenciado pelas propriedades mecânicas dos polímeros e pelas equações empíricas baseadas na pouca experiência no reforço de estruturas com esses materiais. De um modo geral, os países sem documentação específica sobre os compósitos de FRP, como o Brasil, têm adotado os critérios e sugestões dos países mais avançados nesta área.

De acordo com Gamino et al. (2009), as principais recomendações de projeto para reforço com FRP são: Committee 440 do American Concrete Institute (ACI) e o Bulletin no. 14 da Fédération Internationale du Béton (FIB).

Nesse contexto, conhecer e avaliar as principais recomendações de projeto para reforço com FRP é de grande interesse para o desenvolvimento de uma diretriz a ser seguida no Brasil.

1.1. JUSTIFICATIVA

Nos últimos anos, pesquisas referentes a estruturas em concreto armado existentes direcionam-se ao aprimoramento de conhecimentos e técnicas executivas acerca de reparo e reforço deste tipo de estrutura. Com isso, tem-se observado um aumento no emprego de Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) para o reforço de estruturas de concreto, visto que esses materiais apresentam propriedades mecânicas adequadas

e são de fácil aplicação, o que favoreceu sua popularização no mercado de reforço estrutural.

O desenvolvimento dessa nova tecnologia de reforço estrutural depende mais da definição e validação de códigos e normas baseados nos princípios da engenharia, do que da disponibilidade de um novo material ou processo de produção (COLOTTI et al., 2005).

No Brasil, ainda não há uma norma específica para projetos de reforço estrutural com a utilização de materiais compósitos. Os reforços são realizados com base em normas e recomendações internacionais e em especificações de fabricantes. Para que seja possível contornar esta problemática e propor uma diretriz a ser seguida, é necessário avaliar e discutir as metodologias de cálculo sugeridas pelos vários documentos publicados, comparando-os com os diversos resultados experimentais e numéricos.

Com isso, os resultados dessa pesquisa irão permitir sistematizar os procedimentos de cálculo a se adotar em um projeto de reforço estrutural com sistemas compósitos de FRP, respeitando as propostas normativas que mais se adequam ao Brasil, de maneira a possibilitar o seu dimensionamento mais seguro e econômico.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral definir recomendações para o maior cuidado e correto dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado reforçados com sistemas constituídos por materiais compósitos de FRP, propondo um procedimento de análise e de dimensionamento que mais se adapta ao Brasil.

Para tanto, estudaram-se as duas propostas normativas mais difundidas no mercado brasileiro, o bulletin 14 da FIB (2001) e a proposta do Committee 440 do ACI (2017) procurando encontrar os pontos comuns e os de divergência entre estas duas metodologias de dimensionamento de sistemas compósitos de FRP para o reforço de estruturas de concreto armado.

A partir destas recomendações, tem-se o intuito de explorar-se ao máximo as propriedades mecânicas destes materiais de maneira a possibilitar o seu dimensionamento mais seguro e econômico.

Nesta perspectiva, a investigação contempla os seguintes tópicos:

- a) Pesquisa bibliográfica sobre as propostas normativas (ACI440.2R-17 e FIB-14/FIB Model Code 2010) e os seus critérios de dimensionamento e de verificação de segurança.
- b) Pesquisa de bases de dados de ensaios experimentais de trabalhos de investigação na área de reforço estrutural com FRP.
- c) Estudo comparativo de resultados experimentais, com os previstos de acordo com as propostas normativas. Discussão das diferenças encontradas.
- d) Definição de um procedimento para o projeto de reforço à flexão e ao cisalhamento com sistemas compósitos de FRP que melhor se adeque ao Brasil.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos.

No Capítulo 2, encontra-se uma revisão dos aspectos teóricos necessários para a compreensão do comportamento dos compósitos FRP: suas propriedades mecânicas e materiais, procedimentos de aplicação, verificação da necessidade de reforço de uma estrutura e escolha do método mais eficiente para cada situação. Inclui-se nesta revisão uma exposição sobre as duas normas abordadas nesse trabalho: ACI 440 e o FIB Model Code 2010, citando seus critérios de dimensionamento e parâmetros adotados em cada regulamentação. Apresenta-se também uma visão sobre o conteúdo da nova norma a ser publicada: FIB Model Code 2020.

No Capítulo 3, apresentam-se os procedimentos utilizados para a aquisição dos dados base do programa de investigação experimental, bem como os trabalhos selecionados e os parâmetros de escolhas dos mesmos.

Os resultados experimentais e resultados previstos, adotando os critérios sugeridos nas propostas normativas da FIB Model Code (2010) e do ACI (2017) encontram-se nos Capítulos 4 e 5, com as respectivas análises comparativas e discussões. Ainda nesses Capítulos, apresentam-se novas metodologias de cálculo, considerando parâmetros adotados no Brasil.

Por fim, no Capítulo 6, apresentam-se as conclusões do trabalho e posteriormente as referências bibliográficas utilizadas.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

2.1.1. Histórico dos sistemas compósitos

O desenvolvimento dos materiais FRPs se deu especialmente após a II Guerra Mundial com o avanço da indústria petroquímica. Na década de 70, mesmo a custos elevados, seu uso começou a ser implementado pela indústria aeroespacial e militar. Somente na década de 80/90 os custos reduziram e seu uso foi estendido à engenharia civil (BAKIS et al., 2002).

Na engenharia civil os primeiros sistemas compósitos de reforço foram desenvolvidos na Europa, como alternativa para os sistemas de chapas coladas (MACHADO e MACHADO, 2015). Trabalhos experimentais com essa nova técnica foram registrados em 1978 na Alemanha (WOLF; MIESSLER, 1989). Porém, foi na Suíça que pesquisadores dos laboratórios EMPA (“Federal Laboratories for Materials Testing and Research”) conduziram aos primeiros reforços em pontes com sistemas compósitos aplicados externamente (MEIER, 1987; ROSTASY, 1987), sendo que a primeira aplicação de um sistema FRP laminado ocorreu na Alemanha na ponte Kattenbusch Bridge em 1987 na qual utilizaram-se vinte tiras de laminados de polímeros reforçados com fibras de vidro (MEIER, 1997).

As primeiras colunas de concreto armado foram reforçadas no Japão na década de 80 (KATSUMATA et al., 1987), tendo essa tecnologia se desenvolvido rapidamente após o terremoto “Hyogoken-Nanbu”, ocorrido em 1995 (NANNI, 1995).

Nos Estados Unidos, o interesse pela utilização dos sistemas compósitos se deu, também, na década de 80, com as iniciativas da National Science Foundation e da Federal Highway Administration (MACHADO; MACHADO, 2015). Entre os anos de 1993 e 1994 nas cidades de Los Angeles e Santa Mónica foram reparados cerca de duzentos pilares utilizando GFRP (ACI 440, 2017). Atualmente, diferentes técnicas de reforço com FRP em pontes de concreto armado tem sido amplamente utilizadas, cujos trabalhos de relevância são: MAYO et al. (1999), ALKHRDAJI; NANNI; MAYO (2000), NANNI; HUANG; TUMIALAN (2001); SEIBLE et al. (2001); QUATTLEBAUM et al. (2005).

Na Europa, difundiu-se uma extensa aplicabilidade de sistemas de FRP para a reabilitação e reforço de estruturas: edifícios históricos na Grécia (TRANTAFILLOU, 1996), paredes de alvenaria, muros e lajes na Itália (SPENA et al., 1995).

Diversas pesquisas foram desenvolvidas no âmbito de estruturas de concreto armado reforçadas com FRP. Grande parte dos estudos experimentais estão correlacionados ao comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com FRP dentre os quais podem ser citados: SPADEA; BENCARDINO; SWAMY (1998), BUYUKOZTURK; HEARING (1998), GARDEN et al. (1998), JUVANDES (1999), CANNING; HOLLAWAY; THORNE (1999), KHALIFA; NANNI (2000), LORENZIS; NANNI (2001), JUVANDES; DIAS; FIGUEIRAS, (2001), MEIER, (2005), GAMAGE (2006), AZEVEDO (2008), AYDIN, et al.(2016), também estudos sobre pilares, cita-se MICELLI; MYERS; MURTHY (2001), COLE; BELARBI (2001), CALVO et al. (2001), SCHIEBEL; NANNI (2000), RUSSO (2001), AIRE; GETTU; CASAS (2001), RODRIGUES; SILVA (2001), FERNANDES et al. (2001), PLAKANTARAS et al. (2001), TURGAY (2010), e em menor escala lajes de concreto armado MOSALLAM; MOSALAM, (2003), ADELZADEH (2013).

No Brasil diversas pesquisas foram desenvolvidas no âmbito de estruturas de concreto armado reforçadas com FRP. Essas pesquisas envolvem reforço em pilares de concreto armado dentre as quais podem ser citados CARRAZEDO; HANAI; TAKEUTI (2002) e SOUZA; CLÍMACO; MELO (2002); SARAIVA (2011) e, em grande parte, reforço em vigas de concreto armado podendo-se citar FERRARI; PADARATZ; LORIGGIO (2002), CASTRO; MELO; NAGATO (2002), ARAÚJO; SHEHATA; SHEHATA (2002), SÁNCHEZ; MENEGHEL (2002), MORENO JÚNIOR; GALLARDO (2002), SILVA FILHO; MELO; NAGATO (2002), BEBER; CAMPAGNOLO; CAMPOS FILHO (2002); GARCEZ (2002), ARAÚJO E BITTENCOURT (2003), SANCHES ET AL. (2003) E SILVA FILHO (2005); MENEGHETTI (2007).

Na Escola Politécnica da USP algumas pesquisas já foram concluídas com relação ao assunto proposto: comportamento de pilares confinados com CFRP e GFRP (SILVA, 2002), comportamento da interface entre o concreto e o polímero reforçado com fibras (SANTOS, 2003), reforço de flexão e cisalhamento com materiais compósitos de fibras de carbono em vigas de concreto armado (ARAÚJO, 2005), modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP

(GAMINO, 2007). Cabe ressaltar dois importantes artigos publicados: estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte I: análise dos modelos de flexão (GAMINO, 2009), estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte II: análise dos modelos de cisalhamento (GAMINO, 2010).

2.1.2. Definição dos materiais compósitos

Um compósito é formado basicamente por dois componentes: a matriz e o elemento de reforço. A matriz é responsável pela união entre as fibras que formam o compósito e pela transferência de esforços, além de garantir proteção contra o ataque de agentes agressivos do meio ambiente e de danos causados pelo uso. O elemento de reforço, no caso do presente trabalho formado por fibras de carbono de alto desempenho, é responsável pelas propriedades mecânicas do compósito (CALLISTER, 2004).

É importante ressaltar que, num compósito, os elementos constituintes, apesar de atuarem conjuntamente, mantêm suas identidades individuais, ou seja, não se dissolvem nem se transformam completamente em outros, e podem ser facilmente identificados. O concreto é considerado como um dos exemplos mais comuns de material compósito, sendo constituído de duas fases distintas: o agregado (miúdo e graúdo) e a pasta de cimento (MENEGETTI, 2007).

Os compósitos poliméricos reforçados com fibras são classificados de acordo com o tipo de matriz e elemento de reforço. É conveniente, para estabelecer uma classificação genérica, considerar a geometria e a orientação das unidades básicas representativas do reforço, visto que estas características alteram fundamentalmente a sua forma de interação com a matriz, podendo ser classificados como particulados (granulares) e fibrosos (alongados) (MENEGETTI, 2007).

Os compósitos são normalmente desenvolvidos com o objetivo de obter melhorias nas propriedades mecânicas e na durabilidade do material resultante, especialmente em termos de aumento de resistência, rigidez, dureza e desempenho sob altas temperaturas. Como seria lógico esperar, as propriedades dos compósitos são fortemente influenciadas pelas propriedades dos materiais constituintes, sua distribuição e interação. Assim, um material compósito pode ser descrito como um sistema cujas propriedades dependem da especificação dos materiais constituintes, suas propriedades e geometria (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

Neste trabalho, o foco de interesse são os plásticos estruturados com fibras de carbono, os quais resultam da combinação de uma matriz polimérica, com uma elevada percentagem de fibras de carbono, de maneira a incrementar resistência ou rigidez em uma ou mais direções.

2.1.3. Produtos FRP disponíveis para utilização

Hoje em dia, sistemas de FRP podem ser adquiridos de diversos fabricantes e fornecedores, em diferentes configurações, com ampla variação do tipo e orientação das fibras e da natureza das formulações adesivas empregadas. Conforme explicado nos próximos tópicos, as fibras mais comumente utilizadas nos sistemas compósitos de FRP são as de vidro, carbono e aramida.

Atualmente os produtos FRP disponíveis no mercado mundial são comercializados em diversas formas, tais como tecidos (uni e bidirecionais), laminados, barras, placas e mantas pré-impregnadas (Figura 2.1).

Figura 2.1. Manta (a), tecidos (b), laminados (c) e barras de fibras de carbono (d) (SIKA, 2016).

A seleção do material mais adequado para um dado reforço é um processo crítico, pois cada sistema é único em sua relação de componentes resina e fibra atuando conjuntamente. O ACI 440R (ACI, 2017) recomenda que os sistemas de reforço que utilizam polímeros estruturados com fibras sejam selecionados com base na eficiência do mecanismo de transferência de esforços e na facilidade e simplicidade de aplicação.

2.1.3.1. Fibras

A fibra, um dos materiais componentes do FRP, são muito atrativas e efetivas como material de reforço, pois além de ser mais resistente e rígida quando na forma fibrosa (graças à alta relação comprimento-diâmetro e à reduzida quantidade de defeitos), permite que as cargas sejam transferidas entre a matriz e as fibras através de uma área superficial elevada, o que reduz as tensões na interface fibra-matriz.

Os tipos de fibra mais empregados para estruturar os FRP são as fibras de vidro, carbono e aramida. Existem também registros de emprego, em escala bem reduzida, de fibras de boro, sílica, tungstênio, basalto e berílio (MENEGETTI, 2007). Dependendo do tipo de fibra empregado na formação do compósito, a nomenclatura internacionalmente utilizada para designar o compósito pode variar, como segue:

- Compósitos com fibras de aramida - AFRP (aramid fiber reinforced polymer);
- Compósitos com fibras de carbono - CFRP (carbon fiber reinforced polymer);
- Compósitos com fibras de vidro - GFRP (glass fiber reinforced polymer).

Maiores detalhes sobre o processo de fabricação e as características de cada tipo de fibra podem ser encontrados em Garcez (2007).

2.1.3.1.1. *Fibras de vidro*

As fibras de vidro são as mais utilizadas na formação de compósitos poliméricos em virtude de suas vantagens, que incluem baixo custo e elevada resistência. Suas desvantagens estão relacionadas com o baixo módulo de elasticidade e de resistência à abrasão, assim como com a adesão deficiente à matriz polimérica na presença de umidade (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

Nos compósitos estruturais são utilizados três tipos de fibra de vidro: E, S e AR (Alkali-Resistant). As fibras de vidro do tipo E, da família dos vidros cálcio-alumina-silicatos, são as mais utilizadas para uso em geral e em quase todas as aplicações elétricas. Já as fibras do tipo S, compostas por magnésio-alumino-silicatos, são ditas de alta resistência e apresentam bom desempenho em altas temperaturas, fato que as tornam as mais caras entre as fibras de vidro. As fibras de vidro E e S são facilmente atacadas pelos álcalis do cimento (MENEGETTI, 2007).

Para prevenir esta degradação, uma quantidade considerável de zircônio é adicionada, o que resulta nas fibras resistentes aos álcalis, denominadas fibras de vidro AR (FIB, 2010). Cabe salientar que, no caso do FRP, a questão da resistência a álcalis não é fundamental, visto que a fibra fica envolta numa matriz polimérica, que impede o acesso dos mesmos, preservando-a.

2.1.3.1.2. Fibras de carbono

As fibras de carbono resultam do tratamento térmico de fibras precursoras orgânicas, tais como o poliácrlonitrila (PAN), o rayon e o nylon. Podem também ser produzidas a partir de alcatrão derivado do petróleo ou do carvão, oxidado em um ambiente inerte. As fibras de carbono são produzidas através de um processo chamado pirólise controlada, em que uma das três fibras precursoras é submetida a uma série de tratamentos térmicos (estabilização, carbonização, grafitização e tratamento superficial). O resultado deste processo são filamentos de diâmetro entre 5 a 8 micrômetros (MENEGETTI, 2007).

O tratamento térmico faz com que os átomos de carbono fiquem alinhados ao longo do eixo da fibra precursora, característica que confere extraordinária resistência mecânica ao produto final. Quanto maior a temperatura de exposição, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que normalmente varia entre 100GPa e 300GPa nas fibras de carbono, e pode alcançar até 650GPa nas fibras de grafite. Devido ao gasto energético para a produção, quanto maior o módulo de elasticidade, maior é o custo do material final (MACHADO e MACHADO, 2015).

De todos os tipos de compósitos FRP para aplicações na área de infraestrutura, o CFRP é o menos propenso à falha por fadiga (ACI-440, 2017). Além disso, é mais resistente à ação de agentes químicos e imune a corrosão, tornando-o um excelente

material a ser empregado no reforço e recuperação de pontes, sendo este um dos motivos de tê-lo escolhido para o presente estudo.

2.1.3.1.3. Fibras de aramida

Aramida é a denominação genérica para as poliamidas aromáticas. Estas formam polímeros fortemente orientados, adequados para a obtenção das fibras de aramida, as mais populares dentre as fibras orgânicas para fins de fabricação de FRP. O desenvolvimento desta fibra decorre de pesquisas realizadas pela empresa DuPont a partir de 1965. A fibra obtida foi registrada sob a marca KEVLAR® e introduzida comercialmente no início da década de 70, para a fabricação de coletes à prova de bala, entre outros produtos (DUPONT KEVLAR, 2006). Cabe destacar que as fibras de aramida apresentam resistência à tração em torno de 3.000MPa e módulo de elasticidade variando entre 60GPa e 120GPa. São mais resistentes ao fogo do que as fibras de carbono e vidro. Outra vantagem está no fato de que a aramida tem excelente resistência ao impacto.

2.1.3.2. Produtos disponíveis no mercado brasileiro

Os principais sistemas de recuperação e reforço estrutural para uso na técnica de colagem externa disponíveis no mercado brasileiro são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. - Principais sistemas de recuperação estrutural existentes no mercado brasileiro.

Sistema FRP vendido no Brasil	Tipo de fibra	Peso	Resistência à tração*	Módulo de elasticidade*	Deformação máxima*
		(g/m2)	(MPa)	(GPa)	(%)
Sika					
CarboDur S	Carbono (lamina)	1600	3100	170	1,7
SikaWrap®-300 C	Carbono (tecido)	314	3500	225	1,56
S&P Clever Reinforcement Company					
S&P A-Sheet 120	Aramina	290	2900	120	2,5
S&P C-Sheet 240	Carbono	200	4300	240	1,8
S&P C-Sheet 640	Carbono	400	2600	640	0,4
S&P G-Sheet E 50/50	Vidro	350	3400	73	4,5
S&P G-Sheet AR 50/50	Vidro	350	2850	65	4,3
S&P C-Laminate SM (150/200)	Carbono (laminado)	1600	2800	170	1,6
BASF Construction Chemical					
MasterBrace FIB 300/50 CFS	Carbono (tecido)	-	4900	230	2,1
MasterBrace FIB 600/50 CFS	Carbono (tecido)	-	4900	230	2,1
MasterBrace LAM 50/1.4CFS	Carbono (Laminado)	-	3000	165	1,7

2.1.4. Reforço e reabilitação de estruturas por meio de sistemas com FRP

A deterioração de edifícios, pontes e viadutos resultante do envelhecimento da estrutura, do projeto e/ou construção deficiente, da falta de manutenção e de causas acidentais (sismos) tem levado a uma degradação crescente das estruturas (FIGUEIRAS e JUVANDES, 2000).

O desenvolvimento de diversos novos materiais e sua aplicação à construção civil tais como o CFRP, o GFRP e o AFRP permitiram um grande desenvolvimento das técnicas de reforço em estruturas de concreto armado (GAMINO, 2007). No concreto armado, essencialmente, onde ocorrem tensões de flexão e de cisalhamento é possível a aplicação dos sistemas compósitos FRP, conforme Tabela 2.2. e exemplos de aplicação na sequência:

Tabela 2.2. - Tipo de reforço versus tipo de FRP. (GARCIA, 2001)

Tipo de reforço	Elemento estrutural a reforçar	Tipo de PRF
Reforço à flexão	Viga, lajes, muros e pilares.	Laminado
Reforço à cortante	Vigas e muros	Manta ou folha
Reforço por confinamento	Pilares, silos, tanques e chaminés.	

Reforço de vigas à flexão e ao cisalhamento

Os sistemas FRP podem ser utilizados para absorver os esforços de tração devidos aos momentos positivos e negativos, bem como as tensões tangenciais decorrentes do corte, conforme mostrado na Figura 2.2.

Figura 2.2. Aplicações de FRP para reforço de estruturas (TALJSTEN, 2003).

Reforço de lajes à flexão

Identicamente aos casos das vigas, as lajes podem ser reforçadas à flexão com lâminas de FRP dispostas segundo as duas direções, conforme Figura 2.2. No dimensionamento dos reforços, o peso próprio dos sistemas FRP pode ser desprezado por ser muito pequeno ($<1,5\text{kg/m}^2$).

Reforço de pilares e colunas

O reforço de pilares e colunas utilizando os sistemas compósitos FRP são feitos de duas maneiras distintas visando aumentar a resistência à flexão, ou aumentar a resistência à compressão por confinamento da seção, conforme Figura 2.3. Observa-se neste tipo de reforço que o compósito FRP está atendendo, simultaneamente, a duas solicitações diferentes: reforço à flexão no sentido longitudinal da coluna e confinamento da seção que ocorre ortogonalmente ao eixo longitudinal da coluna. Aplica-se, primeiramente, o sistema à flexão e ao corte (técnica de colagem crítica), e em seguida, sobre o anterior, o reforço por confinamento (técnica de contato crítico). O mesmo princípio pode ser utilizado para reforço de reservatórios cilíndricos, sendo que o FRP trabalhará como um elemento passivo.

Figura 2.3. Reforço de pilar e coluna à flexão e ao confinamento (MBRACE, 1999).

Reforço de muros de arrimo, vigas-parede, alvenarias e ampliação da capacidade resistente a impactos e explosões

Essas estruturas podem ser reforçadas tanto à flexão como ao cisalhamento. Uma aplicação interessante e que está sendo bastante utilizada preventivamente em casas e edifícios situadas em regiões sujeitas a tornados e furacões, é o reforço de tijolos ou de blocos de concreto ao cisalhamento (particularmente com a utilização de fibras de vidro EGlass) (GFRP) aumentando-se consideravelmente a resistência das mesmas a essas manifestações naturais (MACHADO e MACHADO, 2015).

Outra aplicação é o reforço de estruturas de concreto armado a impactos e explosão, conforme Figura 2.4. Com a utilização de várias camadas de FRP orientadas cada uma segundo inclinações diferentes se consegue excepcional aumento de resistência da estrutura a impactos diretos e explosões confinadas.

Figura 2.4. Reforço de muros, alvenarias e capacidade de absorver impactos (MACHADO; MACHADO, 2015).

Recuperação de estruturas históricas

Os compósitos FRP são muito utilizados na recuperação de estruturas históricas, onde a forma e a estética das estruturas necessitam ser mantidas. Nesses casos, os reforços em FRP acabam passando despercebidos, visto que além de não modificarem a forma, podem ser aplicados em pequenas tiras ou barras, que apesar de perceptível, não agride o conjunto da obra.

2.1.5. Aplicações dos sistemas compósitos no Brasil

A primeira utilização do sistema compósito reforçado com fibras de carbono ocorreu em 1998 no reforço do Viaduto Santa Teresa, em Belo Horizonte, MG. Foram utilizadas 3.870m² de lâminas de carbono (MACHADO, 2002). Este viaduto foi construído entre os anos de 1925 e 1927 e apresentava manifestações patológicas que exigiam a completa recuperação estética e estrutural. Foram reforçadas à flexão todas as lajes e vigas principais, e, à flexão e ao cisalhamento, todas as transversinas, visando atender à classe rodoviária de 45tf. Na Figura 2.5 visualiza-se um vão típico do viaduto com todos os elementos reforçados.

Figura 2.5. Reforço do Viaduto Santa Teresa em Belo Horizonte (MACHADO, 2002).

No Brasil, várias são as aplicações de compósitos no reforço de lajes (de pontes, de piso de estacionamento), vigas (de pontes e de edificações em geral), pilares (de pontes, de edifícios e de ancoradouros), paredes de concreto, muros de arrimo, túneis, silos, tanques e torres de transmissão de sinais.

Conforme Figura 2.6 e Figura 2.7, além de shopping centers (ampliação) e obras de infraestrutura (recuperação e adaptação de pontes e viadutos para a passagem de veículos com grande carga), as indústrias têm cada vez mais optado por este tipo de sistema por apresentarem menor interferência em sua produção, visto que este

analisa o valor agregado do sistema e não somente o custo isolado dos materiais, pois entende que as perdas por dias parados de produção seriam muito maiores se optassem por métodos convencionais.

Figura 2.6. Reforço do Edifício do Anexo III da Secretaria da Fazenda do Estado de Minas Gerais. Correção das deficiências originais de projeto para permitir o aumento da carga acidental de 150 kgf/m² para 300 kgf/m². (Fonte: TECHNE ago. 2007)

Figura 2.7. Serviço de reforço dos pilares e lajes, com fibra de carbono, para ampliação e construção do restaurante Coco Bambu no Anchieta Garden Shopping em Belo Horizonte. (Fonte: Treinotec Engenharia LTDA., 2018).

2.1.6. Custos associados à reabilitação estrutural

As estruturas que normalmente necessitam de atividades de recuperação ou reforço são as pontes e viadutos, não somente nos casos de restabelecimento das condições de uso, mas também quando se deseja aumentar a sua capacidade de resistência. (MENEGETTI, 2007)

O custo de reabilitação estrutural normalmente é muito alto, em virtude da dificuldade de realização do serviço e da interrupção, em muitos casos, do uso da estrutura.

Porém, a completa reposição de uma estrutura tende a se tornar mais onerosa e certamente representa um desperdício de recursos naturais e econômicos quando a reabilitação é uma alternativa viável (HOLLAWAY e LEEMING, 1999).

Aliado a isso, técnicas de pultrusão, transferência de resinas para a moldagem in situ, bobinas de filamentos e a semi-automação do processo de manufatura fizeram com que os custos de produção dos polímeros reforçados com fibras baixassem. A redução do consumo destes componentes pela indústria de defesa fez expandir a fatia de mercado na indústria de equipamentos esportivos e, provavelmente, na da construção civil (EINDE et al., 2003).

Mesmo com a redução de custo no processo de fabricação dos polímeros reforçados com fibras, o custo inicial para aquisição do sistema ainda é alto.

No Brasil, esse custo inicial vem caindo, principalmente com a chegada das empresas chinesas, as quais apresentam os produtos FRPs com preços competitivos e com adequada qualidade e eficiência do material. Atualmente, a aplicabilidade do material equivale a 25% do preço que custava quando ele foi apresentado ao mercado nacional.

Todavia, a comparação direta do custo por unidade não é apropriada. Quando os gastos de instalação são incluídos no comparativo de custos, os polímeros reforçados com fibras podem competir de igual para igual com os materiais convencionais. O baixo peso dos compósitos estruturados com fibras reduz as despesas com transporte e permitem algumas atividades de pré-fabricação, as quais reduzem o tempo de trabalho no canteiro de obras. E se a comparação incluir custos de manutenção ao longo da vida útil da estrutura, estes materiais possuem uma significativa vantagem (HOLLAWAY e LEEMING, 1999; TÄLJSTEN, 2003).

Meier (2005a) explica que existe certa preferência pelo uso da fibra de carbono para geração do compósito, em função de suas excelentes características em termos de resistência, ductilidade e durabilidade. O interesse em reduzir custos e facilitar a técnica construtiva, todavia, vem impulsionando a investigação de outras combinações fibra-adesivo, mais baratas, mas que apresentam desempenho adequado e boa compatibilidade com os diferentes materiais empregados na construção civil.

Acredita-se que o emprego da fibra de vidro, cujo desempenho não é muito inferior à fibra de carbono e tem um custo muito menor, seja uma alternativa técnica e economicamente viável em certas aplicações, em que o desempenho exigido do reforço é mais modesto. Já a fibra de aramida se apresenta como uma alternativa intermediária, em termos de desempenho mecânico e econômico (MENEGETTI, 2007).

2.1.7. Manifestação patológica e verificação da necessidade de reforço

Quando uma estrutura de concreto armado começa a apresentar comportamento anômalo em relação ao seu padrão usual, esta é uma indicação segura de que algo está interferindo com as suas características originais.

Machado (2002) estima que a origem dos problemas patológicos esteja assim dividida: 40% por deficiência de projeto; 28% por deficiência na execução; 18% por deficiência dos materiais construtivos; 10% por utilização incorreta das estruturas e 4% por causas diversas. A(s) causa(s) dessa(s) anomalia(s) devem, então, ser pesquisadas para que seja determinado qual o grau de risco a que a estrutura eventualmente poderá estar submetida se o fenômeno não for interrompido a tempo. Esse procedimento investigatório deve determinar quais patologias estão atuando e que providências deverão ser adotadas para o saneamento do elemento (MACHADO; MACHADO, 2015).

A Figura 2.8 apresenta 9 etapas de um processo de investigação sobre a necessidade de recuperação e reparo de uma estrutura de concreto armado que tenha sofrido ou que possa vir a sofrer danos ou deteriorações e indica recomendações para a seleção de produtos, sistemas e alternativas.

Figura 2.8. Fases e etapas de um processo de recuperação de uma estrutura de concreto armado, baseado nos conceitos da norma europeia EN1504-9 (SILVA, 2008).

Essas 9 etapas podem ser agrupadas em 5 fases distintas. Primeiramente temos a fase de “diagnóstico”, constituídas por duas etapas que visam avaliar o estado da estrutura e identificar as avarias/patologias presentes. Posteriormente, na fase “deliberativa” são decididas as medidas a tomar e os princípios e métodos a adotar para o reforço. A terceira fase é o “dimensionamento” da solução adotada, baseada na decisão tomada anteriormente. A penúltima fase é a “execução” da melhor solução encontrada e, por fim a fase de “inspeção/ monitoração/ manutenção”, sendo que a sua aplicação apenas se torna relevante em estruturas especiais e com alguma importância.

2.1.8. Procedimento para definir o sistema de reforço mais adequado

Para definir o sistema de reforço estrutural mais adequado é necessário avaliar e analisar o problema (MACHADO e MACHADO, 2015). Conforme Figura 2.9, essa avaliação passa pela capacidade resistente da estrutura (à tração, ao corte, à flexão, à compressão, etc) para que se tenha o conhecimento do que será considerado para o projeto de recuperação.

Na sequência, passa-se ao estágio de definir a estratégia de reforço, sendo: reforço, estabilização (restauração), ou mesmo os dois. Em função dos carregamentos incidentes (carga a suportar), o reforço e/ou a recuperação poderão ser implantados através de elementos ativos ou passivos. Com isso, pode-se definir qual será o sistema de reforço adotado, sendo, dentre várias opções: aumento da seção resistente; transformação da estrutura em estrutura mista de concreto/aço; aplicação de protensão externa; grauteamentos externos e internos; diminuição dos esforços via redução dos vãos estruturais; sistemas compósitos de FRP, etc.

Uma vez escolhida a opção que atende às necessidades da recuperação e/ou reforço, passa-se à fase de dimensionamento e detalhamento do projeto.

Figura 2.9. Procedimento para definir o projeto de recuperação estrutural (modificado de MACHADO; MACHADO, 2015).

2.1.9. Procedimento de aplicação dos sistemas compósitos

O comportamento dos membros de concreto reforçados com sistemas FRP são altamente dependentes de um substrato saudável e uma superfície descontaminada no momento da aplicação do FRP, sendo essa fase de fundamental importância para o correto funcionamento do reforço. Assim, as providências necessárias para a aplicação dos reforços seguem descritos abaixo:

- a) Limpeza e preparação da superfície: primeiramente deve-se realizar a limpeza da superfície onde será aplicado o sistema FRP através de abrasivos ou jatos de areia ou limalhas metálicas, promovendo a abertura dos poros e removendo a poeira, substâncias oleosas e graxas, pinturas, argamassas, etc. Cantos envolvidos nessa aplicação devem ser arredondados visando evitar concentrações de tensões e eliminar eventuais “vazios”. Posteriormente deve-se retirar o pó utilizando-se pano limpo ou estopa embebida em álcool, acetona ou água raz.
- b) Aplicação do imprimador primário: sobre a superfície seca aplica-se um “primer” de baixa viscosidade e alto teor de sólidos a fim de garantir aderência do FRP com o substrato.
- c) Aplicação do regularizador de superfície: Após aplicado o “primer”, faz-se uso de uma resina epóxi com alto teor de sólidos, denominada “putty”, utilizada para nivelar a superfície da estrutura, garantindo o estabelecimento de uma superfície desempenada contínua.
- d) Corte e imprimação do FRP: no caso de laminados, estes devem ser previamente cortados sendo posteriormente saturados com uma resina com alto teor de sólidos para realizar a aderência do sistema na superfície de concreto. Existem duas maneiras para se executar esse procedimento: saturação via úmida (FRP é saturado antes da aplicação sobre o concreto – melhor trabalhabilidade e economia de resina, porém dificulta o transporte até o local de colagem); e saturação via seca (a saturação é feita sobre o concreto da peça a ser reforçada para em seguida ser colada a lamina de FRP)
- e) Aplicação do FRP: após todos esses procedimentos, insere-se o FRP por sobre todas as camadas anteriores.
- f) Segunda camada de saturação: é feita a segunda saturação por sobre o FRP instalado, de modo a garantir que as fibras estejam totalmente imersas na resina.
- g) Revestimento estético e/ou protetor: pode-se aplicar uma camada de cobertura a fim de garantir boa estética à estrutura de concreto reforçada como por exemplo tinta acrílica. Alguns sistemas FRP’s disponibilizam revestimentos especiais com diversas cores e texturas.

A Figura 2.10 ilustra todos esses procedimentos.

Figura 2.10. Descrição das etapas de aplicação de sistemas FRP (DEGUSSA apud GAMINO, 2007).

A temperatura, a umidade relativa do ar e a umidade superficial no momento da aplicação podem afetar o desempenho do reforço. Estas condições devem ser verificadas antes e durante a aplicação do sistema (ACI 440.2R, 2017). Os adesivos em geral não devem ser aplicados em superfícies frias ou geladas. Quando a temperatura superficial do concreto estiver abaixo do nível mínimo especificado pelo fabricante dos sistemas de reforço com FRP, pode ocorrer saturação imprópria das fibras e cura inadequada do sistema. Em geral, a temperatura do ambiente e da superfície que receberá o reforço deve estar acima de 20°C. Superfícies úmidas ou molhadas também prejudicam a ligação entre o compósito FRP e o substrato, a menos que as resinas sejam formuladas para aplicação neste tipo de superfície (MENEGETTI, 2007).

2.1.10. Propriedades materiais e mecânicas dos sistemas FRP

O reforço de estruturas de concreto com compósitos de FRP utiliza a técnica de colagem destes ao concreto por meio de um adesivo (JUVANDES, 1999). No final, o desempenho geral do reforço vai ser condicionado pelo comportamento a curto e longo prazo dos dois materiais: o adesivo e o FRP (fibra+matriz).

Nos sistemas FRP, a nível das fibras, essas exercem uma dupla função, transportando capacidade de carga e rigidez para os compósitos, enquanto a matriz é necessária para assegurar a distribuição da carga às fibras e protegê-las das agressões do meio ambiente (MACHADO; MACHADO, 2015). A maioria dos materiais dos sistemas FRP são feitos com fibras de alta resistência e rigidez enquanto sua

deformação de ruptura é inferior àquela da matriz epoxídica. A Figura 2.11 mostra a relação (tensão-deformação) para a fibra, a matriz e o sistema FRP resultante. Nela, pode ser observado que o material resultante, o sistema FRP, tem menor rigidez que a fibra e rompe à mesma deformação ($\epsilon_{f,max}$) das próprias fibras.

Figura 2.11. Relação tensão-deformação entre as fibras, o FRP e a matriz (CRUZ et al., 2011).

Para sistemas compósitos formados por fibras unidirecionais, o comportamento mecânico do compósito pode ser estimado utilizando-se modelos micromecânicos que indicam as seguintes características:

$$E_f = V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot E_m \quad (2.1)$$

$$f_{fib} \approx V_{fib} \cdot f_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot f_m \quad (2.2)$$

Sendo “ V_{fib} ” a fração volumétrica das fibras, “ E_{fib} ” o módulo de elasticidade da fibra (GPa), “ E_m ” o módulo de elasticidade da matriz (GPa) e “ f_{fib} ” o nível de tensão nas fibras (MPa).

De modo geral, os valores das propriedades dos componentes dos sistemas FRP são fornecidos pelo fabricante do produto, sendo que em caso de ausência, o ACI440-2017 recomenda valores relacionados na Tabela 2.3. Somado a isso a Tabela 2.4 faz um comparativo global entre os diferentes tipos de fibras.

Tabela 2.3. - Propriedades mecânicas das fibras (ACI440, 2017)

Tipo de Fibra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência Última à Tração (MPa)	Deformação Última (%)
Carbono			
Aplicação Geral	220 – 235	<3790	>1,2
Alta Resistência	220 – 235	3790 – 4825	>1,4
Altíssima Resistência	220 – 235	4825 – 6200	>1,5
Alto Módulo	345 – 515	>3100	>0,5
Altíssimo Módulo	515 – 690	>2410	>0,2
Vidro			
E-Glass	69 – 72	1860 – 2685	>4,5
S-Glass	86 – 90	3445 – 4825	>5,4
Aramida			
Aplicação Geral	69 – 83	3445 – 4135	>2,5
Alta Performance	110 – 124	3445 – 4135	>1,6

Tabela 2.4. Comparação qualitativa entre compósitos de carbono, aramida e vidro (MEIER, 1995)

CRITÉRIO	COMPÓSITOS		
	Carbono	Aramida	Vidro
Resistência à tração	Muito boa	Muito boa	Muito boa
Resistência à compressão	Muito boa	Inadequada	Boa
Módulo de elasticidade	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento ao longo do tempo	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento à fadiga	Excelente	Bom	Adequado
Densidade volumétrica	Boa	Excelente	Adequada
Resistência alcalina	Muito boa	Bom	Inadequada
Custo	Adequado	Adequado	Muito bom

As fibras contínuas e a matriz polimérica são materiais anisotrópicos e heterogêneos com um comportamento elástico linear até a ruptura, conforme Figura 2.12. Quando carregados segundo a direção longitudinal das fibras, os materiais dos sistemas FRP não exibem nenhum comportamento plástico (escoamento) antes da ruptura (MACHADO e MACHADO, 2015). O comportamento à tração desses materiais é caracterizado por uma relação (tensão/deformação) elástica linear até a ruptura, que é súbita e frágil, conforme Figura 2.12.

A tensão de tração e espessura dos sistemas FRP são dependentes de uma série de fatores. Uma vez que as fibras nos sistemas de FRP absorvam quase todo o carregamento, o tipo de fibra, sua orientação e sua quantidade, assim como a maneira com que são fabricadas afetam as propriedades de resistência à tração das mesmas (MACHADO; MACHADO, 2015). A Figura 2.13 ilustra o diagrama tensão-deformação de sistemas FRP, comparando-os com o aço. Observa-se que os FRP apresentam

valores à tração muito maiores ao do aço e em alguns casos módulo de elasticidade também superior.

Figura 2.12. Diagrama tensão-deformação de plásticos para FRP (MACHADO; MACHADO, 2015).

Figura 2.13. Diagrama tensão-deformação do sistema FRP e do aço (FIB -14, 2001).

Com relação a um sistema de FRP aplicado em uma estrutura, é importante que o elemento reforçado apresente um comportamento dúctil, de modo que a estrutura “avise” quando atingir seus limites de utilização (SANTOS, 2003). Na Figura 2.14 observa-se o comportamento de duas vigas distintas, uma viga sem reforço e outra reforçada com FRP.

Figura 2.14. Gráfico carga versus deformação para uma viga reforçada com FRP (SANTOS, 2003).

Capozucca e Cerri (2002) conduziram uma pesquisa de cunho analítico e experimental com relação ao comportamento de vigas de concreto armado submetidas à flexão simples com carregamento monotônico e cíclico no meio do vão reforçadas com CFRP. Segundo o modelo teórico desenvolvido, foram confeccionados diagramas do tipo força-deformação no concreto para uma viga de controle (sem reforço) e duas outras vigas com uma e duas camadas de CFRP cujos resultados encontram-se na Figura 2.15.

Figura 2.15. Curvas força-deformação no concreto obtidas por CAPOZUCCA; CERRI (2002).

Tais resultados apontam uma queda de ductilidade por parte do elemento estrutural à medida que se amplia o número de camadas de reforço. A Figura 2.16 apresenta curvas força-deslocamento obtidos para as vigas B1 (viga reforçada com uma camada de CFRP) e B2 (viga reforçada com duas camadas de CFRP) evidenciando também a diminuição da capacidade de deformação inelástica do elemento estrutural com o aumento do reforço.

Figura 2.16. Curvas força-deslocamento obtidas por meio de carregamento monotônico. (CAPOZUCCA e CERRI, 2002).

Com relação ao estudo do reforço ao cisalhamento, Khalifa e Nanni (2000) realizaram ensaios experimentais em vigas de concreto armado de seção “T” reforçadas com CFRP. O programa experimental compreendeu o ensaio de seis vigas com diferentes formas de posicionamento do FRP a saber:

- Viga BT1: Viga de referência com armadura convencional (não reforçada com CFRP);
- Viga BT2: Viga reforçada com envelopamento da alma em forma de “U” sem ancoragem;
- Viga BT3: Viga reforçada com duas camadas de CFRP, sendo uma longitudinal e outra perpendicular ao comprimento da viga;
- Viga BT4: Viga reforçada com envelopamento da alma em forma de “U”;
- Viga BT5: Viga reforçada com colagem de tiras somente nas laterais da alma;
- Viga BT6: Viga reforçada com envelopamento da alma em forma de “U” com ancoragem;

A Figura 2.17 apresenta os resultados obtidos por meio de curvas força-deslocamento no meio do vão.

Figura 2.17. Curvas força-deslocamento para as vigas com reforço CFRP (KHALIFA; NANNI, 2000).

Khalifa e Nanni (2000) concluíram através dos resultados obtidos que a utilização de um bom mecanismo de ancoragem se faz necessário para um melhor comportamento e aproveitamento das propriedades do material de reforço, refletindo na capacidade de suporte do elemento reforçado (vigas BT2 e BT6). Esse mecanismo de ancoragem está exposto na Figura 2.18.

Figura 2.18. Mecanismo de ancoragem utilizado nas vigas ensaiadas (KHALIFA; NANNI, 2000).

Os autores também concluem que utilizar a configuração de reforço da viga BT5 (reforço nas laterais da alma) sempre implica em perdas de contribuição no combate aos esforços de cisalhamento quando comparada com a configuração da viga BT4 (reforço com envelopamento em “U” de toda a alma).

2.1.10.1. Condições de exposição ambiental e durabilidade

Muitos sistemas FRP exibem propriedades mecânicas reduzidas após exposição a certos fatores ambientais, incluindo alta temperatura, umidade e exposição química. O ambiente de exposição, duração da exposição, tipo e formulação da resina, tipo de fibra e método de cura da resina são alguns dos fatores que influenciam a extensão da redução das propriedades mecânicas (ACI-440, 2017). As propriedades de tensão-deformação relatadas pelo fabricante baseiam-se em ensaios realizados em ambiente laboratorial e não refletem os efeitos da exposição ambiental.

Com isso, como as propriedades dos FRP, tais como a resistência à tração (f_{fu} ; MPa) e a deformação última (ϵ_{fu} ; %) dependem do tipo de ambiente em que o FRP esteve inserido durante a sua vida, os valores das propriedades indicados pelos fabricantes devem ser encarados como valores iniciais, devendo estes serem corrigidos por fatores que atendam ao tipo de ambiente. Assim, conforme Tabela 2.5 o ACI-440 (2017) propõe que tais valores indicados pelos fabricantes, f^*_{fu} e ϵ^*_{fu} , sejam reduzidos por um coeficiente ambiental, C_E :

$$f_{fu} = C_E \cdot f^*_{fu} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon^*_{fu} \quad (2.4)$$

A durabilidade dos sistemas de FRP é objeto de considerável pesquisa em andamento. O projetista deve selecionar um sistema FRP que tenha sido submetido a testes de durabilidade consistentes com o ambiente onde o mesmo esteja inserido. Os testes de durabilidade podem incluir ciclos quentes em ambiente úmido, imersão alcalina, ciclos de congelamento e descongelamento, exposição à raios ultravioletas, calor em ambiente seco e água salgada.

Além disso, qualquer sistema FRP que cubra completamente uma seção de concreto deve ser verificado para os efeitos de uma variação das condições ambientais, incluindo as de corrosão do aço, reações álcali-agregados, aprisionamento de água, pressões de vapor e transmissão de vapor de umidade (MASOUD e SOUDKI 2006, SOUDKI e GREEN 1997, PORTER et al., 1997, CHRISTENSEN et al., 1996, TOUTANJI 1999). Muitos sistemas FRP criam uma camada impermeável à superfície do concreto. Em regiões onde a transmissão de vapor de umidade é esperada,

soluções adequadas devem ser proporcionadas para permitir que a umidade escape da estrutura de concreto.

Tabela 2.5. - Valores de C_E para vários sistemas de FRP e condições de exposição (modificado de ACI-440, 2017).

Condição de exposição	Fibra e tipo de resina	Valor de C_E
Interior	Carbono/epoxi	0.95
	Vidro/epoxi	0.75
	Aramida/epoxi	0.85
Exterior (pontes, docas, parques, etc.)	Carbono/epoxi	0.85
	Vidro/epoxi	0.65
	Aramida/epoxi	0.75
Ambientes agressivos (Indústrias químicas, ETARs, etc.)	Carbono/epoxi	0.85
	Vidro/epoxi	0.50
	Aramida/epoxi	0.70

Pesquisas tem sido conduzidas com a finalidade de demonstrar a influência das condições ambientais na relação tensão-deformação do ligante/adensivo (resina). De acordo com estudos de Gravina (2016), observa-se uma importante redução na capacidade de carga dessas resinas sob diversas condições ambientais, conforme Figura 2.19.

Figura 2.19. Influência de várias condições ambientais na relação σ - ϵ do ligante/adensivo (GRAVINA, 2016).

2.1.10.2. Comportamento de um sistema FRP sob temperatura elevada e fogo

Os coeficientes de variação térmica dos sistemas FRP unidirecionais são diferentes nas suas direções longitudinal e transversal, dependendo do tipo de fibra e da fração em volume da mesma (MACHADO; MACHADO, 2015). A Tabela 2.6 mostra os coeficientes de variação térmica típicos dos sistemas mais utilizados. A análise dessa tabela mostra que, no caso dos sistemas estruturados com fibras de carbono, o sistema contrai quando ocorrer aumento de temperatura e expande quando houver redução de temperatura (paradoxo térmico).

Tabela 2.6. Coeficiente de variação térmica dos FRP (ACI-440, 2017).

Coeficientes Típicos de Variação térmica dos FRP(*)			
Direção	Coeficiente de variação térmica ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	Vidro	Carbono	Aramida
Longitudinal (a_L)	6 à 10	-1 a 0	-6 a -2
Transversal (a_t)	19 a 23	22 a 50	60 a 80
(*) valores típicos para frações em volume de 0,5 a 0,7			

Com relação à altas temperaturas, uma das questões que merece atenção quando da utilização de reforço de estruturas de concreto por intermédio da aplicação de materiais compósitos a base de matriz epóxi é a redução de resistência do material com o aumento de temperatura (Figura 2.20). Suas propriedades resistentes são grandemente afetadas quando trabalham em locais com temperatura ambiente elevada ou quando submetidas a variações térmicas significativas. No geral, as resinas possuem temperatura de transição vítrea (T_g) que varia entre 80°C a 90°C , gerando uma significativa redução do módulo de elasticidade dos polímeros. Com isso, o limite prático adotado nos projetos em que utilizam adesivos epoxídicos tem sido de aproximadamente 70°C (MACHADO; MACHADO, 2015).

Nos materiais compósitos de FRP, as fibras, que exibem melhores propriedades térmicas que as resinas, podem continuar a suportar alguma carga segundo a direção longitudinal até que a temperatura limite das mesmas seja atingida, cerca de 275°C para as fibras de vidro, 1000°C para as fibras de carbono e 175°C para a fibras de aramida (FORTES, 2003).

Figura 2.20. Diagrama de carga de ruptura vs. temperatura para CFRP à flexão (FORTES, 2003).

Com relação à segurança contra incêndios, as estruturas reforçadas com FRP devem cumprir todas as normas de construção e de incêndio aplicáveis. Para verificações da propagação da chama e geração de fumaça, costuma-se adotar as recomendações da norma ASTM E84 – “Características de combustão de superfície dos materiais de construção”. Revestimentos (APICELLA, IMBROGNO, 1999) e sistemas de isolamento (BISBY et al., 2005a; WILLIAMS et al., 2006) podem ser usados para limitar a propagação de fumaça e de chama.

Devido à degradação da maioria dos materiais FRP a alta temperatura, supõe-se que a resistência dos sistemas FRP colados externamente seja completamente perdida num incêndio, a menos que se possa comprovar que a temperatura do sistema FRP permanece abaixo da sua temperatura crítica (por exemplo, FRP com um sistema de proteção contra o fogo). A temperatura crítica de um sistema de reforço FRP deve ser considerada como a temperatura de transição vítrea (T_g) mais baixa dos componentes do sistema de reparo (normalmente a da resina). Além disso, recomenda-se que o componente estrutural sem o sistema FRP deve possuir resistência suficiente para resistir a todas as cargas de serviço aplicáveis durante um incêndio. Em situações em que se necessita aumentar as cargas a tal ponto que a resistência ao fogo não ofereça a segurança exigida, a utilização de proteção contra incêndio é recomendada (MACHADO; MACHADO, 2015). O ACI-440 (2017) – Seção 9.2 apresenta uma abordagem racional para o cálculo da resistência estrutural ao fogo de estruturas reforçadas com sistemas FRP.

2.1.10.3. Tolerância ao impacto e à fadiga de um sistema FRP

O estudo do comportamento mecânico dos materiais FRP ao impacto e à fadiga e as informações sobre a tendência e rapidez de acúmulo de danos e perda de desempenho estrutural ao longo dos ciclos de carga são fundamentais para prevenir falhas estruturais, além de ser importante para o gerenciamento das atividades de prevenção e manutenção futura de uma estrutura reforçada com FRP.

No caso de peças de concreto armado reforçadas com FRP sujeitas a cargas cíclicas, a fadiga torna-se um importante estado limite que precisa ser avaliado pelos projetistas. Além disso, nestas condições de carregamento, especial atenção deve ser dada para a possibilidade de deslizamento entre o concreto e o FRP (MENEGETTI, 2007).

Uma quantidade substancial de dados do comportamento dos FRP's com relação ao impacto e à fadiga estão disponíveis (NATIONAL RESEARCH CONCIL, 1991). A maioria desses dados foi gerada a partir de materiais tipicamente usados pela indústria aeroespacial. Apesar das diferenças de qualidade e consistência entre materiais aeroespaciais e os utilizados pela indústria da construção, pode-se fazer algumas observações gerais sobre o comportamento à fadiga e ao impacto dos materiais FRP:

- Tolerância ao impacto: os sistemas AFRP e GFRP demonstram melhor tolerância ao impacto do que os sistemas CFRP (ACI-440, 2017).
- Tolerância à fadiga: os sistemas CFRP são altamente resistentes à ruptura por fluência sob carga constante e à fadiga sob carga cíclica. Os sistemas GFRP são mais sensíveis a ambas condições de carga (ACI-440, 2017).

De todos os tipos de compósitos FRP para aplicações na área de infraestrutura, o CFRP é o menos propenso à falha por fadiga. Porém, todos os compósitos de FRP apresentam, normalmente, uma resistência à fadiga superior à do aço. Enquanto o aço rompe subitamente, os compósitos sofrem uma degradação progressiva assinalada pela ruptura de algumas fibras, delaminação, descoesão na interface matriz-fibra e fissuração longitudinal e transversal da matriz. Porém, a resistência à fadiga dos compósitos é condicionada, principalmente, pela deformação da matriz, uma vez que a resistência à fadiga das fibras é superior (HOLLOWAY et al., 1999).

Logo, a resistência à fadiga dos compósitos depende da rigidez das fibras, pois estas limitam a deformação e evitam as deformações elásticas e visco-elásticas na matriz. Verifica-se, também, que o aumento da fração volumétrica de fibras conduz a um acréscimo da resistência à fadiga (MOURA et al., 2005).

A resistência à fadiga dos compósitos unidirecionais de CFRP varia conforme o tipo e o nível de tensão aplicado (HEFFERNAN et al., 2004). Na Figura 2.21, ilustra-se o comportamento à fadiga de três compósitos unidirecionais com diferentes tipos de fibras (carbono - CFRP, vidro - GFRP e aramida - AFRP). Um limite de resistência de 60 a 70% da resistência estática inicial do CFRP é típico (ACI-440, 2017). Em um gráfico de tensão versus o logaritmo do número de ciclos para falha (curva S-N), a inclinação descendente para CFRP é normalmente da ordem de 5% da resistência estática inicial por década de vida. Em 1 milhão de ciclos, a resistência à fadiga está geralmente entre 60 e 70% da resistência estática inicial e é relativamente não afetada pelas exposições de umidade e temperatura de estruturas de concreto a menos que a interface (resina ou fibra/resina) seja substancialmente degradada pelo ambiente. Mais informações a respeito desse assunto podem ser encontradas nas pesquisas de Mandell e Meier (1983), Odagiri et al. (1997), Roylance e Roylance (1981), Rostasy (1997).

Os polímeros estruturados com fibras de vidro não apresentam claramente um limite à fadiga, pois seu comportamento é altamente influenciado por fatores ambientais, tais como: umidade e soluções alcalinas e ácidas. As fibras de aramida, em função de sua durabilidade, parecem comportar-se bem à fadiga (ACI 440.2R, 2017).

O mecanismo dominante que causa a falha final por fadiga de compósitos laminados estruturados com fibras é a delaminação. Sob baixos níveis de carregamento, o fenômeno de delaminação é um fator dominante e leva à falha do compósito (TSERPES et al., 2004).

Figura 2.21. – Comparação de curvas σ -N para diferentes compósitos (BARNES et al., 1999).

As propriedades à fadiga de um material compósito são bastante boas quando as solicitações atuam na direção das fibras, mas falha para carregamentos transversais ou de corte. Na ausência de modelos matemáticos de caracterização destas propriedades, a sua obtenção é, normalmente, determinada por via experimental, definindo-se curvas de relação tensão-ciclos de carga (σ -N). Depois, procuram-se atingir os objetivos de projeto, geralmente por limitação das tensões (tensões calculadas por análise elástica) ou das deformações por fadiga, abaixo dos valores estabelecidos nessas curvas pelo número de ciclos desejado para tempo de fadiga da estrutura (EUROCOMP, 1996).

A fadiga dos materiais compósitos é completamente diferente da fadiga em metais. O desenvolvimento simultâneo no compósito de numerosas fissuras torna impossível medir o dano por fadiga com base em uma única fissura, como na mecânica da fratura. Além disso, o dano por fadiga depende de outros mecanismos de falha, tais como ruptura das fibras, fissuração da matriz, delaminação e descolamento. A combinação destes mecanismos pode afetar prejudicialmente algumas das propriedades destes materiais, como, a resistência e a rigidez. Consequentemente, muitas das pesquisas sobre dano cumulativo em materiais compósitos estão relacionadas principalmente

com a investigação da resistência residual e a diminuição da rigidez durante o processo de fadiga (MENEGETTI, 2007).

Entre a comunidade acadêmica brasileira, pesquisas com um conteúdo detalhado sobre os efeitos da fadiga em estruturas de concreto reforçadas com FRP podem ser encontrados em teses de Silva Filho (2005) e Meneghetti (2007).

2.1.10.4. Fluência

Quando o concreto está sujeito a um estado de tensão constante, este manifesta uma deformação variável ao longo do período de duração desse estado de tensão. O acréscimo de deformação, além da deformação elástica inicial, deve-se ao comportamento viscoelástico do material e é conhecido por fluência (SILVA, 2008). A fluência geralmente tem um efeito reduzido na resistência das estruturas, mas causa, em condições de serviço, um aumento nas deformações e, conseqüentemente, na redistribuição de tensões.

A aplicação de sistemas FRP no reforço de estruturas de concreto armado pela técnica de colagem externa (EBR) envolve, frequentemente, o uso simultâneo de três materiais com comportamento viscoelástico e logo com fluência: o concreto, a resina/adesivo e o FRP (laminado). Na maioria das aplicações desta técnica de reforço a ação permanente (peso próprio, revestimentos, etc.) não é transmitida ao reforço. Este apenas contribui na resistência da estrutura à ação das sobrecargas e deformações impostas. Isso acontece, frequentemente, no reforço à flexão de tabuleiros de pontes não sendo, portanto, de esperar períodos longos com carregamentos de caráter permanente (HOLLOWAY et al., 1999). Já na aplicação desta técnica de reforço em estruturas de edifícios, é esperado que uma parcela das sobrecargas atue, praticamente de modo permanente, durante longos intervalos de tempo.

A resposta tempo-deformação de um polímero devido à aplicação de um estado de tensão uniaxial encontra-se representada na Figura 2.22. Um polímero submetido a uma tensão de corte constante exibe uma resposta semelhante à representada na Figura 2.22. Se o nível de tensão aplicado no material for elevado é possível que a fluência conduza à ruptura do material com uma tensão inferior à registada em ensaios com carregamento constante (HOLLOWAY et al., 1999). Porém, quando se suprime

o estado de tensão inicial, verifica-se que a deformação elástica é imediatamente recuperada, ao contrário da deformação por fluência que só é parcial e lentamente recuperada.

Figura 2.22. Comportamento à fluência de um polímero (HOLLOWAY et al., 1999).

A fluência nos polímeros é influenciada por diversos parâmetros: tipo de resina, volume e tipo de fibras, dimensão da área colada e, principalmente, pela evolução do processo de cura, absorção de água, nível de tensão instalada, duração do estado de tensão e temperatura (HOLLOWAY et al., 1999).

A fluência de um sistema FRP resulta da combinação do comportamento viscoelástico da matriz polimérica com o comportamento imune de fluência das fibras. Uma justificativa para a ocorrência de fluência no FRP baseia-se na deformação por fluência do interior da matriz, associado ao começo de microfissuração que pode se desenvolver caso uma componente da carga atuar perpendicularmente às fibras e devido à incompatibilidade de deformações entre a matriz e a fibra. Assim, a fluência do FRP depende fundamentalmente do tipo de matriz, da direção de disposição das fibras, do tipo e da fração volumétrica das fibras e, naturalmente, da temperatura, da humidade e da natureza do carregamento (HOLLOWAY et al., 1999). Torna-se claro

que quanto maior for a fração volumétrica das fibras maior será a rigidez e a resistência do FRP e menor será a sua fluência.

2.1.11. Reforço à flexão pela técnica de colagem externa (EBR)

A técnica mais utilizada de reforço de estruturas com FRP é através da colagem externa (EBR), visto que esta técnica oferece propriedades únicas em termos de força, leveza, durabilidade e facilidade de aplicação. Tais técnicas são mais atraentes devido sua rápida execução e baixos custos trabalhistas.

O reforço à flexão de uma viga simplesmente apoiada se dá através da colagem de compósitos de FRP em sua parte inferior, previamente preparada para receber o material de reforço. O procedimento de aplicação da técnica possui inúmeras variações, em função do tipo de material empregado (pré-fabricado ou curado in situ) e da técnica de colagem. Esta última inclui desde a protensão do material de reforço até a ancoragem adicional em forma de “U” no final do reforço, a fim de evitar falhas prematuras (MENEGHETTI, 2007). Experimentos realizados por Arduini e Nanni (1997) utilizando ancoragem adicional em forma de “U”, com mantas de fibra de carbono orientadas a 0° e 90° , confirmam importantes consequências deste tratamento no desempenho do reforço. Neste caso, houve significativo aumento na capacidade de carga, sendo esta última limitada pela ruptura por cisalhamento próxima ao apoio da viga. Na Figura 2.23 visualiza-se o esquema de colagem do compósito na parte inferior da viga, juntamente com a ancoragem adicional em forma de “U” e o esquema de protensão da placa utilizada como reforço.

Figura 2.23. Reforço à flexão com FRP e ancoragem em forma de “U” (MENEGHETTI, 2007).

2.1.11.1. Modos de ruptura de estruturas reforçadas à flexão com FRP

A ideia central para a análise e o dimensionamento de elementos de concreto armado reforçados com FRP é a identificação de todos os possíveis modos de falha, conforme casos apresentados na Figura 2.24, sendo:

- (1) Ruptura do FRP (após escoamento da armadura);
- (2) Escoamento da armadura seguido de esmagamento do concreto.
- (3) Esmagamento do concreto antes do escoamento da armadura;
- (4) Desplacamento do FRP na extremidade, devido à falha de cisalhamento do concreto;
- (5) Desplacamento/descolamento do FRP longe das extremidades, devido as rachaduras de cisalhamento inclinadas no concreto;
- (6) Desplacamento/descolamento do FRP devido as fissuras de flexão devido alta tensão no FRP;
- (7) Descolamento na interface FRP-concreto, devido a falhas de execução.
- (8) Ruptura por cisalhamento antes dos casos anteriores.

O modo (2) é o mais desejável. Os modos (4) e (5) podem ser evitados realizando um reforço ao cisalhamento. O modo (6) pode ser suprimido limitando a deformação do FRP em aproximadamente 8‰ e o (7) pode ser evitado pelo controle de qualidade adequado (BAKIS et al., 2002).

Os três primeiros casos constituem o grupo dos modos onde a seção apresenta perfeita ligação do compósito ao concreto até à ruína (ruínas clássicas - RC) e, os restantes, definem o grupo das ruínas por descolamento prematuro do FRP (ruínas prematuras - RP) (JUVANDES, 1999).

A ruptura na zona comprimida do concreto, antes do escoamento do aço, ocorre de maneira frágil e sem aviso prévio, em elementos com altas taxas de armadura, ou no caso de vigas subarmadas com altas taxas de reforço, necessárias para garantir a capacidade resistente esperada. Esta situação indica que um reforço desta natureza não é uma solução viável (THOMSEN et al., 2004).

Figura 2.24. Modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas com FRP (TENG et al., 2003).

O escoamento do aço, seguido pela ruptura do reforço FRP, ocorre com taxas de armadura e de reforço relativamente baixas. Para que aconteça este tipo de ruptura, o reforço com FRP deve estar adequadamente ancorado para que não ocorram rupturas prematuras (modificado de MENEGETTI, 2007).

Nos casos em que ocorre o escoamento do aço, seguido pela fissuração do concreto na zona comprimida, a capacidade resistente à flexão da viga é alcançada com o escoamento do aço na região tracionada, seguido pelo esmagamento do concreto na zona comprimida. Neste caso, o reforço com FRP permanece intacto. Este tipo de falha ocorre quando a viga original e a reforçada estão subdimensionadas (MENEGETTI, 2007).

A ruptura por cisalhamento ocorre quando a viga alcança sua capacidade limite ao cisalhamento antes que aconteça a falha por flexão, fenômeno provocado pelo aumento que o FRP proporciona no momento resistente da viga.

A ruptura na camada de cobrimento do concreto, gerada pela ação de tensões de cisalhamento e de tração, e a ruptura na interface concreto-reforço estão relacionadas com a perda da ação do compósito no momento da falha (THOMSEN et al., 2004).

O desempenho do método de reforço e/ou recuperação de elementos de concreto através da colagem de compósitos tipo FRP é governado pela ligação entre o concreto e o sistema de reforço. O entendimento do mecanismo de transferência de tensões na interface, e, conseqüentemente, a caracterização dos mecanismos de ruptura em elementos de concreto reforçados fornecem informações úteis para a seleção dos tipos de adesivo e sistemas de reforço adequados (MENEGETTI, 2007).

2.1.12. Reforço à flexão pela técnica Near Surface Mounted (NSM)

A técnica de reforço de elementos de concreto armado através da inserção de laminados de fibras de carbono (CFRP) em finos entalhes realizados no concreto de cobrimento de elementos de concreto armado, designada na literatura internacional por “Near Surface Mounted” (NSM), vem ganhando cada vez mais o interesse de profissionais, engenheiros e pesquisadores interessados na reabilitação de estruturas. A eficácia desta técnica de reforço à flexão de estruturas de concreto armado foi comprovada por diversos estudos experimentais, teóricos e numéricos (Blaschko e Zilch 1999, Nanni et al. 2004, El-Hacha e Rizkalla 2004, Barros e Fortes 2005, Kotynia 2006, Bonaldo et al. 2008), que contribuíram de forma decisiva na divulgação da NSM entre as comunidades técnico-científicas ligadas ao reforço de estruturas de concreto armado, ilustrando as suas inúmeras vantagens em comparação com as técnicas convencionais.

Ashour et al. (2004) realizou um programa experimental com dezesseis vigas com diferentes arranjos de armadura longitudinal, sendo aplicado nas regiões de momento negativo e positivo. Todas as vigas reforçadas apresentaram incrementos na capacidade de carga e também redução da ductilidade quando comparada com as vigas de controle.

Com dupla área de aderência, essa técnica vem a suprir uma deficiência comum no reforço colado externamente, que é o seu descolamento prematuro. Outras vantagens são a proteção ao vandalismo, ao fogo e aos raios ultravioletas. No Brasil, a falta de normalização é uma barreira à essa técnica de reforço.

Trabalhos de Bonaldo et al. (2007) e Fortes (2004) demonstram que em geral, a técnica NSM apresentou um melhor desempenho que a técnica EBR em vigas com menor taxa de armadura longitudinal, e o mesmo desempenho quando a taxa era mais alta.

2.1.13. Reforço ao cisalhamento pela técnica de colagem externa (EBR)

Os sistemas compósitos têm se revelado eficientes para aumentar a capacidade resistente de peças de concreto armado ao corte. Esse incremento é conseguido através do envelopamento total ou parcial dos elementos (MALVAR et al., 1995, CHAJES et al, 1995, KACHLAKEV e MCCURRY, 2000).

A orientação das fibras de FRP transversalmente ao eixo da peça ou perpendicular às potenciais fissuras de corte é eficaz para proporcionar resistência ao cisalhamento adicional (SATO et al., 1996). O incremento de reforço ao cortante pode, no entanto, resultar na ruína por flexão, que são relativamente mais dúcteis quando comparadas à ruína de cortante.

A força de cisalhamento adicional que pode ser fornecida pelo sistema FRP baseia-se em muitos fatores, incluindo geometria da viga ou coluna, o sistema de envolvimento e a resistência ao concreto existente, tudo isso limitado de acordo com as recomendações das normas técnicas.

Os reforços externos de cisalhamento utilizando FRP podem ser necessários nas localizações esperadas das rótulas plásticas ou inversão de tensões ou no reforço para situações de comportamento pós escoamento em pórticos para momento fletores alternantes devido a cargas sísmicas.

Dependendo da acessibilidade, o reforço ao cisalhamento pode ser realizado parcialmente (em U, I, L) ou através do encamisamento completo da seção (conforme Figura 2.35). A eficácia do reforço e a sua contribuição para o aumento da resistência ao cisalhamento dos elementos de concreto armado dependem do modo de falha, que pode ocorrer por deslocamento (perto da interface de concreto-FRP) ou pela fratura

do FRP (devido a concentrações de tensões em cantos arredondados ou em áreas com descolamento do FRP). Em muitos casos, o mecanismo é uma combinação na mesma peça de deslocamento em certas áreas e fratura em outras (BAKIS et al., 2002).

2.1.14. Relação entre a flexão e o cisalhamento e sua importância durante o projeto de reforço de uma estrutura

Conforme visto em 2.1.11, grande parte das rupturas de estruturas reforçadas com FRP se dão devido à rupturas prematuras, dentre as quais, o deslocamento/descolamento ocasionado devido as altas tensões de cisalhamento (Figura 2.25). Para entender esse fenômeno é necessário estudar a relação entre a flexão e o cisalhamento, sendo de vital importância sua consideração durante um projeto de reforço de estruturas de concreto armado.

A falha por descolamento iniciada ao final do material de reforço pode ocorrer na camada de cobrimento do concreto ou no adesivo. A ruptura na camada de cobrimento é a mais comum destes, iniciando-se com a formação de uma fissura no final ou próximo ao final da camada de reforço, em função da existência de altas tensões normais e de cisalhamento na interface, como explicam Smith e Teng (2002), Teng et al. (2003) e Meneghetti (2007). Uma vez formada a fissura no concreto, no extremo ou próximo ao extremo do reforço, a mesma se propaga de forma vertical ou levemente inclinada até atingir o nível da armadura de tração, progredindo então horizontalmente ao longo da mesma, resultando na separação do concreto de cobrimento do restante da peça, o que normalmente ocorre de forma súbita.

Figura 2.25. Deslocamento/descolamento do reforço no final da peça estrutural (TENG et al., 2003).

Este tipo de comportamento ocorre devido às altas tensões normais e de cisalhamento concentradas no final do reforço, que excedem a resistência do elemento mais fraco, geralmente o concreto.

Já a ruptura induzida por fissuras intermediárias tem se mostrado um problema marcante em vários programas experimentais realizados. Meneghetti (2007) explica detalhadamente o efeito do cisalhamento na ruptura prematura de elementos de concreto reforçados com FRP. Quando a tensão de tração resistente na borda inferior do concreto é ultrapassada, devido à atuação do momento fletor, surge uma fissura de flexão no elemento, conforme Figura 2.26. Se esforços de cisalhamento estão agindo simultaneamente, as bordas da fissura podem deslocar-se diferencialmente. Um desvio vertical então ocorre, o qual resulta em esforços de flexão no reforço e, conseqüentemente, esforços de tração no concreto. Se a resistência à tração do concreto é excedida, uma fissura se desenvolverá paralela à superfície inferior da viga, e a camada de reforço separar-se-á do conjunto, levando consigo uma fina camada de concreto, com espessura normalmente variando de 5mm a 10 mm. Conclusões de Garcez (2002) e confirmado por Meneghetti (2007) demonstram que o desvio vertical causado pela fissura no concreto pode não só causar o descolamento do reforço, mas também a sua ruptura, devido aos deslocamentos verticais ocorridos nas bordas da fissura.

Figura 2.26. Descolamento do reforço devido à fissuras e deslocamento relativo (MEIER, 1995).

Ou seja, os valores das cargas de ruptura das estruturas acabam sendo limitados pela ocorrência de rupturas prematuras do reforço, devido ao aparecimento de tensões de

cisalhamento no reforço ou de tensões de corte no concreto entre a armadura e o reforço. Levando em conta que os níveis dos esforços de cisalhamento estão relacionados com a intensidade dos esforços de flexão, um projeto de reforço deve levar em consideração a relação entre os dois esforços.

Com isso, destaca-se que a adoção de ancoragem adicional no extremo final do material de reforço é apontado por diversos autores, como Garden e Hollaway (1998b), Meneghetti (2007), etc, como uma forma muito eficiente de atrasar ou prevenir rupturas prematuras, indicando que a instalação de mecanismos adicionais de ancoragem oferece consideráveis benefícios quando a relação esforço de cisalhamento/momento máximo é alta, pois estes mecanismos resistem às tensões de interface no final do material de reforço. A ancoragem é considerada útil até nos casos em que a relação vão de cisalhamento/altura da seção transversal indica que a falha tem grandes chances de se iniciar em regiões de momentos altos, fora do vão de cisalhamento, pois ajuda a controlar as fissuras que poderiam se propagar no concreto.

Hoje em dia é consensual a ideia de que a ancoragem adicional deve ser aplicada em todas as estruturas, pois favorece o comportamento integrado do elemento e permite que o mesmo responda melhor a variadas condições de carregamento. Genericamente, pode-se até mesmo afirmar que a eficiência do reforço está associada ao tipo de ancoragem aplicado, como comprovam os elevados níveis de tensões e deformações que normalmente são atingidos quando se adota esta técnica (MENEGETTI, 2007).

Em suas conclusões, Meneghetti (2007) propõe um procedimento para verificar a quantidade de laços em forma de U são necessários para uma viga reforçada com FRP para evitar a ruptura do peeling-off, sendo:

- a) Cálculo das forças resistentes ao cisalhamento devido ao concreto e ao aço:

$$V_R = V_C + V_{SW} \quad (2.5)$$

Onde V_R é a força resistente total (kN) e V_C e V_{SW} são as parcelas resistidas pelo concreto e pelo aço (kN), respectivamente.

- b) Cálculo da força cortante atuante após a determinação do reforço longitudinal. Deve-se calcular força cortante atuante (V) considerando a presença do reforço;
- c) Verificação da força cortante atuante e resistente;
 Se $V > V_R$ e $V > 0,67 V_C$, calcula-se a ancoragem adicional.
 Se $V > V_R$ e $V > V_C$, calcula-se a ancoragem adicional mínima.
- d) Determinação da área de ancoragem adicional necessária;

$$A_{w,req} = \frac{\Delta V}{Z_f \sigma_s} \quad (2.6)$$

$$\Delta V = V - V_C \quad (2.7)$$

Onde:

ΔV = diferença entre o esforço cortante na viga reforçada (kN);

Z_f = é o braço de alavanca da seção resistente reforçada (cm);

σ_s = é a tensão de escoamento do aço (MPa).

2.1.15. Incertezas sobre a confiabilidade do reparo de estruturas existentes com FRP

Nesse tópico abre-se espaço para comentar a respeito dos efeitos de diferentes níveis de incerteza das estruturas de concreto armado existentes e dos materiais FRP sobre a confiabilidade dos projetos de reforços de estruturas com FRP utilizando as regulamentações propostas.

Deve-se ter em mente que as equações de dimensionamento são em grande parte baseadas nos parâmetros de outras regulamentações designada para estruturas novas. Um exemplo dessa prática é com relação ao ACI440.2R-17, onde algumas equações são baseadas no ACI 318 (que é designada para as estruturas novas), como o parâmetro de ductibilidade (ϕ), não sendo adequadas para descrever as incertezas em uma estrutura existente em processo de reparo (WIEGHAUS; ATADERO, 2011).

Estudos de confiabilidade de Marcelo et al. (2011) aplicados a vigas de concreto armado recuperadas com CFRP demonstraram que os procedimentos utilizados para o dimensionamento do reforço das vigas recuperadas conduziram a níveis de confiabilidade satisfatórios. Todavia, no caso de estruturas existentes os níveis de

confiabilidade obtidos correspondem a limites inferiores dos níveis de confiabilidade reais. Isto indica que tais resultados são conservadores e que níveis inferiores àqueles utilizados como referência para projeto possam ser aceitos na análise de estruturas existentes. Esta é uma questão que vem sendo amplamente debatida no âmbito de comitês normativos, principalmente nos workshops do FIB Model Code 2020.stu

Embora o material FRP possa ter algum efeito sobre a confiabilidade, a condição da estrutura existente costuma ser muito mais significativa, principalmente com relação a consideração sobre a área de aço perdida/corroída da estrutura de concreto armado existente (WIEGHAUS e ATADERO, 2011).

Infelizmente, poucas informações quantitativas que descrevem essas incertezas estão atualmente disponíveis na literatura. Avaliações não destrutivas ainda não foram totalmente desenvolvidas a ponto de se conseguir determinar as incertezas em uma estrutura a ser reforçada.

2.1.16. Manutenção de estruturas reforçadas com FRP

Um importante assunto a se considerar em uma estrutura reforçada com FRP é em sua manutenção ao longo do tempo. Visto o reforço de estruturas com FRP pelo método de colagem externa (EBR) esconder possíveis problemas futuros que o concreto possa apresentar (como fissuras, rachaduras, etc), é necessário que no projeto de reforço dessa estrutura se tenha um descritivo da metodologia e de quais avaliações e monitoramento extras devem ser adotados para realizar um processo de manutenção preventiva dessa estrutura reforçada, visando atendimento aos requisitos da durabilidade e qualidade.

O monitoramento estrutural com intervenções ou observações programadas apresenta-se como ferramenta para a realimentação das informações quanto à deterioração das estruturas e como forma indicativa do momento correto para novas intervenções preventivas caso seja necessário. O atendimento aos requisitos de qualidade e durabilidade das construções devem ser verificados em todas as etapas do processo construtivo e também nos trabalhos de reparo e reforço. Estes requisitos são pressupostos indispensáveis para o desenvolvimento sustentável.

2.2. NORMAS ATUAIS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO COM FRP

Os critérios de dimensionamento despertaram diferentes frentes de trabalho com algumas implicações geográficas peculiares, destacando-se três: o Japão interessado em alternativas de pré-esforço e no reforço de estruturas aos sismos; os Estados Unidos da América motivado pelas soluções de problemas de durabilidade de pontes; e a Europa preocupada com a necessidade de preservar e reabilitar o patrimônio histórico edificado (AZEVEDO, 2008).

No Brasil, como ainda não existe uma regulamentação específica nesse assunto, os projetistas brasileiros têm adotado as propostas normativas internacionais que consideram mais adequadas à situação e ao problema em análise, sendo o American Concrete Institute (ACI) e a Fédération Internationale du Béton (FIB) as duas propostas normativas mais utilizadas para procedimentos de cálculo dos projetos de reforço de FRP.

2.2.1. American Concrete Institute (ACI) - Comité 440

O American Concrete Institute (ACI) tem no “Comité 440” o seu grupo de pesquisadores na área dos sistemas compósitos de FRP. Dentre os diversos documentos publicados, o mais relevante para esta pesquisa é datado de julho de 2017: “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”. Este documento encontra-se dividido em cinco partes. Na primeira parte são apresentados os objetivos, as definições e as notações. É ainda feita uma retrospectiva histórica sobre o uso dos FRP e apresentam-se as formas comerciais dos sistemas de reforço de FRP para colagem exterior. Na segunda parte são apresentadas informações sobre as propriedades físicas e mecânicas dos materiais que constituem os sistemas compósitos de FRP assim como informações sobre durabilidade e comportamento a longo prazo. Na terceira parte são apresentadas recomendações para o transporte, armazenamento, manuseio, aplicação em obra, inspeção, avaliação, manutenção e reparos. Na quarta parte enunciam-se recomendações para dimensionamento à flexão, ao corte, à compressão, à tração e ainda disposições construtivas e especificações de projeto. Na quinta parte são apresentados vários exemplos práticos de cálculo tornando a compreensão dos critérios de dimensionamento expostos bastante clara.

2.2.2. Bulletin 14 - Fédération Internationale du Béton (FIB)

A Fédération Internationale du Béton (FIB) é uma organização sem fins lucrativos criada em 1998 a partir da fusão do Comité Euro-International du béton (CEB) e da Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) com o objetivo de desenvolver a nível internacional o estudo de matérias científicas e práticas capazes de promover o avanço técnico, econômico, estético e ambiental da construção em concreto.

Atualmente, o grupo de trabalho que tem como objetivo principal de elaborar critérios de dimensionamento para o reforço de estruturas com sistemas compósitos de FRP é designado como “FIB Task Group 5.1 - FRP Reinforcement for Concrete Structures”, constituído por mais de 100 membros representando as principais universidades europeias, institutos de pesquisa e indústrias que se dedicam à área do reforço de estruturas de concreto armado com materiais compósitos de FRP, assim como, por representantes do Canadá, dos EUA e do Japão. Este grupo está subdividido em 2 grupos de estudo: ‘Internal FRP reinforcement’, e ‘strengthening by FRP’.

Este subgrupo publicou em 2001 um relatório técnico com o título: “Bulletin No.14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures” (2001) que fornece critérios de dimensionamento para a utilização de reforços de FRP colados externamente a elementos de concreto armado, recomendações para aplicação em obra e critérios de controle de qualidade.

Atualmente a norma em vigor “FIB Model Code” publicada em 2010 engloba todos os assuntos sobre estruturas de concreto, inclusive o Bulletin No.14 (2001).

2.3. DIMENSIONAMENTO E CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Esta seção pretende discutir os procedimentos recomendados para o reforço à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado constantes nas regulamentações acima citadas.

2.3.1. Dimensionamento do reforço com FRP à flexão

2.3.1.1. Modelo do ACI-440 (2017)

A colagem de mantas ou laminados de FRP nas faces tracionadas de elementos de concreto armado promove um incremento de resistência à flexão do mesmo. Aumentos na resistência à flexão global de 10 a 160% foram documentados nos estudos de Meier e Kaiser (1991), Ritchie et al. (1991) e Sharif et al. (1994). No entanto, tendo em conta os limites de resistência decorrentes da agressão ambiental, fatores de segurança e minoração, bem como os limites de ductibilidade e de manutenção, os aumentos de resistência em torno de 40% são mais razoáveis.

A norma ACI 440.2R-17 trata da filosofia empregada no reforço à flexão das estruturas de concreto armado com compósitos FRP no seu item “10.0 – Reforço à flexão”.

2.3.1.1.1. *Hipóteses básicas do dimensionamento*

Segundo o ACI 440, no dimensionamento à flexão de sistemas de reforço admite-se as seguintes hipóteses:

- Deve-se ter em consideração as atuais dimensões, disposição das armaduras e propriedades dos materiais do elemento estrutural a ser reforçado;
- As deformações no concreto e nas armaduras são diretamente proporcionais às suas respectivas distâncias à linha neutra da seção. Seções planas antes da aplicação do carregamento permanecem planas após a sua aplicação (hipótese de Euler-Bernoulli);
- A máxima deformação de compressão no concreto é 0,003;
- A resistência à tração do concreto é desprezada;
- Assume-se que o diagrama tensão vs. deformação do aço é elástico-linear até o seu escoamento, seguido de comportamento perfeitamente plástico;

- Admite-se que o FRP é caracterizado por uma lei linear e elástica tensão-deformação até à ruptura;
- A deformação de corte na camada do adesivo é desprezada, dado que esta camada é muito fina com reduzidas variações na sua espessura.

Deve ser verificada a capacidade do elemento reforçado quanto aos esforços cortantes. Caso o mesmo não apresente resistência a esse tipo de esforço, deve ser previsto um reforço ao cisalhamento (GAMINO, 2005).

2.3.1.1.2. Modos de ruptura dos sistemas FRP

A capacidade resistente à flexão de um elemento reforçado está intimamente ligada ao modo como ocorrerá a ruptura. Poderão ocorrer os seguintes modos de ruptura em um elemento reforçado à flexão com FRP:

- Esmagamento do concreto comprimido antes do escoamento da armadura de tração;
- Escoamento da armadura de tração seguida da ruptura do sistema FRP;
- Escoamento da armadura de tração seguida de esmagamento do concreto em compressão;
- Deslocamento do cobrimento do concreto (Figura 2.27– “c”);
- Descolamento do sistema FRP do substrato do concreto (Figura 2.27– “b”).

Os três primeiros modos de ruínas são comuns a qualquer elemento de concreto armado submetido a esforços de flexão, enquanto que os dois últimos são característicos de estruturas reforçadas por colagem externa de materiais compósitos de FRP, conforme Figura 2.27.

Conforme exposto no item 2.1.8., os três primeiros casos constituem o grupo das ruínas clássicas (RC) e, os restantes, definem o grupo das ruínas prematuras (RP).

Impondo um dos modos de ruína, através da limitação da deformação no material condicionante, é possível determinar por equilíbrio a posição da linha neutra e obter a extensão efetiva no compósito, as deformações e as tensões na armadura interna e no FRP. No entanto, no cálculo é necessário considerar a hipótese de ocorrência de ruínas prematuras que são características em estruturas reforçadas à flexão pela técnica de colagem externa (EBR). Devido à dificuldade em detectá-las, as

recomendações atuais reduzem os valores dos critérios de verificação de segurança. Uma das hipóteses consiste na limitação da deformação do FRP.

Figura 2.27. Descolamento (b) e delaminação (c) de sistemas FRP colados externamente (ACI 440.2R-17).

Considera-se que o esmagamento do concreto ocorre quando a deformação na fibra mais comprimida atinge o valor de 3,5‰ (NBR6118) ou 3‰ (ACI-440). Admite-se que a ruptura do FRP é alcançada quando a deformação alcançar a deformação de ruptura de projeto do FRP ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$), antes que o concreto atinja sua deformação máxima admitida.

2.3.1.1.3. Deformação pré-existente no concreto

A menos que todo o carregamento seja removido antes da aplicação do reforço, inclusive aquele devido ao peso próprio, o concreto onde será aplicado o FRP terá um determinado nível de deformação inicial que deverá ser considerado no dimensionamento. Por esse motivo, para um determinado nível de carregamento, o cálculo da deformação no FRP é efetuado subtraindo a deformação inicial à deformação existente no concreto para esse nível de carregamento. A deformação inicial (ϵ_{bi}) pode ser determinada assumindo comportamento linear e elástico para os

materiais, considerando todo o carregamento existente no momento da aplicação do reforço.

2.3.1.1.4. Ductilidade e o fator de redução da resistência dos sistemas FRP

Uma das consequências da utilização de reforço FRP nas estruturas de concreto armado é a redução da ductilidade do elemento original. Em alguns casos essa perda é desprezível, mas seções que possam apresentar significativas perdas de ductilidade devem ser verificadas. Para elementos de concreto armado, a ductilidade adequada é atingida se a deformação no aço, no instante do rompimento do concreto ou no descolamento ou delaminação do sistema FRP seja, pelo menos (0,005). Ou seja, é aconselhável que a deformação fique acima de 5‰ para se evitar a ruptura frágil.

Logo, o ACI-440 recomenda utilizar o fator de redução da resistência (ϕ), sendo fornecido pelas equações abaixo:

$$\phi = 0,90 \text{ para } \epsilon_t \geq 0,005 \quad (2.8)$$

$$\phi = 0,65 + \frac{0,25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0,005 - \epsilon_{sy}} \text{ para } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0,005 \quad (2.9)$$

$$\phi = 0,65 \text{ para } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \quad (2.10)$$

Onde:

ϵ_t : deformação unitária líquida de tração no aço, na situação extrema de tração (‰).

ϵ_{sy} : deformação de escoamento da armadura (‰).

2.3.1.1.5. Estado limite último (ELU)

Os procedimentos de reforço estrutural exigem que o dimensionamento estrutural exceda os esforços majorados, conforme indicado abaixo:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.11)$$

Onde:

ϕ : Fator de redução da resistência (ver item 2.3.1.1.4);

M_n : Resistência de cálculo à flexão (kN.m);

M_u : Momento fletor de cálculo atuante na seção (kN.m);

A resistência à flexão da seção de um elemento reforçado com FRP pode ser determinada considerando a compatibilidade de deformações e o equilíbrio das forças internas e, ainda, controlando-se o modo de ruína. A Figura 2.28 ilustra a distribuição de deformações e de tensões utilizada pelo ACI 440 (2017) para o cálculo do momento resistente ($M_{res.}$) na verificação ao estado limite último.

Figura 2.28. Distribuição de deformações e de tensões na seção, na verificação aos estados limites últimos (ACI-440, 2017).

Com isso, o momento fletor resistente da seção, pode ser calculado por através da seguinte equação:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right) \quad (2.12)$$

Onde:

A_s : área da armadura de tração da seção (cm^2);

A'_s : área da armadura de compressão da seção (cm^2);

f_s : tensão de tração no aço (MPa);

h e d : altura total e altura útil da seção, respectivamente (cm);

β_1 : fator de transformação do diagrama de tensões;

c : posição da linha neutra (cm);

ψ_f : coeficiente de minoração da resistência do FRP (Na flexão: 0.85);

A_f : área de FRP (cm^2);

f_{fe} : tensão de tração efetiva no FRP (MPa).

Admitindo que não exista armadura de aço para compressão, a expressão do momento resistente pode ser simplificada para:

$$M_n = F_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f F_f \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2.13)$$

Onde:

F_s : Força resultante da seção tracionada da armadura (kN);

F_f : Força resultante da seção tracionada do compósito FRP (kN);

F_c : Força resultante da seção comprimida de concreto (kN);

F'_s : Força resultante da seção comprimida da armadura (kN).

A aplicação do coeficiente de minoração na resistência do FRP, ψ_f , na parcela que simula a contribuição do FRP para o momento resistente, está definido no ACI 440 (2017), no seu item “10.2.10”, com base nas análises de confiabilidade que foram baseadas nas propriedades calibradas estatisticamente da resistência a flexão, conforme Okeil et al. (2007).

Os termos α_1 e β_1 nas equações 2.9 e 2.10 são parâmetros que definem um bloco de tensão retangular no concreto equivalente à distribuição não linear de tensão. Com isso, considerando $\alpha_1 = 0,85$ (Whitney stress block) teremos resultados razoavelmente precisos para seção retangular. Além disso, $\beta_1 = 0,85$, quando $17\text{MPa} < f'_c < 28\text{MPa}$.

Para $f'_c > 28\text{MPa}$, o valor de β_1 é fornecido pela seguinte expressão geral (ACI-318):

$$\beta_1 = 1,05 - 0,05 \left(\frac{f'_c}{7} \right) \quad (2.14)$$

Sendo que $\beta_1 > 0,65$.

Logo, a partir da equação 2.10 e considerando que:

$$f_{fe} = \varepsilon_f E_f = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) E_f \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} = \varepsilon_c \left(\frac{h-c}{c} \right) \quad (2.16)$$

$$f_{fe} = \left[\varepsilon_c \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right] E_f \quad (2.17)$$

Chegamos que a posição da linha neutra e os níveis de tensão no aço e no reforço são determinados por processo iterativo, a partir das formulações 2.15 e 2.16 abaixo:

$$F_f = A_f E_f \left[\varepsilon_c \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \quad (2.18)$$

$$c = \left(\frac{F_s + F_f - F'_s}{F_c} \right) = \left(\frac{A_s f_s + A_f f_e - A'_s f'_s}{\alpha f'_c \beta b} \right) \quad (2.19)$$

Sendo que:

$$F_s = A_s f_s \quad (2.20)$$

$$F'_s = A'_s f'_s \quad (2.21)$$

$$F_f = A_f f_{fe} \quad (2.22)$$

$$F_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 C \quad (2.23)$$

Ou seja, a profundidade da linha neutra é encontrada ao se satisfazer simultaneamente a equação (2.15) através da equação (2.16), estabelecendo-se assim o equilíbrio interno das forças e a compatibilidade das deformações.

2.3.1.1.6. *Nível de deformação do reforço FRP*

É muito importante o conhecimento do nível de deformação no reforço executado com FRP no estado limite último. Decorrente do fato de que o sistema FRP é linearmente elástico até a ruptura, o nível de deformação do FRP será mandatório no dimensionamento do reforço estrutural (MACHADO; MACHADO, 2015).

Dessa forma, a deformação máxima que poderá ser atingida no reforço com FRP será determinado para as seguintes situações:

- Situação de ruptura do concreto;
- Situação de ruptura do sistema FRP;
- Situação na qual o sistema FRP se descola do substrato de concreto;

Com base nessas avaliações a deformação efetiva que pode ser atingida pelo reforço de FRP é definida pelo ACI-440 (2017):

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (2.24)$$

Onde:

ε_{bi} : deformação pré-existente quando da instalação do reforço FRP (‰);

d_f : profundidade efetiva do reforço FRP (cm);

ε_{cu} : deformação axial última do concreto desconfinado correspondente a $0,85f'_{co}$; (‰)

ε_{fe} : nível efetivo de deformação no reforço de FRP relacionado a ruptura (‰).

A profundidade da linha neutra para determinação da deformação correspondente ao estado de carregamento existente no elemento no instante da aplicação do reforço pode ser assim obtida (segundo as recomendações da ABNT NBR 6118/2014):

- Determina-se o valor de $(M_{g, \text{reforço}})$, momento nominal de cargas permanentes quando da aplicação do reforço.
- Determina-se o valor de (k) : $k =$

$$k = \frac{M_{g, \text{reforço}}}{f_c b d^2} \quad (2.25)$$

- Compara-se o valor de (k) encontrado com o valor de (k_L) : se $(k \leq k_L)$ adota-se $(k' = k)$. Se $(k > k_L)$ adota-se $(k' = k_L)$.
- A posição da linha neutra fica determinada pela seguinte relação (se seção retangular ou seção "T"):

$$c_{\text{seção retangular}} = d \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2k}}{0,8} \right) \quad (2.26)$$

$$c_{\text{seção "T"}} = d(1 - \sqrt{1 - k}) \quad (2.27)$$

- Conhecido o valor de (c) determina-se o braço de alavanca:

$$z = d - \frac{0,8c}{2} \quad (2.28)$$

A NBR6118:2014, no seu item 14.6.4.3, a fim de que seja evitada uma ruptura frágil do concreto armado, estabelece os limites para a posição da linha neutra em uma estrutura de concreto no ELU (Ver item 2.3.1.3.3.)

2.3.1.1.7. Deformação máxima permitida no FRP

Independentemente de onde estiver a linha neutra da seção analisada, a ruptura controlada pelo descolamento do compósito deve governar os procedimentos. Dessa forma, a deformação máxima permitida no FRP para impedir a ruptura por descolamento devido à fissuração não poderá exceder ao indicado pela ACI-440 (2017) na expressão seguinte:

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt[2]{\frac{f_{rc}}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \varepsilon_{fu} \quad (2.29)$$

Onde:

t_f : espessura de cada camada do reforço FRP (mm);

n : número de camadas do reforço FRP;

E_f : módulo de elasticidade do FRP (MPa);

2.3.1.1.8. *Nível de tensão no reforço com FRP*

A ACI 440.2R-17 também limita o nível de tensão que pode ser atingido nos reforços com FRP, antes da ruptura por flexão da seção. Esse nível efetivo de tensão pode ser obtido da correlação com o nível de deformação do FRP, assumida a condição de comportamento perfeitamente elástico:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (2.30)$$

2.3.1.1.9. *Estado limite de serviço (ELS)*

As condições da estrutura em serviço (flechas e abertura de fissuras) frente às cargas aplicadas devem ser verificadas através do conceito da homogeneização da seção transversal.

Para se evitar deformações plásticas das armaduras dos elementos de concreto reforçados externamente com os compósitos de FRP deve-se limitar a tensão no aço a 80% da tensão de escoamento.

$$f_{s,s} \leq 0,80f_y \quad (2.31)$$

Onde:

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3} \right) \right] \cdot (d - k \cdot d) E_s}{\left[A_s E_s \left(d - \frac{k \cdot d}{3} \right) (d - k \cdot d) \right] + \left[A_f E_f \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3} \right) (d_f - k \cdot d) \right]} \quad (2.32)$$

A profundidade da linha neutra em serviço, “kd”, pode ser calculada similarmente ao cálculo convencional de concreto armado através do primeiro momento das áreas da seção transformada.

O valor de “k” pode ser calculado com a utilização da seguinte expressão:

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right) \quad (2.33)$$

Onde:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{c,g}} \quad (2.34)$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{A_{c,g}} \quad (2.35)$$

Sendo:

$A_{c,g}$: área bruta da seção transversal da peça (cm²).

M_s : é o momento provocado por todas as cargas sustentadas na estrutura (carga permanente e uma parte da carga acidental ou móvel, mais o máximo momento produzido em ciclos de fadiga) (kN.m).

O nível de tensões (MPa) no reforço de FRP pode ser calculado através da equação abaixo:

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{d_f - k.d}{d - k.d}\right) - \varepsilon_{bi} E_f \quad (2.36)$$

2.3.1.1.10. Considerações sobre fluência e fadiga

Segundo o ACI 440.2R-08 (2017), para evitar a perda por fluência nos sistemas compósitos de FRP submetidos a cargas de longa duração ou ruptura por tensões cíclicas e fadiga do reforço aplicado, os níveis de tensão no reforço FRP nestas condições de tensão devem ser verificados. Uma vez que estes níveis de tensão estarão dentro da gama de resposta elástica do elemento, as tensões podem ser calculadas por análise elástica.

Como demonstrado na seção 2.1.10.4 pesquisas indicaram que as fibras de vidro, aramida e carbono podem sustentar aproximadamente 0,3, 0,5 e 0,9 vezes suas resistências finais, respectivamente, antes de se depararem com um problema de ruptura de fluência (YAMAGUCHI et al., 1997; MALVAR, 1998).

Com isso, a tensão (MPa) devido às cargas permanentes deve ser limitada de acordo com a equação abaixo.

$$f_{f,s} \leq F_{f,s} \quad (2.37)$$

Se o elemento estrutural está submetido a regimes de fadiga, o nível de tensão no reforço de FRP deve ser limitado de acordo com os valores da Tabela 2.7.

Tabela 2.7. Tensões limites no reforço de FRP para evitar a fluência (ACI 440, 2017).

Tipo de Tensão	Tipo de Fibra		
	Fibra de Vidro	Fibra de Aramida	Fibra de Carbono
Ruptura por fluência: tensão limite, $F_{f,s}$	$0,20 f_{f,u}$	$0,30 f_{f,u}$	$0,55 f_{f,u}$

2.3.1.1.11. Sequência para o cálculo do reforço à flexão com FRP

Para o cálculo do reforço de uma viga de concreto armado com a utilização de sistemas compósitos de FRP, devem ser efetuadas as seguintes verificações:

- Determinação do momento fletor máximo de cálculo do reforço que atuará na viga ($M_{ref.maj.}$).
- Determinar o momento fletor resistente de cálculo da viga a partir das características geométricas da seção e das características mecânicas dos materiais constituintes da mesma ($M_{resist.}$).
- Comparar ($M_{ref.maj.}$) com o ($M_{resist.}$). Se ($M_{ref.maj.} \leq M_{resist.}$) a viga não necessitará de reforço à flexão. Se, entretanto, ($M_{ref.maj.} > M_{resist.}$) a viga necessitará de reforço.
- No caso de a viga necessitar de reforço, determinar o modo de ruptura para o reforço. Se ($0 \leq x \leq x_b$), domínios 2 e 3, o reforço será calculado para a condição de viga subarmada. Se ($x_b < x \leq d$), domínio 4, o reforço será calculado como para uma peça superarmada, como mostrado na Figura 2.29.

Figura 2.29. Domínios de dimensionamento do concreto armado (NBR-6118, 2014).

- Conhecido o regime no qual será dimensionado o reforço com FRP, primeiramente arbitra-se a profundidade da linha neutra (c) em conformidade com o modo de ruptura. Calcula-se as deformações dos diversos materiais admitindo-se a linearidade das mesmas. Calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais. Faz as verificações do equilíbrio das forças. Se o momento resistente encontrado for maior que o momento solicitante máximo de cálculo ($M_{ref.maj.}$), o processo está completo.

O último procedimento descrito é iterativo, uma vez que a linha neutra é arbitrada, podendo ou não atender simultaneamente às condições de resistência necessária (segurança) e economia, devendo ser repetida tantas vezes quanto necessário para se chegar ao objetivo desejado. Uma vez concluído o processo iterativo faz-se a verificação da ductilidade do sistema FRP.

2.3.1.2. Modelo do FIB Model Code 2010

Elementos de concreto armado devem ser reforçados à flexão através do uso de compósitos de FRP colados nas zonas tracionadas, com direção das fibras paralelas aos esforços de tração. O reforço deve ser dimensionado em estado limite último e o foco central da análise devem ser os modos de ruína.

2.3.1.2.1. Condições iniciais

O efeito do carregamento inicialmente aplicado à estrutura deve ser levado em consideração para o reforço do elemento. Baseia-se na teoria da elasticidade e com “ M_o ”, momento de serviço, agindo na seção mais crítica. Como em geral “ M_o ” é maior que o momento de fissuração, “ M_{cr} ”, os cálculos são baseados na seção fissurada (Figura 2.30). Do contrário, “ M_o ” pode ser facilmente negligenciado.

Figura 2.30. Situação inicial (FIB-14, 2001).

A deformação do concreto “ ϵ_{co} ” na fibra mais comprimida da seção é dada pela expressão (‰):

$$\epsilon_{co} = \frac{M_o x_0}{E_c I_{co}} \quad (2.38)$$

Onde I_{co} é o momento de inércia da seção fissurada transformada.

Baseado na compatibilidade das deformações, a deformação inicial do concreto “ ϵ_o ” na fibra mais tracionada é dada pela expressão (‰):

$$\epsilon_o = \epsilon_{co} \frac{h - x_0}{x_0} \quad (2.39)$$

A deformação “ ϵ_o ” pode ser considerada como a deformação inicial no reforço de FRP necessária para os cálculos do elemento reforçado.

2.3.1.2.2. Modos de ruptura dos sistemas FRP

Os modos de ruína de elementos de concreto armado reforçados à flexão externamente com compósitos de FRP podem ser divididos em duas classes: a

primeira é aquela onde há a ação completa do compósito de FRP até a ruptura do concreto e a segunda é aquela onde a ruptura se dá antes da ação completa do compósito de FRP.

- Ação completa do compósito

Representam os modos de ruína clássicos de estruturas de concreto armado: escoamento da armadura seguida de esmagamento do concreto, escoamento da armadura seguida de ruptura do compósito de FRP e esmagamento do concreto.

- Ação incompleta do compósito

Representam os modos de ruína onde se caracteriza o descolamento do compósito de FRP ou falha na ligação do mesmo com o substrato de concreto. Quando um descolamento localizado se propaga e a ação do compósito é perdida fazendo com que o elemento não seja capaz de receber carga, este modo de ruína é chamado “peeling-off”. Se não houver a distribuição de tensões do reforço externo para o elemento reforçado, o “peeling-off” ocorre de forma brusca caracterizando uma ruptura frágil.

A falha na ligação pode ocorrer em diferentes interfaces entre o concreto e o reforço de FRP, conforme Figura 2.31. Pode ocorrer no concreto, na interface concreto-adesivo, no adesivo ou na interface adesivo-FRP.

Figura 2.31. Diferentes interfaces para falhas na ligação do FRP com o concreto (FIB-14, 2001).

Os modos de ruína mais observados em elementos de concreto armado reforçados com FRP são:

Modo1: “*peeling-off*” na zona de ancoragem não fissurada;

Modo2: “peeling-off” causado por fissuras de flexão;

Modo3: “peeling-off” causado por fissuras de cisalhamento;

Modo4: “peeling-off” causado por irregularidades na superfície do substrato que provoca um acúmulo de tensões.

A Figura abaixo ilustra os modos de ruptura apresentados.

Figura 2.32. Modos de ruína de elementos de concreto armado reforçados com compósitos de FRP (FIB-14, 2001).

2.3.1.2.3. Estado limite último (ELU)

Nesta análise considera-se o escoamento das armaduras seguido do esmagamento do concreto. O cálculo do momento resistente da seção reforçada também é baseado nos princípios de dimensionamento de concreto armado.

Primeiro calcula-se a linha neutra a partir da compatibilidade das deformações e das forças internas de equilíbrio e em seguida obtém-se o momento de projeto através do equilíbrio de momentos.

A linha neutra é determinada por meio da equação abaixo:

$$0,85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_{fu}\varepsilon_f \quad (2.40)$$

onde:

$\psi = 0,8$ e as deformações são dadas pelas equações abaixo:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x-d_2}{x} \quad (2.41)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \quad (2.42)$$

A Figura 2.33 ilustra o esquema de seção transversal para a análise do estado limite último.

Figura 2.33. Seção transversal para análise do estado limite último: (a) geometria, (b) distribuição das deformações e (c) distribuição das tensões (FIB-14, 2001).

O momento de cálculo é determinado por meio de:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (2.43)$$

onde:

$\delta_G = 0,4$ e as duas equações abaixo devem ser verificadas para que as expressões acima sejam válidas:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.44)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \quad (2.45)$$

Para o caso de haver um modo de ruína no qual ocorre o escoamento das armaduras seguido pela ruptura do reforço de FRP, as expressões acima continuam válidas, porém devem sofrer algumas alterações (FIB, 2001):

-“ ε_{cu} ” é trocada por “ ε_c ” (deformação na ruptura);

-“ ε_f ” é trocada por “ ε_{fu} ” (deformação última da fibra);

-“ ψ ” e “ δ_G ” são dados pelas seguintes expressões:

$$\psi = \begin{cases} 1000\varepsilon_c \left(0,5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_c \right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \varepsilon_c} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (2.46)$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8-1000\varepsilon_c}{4(6-1000\varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-4)+2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-2)} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (2.47)$$

2.3.1.2.4. Distribuição retangular da tensão – rectangular stress block (FIB Model Code, 2010)

Conforme Figura 2.34, os termos ψ e δ_G nas equações acima são parâmetros que definem um bloco de tensão retangular no concreto equivalente à distribuição não linear de tensão e suas equações foram atualizadas no FIB Model Code (2010). Com isso, considerando as expressões abaixo, teremos resultados razoavelmente precisos para seção retangular:

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_{ck}-50}{400} & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.48)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,0 - \frac{f_{ck}-50}{200} & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.49)$$

Figura 2.34. Distribuição de deformações e de tensões na seção, na verificação aos estados limites últimos (FIB Model Code, 2010).

2.3.1.2.5. Tensão máxima no FRP limitada pelo descolamento

A tensão de tração máxima no FRP (MPa) limitada pela ligação ao concreto em uma única zona de ancoragem (não rachada), é dada pela seguinte formulação (FIB Model Code, 2010):

$$f_{fbm} = K_m K_b \beta_L^2 \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} \cdot f_{cm}^{2/3}} \quad (2.50)$$

$$k_b = \sqrt[2]{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}} \geq 1 \quad (2.51)$$

Onde:

t_f : espessura da camada do reforço FRP (mm);

β_L : fator do comprimento da ancoragem do reforço FRP ($\beta_L = 1$ para $L_b > L_{bmax}$);

K_b : fator do formato da estrutura

β_f : largura da seção de FRP (cm);

b : largura da seção de concreto (cm);

E_f : módulo de elasticidade do FRP (GPa);

De acordo com um procedimento simplificado (FIB model Code, 2010), a força máxima limitada pelo descolamento da zona intermediária é obtida pela multiplicação de f_{fbm} por um fator k_c . Se dados experimentais específicos não estiverem disponíveis, k_c pode ser considerado igual a 2,0.

2.3.1.2.6. Ductibilidade

A ductibilidade pode ser quantificada em termos do índice de ductibilidade de curvatura (curvatura na ruptura dividida pela curvatura do produto), que pode ser derivado de diagramas de momento curvatura (por exemplo, tais como os de Triantafillou e Plevris 1992). Como rupturas bruscas com pouca ou nenhuma advertência são indesejáveis, o índice de ductibilidade do elemento reforçado deve exceder um certo valor como sugerido pelo FIB Model Code (2010) nas equações abaixo:

$$\xi \leq 0,45 \text{ para concreto tipo C50/60 ou inferiores} \quad (2.52)$$

$$\xi \leq 0,35 \text{ para concreto superiores que C55/67} \quad (2.53)$$

Onde:

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (2.54)$$

Também são previstas considerações quanto ao estado limite de serviço: limitação das tensões, verificação das flechas, da fissuração e da interface concreto-FRP.

2.3.1.2.7. Deformação máxima permitida no FRP

Independentemente de onde estiver a linha neutra da seção analisada, a ruptura controlada pelo descolamento do compósito deve governar os procedimentos. Dessa forma, a deformação máxima permitida no FRP para impedir a ruptura por descolamento devido ao fissuramento não poderá exceder ao indicado pelo FIB Model Code (2010) e complementado pela FIB-14 (2001) na expressão seguinte:

$$\varepsilon_{fd} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad (2.55)$$

e

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{y_f} \quad (2.56)$$

Onde y_f (coeficiente de segurança do material FRP) é dado conforme tabela abaixo:

Tabela 2.8. Coeficiente de segurança do FRP (FIB-14, 2001).

FRP type	Application type A ⁽¹⁾	Application type B ⁽²⁾
CFRP	1.20	1.35
AFRP	1.25	1.45
GFRP	1.30	1.50

1 – Aplicação de FRP pré-moldadas (laminados) em condições normais de controle de qualidade / ou aplicação de mantas FRP em boas condições de controle.

2 - Aplicação de mantas de FRP em condições normais de controle de qualidade.

2.3.1.2.8. Sequência para o cálculo do reforço à flexão com FRP

O procedimento para dimensionamento de elementos de concreto armado reforçados à flexão com FRP pode ser resumido da seguinte forma:

- Primeiramente deve-se determinar o momento resistente último de projeto (ELU) para o elemento de concreto armado a ser reforçado e verificar as condições de serviço (ELS). Este último não é necessário diretamente, mas irá fornecer informações valiosas com relação ao ELS do membro reforçado (mais provável que irá delimitar o projeto).
- A partir do momento de serviço (M_0) determina-se a deformação inicial na fibra mais tracionada.
- Assume-se que o compósito FRP está sob tensão máxima e a partir do momento de projeto do elemento reforçado determina-se a área de FRP necessária para satisfazer o ELU. Deve-se verificar se há uma ductilidade suficiente.
- Calculam-se as flechas no ELS. Se a deflexão máxima permitida for excedida, determina-se a área de FRP necessária para cumprir os requisitos de deflexão.
- Calculam-se as tensões no concreto, aço e FRP no ELS. Se as tensões admissíveis forem excedidas, determina-se a área de FRP necessária para cumprir os requisitos de limitação de tensão.
- Deve-se verificar se a largura do compósito FRP fornecida é suficiente para controlar as fissuras no ELS. Caso necessário, aumentar a largura do FRP, ou, dada uma largura máxima, aumentar a quantidade (espessura) de FRP.
- Verifica-se a resistência ao cisalhamento em que ocorre a falha de ligação devido a fissuras de cisalhamento (deslocamento de fissura vertical) no ELU. Se este modo de falha for dominante, deve-se determinar um novo valor para a quantidade de FRP.

- Posteriormente verifica se a falha de ligação na ancoragem de extremidade e ao longo do FRP (por exemplo, em regiões onde a fissuração por flexão predomina) não ocorre. Se for esse o caso, deve ser prevista a ancoragem mecânica.
- Averiguar se a ruptura por cisalhamento do FRP é evitada. Providencia-se o reforço ao cisalhamento nas extremidades, se necessário.
- Analisa-se a situação accidental.
- Verifica-se a resistência de corte do membro reforçado. Se necessário, o reforço ao cisalhamento deve ser providenciado.

2.3.1.3. Considerações gerais sobre a NBR6118 (2014)

2.3.1.3.1. *Deformação do concreto na ruptura*

Para análises no Estado Limite Último, a NBR6118 define para o parâmetro ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) os valores a seguir:

- Para concretos com $f_{ck} \leq 50$ Mpa, temos:

$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (2.57)$$

- Para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} < 90 \text{ MPa}$ temos:

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰}[(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (2.58)$$

2.3.1.3.2. *Deformação máxima da armadura*

Para se evitar a ruína de um elemento de concreto armado pela deformação plástica excessiva da armadura, a NBR6118 (2014) limita a deformação da armadura (ϵ_{ud}) em 10‰. Ao contrário da NBR6118, a norma americana admite qualquer deformação para o aço, limitando a tensão do aço com o valor da resistência de escoamento do aço (f_y), sendo $f_{sy} = 0,9 f_{syk}$

O Eurocode 2 (Anexo C.1 do Eurocode 2) limita a deformação para o aço em valores elevados ($\epsilon_{uk} = 25\text{‰}$), sendo a deformação de cálculo ($\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$). Como esta norma limita a tensão do aço com o valor da resistência de escoamento do aço (f_{yd}), sendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$, este último acaba sendo o valor limitante da deformação da armadura.

2.3.1.3.3. *Ductibilidade em vigas e lajes*

A NBR 6118 (2014) determina um valor limite da linha neutra para melhorar o comportamento dúctil em vigas e lajes. Segundo a Norma brasileira, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU, sendo que quanto menor a relação x/d , maior será essa capacidade rotacional. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} < 90$ MPa.

2.3.1.3.4. *Controle de resistência do concreto*

A normalização americana para estruturas de edificações, ACI 318, adota 10% como o quantil inferior da distribuição das resistências do concreto (HELENE e SILVA, 2011). Brasil e Eurocode adotam apenas 5% de defeituosos. Observa-se que os americanos indicam por f'_c enquanto na Europa e no Brasil usa-se a notação f_{ck} . Ou seja, ambos usam conceitos equivalentes, mas empregam uma notação diferenciada.

2.3.2. **Dimensionamento do reforço com FRP à cortante**

2.3.2.1. Modelo do ACI-440 (2017)

Existem três esquemas de reforço ao cisalhamento para o incremento de carga de vigas de concreto armado, os quais são mostrados na Figura 2.35. O encamisamento total da seção é mais eficiente que os outros métodos e é comumente usado onde o acesso aos quatro lados do elemento é possível (em vigas sem lajes em sua parte superior ou inferior). Entretanto, muitas vezes, condições extremas ou incontornáveis de dimensionamento obrigam à execução de rasgos nas lajes que permitam a passagem da fibra FRP, tornando esse tipo de envolvimento a única solução possível. Normalmente, no caso de vigas onde há lajes, o reforço pode ser obtido através da colagem ao longo de três lados do elemento (em forma de “U”) ou em dois lados do elemento (ACI-440, 2017).

Figura 2.35. Esquema de reforço ao cisalhamento usando compósitos de FRP (ACI440, 2017).

Apesar de demonstrado que todas as três técnicas melhoram a resistência ao cisalhamento de um elemento, o encamisamento total da seção é a mais eficiente, seguida pelo revestimento em U de três lados. A colagem sobre apenas dois lados de um elemento é o esquema menos eficiente.

Nos três esquemas, o sistema de compósito de FRP pode ser colado de forma contínua ou em forma de estribos espaçados ao longo do vão.

2.3.2.1.1. Resistência nominal ao corte

A resistência nominal de um elemento reforçado ao corte por um sistema compósito deve ser superior ao esforço solicitante e a resistência do reforço deve ser calculada multiplicando a resistência nominal por um fator de redução, conforme mostra a equação a seguir:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.59)$$

A determinação da capacidade nominal resistente (V_n) de uma peça de concreto reforçada com sistema FRP é determinada pela soma de três parcelas resistente distintas, conforme equação abaixo:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (2.60)$$

Onde:

V_c : resistência do concreto ao corte (kN);

V_s : resistência da armadura transversal ao corte (estribos, barras inclinadas, tirantes);

V_f : resistência do ao corte do FRP (kN);

Na expressão acima, V_c e V_s são calculados utilizando, respectivamente, as expressões abaixo, da norma ACI 318:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.61)$$

$$V_s = \frac{A_s f_{yt} d}{s} \quad (2.62)$$

Os valores assumidos pelo fator de redução " ψ_f ", para a contribuição do compósito de FRP, são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 2.9. Fatores de redução para reforço ao corte com compósitos de FRP (ACI 440, 2017).

Fator de Redução Adicional para o Reforço ao Corte com FRP	
Esquema de envolvimento	ψ_f
Completamente envolvido	0,95
Com três ou dois lados envolvidos	0,85

2.3.2.1.2. Contribuição do sistema FRP ao corte

Para o dimensionamento da parcela de corte correspondente ao reforço FRP são consideradas as seguintes variáveis dimensionais, apresentadas na Figura 2.36.

Figura 2.36. Esquema de posicionamento com FRP para corte (ACI 440-2R, 2017).

A contribuição do sistema de compósitos de FRP para a resistência ao cisalhamento de um elemento reforçado está baseada na orientação das fibras e nas condições de fissuração assumidas. A resistência ao cisalhamento proveniente do reforço com o FRP é determinada através da força resultante das tensões de tração no sistema aplicado sobre a fissura presumida de corte.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (2.63)$$

Onde:

$$A_{fv} = 2 n t_f w_f \quad (2.64)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_{fe} \quad (2.65)$$

No qual:

n : número de tiras(camadas) de compósitos de FRP coladas na estrutura;

t_f : espessura do compósito (mm);

w_f : largura do compósito de FRP (cm);

É importante destacar que a tensão de tração no reforço de FRP na resistência nominal é diretamente proporcional ao nível de deformação que pode ser desenvolvido no reforço ao corte pelo FRP na resistência nominal.

2.3.2.1.3. Determinação dos níveis de deformação no compósito FRP

Deve-se observar que a deformação máxima efetiva que pode ser desenvolvida pelo sistema FRP na resistência nominal é definida pelo modo de ruptura do sistema e do elemento de concreto armado reforçado. A deformação efetiva é a máxima deformação que o reforço pode atingir até as cargas últimas.

Para os elementos reforçados com encamisamento total da seção de concreto por FRP, foi observado que a perda de coesão interna dos agregados ocorre antes que a deformação das fibras atinja sua deformação máxima admissível. Assim, para se prevenir essa ocorrência, a máxima deformação utilizada em projeto é de 0,4%.

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (2.66)$$

Para sistemas onde não há encamisamento total da seção, observou-se que o sistema FRP se delamina do substrato do concreto antes da perda de coesão interna dos agregados. Dessa forma, analisou-se as tensões de cola para determinar o limite de utilização e o nível de deformação efetiva que pode ser considerado. A deformação efetiva é obtida usando-se um coeficiente de redução “ k_v ”, aplicável ao cisalhamento:

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad (2.67)$$

Onde o coeficiente “ k_v ” é função da resistência do concreto, do esquema de envolvimento utilizado na seção (2 ou 3 lados) e da rigidez (espessura) do compósito de FRP, portanto, considerando as unidades no S.I.:

$$k_v = \frac{K_1 K_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \quad (2.68)$$

O comprimento colado ativo/efetivo (L_e ; cm) é aquele sobre o qual é mantida a maior parte das tensões da cola, expresso por:

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0,58}} \quad (2.69)$$

Os outros dois coeficientes K_1 e K_2 levam em consideração, respectivamente, a resistência do concreto e o sistema de envolvimento da seção, e são assim expressos:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.70)$$

$$K_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{para envolvimento em três lados (U)} \\ \frac{d_{fv} - 2 L_e}{d_{fv}} & \text{para FRP colado em apenas dois lados} \end{cases} \quad (2.71)$$

A metodologia de determinação de “ k_v ” foi validada para regiões de alto cisalhamento e momento baixo, tais como nas regiões próxima dos apoios de vigas simplesmente apoiada. Esta metodologia ainda não está confirmada para o reforço ao cisalhamento em áreas sujeitas simultaneamente a altos valores de cortante e momento, como no caso de vigas contínuas. Entretanto, sugere-se que “ k_v ” seja suficientemente conservador para tais casos. Os procedimentos aqui descritos foram desenvolvidos por uma combinação de resultados analíticos e empíricos (KHALIFA et al., 1998).

2.3.2.1.4. Limites dos reforços

A resistência total ao cisalhamento introduzida pelo reforço com FRP é dado pela soma das contribuições do compósito de FRP e da armadura transversal interna da viga (estribos), e deve obedecer aos seguintes limites:

$$V_s + V_f \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.72)$$

2.3.2.1.5. Espaçamento das lâminas (estribos) do reforço

Os espaçamentos máximos dos estribos devem se submeter às recomendações das normas estruturais aplicáveis (ACI 318-05 ou ABNT NBR 6118-2016). Esse espaçamento é definido como sendo a distância de centro a centro de duas lâminas (s_f). A ACI 440.2R-17 em seu item 11.1 estabelece que esse espaçamento não deve exceder a:

$$s_f \leq \frac{d}{4} + w_f \quad (2.73)$$

2.3.2.2. Modelo do fib - Bulletin 14 (2001)

O reforço ao cisalhamento de elementos de concreto armado pode ser obtido com colagem externa de compósitos de FRP, na qual a direção principal das fibras deve, o quanto possível, ficar paralelas às máximas tensões de tração, para que o efeito do reforço com FRP seja maximizado. Na maioria dos casos os elementos estão sujeitos a carregamento aplicado perpendicularmente à linha neutra e as máximas tensões de tração nas zonas onde o esforço cisalhante é máximo formam ângulos de 45° com o eixo da peça. No entanto, existe uma praticidade maior em colar reforço externo de FRP perpendicular à linha neutra, conforme Figura 2.37.

Figura 2.37. Ilustração esquemática do elemento reforçado ao corte com FRP (FIB-14, 2001).

Segundo a FIB-14 (2001), pesquisas detalhadas a respeito do reforço ao cisalhamento de estruturas de concreto armado com FRP são limitadas. A maioria dos pesquisadores idealiza o reforço com FRP em analogia com os estribos internos, assumindo que a contribuição dos reforços para a capacidade resistente emana da capacidade das fibras em absorver tensões de tração.

2.3.2.2.1. Estado limite último

O reforço de FRP ao cisalhamento pode ser tratado em analogia ao aço interno. Assume-se que no estado limite último desenvolve-se no compósito de FRP uma deformação efetiva, " $\varepsilon_{f,e}$ " na direção principal das fibras. Essa deformação efetiva é em geral menor que a deformação última " $\varepsilon_{f,u}$ ". Com isso, a capacidade resistente do elemento é obtida considerando a contribuição do concreto (V_{cd}), da armadura interna (V_{wd}) e do polímero reforçado com fibras (V_{fd}). Logo:

$$V_{R,d} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} ; V_{R,d2}) \quad (2.74)$$

A contribuição do polímero reforçado com fibras (V_{fd}) pode ser obtida através de (conforme figura abaixo):

$$V_{fd} = 0,9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (2.75)$$

No qual:

$\varepsilon_{fd,e}$: deformação efetiva de projeto do compósito de FRP (‰);

b_w : largura da base da viga (cm);

d : altura útil (cm);

ρ_f : relação do reforço de FRP igual $\begin{cases} \frac{2t_f \sin\alpha}{b_w} & \text{para reforço contínuo.} \\ \frac{2t_f b_f}{b_w S_f} & \text{para reforço na forma de estribos ou tiras} \end{cases}$;

t_f : espessura das tiras de FRP (mm);

b_f : largura das tiras de FRP (cm);

S_f : Espaçamento das tiras de FRP (cm);

E_{fu} : módulo de elasticidade do compósito de FRP na direção principal das fibras (MPa)

θ : ângulo formado entre a fissura diagonal e o eixo da peça, considera-se 45°;

α : ângulo entre a principal orientação da fibra e o eixo da peça (Figura 2.38);

Figura 2.38. Contribuição do FRP para a capacidade ao corte do elemento (FIB-14, 2001).

A deformação efetiva de projeto é calculada por meio de expressões obtidas experimentalmente:

- para encamisamento total da seção:

$$\varepsilon_{f,e} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \quad (\text{CFRP}) \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_{f,e} = 0,048 \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0,47} \varepsilon_{fu} \quad (\text{AFRP}) \quad (2.77)$$

- para CFRP reforçado em “U” ou em dois lados:

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0,65 \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} ; 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \right] \quad (2.78)$$

Em todas as expressões “ f_{cm} ” está em MPa e “ E_{fu} ” em GPa.

2.3.2.2.2. Recomendações de projeto

Caso o modo de ruína da estrutura for governado por “peeling” combinado com fraturas de cisalhamento, o incremento da capacidade proveniente do termo “ $E_{fu}\rho_f$ ” é relativamente pequeno, porém a resistência do concreto é muito importante. Se o modo de ruína for governado por fraturas de cisalhamento combinada ou seguida da ruptura do compósito de FRP, o termo “ $E_{fu}\rho_f$ ” se torna mais importante que o concreto, que passa a ter importância secundária.

Quando a estrutura for reforçada através da colagem de estribos, o espaçamento entre eles, “ s_f ”, não deve exceder o valor de “ $0,9d - b_f/2$ ” para seções retangulares ou “ $(d - h_f) - b_f/2$ ” para seções “T”.

2.4. VISÃO GERAL DOS PROXIMOS EVENTOS E PUBLICAÇÕES

2.4.1. VISÃO GERAL DO FIB MODEL CODE 2020

O FIB Model Code é considerado, no âmbito internacional, como o documento pré-normativo mais relevante da engenharia do concreto estrutural por trazer o resultado do avanço do conhecimento, novas descobertas e necessidades futuras.

O FIB Model Code 2020 representa a atualização da norma FIB Model Code 2010, e englobará as estruturas existentes, além da revisão e atualização do conteúdo para novas estruturas. Assim, este é seguramente o novo paradigma dessa nova publicação: tratar de igual modo a reabilitação de estruturas existentes e a construção de novas estruturas, lidando de maneira eficaz tanto com o projeto de novas estruturas quanto com todas as atividades associadas ao gerenciamento da vida útil das estruturas de concreto existentes, incluindo questões como sua avaliação em serviço e intervenções sobre essas estruturas, abordando entre outros temas as incertezas sobre a confiabilidade de estruturas existentes (conforme exposto no item 2.1.15).

2.4.2. VISÃO GERAL DO FRPRCS SYMPOSIUM

O FRPRCS é uma conferência internacional bianual que se concentra na pesquisa, desenvolvimento e testes do reforço de FRP para concreto e outras estruturas.

Este simpósio internacional atrai o interesse de pesquisadores, profissionais e fabricantes envolvidos no uso de polímeros reforçados com fibras (FRPs) como reforço para estruturas de concreto. Isso inclui o uso de reforço de FRP em novas construções e FRP para o fortalecimento e reabilitação de estruturas existentes.

Além disso, como resultado desses simpósios, o livro “Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures Volume 1: Proceedings of the fifth international conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures” fornece resultados de pesquisa atualizados para dar aos engenheiros confiança em seus métodos de design.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo descrevem-se as principais etapas e procedimentos empregados na aquisição dos dados base do programa de investigação, bem como os trabalhos selecionados e os parâmetros de escolhas dos mesmos.

3.1. DESCRIÇÃO DOS DADOS OBTIDOS NA LITERATURA

3.1.1. Dados de ensaios experimentais obtidos na literatura

3.1.1.1. Flexão

Consultaram-se diversos trabalhos realizados por vários autores e selecionou-se uma grande quantidade de ensaios experimentais, tendo como base três parâmetros principais que serão apresentados mais à frente. Desse modo, foram recolhidos dados dos seguintes trabalhos experimentais:

- Lajes

Dias, S., (2001), *"Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão"*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

Juvandes, L. F. P., (1999). *"Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP"*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 400p.

- Vigas

Beber, A., (1999), *"Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibra de Carbono"*, Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, (UFRGS), Porto Alegre, Brasil.

Brosens, K., (2001), *"Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements"*, Tese de Doutorado, Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Bélgica, 225 pp.

Dias, S., (2001), *"Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão"*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

Gamino, A.L.; Bittencourt, T.N.; Sousa, J. L. A. O., (2009). *“Estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte I: análise dos modelos de flexão”*. IBRACON, V. 2, No. 4, pp. 326-355, 2009.

Matthys, S., (2000), *"Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement"*, Doctoral thesis, Ghent University, Ghent.

Pinto, C., (2000), *"Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Com Fibras de Carbono"*, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Travassos, N., (2005), *"Caracterização do comportamento da ligação CFRP-Betão"*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa, 290 pp.

Dentre os vários conjuntos de dados experimentais reunidos dos trabalhos estudados, só foi possível analisar, de forma consistente, 64 elementos, em consequência de se eliminarem os casos de extensômetros mal colados, rupturas devido ao esforço cortante e ensaios interrompidos. Além disso, Azevedo (2008) ressalta a existência de alguns aspectos que podem influenciar os resultados e conclusões das análises comparativas que se propõe a realizar neste trabalho, tais como:

- a) Limitação do número de peças ensaiadas e do equipamento utilizado nos ensaios experimentais;
- b) Determinação de algumas propriedades mecânicas dos materiais recorrendo a expressões aproximadas de literatura existente;
- c) Utilização de modelos reduzidos que, apesar de elaborados em escala e com as características dos materiais cuidadosamente estudadas, provocam sempre diferenças para as peças na escala real;
- d) A colocação e posicionamento dos extensômetros é muito importante pois pode influenciar consideravelmente a leitura dos resultados obtidos. Relativamente a este aspecto, deve-se ter atenção os seguintes pontos (Bogas, 2003):
 - Observar o número e posição das fendas em relação aos extensômetros aplicados, pois quanto mais próximo estiver o extensômetro da fenda, maior será a deformação medida no dispositivo; o aparecimento de uma

fenda inverte o sinal da tensão de aderência e, se a tensão de aderência for nula, significa que existe destacamento do CFRP;

- Os valores que se obtêm são valores médios que englobam a região entre fendas. Com isso, um maior ou menor espaçamento entre pontos de leitura tem uma influência importante nos resultados.
- Alguns programas experimentais são recolhidos de artigos, não tendo sido possível ter acesso a toda a informação que seria desejável.

3.1.1.1.1. Critérios e parâmetros

Para a investigação dos parâmetros de dimensionamento recorreu-se a análise de um conjunto de 64 dados experimentais selecionados com base nos critérios abaixo:

- Tipo de elemento estrutural: Laje e Viga;
- Técnica de reforço: técnica de colagem externa (EBR);
- Tipo de reforço: CFRP – (Mantas e laminados).

Cabe-se ressaltar, que recorreram-se ao CFRP visto que esse tipo de reforço é amplamente utilizado e estudado, resultando em uma maior amostragem de elementos experimentais.

Seguem na Figura 3.1, Tabela 3.2 e Tabela 3.3 a seção tipo e os dados experimentais mais relevantes, expondo-se os modos de ruptura observados para a distribuição dos 64 dados coletados (RC – Rupturas Clássicas e RP – Rupturas Prematuras) e o nível de deformação do FRP no momento da ruptura (ϵ_{fu}), sendo que em 12 dados experimentais de vigas estes valores de deformação são desconhecidos. (maiores detalhes no Anexo A).

Seção Tipo

Variável	Significado
A_{f1} (cm ²)	Área do reforço FRP1 ($A_{f1} = n_{bf1} \cdot n_{lf1} \cdot t_{f1}$)
A_{f2} (cm ²)	Área do reforço FRP2 ($A_{f2} = n_{bf2} \cdot n_{lf2} \cdot t_{f2}$)
A_s (cm ²)	Área da armadura de tração
b (cm)	Largura da alma da seção do elemento de concreto armado a reforçar.
b_{f1} (mm)	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP1
b_{f2} (mm)	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP2
E_{f1} (GPa)	Módulo de elasticidade do reforço FRP1
f_{cm}^{cil} (MPa)	Valor médio da tensão de compressão do concreto em CP cilíndricos
h (cm)	Altura da seção retangular do elemento de concreto armado a reforçar
n_{bf1}	Número de laminados/mantas do reforço FRP1 colados à face de concreto.
n_{lf1}	Número de camadas do reforço FRP1
t_{f1} (mm)	Espessura de cada laminado/manta do reforço FRP1
ϵ_{fk1} (‰)	Valor característico da extensão no reforço FRP1
ρ_f (%)	Porcentagem de reforço com FRP
ρ_s (%)	Porcentagem de aço
RC	Ruptura clássica
RP	Ruptura prematura
ϵ_{fu}	Deformação última registrada no FRP durante ensaio.

Figura 3.1. Seção tipo dos dados experimentais usados nesse trabalho.

Autor	Dados exp.	Tipo	Elemento de concreto armado						Sistema de reforço CFRP									
			b	h	A _s	ρ _s	f _{cm} ^{cil}	E _{fl}	e _{fk1}	b _{fl}	t _{fl}	n _{bfl}	n _{lfl}	A _{fl}	ρ _f	ε _{fu}	Tipo	
			(cm)	(cm)	(cm ²)	(%)	(MPa)	(GPa)	(‰)	(mm)	(mm)			(cm ²)	(%)	(‰)	ruína	
Dias (2001)	LA3R	Manta	44,0	7,6	0,85	0,31%	63,3	230	15	140	0,111	1	2	0,311	0,09%	11,1	RC	
	LB1R	Manta	44,0	8,1	0,85	0,28%	63,3	230	15	140	0,111	1	2	0,311	0,09%	12,0	RC	
	LA4S	Laminado	44,0	8,0	0,85	0,29%	63,3	160	20	32	1,2	1	1	0,384	0,11%	9,7	RP	
	LB2S	Laminado	44,0	8,5	0,85	0,27%	63,3	160	20	32	1,2	1	1	0,384	0,10%	9,2	RP	
	LD3BL	Laminado	44,0	8,5	0,85	0,27%	49,7	150	14	32	1,4	1	1	0,448	0,12%	9,6	RP	
	LD4BL	Laminado	44,0	8,1	0,85	0,28%	49,7	150	14	32	1,4	1	1	0,448	0,13%	10,4	RP	
	LE3I	Laminado	44,0	8,2	0,85	0,28%	49,7	160	15	32	1,4	1	1	0,448	0,12%	8,6	RP	
	LE4I	Laminado	44,0	7,8	0,85	0,30%	49,7	160	15	32	1,4	1	1	0,448	0,13%	10,2	RP	
Juvandes (1999)	LC3R	Manta	44,0	8,1	0,85	0,28%	63,3	230	15	140	0,111	1	2	0,311	0,09%	10,9	RC	
	LC4R	Manta	44,0	7,7	0,85	0,30%	63,3	230	15	140	0,111	1	2	0,311	0,09%	10,3	RC	
	LC1S	Laminado	44,0	8,1	0,85	0,28%	63,3	160	20	32	1,2	1	1	0,384	0,11%	10,3	RP	
	LC2S	Laminado	44,0	8,4	0,85	0,27%	63,3	160	20	32	1,2	1	1	0,384	0,10%	11,8	RP	

Figura 3.2. – Resumo dos 12 dados experimentais de lajes usados nesse trabalho.

Autor	Dados exp.	Tipo	Elemento de concreto armado						Sistema de reforço CFRP									
			b	h	A _s	ρ _s	f _{cm} ^{cil}	E _{fl}	e _{flk1}	b _{fl}	t _{fl}	n _{bfl}	n _{fl}	A _{fl}	ρ _f	ε _{fu}	Tipo	
			(cm)	(cm)	(cm²)	(%)	(MPa)	(GPa)	(‰)	(mm)	(mm)			(cm²)	(%)	(‰)	ruína	
Dias (2001)	V2	Manta	12,0	18,0	1,01	0,52%	41,0	240	15,0	70	0,111	1	2	0,155	0,07%	8,1	RP	
	V3	Manta	12,0	18,0	1,01	0,52%	41,0	240	15,0	70	0,111	1	2	0,155	0,07%	8,1	RC	
	V4	Laminado	12,0	18,0	1,01	0,52%	41,0	200	11,0	20	1,4	1	1	0,280	0,13%	6,9	RP	
	V6	Laminado	12,0	18,0	1,01	0,52%	41,0	200	11,0	20	1,4	1	1	0,280	0,13%	7,2	RP	
Pinto (2000)	V1	Laminado	15,0	45,0	6,03	0,98%	34,8	165	17,0	50	1,2	2	1	1,200	0,18%	5,2	RP	
	V3	Laminado	15,0	45,0	6,03	0,98%	38,3	165	17,0	50	1,2	3	1	1,800	0,27%	5,4	RP	
	V5	Laminado	15,0	45,0	6,03	0,97%	34,7	165	17,0	50	1,2	3	1	1,800	0,44%	4,6	RC	
Beber (1999)	VR3	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	1	0,111	0,04%	5,6	RC	
	VR4	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	1	0,111	0,04%	7,1	RC	
	VR5	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	4	0,444	0,15%	7,1	RP	
	VR6	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	4	0,444	0,15%	7,5	RP	
	VR7	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	7	0,777	0,26%	5,2	RP	
	VR8	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	7	0,777	0,26%	5,6	RP	
	VR9	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	10	1,110	0,37%	4,8	RP	
	VR10	Laminado	12,0	25,0	1,57	0,57%	33,6	230	14,8	100	0,111	1	10	1,110	0,37%	4,7	RP	
Travassos (2005)	A12	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	38,5	242	16,1	200	0,111	1	3	0,666	0,08%	8,0	RP	
	A14	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	38,5	242	16,1	200	0,111	1	1	0,222	0,03%	6,2	RC	
	A32	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	38,5	242	16,1	200	0,111	1	3	0,666	0,08%	7,2	RP	
	A33	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	38,5	242	16,1	200	0,111	1	1	0,222	0,03%	3,2	RC	
	A11	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	34,4	242	16,1	200	0,111	1	1	0,222	0,03%	6,7	RC	
	A21	Laminado	20,0	40,0	9,42	1,39%	34,4	242	16,1	200	0,111	1	1	0,222	0,03%	9,2	RC	
	A31	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	34,4	242	16,1	200	0,111	1	3	0,666	0,08%	10,6	RP	
A34	Laminado	20,0	40,0	4,02	0,59%	34,4	242	16,1	200	0,111	1	1	0,222	0,03%	8,4	RC		
Matthys (2000)	BF2	Laminado	20,0	45,0	8,04	0,96%	36,5	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	6,7	RP	
	BF3	Laminado	20,0	45,0	8,04	0,96%	34,9	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	7,2	RP	
	BF4	Laminado	20,0	45,0	8,04	0,96%	30,8	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	6,8	RP	
	BF5	Laminado	20,0	45,0	8,04	0,96%	37,4	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	5,7	RP	
	BF6	Laminado	20,0	45,0	8,04	0,96%	35,9	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	7,1	RP	
	BF8	Laminado	20,0	45,0	4,02	0,48%	39,4	159	18,5	100	1,2	1	1	1,200	0,13%	5,8	RC	
	BF9	Manta	20,0	45,0	4,02	0,48%	33,7	233	12,5	100	0,111	1	2	0,222	0,02%	10,0	RP	
Brosens (2001)	A1	Manta	12,5	22,5	1,01	0,41%	41,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	B1	Manta	12,5	22,5	1,51	0,62%	46,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	C1	Manta	12,5	22,5	1,51	0,62%	43,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	C2	Manta	12,5	22,5	1,51	0,62%	43,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	D1	Manta	12,5	22,5	1,51	0,62%	38,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	E1	Manta	12,5	22,5	1,51	0,62%	33,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	F1	Manta	12,5	22,5	1,29	0,52%	43,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
	G1	Manta	12,5	22,5	2,07	0,85%	43,0	235	15,1	75	0,167	1	2	0,251	0,09%	-	RP	
Gamino (2009)	VR01	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	13,3	RC	
	VR02	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	-	RC	
	VR03	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	11,8	RC	
	VR04	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	12,6	RC	
	VR05	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	11,4	RC	
	VR06	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	-	RP	
	VR07	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	-	RP	
	VR08	Laminado	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	230	15,0	75	0,13	1	1	0,098	0,09%	-	RP	
	VR09	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	1	0,083	0,07%	5,3	RC	
	VR10	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	1	0,083	0,07%	6,4	RC	
	VR11	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	2	0,165	0,15%	6,6	RC	
	VR12	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	1	0,083	0,07%	4,3	RC	
	VR13	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	1	0,083	0,07%	4,4	RC	
	VR14	Manta	7,5	15,0	0,62	0,62%	45,0	235	15,0	75	0,11	1	1	0,083	0,07%	3,9	RC	

Figura 3.3. – Resumo dos 52 dados experimentais de vigas usados nesse trabalho.

No Anexo A, apresenta-se detalhadamente um resumo dos 64 dados experimentais dos diferentes trabalhos usados nesta dissertação.

Na Tabela 3.1 agrupa-se os modos de ruptura observados para a distribuição dos 64 elementos:

Tabela 3.1. Modos de ruptura observados.

Dados Exp.		Ruptura		
Tipo	Nº	Modo	Nº	Peso da amostra (%)
Lajes	12	RC	4	33
		RP	8	67
Vigas	52	RC	21	40
		RP	31	60
Total	64	RC	25	39
		RP	39	61

RC - ruptura clássica; RP - ruptura prematura.

Na tabela abaixo segue a distribuição da classe de resistência do concreto para os 64 dados experimentais estudados:

Tabela 3.2. Classe do concreto para os 64 dados experimentais e sua frequência.

Parâmetro	Dados experimentais	f_c (MPa)	Nº de dados exp.
Classe do concreto	Lajes	< 35	0
		35 - 50	4
		> 50	8
	Vigas	< 35	18
		35 - 50	34
		> 50	0

Na Figura 3.5. Figura 3.4 expõem-se o nível de deformação do FRP no momento da ruptura (ϵ_{fu}), separando-os de acordo com os modos de ruptura (RC – Rupturas Clássicas e RP – Rupturas Prematuras). Em 12 dados experimentais de vigas estes valores de deformação são desconhecidos.

Figura 3.4. Modos de ruptura e deformação última registrada no FRP divididos por tipo de estruturas (lajes e vigas), subdivididos entre tipo de reforço (laminados e manta) e entre rupturas clássicas (RC) e prematuras (RP).

Na Figura 3.5 apresenta-se a frequência de cada modo de ruptura dos dados experimentais, sendo:

- FD – “FRP Debonding”: Modo de ruptura prematuro. Verifica-se o descolamento do FRP antes de atingir a capacidade resistente máxima do concreto ou FRP. Em conjunto com o “FD”, pode-se ocorrer uma delaminação

(FDeI) de uma camada de concreto de grandes dimensões agarrada ao laminado.

- FR – “FRP Rupture”: Modo de ruína no qual se atinge a total capacidade resistente do sistema compósito.
- CC – “Concrete Crushing”: Modo de ruína no qual se atinge a capacidade resistente à compressão do concreto (esmagamento do concreto).
- SY – “Steel Yielding”: Modo de ruína no qual se atinge a extensão de escoamento máxima do aço.

Figura 3.5. Frequência dos modos de ruptura dos dados experimentais.

3.1.1.1.2. Verificação de segurança em E.L.U.

Faz-se agora o uso da metodologia de cálculo indicada nas propostas normativas da ACI (2017) e FIB (2010) para avaliar a segurança à flexão dos dados experimentais reforçados com CFRP e para interpretar a relevância dos parâmetros anteriormente especificados no dimensionamento do reforço. Posteriormente, tais parâmetros serão confrontados com as limitações impostas pela NBR6118.

3.1.1.1.3. Metodologia de cálculo adotada para o ACI440 (2017)

Na Tabela 3.3 apresentam-se os critérios definidos para análise, sendo 4 casos sem coeficiente de segurança (para comparação com os valores experimentais coletados) e 2 casos com coeficiente de segurança (verificação da segurança global). Variaram-se alguns parâmetros de deformação (em negrito) para posterior comparação das diferentes limitações desses parâmetros entre as Normas NBR e ACI. Com isso,

espera-se propor uma metodologia de cálculo para o Brasil (C.6), considerando os parâmetros adotados pela NBR.

Tabela 3.3. Parâmetros estabelecidos para os 6 critérios de análise.

	Sem coeficiente de segurança				Com coef. de segurança	
	C.1	C.2	C.3	C.4	C.5	C.6
Equações de equilíbrio	ACI-440.2R 2017	ACI-440.2R 2017	ACI-440.2R 2017	ACI-440.2R 2017	ACI-440.2R 2017	ACI-440.2R 2017
Propriedade dos materiais	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)
Deformação última do concreto (ϵ_{cu})	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)
Deformação limite do aço ($\epsilon_{s,lim}$)	-	-	10‰ (NBR)	10‰ (NBR)	-	10‰ (NBR)
Ductilidade/fator de redução da resist. (ϕ)	1	1	1	1	($\Delta\epsilon_s$)	($\Delta\epsilon_s$)
Confiabilidade do FRP na flexão (ψ_f)	1	1	1	1	0,85	0,85
Coef. de segurança do Aço (γ_s)	1	1	1	1	1,10	1,15 (NBR)
Coef. de exposição ambiental (C_E)	1	1	1	1	0,85	0,85

Conforme Figura 3.6, impondo um dos modos de ruptura do primeiro grupo exposto no item 2.3.1.1.2 (ruínas clássicas - RC), através da limitação da deformação no material condicionante, é possível determinar por equilíbrio a posição da linha neutra e obter a deformação efetiva no compósito FRP, as deformações e as tensões na armadura interna, no FRP e no concreto. No entanto, no cálculo é necessário considerar a hipótese de ocorrência de ruínas prematuras (RP) características em estruturas reforçadas à flexão pela técnica de colagem externa (EBR). Devido à dificuldade em detectá-las, o ACI440 (2017) limita a deformação do FRP (ϵ_{fd}) para aumentar a confiabilidade do reforço.

Figura 3.6. Fluxograma da metodologia de cálculo adotada considerando a ACI440.2R-17.

3.1.1.1.4. Metodologia de cálculo adotada para o FIB Model Code (2010)

Na Tabela 3.4 apresentam-se os critérios definidos para análise do modelo FIB Model Code, sendo 2 casos sem coeficiente de segurança (para comparação com os valores experimentais coletados) e 2 casos com coeficiente de segurança (verificação da segurança global). Comparando com a Tabela 3.3, observa-se que os critérios C.1 e C.3 não foram considerados para a análise do modelo da FIB (F.1 e F.3) em razão destes terem como limite a deformação última do concreto como 3‰. Por outro lado, os critérios C.2 e C.4 se enquadram perfeitamente para o estudo da FIB (F.2 e F.4), por terem um limite da deformação do concreto em até 3,5‰, porém diferentemente do ACI, todas as equações de equilíbrio e propriedades dos materiais foram

considerados de acordo com os dados do FIB Model Code 2010, conforme Tabela 3.4.

Variaram-se alguns parâmetros de deformação (em negrito) para posterior comparação das diferentes limitações desses parâmetros entre as Normas NBR e FIB (2010). Em F.6 considera-se os parâmetros adotados pela NBR.

Tabela 3.4. Parâmetros estabelecidos para os 4 critérios de análise.

	Sem coeficiente de segurança				Com coef. de segurança	
	F.1	F.2	F.3	F.4	F.5	F.6
Equações de equilíbrio	-	(FIB)	-	(FIB)	(FIB)	(FIB)
Propriedade dos materiais	-	(FIB)	-	(FIB)	(FIB)	(FIB)
Deformação última do concreto (ϵ_{cu})	-	3,5‰ (FIB)	-	3,5‰ (NBR)	3,5‰ (FIB)	3,5‰ (NBR)
Deformação limite do aço ($\epsilon_{s,lim}$)	-	-	-	10‰ (NBR)	-	10‰ (NBR)
Ductilidade/fator de redução da resist. (ϕ)	-	-	-	-	-	-
Confiabilidade do FRP na flexão (ψ_f)	-	-	-	-	-	-
Coef. de segurança do Aço (γ_s)	-	1	-	1	1,15 (FIB)	1,15 (NBR)
Coef. de exposição ambiental / redução da deformação última característica do FRP (γ_f)	-	1	-	1	1,35	1,35
Coefficiente de segurança do concreto (γ_c)	-	1	-	1	1,5	1,4

A metodologia de cálculo adotada para a FIB é semelhante quando comparada à metodologia adotada considerando a ACI440.2R-17 (Figura 3.6), porém com dados de entrada diferentes e pequenas modificações nas equações de equilíbrio e em seus parâmetros. Conforme Figura 3.7, impondo um dos modos de ruptura do primeiro grupo exposto no item 2.3.1.2.2 (ruínas clássicas - RC), através da limitação da deformação no material condicionante, é possível determinar por equilíbrio a posição da linha neutra e obter a deformação efetiva no compósito FRP, as deformações e as tensões na armadura interna, no FRP e no concreto. O mesmo conceito de ocorrência de ruínas prematuras (RP) é aplicado pela FIB, limitando a deformação do FRP (γ_f) para aumentar a confiabilidade do reforço, conforme exposto em 2.3.1.2.7. Além

disso, a tensão no FRP é limitada de acordo com o FIB Model Code (2010), conforme exposto em 2.3.1.2.5.

Figura 3.7. Fluxograma da metodologia de cálculo adotada considerando o FIB Model code (2010).

4. RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DOS MODELOS ANALÍTICOS

4.1.1. Flexão

4.1.1.1. ACI440 (2017)

4.1.1.1.1. Resultados do momento resistente último (C.1 ao C.4)

Para realizar a análise estatística da razão entre os momentos últimos teóricos e experimentais, calculou-se a proporção ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$) dos 64 conjuntos de dados experimentais estudados nesse trabalho para os 4 critérios sem coeficiente de segurança (C.1 ao C.4). Tais valores encontram-se plotados na Figura 4.1 e Figura 4.2 e posteriormente calculou-se a média, o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) dos conjuntos de dados experimentais, apresentando-os na Tabela 4.1. No Anexo B, apresenta-se detalhadamente os resultados encontrados neste trabalho.

Tabela 4.1. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$).

		$(M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}})$ dos 64 dados exp.			
		C.1	C.2	C.3	C.4
Lajes	média	0,88	0,88	0,85	0,85
	DP	0,21	0,21	0,15	0,15
	CV(%)	23,31	23,31	18,29	18,29
Vigas	média	0,93	0,94	0,92	0,92
	DP	0,15	0,15	0,13	0,13
	CV(%)	16,02	15,83	14,14	14,15
Total	média	0,92	0,93	0,91	0,91
	DP	0,15	0,15	0,14	0,14
	CV(%)	16,73	16,64	15,09	15,12

Figura 4.1. Análise do momento resistente último para vigas: ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Figura 4.2. Análise do momento resistente último para lajes ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Para uma melhor comparação entre as metodologias de cálculo (C.1 a C.4), plotou-se dois diferentes tipos de diagramas (Figura 4.3 e Figura 4.4) para melhor distinguir as variações da razão “ $M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$ ” dos 64 dados experimentais, sendo o primeiro diagrama (Figura 4.3) voltado para a média geral do conjunto de dados experimentais, e o segundo diagrama (Figura 4.4) voltado para cada um dos dados experimentais e seus diferentes valores para cada critério adotado (C.1, C.2, C.3 ou C.4).

Figura 4.3. Análise do momento resistente último: ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$) dos 64 dados experimentais.

Figura 4.4. Anlise do momento resistente ltimo: (M_{Terico}/M_{exp}) dos 64 dados experimentais.

Com relação a frequência do modo de ruptura, de acordo com as expressões do ACI440 (2017), os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.5, sendo: FD - Descolamento do FRP; FR - Ruptura do FRP; SY - Escoamento da armadura; CC - Esmagamento do concreto.

Figura 4.5. Modos de ruptura de acordo com o critério adotado.

4.1.1.1.2. Resultados da deformação máxima do compósito

As Figura 4.6 e Figura 4.7 comparam os valores teóricos e os resultados experimentais da deformação última no FRP, segundo os critérios C.1 ao C.4 para os 52 dados experimentais separados pelo tipo de estrutura (12 dados experimentais não dispunham dessa informação), sendo 12 dados experimentais para lajes e 40 dados experimentais de vigas. A análise estatística da razão entre as deformações últimas, teóricas e experimentais ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$), está exposta na Tabela 4.2, através da média, do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV em %).

Tabela 4.2. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$).

($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) dos 52 dado exp.					
		C.1	C.2	C.3	C.4
Lajes	média	0,89	0,89	0,83	0,83
	DP	0,31	0,31	0,22	0,22
	CV(%)	34,65	34,65	26,74	26,74
Vigas	média	1,44	1,50	1,35	1,36
	DP	0,85	0,89	0,68	0,68
	CV(%)	58,82	59,61	50,24	49,83
Total	média	1,32	1,36	1,23	1,24
	DP	0,79	0,84	0,64	0,64
	CV(%)	60,19	61,51	52,12	51,87

Figura 4.6. Análise da deformação última para os 12 dados experimentais de lajes.

Figura 4.7. Análise da deformação última para os 40 dados experimentais de vigas.

Posteriormente, plotou-se os diagramas (Figura 4.8 e Figura 4.9) para melhor distinguir as variações da razão “ $\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp.}}$ ” dos 52 elementos separados pelo tipo de estrutura. No Anexo B, apresenta-se detalhadamente os resultados encontrados nesta dissertação.

Figura 4.8. Análise da deformação última: ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) dos 12 dados experimentais de lajes.

Figura 4.9. Análise da deformação última: ($\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp}$) dos 40 dados experimentais de vigas.

4.1.1.1.3. Coeficiente de segurança global

Para realizar a análise do coeficiente de segurança global, comparou-se os valores dos momentos últimos sem consideração dos coeficientes de segurança (C.1), com os mesmos acrescidos dos parâmetros de segurança (C.5), obtendo a razão (C.1/C.5 para o ACI; C.1/C.6 para o ACI com alguns parâmetros da NBR). Tais parâmetros encontram-se expostos na Tabela 3.3 e os resultados apresentados nas Tabela 4.3 e Tabela 4.4.

Tabela 4.3. Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.5).

Coeficiente de segurança global (C.1/C.5)							
					FR	média	1,35
						DP	0,06
						CV(%)	4,19
DP	0,04						
CV(%)	3,20						
		CC	média	1,25			
			DP	0,02			
			CV(%)	1,24			
						Lajes	média
DP	0,07						
CV(%)	5,66						
		Vigas					média
			DP	0,04			
			CV(%)	3,12			
DP	0,05						
CV(%)	3,97						

Tabela 4.4. Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.6).

Coeficiente de segurança global - (C.1/C.6)							
					FR	média	1,39
						DP	0,04
						CV(%)	3,04
DP	0,04						
CV(%)	3,02						
		CC	média	1,28			
			DP	0,03			
			CV(%)	2,01			
					Vigas	média	1,30
DP	0,04						
CV(%)	3,28						
		Lajes				média	1,34
			DP	0,07			
			CV(%)	5,36			
					Total	média	1,31
DP	0,05						
CV(%)	3,91						

4.1.1.1.4. Metodologia de cálculo desenvolvida e proposta

A metodologia desenvolvida para análise dos critérios C.4 e C.6 (parâmetros adotados conforme a NBR6118) é exposta em forma de fluxograma na Figura 4.9.

Figura 4.9. Fluxograma da metodologia de cálculo proposta (C.4 e C.6).

4.1.1.2. FIB Model Code (2017)

4.1.1.2.1. *Bloco de tensão retangular no concreto - Comparativo FIB (2001) e FIB Model Code 2010*

Conforme exposto em 2.3.1.2.4, as equações que definem um bloco de tensão retangular no concreto (rectangular stress block) equivalente à distribuição não linear de tensão foram atualizadas no FIB Model Code (2010) com relação ao Buletin 14 (2001). Calculou-se a proporção ($M_{r, \text{fib } 2010} / M_{r, \text{fib } 2001}$) dos 64 dados experimentais estudados nesse trabalho. Tais valores encontram-se plotados na Figura abaixo e posteriormente calculou-se a média ($M_{r, \text{fib } 2010} / M_{r, \text{fib } 2001} = 1,0051$):

Figura 4.10. Análise da diferença do bloco de tensão retangular ($M_{r, \text{fib } 2010} / M_{r, \text{fib } 2001}$) dos 64 dados experimentais estudados.

4.1.1.2.2. *Resultados do momento resistente último (F.2 e F.4)*

Para realizar a análise estatística da razão entre os momentos últimos teóricos e experimentais, calculou-se a proporção ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp.}}$) dos 64 conjuntos de dados experimentais estudados nesse trabalho para os 2 critérios sem coeficiente de segurança (F.2 e F.4). Tais valores encontram-se plotados na Figura 4.11 e posteriormente calculou-se a média, o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação

(CV) dos conjuntos de dados experimentais, apresentando-os na Tabela 4.5. No Anexo B, apresenta-se detalhadamente os resultados encontrados neste trabalho.

Figura 4.11. Análise do momento resistente último para vigas e lajes - Total: ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Tabela 4.5. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$) para o modelo FIB.

		$(M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}})$ dos 64 dados exp.	
		F.2	F.4
Lajes	média	0,92	0,89
	DP	0,17	0,12
	CV(%)	18,19	13,81
Vigas	média	0,96	0,93
	DP	0,15	0,13
	CV(%)	15,71	14,36
Total	média	0,95	0,92
	DP	0,15	0,13
	CV(%)	16,04	14,20

Para uma melhor comparação entre as metodologias de cálculo F.2 e F.4, plotou-se dois diferentes tipos de diagramas (Figura 4.12 e Figura 4.13) para melhor distinguir as variações da razão “ $M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$ ” dos 64 dados experimentais, sendo o primeiro diagrama (Figura 4.12) voltado para a média geral do conjunto de dados experimental, e o segundo diagrama (Figura 4.13) voltado para cada um dos dados experimentais e os diferentes valores para cada critério adotado (F.2 ou F.4).

Figura 4.12. Análise do momento resistente último: ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$) dos 64 dados experimentais.

Figura 4.13. Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dos 64 dados experimentais.

Com relação a frequência do modo de ruptura, de acordo com as expressões do FIB Model Code 2010, os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.14, sendo: FD - Descolamento do FRP; FR - Ruptura do FRP; SY - Escoamento da armadura; CC - Esmagamento do concreto.

Figura 4.14. Modos de ruptura de acordo com o critério adotado (FIB).

4.1.1.2.3. Resultados da deformação máxima do compósito

As Figura 4.15 e Figura 4.16 comparam os valores teóricos e os resultados experimentais da deformação última no FRP, segundo os critérios F.2 e F.4 para os 52 dados experimentais (12 dados experimentais não dispunham dessa informação) separados pelo tipo de estrutura, sendo 12 dados experimentais para lajes e 40 dados experimentais de vigas. A análise estatística da razão entre as deformações últimas, teóricas e experimentais ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$), está exposta na Tabela 4.6, através da média, do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV em %). Plotou-se diagramas (Figura 4.17 e Figura 4.18) para melhor distinguir as variações da razão " $\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$." dos 52 elementos separados pelo tipo de estrutura. No Anexo B, apresenta-se detalhadamente os resultados encontrados nesta dissertação.

Tabela 4.6. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) para FIB.

$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}})$ dos 52 dado exp. - FIB			
		F.2	F.4
Lajes	média	0,97	0,91
	DP	0,24	0,16
	CV(%)	24,89	18,07
Vigas	média	1,50	1,34
	DP	0,92	0,68
	CV(%)	61,09	51,05
Total	média	1,38	1,24
	DP	0,84	0,63
	CV(%)	61,08	50,74

Figura 4.15. Análise da deformação última para os 12 dados experimentais de lajes (FIB).

Figura 4.16. Análise da deformação última para os 40 dados experimentais de vigas (FIB).

4.1.1.2.5. Metodologia de cálculo desenvolvida e proposta

A metodologia desenvolvida para análise dos critérios F.4 e F.6 (parâmetros adotados conforme a NBR6118) é exposta em forma de fluxograma na Figura 4.19.

Figura 4.19. Fluxograma da metodologia de cálculo proposta (F.4 e F.6).

5. DISCUSSÕES

5.1. DEFORMAÇÃO MÁXIMA ADMITIDA SEGUNDO A ACI440 (2002) E A ACI440 (2017)

Para evitar o descolamento precoce do FRP, o ACI-440.2R-02 (item 9.2.1), durante seu período de vigência, limitava a máxima deformação no FRP por meio da aplicação de um coeficiente, K_m , o qual não foi revalidado posteriormente na ACI-440.2R-17, a qual normatizou este assunto através da equação 2.29 como está descrito no item 2.3.1.1.7 deste trabalho. Essa revisão ocorreu para melhorar a segurança e manter a precisão da referida regulamentação, onde a deformação do FRP passou a ter um papel importante no dimensionamento do reforço (TOUTANJI, ZHAO E ANSELM, 2006).

As equações abaixo forneciam as expressões que determinavam o coeficiente “ K_m ”, estabelecido em função da cola:

$$K_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fcu}} \left(1 - \frac{n E_{fc} t_{fc}}{360000} \right) \leq 0,90 \quad \text{para} \quad (n E_{fc} t_{fc}) \leq 180000 \quad (5.1)$$

$$K_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fcu}} \left(\frac{90000}{n E_{fc} t_{fc}} \right) \leq 0,90 \quad \text{para} \quad (n E_{fc} t_{fc}) > 180000 \quad (5.2)$$

Onde:

t_{fc} : espessura de uma camada do reforço FRP (mm);

n : número de camadas do reforço FRP;

ε_{fcu} : deformação de ruptura do reforço FRP (mm/mm);

E_{fc} : módulo de elasticidade do FRP (MPa);

O coeficiente “ K_m ” definido acima tinha um valor inferior a 0,9 e deveria ser multiplicado pela deformação de ruptura do laminado de FRP para que fosse definida uma limitação de deformação que prevenisse o descolamento. A expressão reconhecia que laminados com maiores espessuras seriam mais predispostos a delaminação. Dessa forma, a medida que a espessura do laminado crescia as limitações de deformação máxima admissível iam se tornando mais rigorosas. Esse coeficiente efetivamente estabelecia um limite superior para a força total que poderia ser desenvolvida em um laminado de FRP, levando em consideração o número de camadas utilizadas.

Com isso, criou-se um consenso, disseminado entre todos os projetistas e aplicadores de sistemas FRP, de que o número máximo de camadas de laminados não deveria exceder a quatro, uma vez que, a partir da quinta camada, o coeficiente de eficiência do sistema ficaria inferior a 50% (ver Figura 5.1).

Figura 5.1. Valor do coeficiente (k_m) em função do número de camadas (n) do FRP.

5.2. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS NA LITERATURA

Neste trabalho não realizou-se um filtro inicial com relação aos parâmetros de qualidade dos conjuntos de dados experimentais coletados. Considerando que o estudo aqui proposto possui uma forte dependência da qualidade dos dados experimentais, não se pode omitir que este pode afetar a qualidade dos resultados finais produzidos.

De todos os dados coletados, observa-se que alguns dados de deformações não possuem valores coerentes. Isso pode ser explicado devido a dificuldade de medir a deformação durante os ensaios de ruptura de vigas.

5.2.1. Flexão

A Tabela 3.1 revela que cerca de 3/5 dos dados experimentais apresentam ruína prematura. Tal resultado se evidencia no trabalho dos autores Toutanji; Zahao e Anselm, (2006). Além disso, a Figura 3.4 demonstra que os dados experimentais de laje apresentam valores de deformação (ϵ_{exp}) mais elevados quando comparados aos dados de viga reforçados pela mesma técnica de colagem externa (EBR).

No caso das lajes, pelo fato do cisalhamento ser pouco pronunciado, a deformação no CFRP apresenta valores elevados ($\epsilon_{med} \approx 11\%$), sobretudo quando a ruína é controlada pelo modo clássico (RC). Entretanto, mesmo em situações de ruínas prematuras (RP), observa-se bons resultados obtidos por esses conjuntos de dados experimentais ($\epsilon_{med} \approx 9\%$). Tais resultados se evidenciam em trabalhos de diversos autores: ACI, (2017); Azevedo, (2008); Brosens, (2001); FIB, (2001); Juvandes, (1999); Matthys (2000); de que nos modelos de viga se desenvolvem deformações no CFRP inferiores às das lajes.

Para lajes, observa-se uma relação entre o tipo de reforço e o tipo de ruína, sendo que os 4 dados de reforços de lajes com mantas apresentaram uma situação de ruína clássicas, enquanto os 8 dados de reforços com laminados apresentaram ruína prematura. Para vigas, não foi possível observar uma relação desse tipo.

De acordo com a Figura 3.5, observa-se que em 9 elementos a ruptura se deu após escoamento excessivo do aço, sendo que em um desses casos a ruptura se deu apenas pela deformação plástica excessiva da armadura. Isso pode apontar a necessidade de se limitar o escoamento excessivo do aço.

5.2.2. Cortante

Dos 64 dados experimentais, 5 casos de vigas foram utilizados ancoragem suplementar em U em suas extremidades. Conforme exposto na Tabela 5.1, observa-se que em todos os 5 casos as vigas tiveram rupturas clássicas. Isso demonstra a eficiência da utilização desse tipo de reforço contra as rupturas prematuras, mais especificamente o descolamento por peeling-off.

Tabela 5.1. Vigas reforçadas ao cisalhamento na extremidade (em U) e tipo de ruptura.

Autor	Reforço	Modelo	Resultados experimentais observados			
			L	ϵ_{fu}	M_u	

				Mecanismo de fixação em U	(m)	(‰)	(kN.m)	Modo de ruína
vigas	Pinto	Sika CarboDur S512	V5	Sim	4,00	4,57	225,77	CC após SY
	Travassos	A - Mbrace	A14	Sim	3,70	6,24	61,72	FR
			A33	Sim	3,70	3,16	60,39	FR
		B - Mbrace	A34	Sim	3,70	8,44	68,02	FR
	Matthys	CarboDur S1012	BF6	Sim	3,8	7,1	228,75	CC após SY

5.3. ANÁLISE DOS MODELOS ANALÍTICOS

5.3.1. Flexão

5.3.1.1. ACI440 (2017)

5.3.1.1.1. *Análise do momento resistente último (C.1 ao C.4)*

Comparando os resultados da média entre lajes e vigas (Tabela 4.1), a análise indica que as vigas prenunciam uma maior aproximação ao valor experimental (expresso na razão $M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$ mais próxima de 1). Tal resultado se evidencia no trabalho de Azevedo (2008), o qual se baseia na regulamentação ACI440.2R (2002).

Com relação a amostra “Total” dos conjunto de dados experimentais, constata-se que a metodologia de cálculo estabelecida pelo ACI440.2R (2017) conduz a resultados do lado da segurança, expresso pela média de 0,92 (Tabela 4.1 - C.1), porém com relativa dispersão em termos relativos a seu valor médio (CV elevado). Vale lembrar que quanto menor for o valor do coeficiente de variação, mais homogêneos serão os dados, ou seja, menor será a dispersão em torno da média. De uma forma geral, se o CV estiver entre 15 e 30%, os dados terão uma dispersão média, sendo que acima de 30% teremos uma dispersão alta e abaixo de 15% uma dispersão baixa.

O aumento da deformação última do concreto de 3‰ (ACI) para 3,5‰ (NBR6118), enunciado no critério C.2, resultou em um pequeno incremento na média dos 64 elementos ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$). Isso pode ser explicado devido ao maior uso da reserva de resistência na compressão do elemento reforçado. Porém, cabe ressaltar que em todos os eventos em que o “ $M_{\text{Teórico}}$ ” teve seu valor aumentado, estes estavam a favor da segurança (média menor que 1), ou seja, o acréscimo da deformação última do concreto melhorou aqueles resultados conservadores, não variando os resultados dos dados experimentais “críticos” (com médias maior que 1 e em desfavor da segurança).

Isso demonstra a importância de se avaliar a reserva de resistência na compressão de uma estrutura a ser reforçada, sendo este fator o mandatário do design na maioria dos casos de estruturas a serem reforçadas.

A introdução da condição de limitação da deformação da armadura de acordo com a NBR6118 ($\epsilon_{sy,lim} = 10\text{‰}$), expresso no critério C.3, resulta em momentos últimos com melhores aproximações aos valores experimentais, mais conservadores e com uma menor dispersão, traduzido por apresentarem um CV de 15%. Ao analisarmos cada um dos 64 cenários, observa-se uma significativa redução nas relações de valores acentuados ($M_{Teórico}/M_{exp} > 1$) e não altera aquelas com valores baixos, ou seja, a limitação do escoamento do aço acaba por favorecer a segurança sem alterar os valores mais conservadores.

O deslocamento pode ocorrer devido às fissuras de flexão resultante da alta tensão no FRP, podendo ser suprimido ao limitar a deformação do FRP em aproximadamente 8‰ (BAKIS et al., 2002).

Considerando o aumento da deformação última em concomitância com a limitação da deformação da armadura (critério C.4), observa-se uma confluência das afirmações anteriormente expostas, ou seja, o incremento da deformação do concreto acaba por favorecer um sutil acréscimo de alguns valores conservadores e a limitação do escoamento do aço reduz os valores críticos (Figura 4.3 e Tabela 5.2).

Tabela 5.2. Média dos dados experimentais com variações mais significativas ($M_{Teórico} / M_{exp}$).

$(M_{Teórico}/M_{exp.})$						$(M_{Teórico}/M_{exp.})$					
		C.1		C.4				C.1		C.4	
Dado exp. 51	Lamin.	0,84	CC	0,85	SY	Dado exp. 09	Manta	1,04	FR	0,94	SY
Dado exp. 55	Lamin.	0,85	CC	0,86	SY	Dado exp. 20	Lamin.	1,06	FR	0,99	SY
Dado exp. 61	Manta	0,94	CC	0,98	CC	Dado exp. 02	Manta	1,13	FR	1,01	SY
Dado exp. 18	Lamin.	0,97	CC	0,98	FD	Dado exp. 21	Lamin.	1,09	FR	1,04	SY
Dado exp. 58	Lamin.	0,98	CC	0,99	SY	Dado exp. 01	Manta	1,20	FR	1,09	SY
Dado exp. 33	Lamin.	0,98	CC	1,00	SY	Dado exp. 10	Manta	1,23	FR	1,12	SY
						Dado exp. 35	Lamin.	1,19	FR	1,12	SY
						Dado exp. 32	Lamin.	1,22	FR	1,14	SY
						Dado exp. 29	Lamin.	1,34	FR	1,24	SY
						Dado exp. 31	Lamin.	1,37	FR	1,27	SY

De acordo com a Tabela 5.2, os 6 eventos mais críticos (resultados do lado da insegurança) tiveram uma redução de 8,3% da proporção ($M_{Teórico}/M_{exp}$), levando à soluções mais conservadoras. Além disso, poucos casos dispuseram de um aumento da relação ($M_{Teórico}/M_{exp}$) como consequência da maior deformação do concreto,

sendo que tais incrementos foram modestos, além de estar do lado da segurança ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}} < 1$).

Conforme exposto, mesmo com a redução da média de 0,92 (C.1) para 0,91 (C.4), pode-se dizer que o critério C.4 tende a convergir para o valor experimental de forma mais acentuada que o critério C.1.

Comparando os modos de rupturas dos dados experimentais (Figura 3.5) com os modelos analíticos C.1 e C.4, constata-se um acerto de previsão de 70% e 60% respectivamente. Tal diferença ocorre justamente nos casos “críticos” ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}} > 1$), onde as falhas “analíticas” devido a ruptura/descolamento do FRP acabam sendo substituídas por valores mais conservadores devido ao escoamento excessivo do aço em 10‰, conforme Figura 4.5.

5.3.1.1.2. Análise da deformação máxima do compósito

De um modo geral, os gráficos ilustrados (Figura 4.7) sugerem uma grande dispersão dos resultados (CV muito elevado).

Comparando as vigas com as lajes, nota-se que as lajes apresentaram deformações últimas com uma melhor aproximação, conservadoras e com razoável dispersão de valores, traduzido por apresentarem um valor médio de 0,89 e um CV de 34,65% (critério C.1). As vigas conduziram a valores teóricos superiores aos que se registraram nos ensaios experimentais como demonstram os valores da média (1,44) e do CV elevado (58,82%). Essa diferença de comportamento pode ser explicado como consequência da ocorrência de ruínas prematuras mais cedo do que previsto nos modelos das vigas, gerando tal dispersão dos resultados.

Conforme Tabela 5.3, com relação aos critérios C.1 e C.4, constata-se que a limitação da deformação da armadura em 10‰ acaba por reduzir a deformação última teórica do FRP, principalmente nos casos “críticos” ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}} \gg 1$). Já alguns poucos casos tiveram um aumento da deformação última teórica do FRP como resultado do aumento da deformação última do concreto.

Tabela 5.3. Média dos elementos com variações mais significativas (ver Tabela 5.2).

$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp.}})$			$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp.}})$		
	C.1	C.4		C.1	C.4
Dado exp. 51	0,85	0,86	Dado exp. 09	1,31	1,12
Dado exp. 55	1,00	1,01	Dado exp. 20	2,53	1,98
Dado exp. 61	1,43	1,56	Dado exp. 02	1,19	1,02
Dado exp. 18	1,00	1,05	Dado exp. 21	1,99	1,56
Dado exp. 58	-	-	Dado exp. 01	1,29	1,11
Dado exp. 33	1,20	1,35	Dado exp. 10	1,39	1,20
			Dado exp. 35	1,74	1,42
			Dado exp. 32	2,18	1,78
			Dado exp. 29	2,46	1,92
			Dado exp. 31	4,87	3,78

Essas duas afirmações já eram esperadas, visto que a deformação do FRP está diretamente ligada aos momentos últimos. Porém, comparando-se a Tabela 5.2 e Tabela 5.3, observa-se que esse aumento de valor da deformação teórica do FRP acaba sendo em desfavor da segurança ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}} > 1$), enquanto a relação da razão dos momentos últimos é conservadora ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}} < 1$). Como justificativa, diferentemente do que ocorre com a relação entre os momentos últimos ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$), as deformações apresentam grande dispersão de valores ($CV > 50\%$), não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e convergência de valores.

5.3.1.1.3. Análise do coeficiente de segurança global

Bibliografias demonstram que ao utilizar as equações propostas pela regulamentação do ACI440-2017, observa-se um coeficiente de segurança global médio de 1,25 (MACHADO e MACHADO, 2015). Conforme Tabela 4.3, comparando-se o coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.5) temos um valor médio de 1,28, observando uma paridade de valores. Porém, ao se comparar os coeficientes de segurança global separando-os pelo tipo de ruptura da estrutura (modelo analítico), nota-se que os maiores coeficientes de segurança global ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR). Isso pode ser explicado devido ao coeficiente de exposição ambiental (C_E) estar diretamente associado a este modo de ruptura. Já o esmagamento do concreto (CC) apresentou o menor coeficiente de segurança global, porém ainda dentro dos parâmetros encontrados em bibliografias (1,25).

De acordo com a Tabela 4.4, considerando a relação C.1/C.6 (considerando os parâmetros adotados pela NBR), observa-se um maior coeficiente de segurança global da estrutura decorrente da limitação do escoamento da armadura em 10‰ e do maior coeficiente de segurança do aço ($\gamma_s=1,15$).

5.3.1.1.4. Considerações relevantes sobre diferenças de projeto constatadas

O ACI440.2R (2017) adota o parâmetro " f'_c " ("resistência especificada de compressão do concreto") em diversas fórmulas. Muitos projetistas brasileiros adotam o f_{ck} ("resistência característica do concreto") como o valor " f'_c ". Deve-se atentar que ambas as Normas usam conceitos equivalentes, porém a normalização americana para estruturas de edificações, ACI 318, adota 10% como o quantil inferior da distribuição das resistências do concreto, enquanto Brasil e Eurocode adotam apenas 5% de defeituosos. Isso não quer dizer que uma norma é mais cautelosa que a outra, mas apenas que o conceito dos parâmetros não são idênticos e que os projetistas devem ter especial atenção a esse fator.

5.3.1.1.5. Verificação da ductilidade

Conforme item 2.3.1.1.4, para se evitar a ruptura frágil do concreto, a NBR limita a posição da linha neutra. De acordo com a Figura 5.2, todos os elementos do critério C.4 apresentaram valores dentro dos limites estabelecidos.

Figura 5.2. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com a NBR6118.

5.3.1.2. FIB Model Code (2010)

5.3.1.2.1. *Bloco de tensão retangular no concreto - Comparativo FIB (2001) e FIB Model Code 2010*

Conforme exposto em 2.3.1.2.4, as equações que definem um bloco de tensão retangular no concreto (rectangular stress block), as quais são equivalentes à distribuição não linear de tensão, foram atualizadas no FIB Model Code (2010) com relação as equações presentes no FIB - Buletin 14 (2001).

Enquanto no FIB Bulletin 14 (2001) os parâmetros que definem as equações estão vinculados com a deformação do concreto, no FIB Model code (2010) tais parâmetros estão vinculados com a resistência do concreto, assemelhando-se ao ACI440, 2017.

Conforme Figura 4.10, o FIB-14 (2001) apresenta resultados em média 0,51% mais conservador ao adotar sua metodologia para cálculo. Ou seja, tal valor demonstra um impacto ínfimo no resultado final (diferença média de 0,51%).

Porém, cabe ressaltar que o FIB Model Code (2010) apresenta valores para o bloco de tensão retangular no concreto mais próximo do valor real (distribuição não linear), se assemelhando aos valores e ao conceito do ACI440 (2017), podendo ser considerada uma importante atualização normativa a ser considerada.

5.3.1.2.2. *Análise do momento resistente último (C.2 e C.4)*

Comparando os resultados da média entre lajes e vigas (Tabela 4.5), a análise indica que as vigas prenunciam uma maior aproximação ao valor experimental (expresso na razão $M_{Teórico}/M_{exp.}$ mais próxima de 1). Tal resultado se evidencia no FIB Model code 2010, em que o efeito menos pronunciado do cisalhamento em lajes reduz a abertura de fissuras no concreto e aumenta a eficiência do reforço FRP à flexão. Como as equações e parâmetros do FIB Model Code 2010 não foram calibrados de acordo com o tipo de estruturas, estas resultam em valores de momentos para lajes mais conservadores.

Com relação a amostra “Total” dos conjunto de dados experimentais, constata-se que a metodologia de cálculo estabelecida pelo FIB Model Code 2010 (F.2) conduz a

resultados do lado da segurança, expresso pela média de 0,95 (Tabela 4.5 - F.2), porém com relativa dispersão (CV elevado).

A introdução da condição de limitação da deformação da armadura de acordo com a NBR6118 ($\varepsilon_{sy,lim} = 10\text{‰}$), expresso no critério F.4, resulta em momentos últimos com melhores aproximações aos valores experimentais, mais conservadores e com uma menor dispersão, traduzido por apresentarem um CV de 14,2%. Ao analisarmos cada um dos 64 cenários, observa-se uma significativa redução nas relações de valores acentuados ($M_{Teórico}/M_{exp} \gg 1$). Porém diferente do ocorrido com o modelo da ACI440 (2017), no modelo do FIB Model code 2010, alguns dados experimentais (nº51 ao 57; 62 e 64) tiveram uma redução de valores mesmo estes já estando com valores abaixo da média ($M_{Teórico}/M_{exp} < 1$). Ou seja, a limitação do escoamento do aço acaba por favorecer a segurança dos valores analíticos mais acentuados, e ao mesmo tempo, aumentando a segurança de 9 valores analíticos próximo da media 1,00 ($0,8 < M_{Teórico}/M_{exp} < 1$) e sem alterar os valores mais conservadores ($M_{Teórico}/M_{exp} \ll 1$), (Tabela 5.4).

Tabela 5.4. Média dos dados experimentais com variações mais significativas ($M_{Teórico} / M_{exp}$).

$(M_{Teórico}/M_{exp.}) \ll 1$			$0,8 < (M_{Teórico}/M_{exp.}) < 1$			$(M_{Teórico}/M_{exp.}) \gg 1$		
	F.2	F.4		F.2	F.4		F.2	F.4
Dado exp. 43	0,65	0,65	Dado exp. 51	0,91	0,84	Dado exp. 31	1,35	1,27
Dado exp. 44	0,67	0,67	Dado exp. 57	0,91	0,85	Dado exp. 29	1,32	1,24
Dado exp. 48	0,68	0,68	Dado exp. 55	0,92	0,86	Dado exp. 10	1,22	1,12
Dado exp. 47	0,71	0,71	Dado exp. 53	0,92	0,86	Dado exp. 32	1,20	1,14
Dado exp. 45	0,72	0,72	Dado exp. 64	0,94	0,86	Dado exp. 01	1,18	1,09
Dado exp. 50	0,72	0,72	Dado exp. 54	0,96	0,89	Dado exp. 35	1,17	1,12
Dado exp. 46	0,73	0,73	Dado exp. 52	0,96	0,90	Dado exp. 21	1,12	1,04
Dado exp. 12	0,76	0,76	Dado exp. 56	0,97	0,90	Dado exp. 02	1,11	1,01
Dado exp. 49	0,77	0,77	Dado exp. 62	0,98	0,90	Dado exp. 20	1,06	0,99
						Dado exp. 58	1,06	0,99

De acordo com a Tabela 5.4, os 10 eventos mais críticos (resultados do lado da insegurança) tiveram uma redução considerável da proporção ($M_{Teórico}/M_{exp}$), levando à soluções mais conservadoras. Além disso, os casos mais conservadores não tiveram impacto.

Conforme exposto, mesmo com a redução da média de 0,95 (F.2) para 0,92 (F.4), pode-se dizer que o critério F.4 tende a convergir para o valor experimental de forma

mais acentuada que o critério F.2. Ou seja, a limitação da deformação do aço ou do FRP pode ser um fator importante para reduzir a dispersão. Conforme exposto por Bakis et al. (2002), limitar a deformação do FRP em aproximadamente 8‰ pode suprimir os casos de deslocamento do FRP.

Comparando os modos de rupturas dos dados experimentais (Figura 3.5) com os modelos analíticos F.1 e F.4 (Figura 4.14), constata-se um acerto de previsão de 47% e 49% respectivamente. Isso demonstra uma baixa previsibilidade do modo de ruptura.

5.3.1.2.3. Análise da deformação máxima do compósito

De um modo geral, os gráficos ilustrados (Figura 4.15, Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.18) sugerem uma grande dispersão dos resultados (CV muito elevado).

Comparando as vigas com as lajes, nota-se que as lajes apresentaram deformações últimas com uma melhor aproximação e com razoável dispersão de valores, traduzido por apresentarem um valor médio de 0,97 e um CV de 24,89% (critério F.2). As vigas conduziram a valores teóricos superiores aos que se registraram nos ensaios experimentais como demonstram os valores da média (1,50) e do CV elevado (61,09%). Essa diferença de comportamento pode ser explicado como consequência da ocorrência de ruínas prematuras mais cedo do que previsto nos modelos das vigas, gerando tal dispersão dos resultados.

Conforme Tabela 5.3, com relação aos critérios F.2 e F.4, constata-se que a limitação da deformação da armadura em 10‰ acaba por reduzir a deformação última teórica do FRP, principalmente nos casos “críticos” ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}} \gg 1$).

Tabela 5.5. Média dos elementos com variações mais significativas (ver Tabela 5.2).

$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}})$			$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}})$		
	F.2	F.4		F.2	F.4
Dado exp. 51	1,02	0,86	Dado exp. 29	2,33	1,92
Dado exp. 54	1,08	0,91	Dado exp. 20	2,56	1,98
Dado exp. 53	1,15	0,97	Dado exp. 59	2,68	2,14
Dado exp. 02	1,17	1,01	Dado exp. 63	3,24	2,58
Dado exp. 55	1,20	1,00	Dado exp. 62	3,30	2,62
			Dado exp. 64	3,71	2,95
			Dado exp. 31	4,61	3,78

Conforme observado, diferentemente do que ocorre com a relação entre os momentos últimos ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$), as deformações apresentam grande dispersão de valores ($CV > 60\%$), não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e convergência de valores.

5.3.1.2.4. Análise do coeficiente de segurança global

Bibliografias demonstram que ao utilizar as equações propostas pela regulamentação FIB Model Code (2010) tem-se um coeficiente de segurança global de 1,35 para estruturas moldadas in-loco (MACHADO e MACHADO, 2015). Conforme Tabela 4.7, comparando-se o coeficiente de segurança global obtido ($F.2/F.5$) temos um valor médio de 1,32, observando uma paridade de valores. Porém, ao se comparar os coeficientes de segurança global separando-os pelo tipo de ruptura da estrutura (modelo analítico), nota-se que os maiores coeficientes de segurança global ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR) e pelo esmagamento do concreto (CC). Isso pode ser explicado devido ao coeficiente de segurança do material FRP (Y_f), que limita a deformação máxima do FRP, estar diretamente associado a este modo de ruptura (FR), conforme exposto em 2.3.1.2.7. Já para o esmagamento do concreto (CC), o coeficiente de segurança do concreto (Y_c) está diretamente associado com os valores do coeficiente de segurança global.

De acordo com o Tabela 4.8, considerando a relação $F.2/F.6$ (considerando os parâmetros adotados pela NBR), observa-se um menor coeficiente de segurança global da estrutura decorrente do menor coeficiente de segurança do concreto (FIB-14 adota $Y_c=1,5$ enquanto a NBR adota $Y_c=1,4$).

Nota-se que limitar o escoamento da armadura em 10% não influenciou o coeficiente de segurança global, visto que em nenhum dos casos do critério F.6 tiveram esse modo de ruptura (escoamento do aço).

5.3.1.2.5. Verificação da ductilidade

Conforme item 2.3.1.1.4, para se evitar a ruptura frágil do concreto, a NBR limita a posição da linha neutra. De acordo com a Figura 5.3, todos os elementos do critério F.4 apresentaram valores dentro dos limites estabelecidos.

Figura 5.3. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com a NBR6118.

5.4. COMPARAÇÃO ACI440 (2017) E FIB-14 (2001) COM RELAÇÃO AO ESFORÇO DE FLEXÃO

5.4.1. Análise do momento resistente último

Para realizar a análise estatística da razão entre os momentos últimos teóricos e experimentais, calculou-se a proporção ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp.}}$) dos 64 dados experimentais estudados nesse trabalho para os critérios (C.1 e F.2). Tais valores encontram-se plotados na Figura 5.4 e posteriormente calculou-se a média, o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV), apresentando-os na Tabela 5.6.

Tabela 5.6. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}}$) – ACI x FIB.

$(M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp.}})$ dos 64 dados exp.					
		ACI (C.1)	FIB (F.2)		
Total	Média	0,92	0,95	Total Lajes	Média
		DP	0,15		
		CV(%)	16,73		
Total Vigas	Média	0,93	0,96	Total Vigas	Média
		DP	0,15		
		CV(%)	16,02		
Laje (Laminado)	Média	0,75	0,82	Laje (Manta)	Média
		DP	0,05		
		CV(%)	6,28		
Viga (Laminado)	Média	0,97	0,98	Viga (Manta)	Média
		DP	0,15		
		CV(%)	15,11		
Laje (Laminado)	Média	0,75	0,82	Laje (Manta)	Média
		DP	0,05		
		CV(%)	6,28		
Viga (Laminado)	Média	0,97	0,98	Viga (Manta)	Média
		DP	0,15		
		CV(%)	15,11		

Observando a Figura 5.4 e a Tabela 5.6, para os casos de lajes (12 primeiros casos da Figura 5.4), pode-se dizer que o modelo da FIB (2010) se adapta melhor do que o modelo do ACI440 (2017). No caso de lajes reforçadas com laminado, a previsão do momento de ruptura (M_r) é bastante conservador segundo estas duas filosofias, sendo que a proposta ACI440 (2017) mostrou-se mais prudente que a FIB Model Code 2010. Salienta-se, que, se por um lado, o critério ACI440 (2017) é geralmente mais conservador do que o FIB Model Code, ambos parecem traduzir melhor o comportamento de vigas do que de lajes (expresso pela razão $M_{Teórico}/M_{exp.} < 1,00$, valores mais próximos dos resultados experimentais e uma menor dispersão). Isso pode ser explicado pelo fato de que em lajes o cisalhamento não é pronunciado tornando o reforço FRP mais efetivo nesses casos; e o fato das duas normativas não diferenciarem Vigas e Lajes, este último acaba apresentando valores de momento de ruptura demasiadamente conservador. Observa-se também uma diferença de comportamento entre mantas e laminados, demonstrando a necessidade de separá-los em uma futura regulamentação.

Com relação às vigas, o comportamento último dos modelos reforçados com “Laminados” é previsto com muito boa aproximação ($M_t/M_{exp} \approx 1$) e baixa dispersão ($CV \approx 15\%$) pelos critérios do ACI e da FIB, sendo este último com uma melhor aproximação. Em contrapartida, os modelos reforçados com “Mantas” conduzem a uma média de momentos últimos mais conservadores.

Conforme Tabela 5.6., de modo geral, quando comparado ao modelo do ACI440.2R-17 (2017), o modelo da FIB Model Code (2010) apresenta uma menor dispersão dos valores e com resultados analíticos mais próximos dos valores experimentais, expresso pela razão $M_{Teórico}/M_{exp.}$ mais próxima de 1. Algumas destas constatações estão em concomitância com o trabalho de Toutanji et al. (2006).

Figura 5.4. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Figura 5.5. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Figura 5.6. ACI440 x FIB - Análise do momento resistente último dos 64 dados exp. ($M_{Teórico}/M_{exp}$).

Observando Figura 4.5 e Figura 4.14 , nota-se que nos conjuntos de dados analíticos (F.2) do FIB Model Code (2010) não existe nenhum modo de ruptura “FR” (ruptura do FRP). Comparando com o ACI440-2017, nota-se que todos os modos de ruptura “FR” foram “substituídos” por ruptura por descolamento (FD) no modelo da FIB (2010). Ou seja, isso demonstra que a FIB Model Code (2010) apresenta uma limitação maior da deformação do FRP do que o modelo da ACI440 com a finalidade de se evitar o deslocamento, impactando aqueles resultados menos conservadores em que a ruptura se deu pela ruptura do FRP (FR), reduzindo a dispersão dos valores.

5.4.2. Análise da deformação máxima do compósito

Conforme Tabela 5.7 e Figura 5.7 e Figura 5.8, comparando as vigas com as lajes, nota-se que nas duas regulamentações as lajes apresentaram deformações últimas com uma melhor aproximação, conservadoras e com razoável dispersão de valores, traduzido por apresentarem um valor médio de 0,89 (ACI) / 0,97 (FIB) e um CV de 34,65% (ACI) / 24,89% (FIB). As vigas conduziram a valores teóricos superiores aos que se registraram nos ensaios experimentais como demonstram os valores da média acima de 1 e do CV elevado. Essa diferença de comportamento entre vigas e lajes pode ser explicado como consequência da ocorrência de ruínas prematuras mais cedo do que previsto nos modelos das vigas, devido ao cisalhamento ser mais pronunciado em vigas, gerando tal dispersão dos resultados.

Quando comparados com os modelos reforçados com manta, os laminados apresentaram deformações últimas com uma melhor aproximação (para vigas e lajes).

Conforme Figura 5.6 e Figura 5.7, comparando o modelo da ACI com o da FIB, pode-se dizer que para lajes o modelo da FIB se adapta melhor para a deformação máxima do FRP, com uma média da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) mais próxima de 1 e uma dispersão de resultados menor do que a ACI. Porém, no geral, conforme Tabela 5.7, diferentemente do que ocorre com a relação entre os momentos últimos ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$), as deformações apresentam grande dispersão de valores ($\text{CV} > 50\%$), não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e convergência de valores.

Tabela 5.7. Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão $(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}) - \text{FIB} \times \text{ACI}$.

[illegible]

Figura 5.7. ACI440 x FIB - Análise da deformação última dos dados exp. de lajes ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$).

Figura 5.8. ACI440 x FIB - Análise da deformação última dos dados exp. de vigas ($\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp}$).

5.4.3. Verificação da ductilidade

Conforme Figura 5.9, com relação a capacidade rotacional (relação x/d), observa-se maiores valores dessa relação na proposta normativa do FIB Model Code (2010), ou seja, no FIB (2010) a linha neutra (“ x ”) possui valores maiores quando comparada com o modelo do ACI-440 (2017). Isso pode ser explicado pelos diferentes coeficientes de segurança aplicados entre as duas propostas normativas, em que conforme visto no estudo apresentado, o coeficiente global da FIB Model Code é maior que o modelo do ACI(2017).

Figura 5.9. Ductilidade dos 64 elementos de acordo com o critério C.4 (ACI) e F.4 (FIB).

5.4.4. Análise do coeficiente de segurança global

Outro fator a ser discutido é que existe uma pequena diferença na abordagem do tema de reforço à flexão com sistemas FRP pelas regulamentações ACI440 (2017) e da FIB-14 (2001), porém, quando comparado com relação ao coeficiente de segurança global observa-se uma paridade de valores. No ACI-440, tem-se um coeficiente de segurança global de 1,25, enquanto na FIB esse valor pode ser de 1,2 (estruturas pré-moldadas) ou 1,35 (estruturas moldadas in-loco), conforme Tabela 2.8.

5.5. COMPARAÇÃO ACI440 (2017) E FIB MODEL CODE (2010) COM RELAÇÃO AO CORTE

Para que se tenha em conta a diversidade das normas estruturais no dimensionamento dos sistemas FRP, apresentam-se alguns comparativos entre as normas ACI440 (2017) e a FIB Model Code 2010 com relação ao corte.

Com relação à contribuição do FRP para a resistência ao corte, conforme Tabela 5.8, observa-se algumas diferenças nas formulações:

- A norma ACI 440 leva em consideração a profundidade (altura) do FRP e sua redução em consequência do comprimento de ancoragem.

- As normas ACI 440 e a FIB-14 acrescentam um fator adicional de redução, sendo variável para o ACI 440 de acordo com o tipo de envolvimento do FRP, e constante para a FIB-14, sendo igual a 0,9. Essa consideração não é vista em outras normas, como a TR-55 (Technical Report 55) e pode ser considerada como um fator de segurança devido a ligação cola-substrato do concreto.
- O procedimento da FIB-14 pode resultar inseguro no caso de vigas “T” com baixa altura de flange, uma vez que considera a altura efetiva do elemento (d) ao invés de usar a altura estática do FRP, (d_f) e também o comprimento adicional de ancoragem não é levado em conta.

Tabela 5.8. Contribuição do FRP para a resistência ao corte – diferenças nas formulações.

Contribuição do FRP para a resistência ao corte	
ACI 440.2R - 17	FIB Model Code 2010
Envolvimento em “U” ou dois lados: $\frac{0,75 \cdot 0,85 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f) \varepsilon_f E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_f}{S_f}$	$0,90 \cdot \varepsilon_f \cdot E_f \cdot \left(\frac{b_f}{S_f}\right) \cdot \left(\frac{2t_f}{b_f}\right) \cdot b_f \cdot d \cdot \cot \alpha \cdot \sin \alpha$
Envolvimento completo: $\frac{0,75 \cdot 0,95 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f) \varepsilon_f E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_f}{S_f}$	

Com relação às deformações de projeto do FRP, considerando o reforço ao corte, os dois métodos conduzem a resultados muito próximos (Tabela 5.9):

Tabela 5.9. Reforço ao cisalhamento – deformação de projeto do FRP.

Reforço ao cisalhamento – deformação de projeto do FRP	
ACI 440.2R - 17	FIB 14 (2001)
<p>Envolvimento em “U” ou dois lados:</p> $K_v \varepsilon_{fu}$	<p>Envolvimento em “U” ou dois lados:</p> $\frac{0,80}{1,30} \cdot 0,65 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{0,001 \cdot E_f \cdot \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3}$
<p>Envolvimento completo:</p> $0,75 \cdot \varepsilon_{fu}$	<p>Envolvimento completo:</p> $\frac{0,80}{1,30} \cdot 0,17 \cdot \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}}}{0,001 \cdot E_f \cdot \rho_f} \right)^{0,30} \cdot \varepsilon_{fu}$

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Além do objetivo geral de discutir e difundir as potencialidades do uso dos sistemas compósitos de polímeros reforçados com fibras (FRP), o presente trabalho teve como objetivo específico verificar a relevância de alguns parâmetros que são limitados pela NBR6118 diferentemente de outras regulamentações (ACI e FIB), com o propósito de aumentar a eficiência dessa técnica de reforço e conduzir ao estabelecimento de critérios regulamentares de dimensionamento no Brasil. Dentre as principais conclusões obtidas ressaltam-se as seguintes:

6.1. ASPECTOS GERAIS

- Conforme estudado, a FIB e a ACI apresentam diferenças na abordagem do assunto FRP, porém, sem grandes discrepâncias de valores.
- A importância desse assunto demonstra a necessidade de se criar uma regulamentação sobre esse tema no Brasil.

6.2. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

- Em termos gerais, o modelo de previsão estabelecido pelo FIB Model Code (2010) e pelo ACI-440 (2017) conduz a resultados do lado da segurança, porém com relativa dispersão de valores, sendo que em lajes os resultados analíticos são mais conservadores do que em vigas.
- Nos modelos de laje reforçados com laminados pela técnica EBR observou-se que a previsão do momento de ruptura (M_r) é bastante cauteloso segundo estas duas filosofias, sendo que o modelo do ACI440 (2017) se mostrou ainda mais conservador que a FIB Model Code (2010).
- Saliencia-se, que, se por um lado, o modelo do ACI440 (2017) é geralmente mais conservador do que o FIB Model Code (2010), ambos parecem traduzir melhor o comportamento de vigas do que de lajes, sobretudo se estas são reforçadas com o sistema tipo laminado.
- De modo geral, para estruturas reforçadas com FRP pela técnica EBR (laminados), quando comparado com a ACI440 (2017), constata-se que a metodologia de cálculo estabelecida pelo FIB Model Code 2010 conduz a uma

dispersão menor e resultados analíticos mais próximos dos valores experimentais.

- Conforme observado, tanto na análise pelo modelo do ACI440 (2017), quanto pelo modelo da FIB Model Code (2010), diferentemente do que ocorre com a relação entre os momentos últimos ($M_{\text{Teórico}}/M_{\text{exp}}$), as deformações do FRP apresentam grande dispersão de valores (CV elevado), não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e convergência de valores. Além disso, as deformações das vigas demonstraram uma dispersão muito maior do que as lajes.
- De modo geral, a Norma Brasileira se aproxima mais da norma Europeia (Eurocode). Logo, o modelo do FIB Model Code 2010 apresenta uma metodologia de cálculo e coeficientes de segurança com relação ao assunto estudado que podem ser mais facilmente relacionados com a norma brasileira com a finalidade de criar uma futura regulamentação brasileira para esse tema.

6.2.1. Dados de ensaios experimentais obtidos na literatura

- Da amostra experimental coletada nesse trabalho, cerca de 3/5 dos dados experimentais apresentaram ruína prematura, sendo que os modelos de “Lajes” apresentaram valores de deformação máxima no compósito FRP ($\epsilon_{\text{med}} \approx 11\text{‰}$) mais elevados quando comparados aos elementos de viga ($\epsilon_{\text{med}} \approx 9\text{‰}$) reforçados pela mesma técnica (EBR).
- Aponta-se uma necessidade de se limitar o escoamento excessivo do aço (ou do FRP), principalmente nos casos onde a quantidade de aço resistente seja um fator importante para a vida útil da estrutura. A NBR6118 (2014) limita a deformação da armadura em ($\epsilon_{\text{sy,lim}} = 10\text{‰}$), e este pode ser um fator importante a se adotar em uma futura regulamentação brasileira sobre FRP.

6.2.2. ACI440 (2017)

- O coeficiente k_m apresenta um conceito implícito importante sobre a eficiência do reforço FRP com relação número de camadas. Inserir observações com relação a esse assunto em futura regulamentação no Brasil pode ser importante para atentar aos novos projetistas quanto à relação da eficiência desse reforço e o seu número de camadas.

- O aumento da deformação última do concreto de 3‰ (ACI) para 3,5‰ (NBR6118) resultou em uma melhora dos momentos últimos conservadores ($M_{Teórico}/M_{exp} < 1$), não variando os resultados dos casos “críticos” (com médias altas e em desfavor da segurança). Isso demonstra a importância de se avaliar a reserva de resistência na compressão de uma estrutura a ser reforçada.
- A introdução da condição de limitação da deformação da armadura de acordo com a NBR6118 ($\epsilon_{sy,lim} = 10‰$), resulta em momentos últimos com melhores aproximações, mais conservadores e com uma menor dispersão de valores, favorecendo a segurança nos casos dos valores críticos sem alterar os valores mais conservadores.
- Considerando o aumento da deformação última em concomitância com a limitação da deformação da armadura (critério C.4), observa-se uma confluência das duas afirmações anteriormente expostas.
- Nota-se que os maiores coeficientes de segurança globais ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR), enquanto o esmagamento do concreto (CC) apresentou o menor coeficiente de segurança global.

6.2.3. FIB Model Code (2010)

- A limitação do escoamento do aço (Tabela 5.3 - F.4) acaba por favorecer a segurança dos valores analíticos mais acentuados, e ao mesmo tempo, aumentando a segurança de 9 valores analíticos próximo da média 1,00 ($0,8 < M_{Teórico}/M_{exp} < 1$) e sem alterar os valores mais conservadores ($M_{Teórico}/M_{exp} < 1$). Além disso, observou-se uma importante redução da dispersão dos resultados, convergindo para o valor experimental de forma mais acentuada, principalmente nos casos $M_{Teórico}/M_{exp} \gg 1$, demonstrando que a limitação da deformação do aço/FRP é um fator importante a ser considerado em futuras regulamentações.
- Nota-se que os maiores coeficientes de segurança globais ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR) e pelo esmagamento do concreto (CC).

6.3. DIMENSIONAMENTO À CORTANTE

- Limitar a deformação do FRP à cortante em 4‰ pode ser uma solução para reduzir as RP e um importante fator a ser considerado em uma futura regulamentação brasileira para o reforço de estruturas de concreto armado ao esforço cortante com FRP pela técnica EBR.
- A adoção de ancoragem adicional no extremo final do material de reforço deve ser aplicada em todas as estruturas, pois favorece o comportamento integrado do elemento, prevenindo rupturas prematuras.

6.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho conclui-se com a apresentação de algumas sugestões de desenvolvimento futuro para a investigação dos principais aspectos que norteiam as propostas normativas com critérios de dimensionamento de estruturas de concreto armado reforçadas com FRP. Acredita-se que o prosseguimento dos estudos dessa técnica de reforço contribuirá para o aprimoramento e consolidação do uso do FRP na engenharia civil. Dentre os vários estudos adicionais, sugere-se:

- Realizar o mesmo estudo apresentado nesse trabalho (EBR) para a técnica NSM e comparar os resultados obtidos (NSM x EBR) para analisar o comportamento, a performance e a eficiência dessas duas técnicas de reforço.
- Como foi evidente ao longo da dissertação, o comportamento na interface concreto-ligante-FRP é de grande importância para que a estrutura reforçada cumpra os objetivos aos quais foi dimensionada. A definição de uma lei constitutiva e prática do comportamento dessa interface é necessária.
- Possibilidade de comparar os resultados aqui apresentados com os de softwares do mercado brasileiro, sabendo-se que o FIB Model code 2010 é o modelo cálculo adotado pela SIKa e o ACI-440 é a base do software da S&P.
- Conforme observou no presente estudo, os resultados analíticos em lajes são mais conservadores do que em vigas. Essa abordagem levando em conta os diferentes tipos de estruturas (lajes/vigas e Mantas/Laminados) não é considerado nos modelos do FIB e ACI e poderia ser desenvolvido em estudos futuros para uma regulamentação no Brasil como forma de tornar o FRP mais econômico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADELZADEH, M. **Structural and thermal behaviour of insulated FRP-strengthened reinforced concrete beams and slabs in fire**. Ph.D. thesis, Queen's Univ., Kingston, Ontario, Canada, 2013.
- AIRE, C., GETTU, R., CASAS, J.R., Study of the compressive behaviour of concrete confined by fiber reinforced composites. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.239.
- ALKHRDAJI, T., NANNI, A., MAYO, R., **Upgrading Missouri transportation infrastructure: solid rc decks strengthened with frp systems**. Transportation Research Record, n.1740, p.157, 2000.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure**. ACI 440.2R-08. Philadelphia, 2008.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure**. ACI 440.2R-17. Philadelphia, 2017.
- APICELLA, F., IMBROGNO, M., **Fire Performance of CFRP-Composites Used for Repairing and Strengthening Concrete**, Proceedings of the 5th ASCE Materials Engineering Congress, Cincinnati, OH, May, pp. 260-266.1999.
- ARAÚJO, C. R. R., BITTENCOURT, T. N. (2003). **Procedimentos recomendados pelo ACI, FIB e JSCE para o reforço de vigas de concreto armado com compósitos de PRF**. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003. **Anais...**CD-Rom. São Paulo, 2003
- ARAÚJO, C.R.R., **Reforço de flexão e cisalhamento com materiais compósitos de fibras de carbono em vigas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 98p., 2005.
- ARAÚJO, C.M., SHEHATA, I.A.E.M., SHEHATA, L.C.D., **Reforço de vigas de concreto armado com tecidos de fibra de carbono**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Brasília, 2002. 1 CD-ROM.
- AGARWAL, B.D., BROUTMAN, L.J. **Analysis and performance of fiber composites**. Inc. second edition. EUA. John Wiley & Sons, 1990. 449 pp.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo em estruturas. Rio de Janeiro, 2001. 12p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012. 17p.

AYDIN, H.; GRAVINA R.; VISINTIN P., **Durability of Adhesively Bonded FRP-to-Concrete Joints**. Journal of Composites for Construction, ASCE, DOI:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000657, 19 pag. 2016.

AZEVEDO, D. M. M. **Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas Compósitos de CFRP - Recomendações para Dimensionamento**. 2008. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, 2008

BARNES, R.A., MAYS, G.C., **Fatigue Performance of Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates**, Journal of Composites for Construction, ASCE, May, Vol. 3, No. 2, pp. 63-72. 1999.

BARROS, J.A.O. AND FORTES, A.S.. **“Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits”**, Journal Cement and Concrete Composites, Vol. 27(4), pp. 471-480. (2005).

BARROS, J.A.O. **“Materiais compósitos no reforço de estruturas”**, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Portugal. (2014).

BAKIS, C. E.; BANK, L. C.; BROWN, V. L.; CONSENZA, E.; LESKO, J.J.; MACHIDA, A.; DAVALOS, J. F.; RIZKALLA, S. H.; and TRIANTAFILLOU, T. C., **Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review**. American Society of Civil Engineers, JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION, EUA, Pag. 73-87, 2002.

BEBER, A.J., CAMPAGNOLO, J.L., CAMPOS FILHO, A., **Utilização de compósitos de fibra de carbono na reabilitação de estruturas de concreto armado**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. 1 CD-ROM.

BEBER, A.J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003, 203 pp.

BISBY, L. A.; GREEN, M. F.; KODUR, V. K. R., **Response to Fire of Concrete Structures that Incorporate FRP**, Progress in Structural Engineering and Materials, V. 7, No. 3, pp. 136-149. 2005b.

BLASCHKO, M. AND ZILCH, K.. **“Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits”**, Proceedings of 12th International Conference on Composite Materials, Paris, France, July (1999).

BOGAS, J.A.B.A., **"Reforço de estruturas de betão armado com sistemas de CFRP – modelos de dimensionamento e verificação de segurança"**, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Outubro. 2003.

BONALDO, E., BARROS, J.A.O. E LOURENÇO, P.J.B.. **“Efficient strengthening technique to increase the flexural resistance of existing RC slabs”**, Journal of Composites for Construction, Vol. 12(2), pp. 149-159. (2008).

BUYUKOZTURK, O., HEARING, B., **Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP**. Journal of Composites for Construction, p.138, 1998.

CALLISTER, W.D. **Materials Science and Engineering – An Introduction**. Estados Unidos: Wiley, 2004, 820 pp.

CALVO, I., MIERES, J., BAUTISTA, S., RODRIGUEZ, J., VIÑOLO, A., GUTIÉRREZ, E., LOUM, W., Reinforced of Prismatic Concrete Columns using Fiber Reinforced Plastics. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.263.

CANNING, L., HOLLAWAY, L., THORNE, A.M., **An investigation of the composite action of an FRP/concrete prismatic beam**. Construction and Building Materials, p.417, 1999.

CAPOZUCCA, R., CERRI, M.N., **Static and dynamic behaviour of RC beam model strengthened by CFRP-sheets**. Construction and Building Materials. p.91, 2002.

CARRAZEDO, R., HANAI, J.B., TAKEUTI, A.R., **Efeitos do confinamento em pilares circulares de concreto armado encamisados com compósitos de fibra de carbono**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., Belo Horizonte, 2002. 1 CD-ROM.

CASTRO, E.K., MELO, G.S., NAGATO, Y., **Resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com fibra de carbon pelo ACI 440**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., Belo Horizonte, 2002. 1 CD- ROM.

CHAJES, M., JANUSKA, T. MERTZ, D., THOMSON, T., FINCH, W., **Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics**, ACI Structural Journal, V. 92, No. 3, May-June, pp. 295-303, 1995.

CHRISTENSEN, J. B.; GILSTRAP, J. M.; DOLAN, C. W., **Composite Materials Reinforcement of Masonry Structures**, Journal of Architectural Engineering, V. 2, No. 12, pp. 63-70. 1996.

CRUZ, J.S., BARROS, J., DIAS, S. DOURADO, F., **1º Seminário sobre o Projeto de Reforço de Estruturas de Betão com FRP's**. Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Minho. 2011.

COLE, C., BELARBI, A., Confinement characteristics of rectangular frp-jacketed rc columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIBER REINFORCED POLYMER FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 5., Cambridge, 2001. **Anais...** Cambridge: 2001. pp.823-832.

COLOTTI, V., BENCARDINO, F., SPADEA, G., SWAMY, R.N. Holistic design of strengthening RC beams and slabs. In: Composites in Construction 2005 – Third International Conference, Lyon, France, 2005. **Proceedings ...** CD Rom, 2005.

DEGUSSA, C.C., **Reforçando estruturas com a utilização do sistema compósito estrutural**. MBrace.TreinamentoTécnico, 95p. Porto Rico, 2004.

DUPONT KEVLAR. **What is KEVLAR®?** Disponível em: <http://www.dupont.com/kevlar/whatiskevlar.html>. Acesso em: 05/02/2019.

EINDE, L.V.D., ZHAO, F.S. Use of FRP composites in civil structural applications. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 489-403.

EL-HACHA, R. E RIZKALLA, S.H.. **“Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures”**, ACI Structural Journal, Vol. 101(5), pp. 717-726. (2004)

FEDERATION INTERNATIONAL DU BETON. **Bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. FIB-14. Lausanne, 2001.

FEDERATION INTERNATIONAL DU BETON. **FIB Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne – Switzerland, 2010.

FERNANDES, J.F., AIRE, C., GUETTU, R., ALMEIDA, P.A.O., An experimental study of confined concrete for the design of composite columns. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.251.

FERRARI, V.J., PADARATZ, I.J., LORIGGIO, D.D., **Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. 1 CD-ROM.

FRPRCS-5: Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures Volume 1: **Proceedings of the fifth international conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures**, Cambridge, UK, 16–18 July 2001

EUROCOMP, **Structural design of polymer composites - EUROCOMP design code and handbook**, the European Structural Polymeric Composites Groups, editado por John L. Clarke, E& FN Spon, ISBN 0419194509, Londres, 751 pp. 1996.

FIGUEIRAS, J.A., JUVANDES, L.F.P., Reforço de estruturas de betão por colagem de sistemas frp. In: REPAR, Lisboa, 2000. **Anais...** Lisboa: 2000.

FORTES, A. S.; PADARATZJ, I. J.; BARROS, A. O.; FREIRE I. F., **Eficiência do Reforço de CFRP em Estruturas de Concreto Sob Efeito Térmico**. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003.

GAMAGE, J. C. P. H.; AL-MAHAIDI, R. ; and WONG, M. B. **Bond characteristics of CFRP plated concrete members under elevated temperatures**. Compos. Struct., 75(1–4), 199–205. 2006.

GAMINO, A.L. **Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GAMINO, A.L.; BITTENCOURT, T.N. **Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP: Experimental, Analytical and Numerical Approaches.** In: 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-8, Patras, pp.130-131, CD (10 pages), 2007.

GAMINO, A.L.; BITTENCOURT, T.N.; SOUSA, A.L. **Application of Carbon Fiber Reinforced Polymer in Strengthening to Shear R/C T Beams.** In: 9th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-9, Sydney, CD (4 pages), 2009.

GAMINO, A.L.; BITTENCOURT, T.N.; SOUSA, J.L.A.O., **Finite element computational modeling of externally bonded CFRP composites flexural behavior in RC beams.** Computers & Concrete, An International Journal, V. 6, No. 3, pp. 187-202, 2009.

GAMINO, A.L.; BITTENCOURT, T.N.; SOUSA, J.L.A.O., **Estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte I: análise dos modelos de flexão.** IBRACON, V. 2, No. 4, pp. 326-355, 2009.

GAMINO, A.L.; SOUSA, J.L.A.O.; MANZOLI, O.L.; BITTENCOURT, T.N., **Estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte II: análise dos modelos de cisalhamento.** Revista IBRACON, V. 3, No. 1, pp. 24-49, 2010.

GARCEZ, M.R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras.** 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 241 pp.

GARCEZ, M.R. **Comportamento de vigas de concreto armado sob carregamento com mantas de fibra de carbono.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2002, 162 pp. 2002

GARCIA, T. A.; **"Materiales para refuerzo y rehabilitación de estructuras"**, Seminarios CEMCO 2001 sobre materiales compuestos avanzados en la construcción, Instituto de ciencias de la construcción Eduardo Torroja, Madrid, España, 2001.

GARDEN, H.N., QUANTRILL, R.J., HOLLAWAY, L.C., THORNE, A.M., PARKE, G.A.R., **An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams.** Construction and Building Materials, p.203, 1998.

HEFFERNAN, P.J., ERKI, M.A., **Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic laminates,** Journal of Composites for Construction, ASCE, April, Vol. 8, No. 2, pp. 132-140. 2004.

HELENE, P., SILVA FILHO L. C. P., **Concreto: ciência e tecnologia. Capítulo 32: Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração.** Editor Geraldo Cechella Isaia. IBRACON, 2011.

HOLLAWAY, L.C., LEEMING, M.B., **Strengthening of reinforced concrete structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering**, CRF Press, Woodhead Publishing Limited. 1999.

JUVANDES, L.F.P., DIAS, S.J.E., FIGUEIRAS, J.A., **Experimental behaviour of concrete slabs strengthened with CFRP**. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. Anais. Porto: 2001. p.479.

JUVANDES, L.F.P., **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP**. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 400p., 1999.

KACHLAKEV, D., MCCURRY, D., **Testing of Full- Size Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites: Experimental Results and Design Methods Verification**, Report No. FHWA-OR-00-19, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 109 pp., 2000.

KATSUMATA, H.; KOBATAKE, Y.; TAKEDA, T., **A Study on the Strengthening with Carbon Fiber for Earthquake-Resistant Capacity of Existing Concrete Columns**. Proceedings from the Workshop on Repair and Retrofit of Existing Structures, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources, Tsukuba, Japan, pp.1816-1823., 1987.

KHALIFA, A., GOLD, W.; NANNI, A., ABEL-AZIZ, M., **Contribution of Externally Bonded FRP to the Shear Capacity of RC Flexural Members**, Journal of Composites in Construction, ASCE, V. 2, No. 4, pp. 195-203, 1998.

KHALIFA, A., NANNI, A., **Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites**. Cement & Concrete Composites, p.165, 2000.

LORENZIS, L., NANNI, A., **Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber reinforced polymer rods**. ACI Structural Journal, v.98, n.1, p.60, 2001.

MACHADO, A. P.; MACHADO B. A. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Sistemas Compostos FRP**, Editora Pini, 2015.

MALVAR, L., WARREN, G., INABA, C., **Rehabilitation of Navy Pier Beams with Composite Sheets**, Second FRP International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, Belgium, Aug., pp. 533-540, 1995.

MALVAR, L., **Durability of Composites in Reinforced Concrete**, Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction, Sherbrooke, QC, Canada, Aug., pp. 361-372, 1998.

MANDELL, J. F., MEIER, U., **Effects of Stress Ratio Frequency and Loading Time on the Tensile Fatigue of Glass-Reinforced Epoxy**, Long Term Behavior of Composites, ASTM STP 813, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 55-77. 1983.

MASOUD, S. A., SOUDKI, K. A., **Evaluation of Corrosion Activity in FRP Repaired RC Beams**, Cement and Concrete Composites, V. 28, pp. 969-977. 2006.

MATTHEWS S, BIGAJ-VAN VLIET, A., UEDA T., **Conservation of concrete structures according to fib Model Code 2010**. Struct Concr. 2013;14(4):362–377.

MATTHEWS, S., BIGAJ-VAN VLIET, A., WALRAVEN, J., MANCINI, G., DIETEREN, G., **FIB Model Code 2020: Towards a general code for both new and existing concrete structures**, Structural concrete Jornal of FIB, 2008.

MATTHYS, S., **Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement**, Doctoral thesis, Ghent University, Ghent. (2000)

MAYO, R., NANNI, A., GOLD, W., BARKER, M., Strengthening of bridge G270 with externally-bonded CFRP reinforcement. In: International Symposium On FRP For Reinforcement Of Concrete Structures, 4., Baltimore, 1999. **Anais...** p.429-440. 1999.

MBRACE; **“Guia de diseño estructural”**, 1a edición, Barcelona, España, 1999.

MEIER, U., **Bridge Repair with High Performance Composite Materials**, Material und Technik, V. 4, pp. 125-128 (in German), 1987.

MEIER, U., **Carbon Fiber – Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering**. Structural Engineering International, V. 1, 1992.

MEIER, U., **Repair using advanced composites**, proceedings of the International Conference of Composite Construction - Conventional and Innovative, IABSE, Innsbruck, Austria, Setembro, pp. 113-124., 1997.

MEIER, U., **Post strengthening by continuous fiber laminates in Europe**, proceedings of the 3rd Int. Symp. On Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Japan Concrete Institute, Sapporo, Japão, Outubro, pp. 41-56., 1997.

MEIER, U. Design and rehabilitation of concrete structures using advanced composite materials. In: PRE CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE PATOLOGIA DA CONSTRUÇÃO, 2005, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: PRECONPAT, 2005. [CD-Rom]

MEIER, U., KAISER, H., 1991, **Strengthening of structures with CFRP laminates**, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE Specialty Conference, pp. 224-232, 1991.

MENEGHETTI L. C., **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MICELLI, F., MYERS, J.J., MURTHY, S., Effect of environmental cycles on concrete cylinders confined with FRP. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001.

MORENO JÚNIOR, A.L., GALLARDO, G.O., **Vigas de concreto com seção transversal em "T" reforçadas ao esforço cortante por intermédio de folhas flexíveis de fibras de carbono.** In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. 1 CD-ROM.

MOSALLAM, A.S., MOSALAM, K.M., **Strengthening of two-way concrete slabs with frp composite laminates.** Construction and Building Materials, p.43, 2003.

NANNI, A., **Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement,** Concrete International, V. 17, No. 6, June, pp. 22-26., 1995.

NANNI, A., HUANG, P.C., TUMIALAN, J.G., **Strengthening of impact-damaged bridge girder using frp laminates.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 9., London, 2001. 1 CD-ROM.

NANNI, A., DI LUDOVICO, M. E PARRETTI, R. **"Shear strengthening of a PC bridge girder with NSM CFRP rectangular bars"**, Advances in Structural Engineering, 7(4), 97-109. 2004.

ODAGIRI, T.; MATSUMOTO, K.; NAKAI, H., **Fatigue and Relaxation Characteristics of Continuous Aramid Fiber Reinforced Plastic Rods,** Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 227-234, 1997.

OKEIL, A. M., Y. BINGOL, AND T. ALKHRDAJI. **Analyzing model uncertainties for concrete beams flexurally strengthened with FRP laminates,** Washington, DC. 2007.

PLAKANTARAS, V., AKRITIDIS, E.P., ZDOUMBA, D.P., PANTAZOPOULOS, S.J., **Repair/strengthening of old-type reinforced concrete columns with frp jacketing.** In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.269.

PORTER, M. L.; MEHUS, J.; YOUNG, K. A.; O'NEIL, E. F.; and BARNERS, B. A., **Aging for Fiber Reinforcement in Concrete,** Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, Oct. 14-16.1997.

QUATTLEBAUM, J.; HARRIES, K. A.; PETROU, M. F., **Comparison of three CFRP flexural retrofit systems under monotonic and fatigue loads,** Journal of Bridge Engineering, ASCE, V. 10, No. 6, pp. 731-740, 2005.

RODRIGUES, C.C., SILVA, M.G., **The Behaviour of GFRP Reinforced Concrete Columns under Monotonic and Cyclic Axial Compression.** In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.245.

RITCHIE, P., THOMAS, D., LU, L.; CONNELEY, G., **External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics.** ACI Structural Journal, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 490-500, 1991.

ROYLANCE, M., ROYLANCE, O., **Effect of Moisture on the Fatigue Resistance of an Aramid-Epoxy Composite**, Organic Coatings and Plastics Chemistry, V. 45, American Chemical Society, Washington, DC, pp. 784-788. 1981.

ROSTASY, F.S., **Bonding of Steel and GFRP Plates in the Area of Coupling Joints**. Talbrücke Kattenbusch., Research Report No. 3126/1429, Federal Institute for Materials Testing, Braunschweig, Germany (in German), 1987.

ROSTASY, F. S., **On Durability of FRP in Aggressive Environments**, Third International Symposium on Non- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 107-114, 1997.

RUSSO, S., Buckling of GFRP Pultruded Columns. In: COMPOSITES IN CONSTRUCTION, Porto, 2001. **Anais...** Porto: 2001. p.113.

SAKAI K, SHIBATA T, KASUGA A, NAKAMURA H. **Sustainability design of concrete structures**. *Struct Concr*. 2016;17(6):1115–1124.

SATO, Y., UEDA, T., KAKUTA, Y., TANAKA, T., **Shear Reinforcing Effect of Carbon Fiber Sheet Attached to Side of Reinforced Concrete Beams**, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, M. M. El-Badry, ed., pp. 621-627, 1996.

SÁNCHEZ, E., MENEGHEL, J.M., **Estudo da aderência compósito de fibra de carbono-concreto em vigas reforçadas à flexão**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., Belo Horizonte, 2002. 1 CD-ROM.

SANTOS, A.C., **Ensaio para análise da interface entre o concreto e o polímero reforçado com fibra**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 149p., 2003.

SARAIVA, R. M. D. C., **Reforço de Pilares de Concreto Armado com Folhas de Resina e Fibras de Carbono para Infraestrutura de Transportes**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, IME, Rio de Janeiro, Brasil, 2011.

SILVA FILHO, J.N. **Análise experimental de vigas “T” em concreto armado reforçadas à flexão com FRP submetidas a carregamentos pseudo-estáticos e cíclicos**. 2005. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005, 308 pp.

FIGUEIRA, S.P.S. **Reforço de Pilares por Confinamento com Mantas de Fibras de Carbono Avaliação de modelos de comportamento**. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira, 93 p., 2016

SCHIEBEL, S., NANNI, A., **Axial and flexural performance of concrete piles prestressed with cfrp tendons**. In: CONFERENCE ON ADVANCED COMPOSITE MATERIALS IN BRIDGES AND STRUCTURES, 3., Ottawa, 2000. **Anais...** Ottawa: 2000. pp.471-478, 2000.

SEIBLE, F., KARBHARI, V.M., ZHAO, L., HOSE, Y., **Development and implementation of modular bridge systems**. Composites In Construction, p.797, 2001.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G., BASUNBUL, I., BALUCH, M., GHALEB, B., **Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates**, ACI Structural Journal, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-168, 1994.

SILVA FILHO, J.N., MELO, G.S., NAGATO, Y., **Reforço ao cisalhamento de vigas em "T" de concreto armado com compósitos de fibra de carbono**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. 1 CD-ROM.

SILVA, A.S., **Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 167p., 2002.

SILVA, P.C., **"Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP"**, dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Eng^a. Civil, DECivil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 350 pp., 2008.

SOUDKI, K. A., GREEN, M. F., **Freeze-Thaw Response of CFRP Wrapped Concrete**, Concrete International, V. 19, No. 8, Aug., pp. 64-67. 1997.

SOUZA, A.V.L., CLÍMACO, J.C.T.S., MELO, G.S., **Reforço de pilares curtos de concreto armado de seção quadrada com mantas de polímero reforçado com fibras de carbono**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. 1 CD-ROM.

SPADEA, G., BENCARDINO, F., SWAMY, R.N., **Structural behavior of composite rc beams with externally bonded CFRP**. Journal of Composites for Construction, p.132, 1998.

SPENA, F.R. et al., **L'uso di materiali compositi per il consolidamento dele structure**. Boletim Técnico - Centro Internazionale di Studi di Archtettura Andrea Palladio. Vicenza, 1995.

TÄLJSTEN, B., **FRP Strengthening of Existing Concrete Structures. Design Guidelines Division of Structural Engineering**, Luleå University of Technology, Luleå, 2003, 2^o edition, 228 pp.

THOMSEN, H., SPACONE, E., LIMKATANYU, S., CAMATA, G. **Failure mode analyses of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers**. Journal of Composites for Construction ASCE. 2004, pp. 123–131.

TOUTANJI, H., **Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets**, ACI Materials Journal, V. 96, No. 3, May-June, pp. 397-404. 1999.

TOUTANJI H.; ZAHAO L.; ANSELM E., **Verifications of Design Equations of Beams Externally Strengthened with FRP Composites**, JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION, EUA, pag. 254 – 264, 2006.

TRIANTAFILLOU, T.C., Innovative strengthening of masonry monuments with composites. In: International Conference On Advanced Composite Materials In Bridges And Structures, 2., Montreal, 1996. **Anais...** Montreal: 1996.

TSERPES, K.I., PAPANIKOS, P., LABEAS, G., PANTELAKIS, S.P. **Fatigue damage accumulation and residual strength assessment of CFRP laminates**. Composite Structures, 63, pp. 219-230. 2004.

TURGAY, T., POLAT, Z., KOKSAL, H. O., DORAN, B., KARAKOÇ, C., , **Compressive Behavior of large-scale square reinforced concrete columns confined with carbon fiber reinforced polymer jackets**, Materials and Design, v. 31, n. 1, pp. 357-364, 2010.

WIEGHAUS, K. T.; ATADERO, R. A., **Effect of Existing Structure and FRP Uncertainties on the Reliability of FRP: Based Repair**, JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION, EUA, pag. 635 – 643, 2011.

WILLIAMS, B. K.; BISBY, L. A.; KODUR, V. K. R.; GREEN, M. F.; CHOWDHURY, E., **Fire Insulation Schemes for FRP-Strengthened Concrete Slabs**, Composites, Part A, No. 37, pp. 1151-1160. 2006.

WOLF, R. ; MIESSLER H. J. **HLV-Spannglieder in der praxis, erfahrungen mit glasfaserverbundstaben**. Beton, 2, pp.47-51, 1989.

YAMAGUCHI, T., KATO, Y., NISHIMURA, T., UOMOTO, T., **Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers**, Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 179-186, 1997.

YE, J.Q. Interfacial shear transfer of RC beams strengthened by bonded composite plates. **Cement & Concrete Composites** 23. 2001, pp. 411–417.

ANEXO A

Apresenta-se detalhadamente um resumo dos dados dos 64 dados experimentais dos diferentes trabalhos usados neste estudo.

Seção Tipo

Figura A1 – Seção tipo dos dados experimentais usados nesse trabalho.

Variável	Significado
A'_s (cm ²)	Área da armadura de compressão
A_{f1} (cm ²)	Área do reforço FRP1 ($A_{f1} = n_{bf1} \cdot n_{lf1} \cdot t_{f1}$)
A_{f2} (cm ²)	Área do reforço FRP2 ($A_{f2} = n_{bf2} \cdot n_{lf2} \cdot t_{f2}$)
A_s (cm ²)	Área da armadura de tração
b (cm)	Largura da seção do elemento de concreto armado a reforçar.
b_{f1} (mm)	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP1
b_{f2} (mm)	Largura de cada laminado/manta do reforço FRP2
c (cm)	Recobrimento da armadura de aço de tração
c' (cm)	Recobrimento da armadura de aço de compressão
d (cm)	Altura útil. Distância da fibra mais comprimida até ao ponto de aplicação da força no aço de armadura de tração
d' (cm)	Distância da fibra mais tracionada até ao ponto de aplicação da força no aço de armadura de compressão
E'_{sm} (GPa)	Valor médio do módulo de elasticidade do aço de armadura de compressão
E_{cm} (GPa)	Valor médio do módulo de elasticidade do concreto
E_{f1} (GPa)	Módulo de elasticidade do reforço FRP1
E_{f2} (GPa)	Módulo de elasticidade do reforço FRP2
E_{sm} (GPa)	Valor médio do módulo de elasticidade do aço de armadura de tração
f'_{syk} (MPa)	Valor característico da tensão de escoamento da armadura de compressão
f'_{sym} (MPa)	Valor médio da tensão de escoamento da armadura de compressão
f'_{cm}^{cil} (MPa)	Valor médio da tensão de compressão do concreto em CP cilíndricos
f_{ctmp} (MPa)	Valor médio da tensão de tração do concreto obtido através de ensaios de pull-off
f_{sym} (MPa)	Valor médio da tensão de escoamento da armadura de tração
h (cm)	Altura da seção retangular do elemento de concreto armado a reforçar
M_u (kN.m)	Valor de cálculo do momento máximo atuante na seção final (ELU)
n_{bf1}	Número de laminados/mantas do reforço FRP1 colados à face de concreto.
n_{bf2}	Número de laminados/mantas do reforço FRP2 colados à face de concreto.
n_{lf1}	Número de camadas do reforço FRP1
n_{lf2}	Número de camadas do reforço FRP2
t_{f1} (mm)	Espessura de cada laminado/manta do reforço FRP1
t_{f2} (mm)	Espessura de cada laminado/manta do reforço FRP2
z_{f2} (cm)	Distância medida desde a fibra mais tracionada de concreto até à face mais próxima do reforço FRP2
ε_{fk1} (‰)	Valor característico da extensão no reforço FRP1
ε_{fk2} (‰)	Valor característico da extensão no reforço FRP2
ρ_f (%)	Porcentagem de reforço com FRP
ρ_s (%)	Porcentagem de armação

Figura A2 – Definição das variáveis usados nesse trabalho.

		Reforço por colagem externa de sistema FRP - EBR																					
Autor	Modelos	Elemento estrutural de concreto armado										Sistema de reforço CFRP								Resultados experimentais observados			
		b (cm)	h (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	f ^{all} _{om} (MPa)	ε _{s0} (‰)	f _{sym} (MPa)	E _{sm} (GPa)	E _{r1} (GPa)	ε _{sk1} (‰)	b _{r1} (mm)	t _{r1} (mm)	n _{er1}	n _{er1}	A _{r1} (cm ²)	L (m)	ε _{r10} (‰)	M _u (kN.m)	Modo de ruína		
Lajes	Dias	LA3R	44,0	7,6	6,30	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	230,0	15,0	140,0	0,111	1	2	0,311	1,60	11,14	8,74	FR	
		LB1R	44,0	8,1	6,80	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	230,0	15,0	140,0	0,111	1	2	0,311	1,60	12,00	9,97	FR	
		LA4S	44,0	8,0	6,70	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	160,0	20,0	32,0	1,2	1	1	0,384	1,60	9,67	8,41	FD	
		LB2S	44,0	8,5	7,20	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	160,0	20,0	32,0	1,2	1	1	0,384	1,60	9,18	9,20	FD	
	LD3BL	44,0	8,5	7,20	0,848	0,000	49,7	0,00	555,0	225,3	150,0	14,0	32,0	1,4	1	1	0,448	1,60	9,57	9,11	FD		
	LD4BL	44,0	8,1	6,80	0,848	0,000	49,7	0,00	555,0	225,3	150,0	14,0	32,0	1,4	1	1	0,448	1,60	10,42	8,86	FD		
	LE3I	44,0	8,2	6,90	0,848	0,000	49,7	0,00	555,0	225,3	160,0	15,0	32,0	1,4	1	1	0,448	1,60	8,58	8,46	FD		
	LE4I	44,0	7,8	6,50	0,848	0,000	49,7	0,00	555,0	225,3	160,0	15,0	32,0	1,4	1	1	0,448	1,60	10,24	8,79	FD		
Juv.	LC3R	44,0	8,1	6,80	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	230,0	15,0	140,0	0,111	1	2	0,311	1,60	10,92	10,75	FR		
	LC4R	44,0	7,7	6,40	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	230,0	15,0	140,0	0,111	1	2	0,311	1,60	10,30	8,61	FR		
	LC1S	44,0	8,1	6,80	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	160,0	20,0	32,0	1,2	1	1	0,384	1,60	10,32	9,38	FD		
	LC2S	44,0	8,4	7,10	0,848	0,000	63,3	0,00	635,6	225,3	160,0	20,0	32,0	1,2	1	1	0,384	1,60	11,83	10,37	FD		

Figura A3 – Resumo dos 12 dados experimentais de lajes usados nesse trabalho.

Reforço por colagem externa de sistema FRP - EBR																						
Elemento estrutural de concreto armado											Sistema de reforço CFRP											
Autor	Modelos	b	h	d	A _s	A' s	f ^{all} _{om}	ε _{s0}	f _{sym}	E _{sm}	E _{FI}	ε _{s-1}	b _{FI}	t _{FI}	n _{FI}	A _{FI}	L	ε _{FI}	M _u	Modo de ruína		
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm²)	(cm²)	(MPa)	(‰)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(‰)	(mm)	(mm)		(cm²)	(m)	(%)	(kN.m)			
Vigas	Dias	V2	12,0	18,0	16,00	1,005	0,000	41,0	0,00	533,0	210,0	240,0	15,0	70,0	0,111	1	2	0,155	1,80	8,07	13,95	FD
		V3	12,0	18,0	16,00	1,005	0,000	41,0	0,00	533,0	210,0	240,0	15,0	70,0	0,111	1	2	0,155	1,80	8,07	14,87	FR
		V4	12,0	18,0	16,00	1,005	0,000	41,0	0,00	533,0	210,0	200,0	11,0	20,0	1,4	1	1	0,280	1,80	6,87	14,71	FD
		V6	12,0	18,0	16,00	1,005	0,000	41,0	0,00	533,0	210,0	200,0	11,0	20,0	1,4	1	1	0,280	1,80	7,21	15,30	FD
	Pinto	V1	15,0	45,0	41,20	6,032	1,005	34,8	1,901	630,0	200,0	165,0	17,0	50,0	1,2	2	1	1,200	4,00	5,20	192,02	FD
		V3	15,0	45,0	41,20	6,032	1,005	38,3	1,931	630,0	200,0	165,0	17,0	50,0	1,2	3	1	1,800	4,00	5,43	205,52	FD
		V5	15,0	45,0	41,40	6,032	1,005	34,7	1,905	579,0	200,0	165,0	17,0	50,0	1,2	3	1	1,800	4,00	4,57	225,77	CC após SY
		VR3	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	1	0,111	2,35	5,569	25,53	SY
Vigas	Beber	VR4	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	1	0,111	2,35	7,08	24,27	FR
		VR5	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	4	0,444	2,35	7,05	40,01	FD
		VR6	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	4	0,444	2,35	7,52	39,38	FD
		VR7	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	7	0,777	2,35	5,22	48,62	FD
		VR8	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	7	0,777	2,35	5,57	48,55	FD
		VR9	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	10	1,110	2,35	4,75	50,74	FD
		VR10	12,0	25,0	23,00	1,571	0,565	33,6	0,00	565,3	210,0	230,0	14,78	100,0	0,111	1	10	1,110	2,35	4,65	53,64	FD
		A12	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	38,48	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	3	0,666	3,70	7,95	95,8	FD
Trav.	A14	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	38,48	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	1	0,222	3,70	6,24	61,72	FR	
	A32	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	38,48	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	3	0,666	3,70	7,2	92,49	FD	
	A33	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	38,48	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	1	0,222	3,70	3,16	60,39	FR	
	A11	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	34,39	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	1	0,222	3,70	6,73	66,67	FR	
	A21	20,0	40,0	34,00	9,425	6,283	34,39	0,00	529,5	194,8	242,15	16,1	200,0	0,111	1	1	0,222	3,70	9,16	174,06	FR	
	A31	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	34,39	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	3	0,666	3,70	10,6	92,07	FD	
	A34	20,0	40,0	34,20	4,021	1,571	34,39	0,00	408,3	194,9	242,15	16,1	200,0	0,111	1	1	0,222	3,70	8,44	68,02	FR	

Figura A4.1 – Resumo dos 52 dados experimentais de vigas usados nesse trabalho.

		Reforço por colagem externa de sistema FRP - EBR																			
Autor	Modelos	Elemento estrutural de concreto armado										Sistema de reforço CFRP					Resultados experimentais observados				
		b	h	d	A _s	A' _s	f ^{all} _{cm}	ε _{so}	f _{sym}	E _{sm}	E _{ri}	ε _{ri}	b _{ri}	t _{ri}	n _{er1}	n _{er1}	A _{ri}	L	ε _{ru}	M _u	Modo de ruína
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm²)	(cm²)	(MPa)	(‰)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(‰)	(mm)	(mm)			(cm²)				
Mattijs	BF2	20,0	45,0	41,89	8,042	0,000	36,5	0,00	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	6,7	231,25	CC após FD após SY
	BF3	20,0	45,0	41,89	8,042	0,000	34,9	0,00	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	7,2	232,5	CC após FD após SY
	BF4	20,0	45,0	41,89	8,042	0,000	30,8	0,00	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	6,8	230,25	CC após FD após SY
	BF5	20,0	45,0	41,89	8,042	0,000	37,4	2,21	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	5,7	221,25	CC após FD após SY
	BF6	20,0	45,0	41,89	8,042	0,000	35,9	0,00	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	7,1	228,75	CC após SY
	BF8	20,0	45,0	41,89	4,021	0,000	39,4	0,00	590,0	200,0	159,0	18,5	100,0	1,2	1	1	1,200	3,8	5,8	139,13	CC após SY
	BF9	20,0	45,0	41,89	4,021	0,000	33,7	0,00	590,0	200,0	233,0	12,5	100,0	0,111	1	2	0,222	3,8	10	119,75	CC após FD após SY
	A1	12,5	22,5	19,60	1,005	0,565	41,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	27,93	Fdel
	B1	12,5	22,5	19,60	1,508	0,565	46,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	33,1	Fdel
Brosens	C1	12,5	22,5	19,60	1,508	0,565	43,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	30,3	Fdel
	C2	12,5	22,5	19,60	1,508	0,565	43,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	29,7	Fdel
	D1	12,5	22,5	19,60	1,508	0,565	38,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	29,9	Fdel
	E1	12,5	22,5	19,60	1,508	0,565	33,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	30,33	Fdel
	F1	12,5	22,5	19,63	1,288	0,565	43,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	26,38	Fdel
	G1	12,5	22,5	19,53	2,073	0,565	43,0	0,0	400,0	200,0	235,0	15,10	75,0	0,167	1	2	0,251	1,5	n/d	35,2	Fdel
	VR01	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	13,28	9,85	FR
	VR02	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	n/d	9,27	FR
	VR03	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	11,78	9,70	FR
Gantno	VR04	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	12,56	9,33	FR
	VR05	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	11,37	9,72	FR
	VR06	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	n/d	9,21	FD
	VR07	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	n/d	9,78	FD
	VR08	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	230,0	15,00	75,0	0,13	1	1	0,0975	1,6	n/d	8,43	FD
	VR09	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	1	0,0825	1,6	5,33	8,14	FR
	VR10	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	1	0,0825	1,6	6,39	8,11	FR
	VR11	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	2	0,165	1,6	6,55	10,26	FR
	VR12	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	1	0,0825	1,6	4,34	8,77	FR
	VR13	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	1	0,0825	1,6	4,42	8,48	FR
	VR14	7,5	15,0	13,50	0,624	0,000	45,0	0,0	640,0	180,0	235,0	15,00	75,0	0,11	1	1	0,0825	1,6	3,86	9,12	FR

Figura A4.2 – Resumo dos 52 dados experimentais de vigas usados nesse trabalho.

Resultados experimentais coletados				
	Dado exp. n°	ϵ_f	Mr	Modo de ruína
		(‰)	(kN.m)	
Lajes	1	11,14	8,74	FR
	2	12,00	9,97	FR
	3	9,67	8,41	FD
	4	9,18	9,20	FD
	5	9,57	9,11	FD
	6	10,42	8,86	FD
	7	8,58	8,46	FD
	8	10,24	8,79	FD
	9	10,92	10,75	FR
	10	10,30	8,61	FR
	11	10,32	9,38	FD
	12	11,83	10,37	FD

Resultados experimentais coletados				
	Dado exp. n°	ϵ_f	Mr	Modo de ruína
		(‰)	(kN.m)	
Vigas	13	8,07	13,95	FD
	14	8,07	14,87	FR
	15	6,87	14,71	FD
	16	7,21	15,30	FD
	17	5,20	192,02	FD
	18	5,43	205,52	FD
	19	4,57	225,77	CC/SY
	20	5,57	25,53	SY
	21	7,08	24,27	FR
	22	7,05	40,01	FD
	23	7,52	39,38	FD
	24	5,22	48,62	FD
	25	5,57	48,55	FD
	26	4,75	50,74	FD
	27	4,65	53,64	FD
	28	7,95	95,80	FD
	29	6,24	61,72	FR
	30	7,20	92,49	FD
	31	3,16	60,39	FR
	32	6,73	66,67	FR
	33	9,16	174,06	FR
	34	10,60	92,07	FD
	35	8,44	68,02	FR
	36	6,70	231,25	CC/FD/SY
	37	7,20	232,50	CC/FD/SY
	38	6,80	230,25	CC/FD/SY
	39	5,70	221,25	CC/FD/SY
	40	7,10	228,75	CC/SY
	41	5,80	139,13	CC/SY
	42	10,00	119,75	CC/FD/SY
	43	N/d	27,93	FD
	44	N/d	33,10	FD
	45	N/d	30,30	FD
	46	N/d	29,70	FD
	47	N/d	29,90	FD
	48	N/d	30,33	FD
	49	N/d	26,38	FD
	50	N/d	35,20	FD
	51	13,28	9,85	FR
	52	N/d	9,27	FR
	53	11,78	9,70	FR
	54	12,56	9,33	FR
	55	11,37	9,72	FR
	56	N/d	9,21	FD
	57	N/d	9,78	FD
	58	N/d	8,43	FD
	59	5,33	8,14	FR
	60	6,39	8,11	FR
	61	6,55	10,26	FR
	62	4,34	8,77	FR
	63	4,42	8,48	FR
	64	3,86	9,12	FR

Figura A5 – Resumo das deformações e momentos resistentes experimentais dos 64 dados experimentais.

ANEXO B

Apresenta-se detalhadamente um resumo dos resultados obtidos nesse trabalho.

Resultados analíticos observados (ACI 2017)													
Sem coeficiente de segurança										Com coeficiente de segurança			
C.1		C.2		C.3		C.4		C.5		C.6			
Dado exp. n°	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	
	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	
Lajes	1	14,33	10,46	14,33	10,46	12,42	9,53	12,42	9,53	11,48	7,11	11,48	7,00
	2	14,33	11,22	14,33	11,22	12,21	10,11	12,21	10,11	11,48	7,64	11,48	7,52
	3	7,44	6,92	7,44	6,92	7,44	6,92	7,44	6,92	7,44	5,49	7,44	5,37
	4	7,44	7,41	7,44	7,41	7,44	7,41	7,44	7,41	7,44	5,88	7,44	5,75
	5	6,31	6,65	6,31	6,65	6,31	6,65	6,31	6,65	6,31	5,26	6,31	5,15
	6	6,31	6,29	6,31	6,29	6,31	6,29	6,31	6,29	6,31	4,98	6,31	4,88
	7	6,11	6,49	6,11	6,49	6,11	6,49	6,11	6,49	6,11	5,13	6,11	5,03
	8	6,11	6,13	6,11	6,13	6,11	6,13	6,11	6,13	6,11	4,85	6,11	4,75
	9	14,33	11,22	14,33	11,22	12,21	10,11	12,21	10,11	11,48	7,64	11,48	7,52
	10	14,33	10,61	14,33	10,61	12,37	9,64	12,37	9,64	11,48	7,22	11,48	7,11
	11	7,44	7,02	7,44	7,02	7,44	7,02	7,44	7,02	7,44	5,57	7,44	5,44
	12	7,44	7,32	7,44	7,32	7,44	7,32	7,44	7,32	7,44	5,80	7,44	5,67

Figura B1 – Resultados analíticos da deformação última do FRP (ϵ_f) e do momento resistente último – Modelo ACI440 2017.

		Resultados analíticos observados (ACI 2017)											
		Sem coeficiente de segurança								Com coeficiente de segurança			
		C.1		C.2		C.3		C.4		C.5		C.6	
Dado exp. n°	ε _f	Mr	ε _f	Mr	ε _f	Mr	ε _f	Mr	ε _f	Mr	ε _f	Mr	
	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	
Vigas	13	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	11,79	11,37	11,53
	14	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	14,81	11,37	11,79	11,37	11,53
	15	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	9,28	4,96	9,04
	16	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	12,53	4,96	9,28	4,96	9,04
	17	5,44	178,12	5,44	178,12	5,44	178,12	5,44	178,12	5,44	144,65	5,44	140,27
	18	5,42	198,77	5,70	201,93	5,41	198,70	5,70	201,92	5,70	162,87	5,70	158,52
	19	5,43	188,16	5,43	188,16	5,43	188,16	5,43	188,15	5,43	151,71	5,43	147,69
	20	14,11	26,97	14,11	26,97	11,04	25,21	11,04	25,21	11,31	20,48	11,02	19,73
	21	14,11	26,97	14,11	26,97	11,04	25,21	11,04	25,21	11,31	20,48	11,02	19,73
	22	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	28,07	7,44	27,47
	23	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	35,28	7,44	28,07	7,44	27,47
	24	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	31,81	5,62	31,23
	25	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	40,15	5,62	31,81	5,62	31,23
	26	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	31,34	4,70	30,83
	27	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	43,94	4,70	31,34	4,70	30,83
	28	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	83,11	8,96	81,37
	29	15,38	82,93	15,38	82,93	11,96	76,43	11,96	76,43	12,32	62,03	11,94	59,72
	30	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	104,76	8,96	83,11	8,96	81,37
	31	15,38	82,93	15,38	82,93	11,96	76,43	11,96	76,43	12,32	62,03	11,94	59,72
	32	14,67	81,07	14,67	81,07	11,98	75,95	11,98	75,95	12,32	61,62	11,95	59,36
	33	10,96	170,57	13,14	175,17	10,95	170,56	12,35	173,50	11,92	140,83	12,29	136,42
	34	8,47	101,27	8,47	101,27	8,47	101,27	8,47	101,27	8,47	80,44	8,47	78,73
	35	14,67	81,07	14,67	81,07	11,98	75,95	11,98	75,95	12,32	61,62	11,95	59,36
	36	5,67	215,81	5,67	215,81	5,67	215,81	5,67	215,81	5,67	175,90	5,67	170,36
	37	5,55	213,75	5,55	213,75	5,55	213,75	5,55	213,75	5,55	174,34	5,55	168,86
	38	5,21	207,91	5,21	207,91	5,21	207,91	5,21	207,91	5,21	163,35	5,21	158,40
	39	5,74	216,92	5,74	216,92	5,74	216,92	5,74	216,92	5,74	176,74	5,74	171,17
	40	5,62	215,05	5,62	215,05	5,62	215,05	5,62	215,05	5,62	175,33	5,62	169,81
	41	5,89	138,10	5,89	138,10	5,89	138,10	5,89	138,10	5,89	110,95	5,89	107,87
	42	10,47	114,07	10,47	114,07	10,47	114,07	10,47	114,07	9,56	91,16	9,56	88,07
	43	9,37	18,90	9,37	18,90	9,37	18,90	9,37	18,90	9,37	14,87	9,37	14,62
	44	9,93	23,12	9,93	23,12	9,93	23,12	9,93	23,12	9,93	18,31	9,93	17,94
	45	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	17,95	9,60	17,58
	46	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	22,65	9,60	17,95	9,60	17,58
	47	9,02	21,82	9,02	21,82	9,02	21,82	9,02	21,82	9,02	17,32	9,02	16,95
	48	8,41	20,91	8,41	20,91	8,41	20,91	8,41	20,91	8,41	16,63	8,41	16,27
	49	9,60	21,17	9,60	21,17	9,60	21,17	9,60	21,17	9,60	16,73	9,60	16,41
	50	9,60	26,38	9,60	26,38	9,60	26,38	9,60	26,38	9,60	21,04	9,60	20,55
	51	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	52	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	53	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	54	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	55	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	56	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	57	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	58	11,37	8,31	12,61	8,65	11,35	8,30	11,45	8,33	11,48	6,67	11,41	6,49
	59	11,92	8,01	13,23	8,33	11,42	7,89	11,42	7,89	11,48	6,33	11,39	6,15
	60	11,92	8,01	13,23	8,33	11,42	7,89	11,42	7,89	11,48	6,33	11,39	6,15
	61	9,35	9,63	10,28	10,06	9,35	9,63	10,24	10,04	9,72	7,79	10,80	8,02
	62	11,92	8,01	13,23	8,33	11,42	7,89	11,42	7,89	11,48	6,33	11,39	6,15
	63	11,92	8,01	13,23	8,33	11,42	7,89	11,42	7,89	11,48	6,33	11,39	6,15
	64	11,92	8,01	13,23	8,33	11,42	7,89	11,42	7,89	11,48	6,33	11,39	6,15

Figura B2– Resultados analíticos da deformação última do FRP e do momento resistente último – ACI440 (2017).

	Dado exp. n°	M _T /M _{exp.} - ACI			
		C.1	C.2	C.3	C.4
Lajes	1	1,20	1,20	1,09	1,09
	2	1,13	1,13	1,01	1,01
	3	0,82	0,82	0,82	0,82
	4	0,81	0,81	0,81	0,81
	5	0,73	0,73	0,73	0,73
	6	0,71	0,71	0,71	0,71
	7	0,77	0,77	0,77	0,77
	8	0,70	0,70	0,70	0,70
	9	1,04	1,04	0,94	0,94
	10	1,23	1,23	1,12	1,12
	11	0,75	0,75	0,75	0,75
	12	0,71	0,71	0,71	0,71
Vigas	13	1,06	1,06	1,06	1,06
	14	1,00	1,00	1,00	1,00
	15	0,85	0,85	0,85	0,85
	16	0,82	0,82	0,82	0,82
	17	0,93	0,93	0,93	0,93
	18	0,97	0,98	0,97	0,98
	19	0,83	0,83	0,83	0,83
	20	1,06	1,06	0,99	0,99
	21	1,11	1,11	1,04	1,04
	22	0,88	0,88	0,88	0,88
	23	0,90	0,90	0,90	0,90
	24	0,83	0,83	0,83	0,83
	25	0,83	0,83	0,83	0,83
	26	0,87	0,87	0,87	0,87
	27	0,82	0,82	0,82	0,82
	28	1,09	1,09	1,09	1,09
	29	1,34	1,34	1,24	1,24
	30	1,13	1,13	1,13	1,13
	31	1,37	1,37	1,27	1,27
	32	1,22	1,22	1,14	1,14
	33	0,98	1,01	0,98	1,00
	34	1,10	1,10	1,10	1,10
	35	1,19	1,19	1,12	1,12
	36	0,93	0,93	0,93	0,93
	37	0,92	0,92	0,92	0,92
	38	0,90	0,90	0,90	0,90
	39	0,98	0,98	0,98	0,98
	40	0,94	0,94	0,94	0,94
	41	0,99	0,99	0,99	0,99
	42	0,95	0,95	0,95	0,95
	43	0,68	0,68	0,68	0,68
	44	0,70	0,70	0,70	0,70
	45	0,75	0,75	0,75	0,75
	46	0,76	0,76	0,76	0,76
	47	0,73	0,73	0,73	0,73
	48	0,69	0,69	0,69	0,69
	49	0,80	0,80	0,80	0,80
	50	0,75	0,75	0,75	0,75
	51	0,84	0,88	0,84	0,85
	52	0,90	0,93	0,90	0,90
	53	0,86	0,89	0,86	0,86
	54	0,89	0,93	0,89	0,89
	55	0,85	0,89	0,85	0,86
	56	0,90	0,94	0,90	0,90
	57	0,85	0,88	0,85	0,85
	58	0,99	1,00	0,99	0,99
	59	0,98	0,99	0,98	0,98
	60	0,99	1,00	0,99	0,99
	61	0,94	0,98	0,94	0,98
	62	0,91	0,95	0,91	0,91
	63	0,94	0,98	0,94	0,94
	64	0,88	0,91	0,88	0,88

Figura B3 – Análise do momento resistente último: (M_{Teórico}/M_{exp}) – Modelo do ACI (2017).

	Dado exp. n°	$\epsilon_T/\epsilon_{exp.} - ACI$			
		C.1	C.2	C.3	C.4
Lajes	1	1,29	1,29	1,11	1,11
	2	1,19	1,19	1,02	1,02
	3	0,77	0,77	0,77	0,77
	4	0,81	0,81	0,81	0,81
	5	0,66	0,66	0,66	0,66
	6	0,61	0,61	0,61	0,61
	7	0,71	0,71	0,71	0,71
	8	0,60	0,60	0,60	0,60
	9	1,31	1,31	1,12	1,12
	10	1,39	1,39	1,20	1,20
	11	0,72	0,72	0,72	0,72
	12	0,63	0,63	0,63	0,63
Vigas	13	1,41	1,41	1,41	1,41
	14	1,41	1,41	1,41	1,41
	15	0,72	0,72	0,72	0,72
	16	0,69	0,69	0,69	0,69
	17	1,05	1,05	1,05	1,05
	18	1,00	1,05	1,00	1,05
	19	1,19	1,19	1,19	1,19
	20	2,53	2,53	1,98	1,98
	21	1,99	1,99	1,56	1,56
	22	1,05	1,05	1,05	1,05
	23	0,99	0,99	0,99	0,99
	24	1,08	1,08	1,08	1,08
	25	1,01	1,01	1,01	1,01
	26	0,99	0,99	0,99	0,99
	27	1,01	1,01	1,01	1,01
	28	1,13	1,13	1,13	1,13
	29	2,46	2,46	1,92	1,92
	30	1,24	1,24	1,24	1,24
	31	4,87	4,87	3,78	3,78
	32	2,18	2,18	1,78	1,78
	33	1,20	1,43	1,20	1,35
	34	0,80	0,80	0,80	0,80
	35	1,74	1,74	1,42	1,42
	36	0,85	0,85	0,85	0,85
	37	0,77	0,77	0,77	0,77
	38	0,77	0,77	0,77	0,77
	39	1,01	1,01	1,01	1,01
	40	0,79	0,79	0,79	0,79
	41	1,02	1,02	1,02	1,02
	42	1,05	1,05	1,05	1,05
	43	-	-	-	-
	44	-	-	-	-
	45	-	-	-	-
	46	-	-	-	-
	47	-	-	-	-
	48	-	-	-	-
	49	-	-	-	-
	50	-	-	-	-
	51	0,856	0,95	0,85	0,862
	52	-	-	-	-
	53	0,97	1,07	0,96	0,97
	54	0,91	1,00	0,90	0,91
	55	1,00	1,11	1,00	1,01
	56	-	-	-	-
	57	-	-	-	-
	58	-	-	-	-
	59	2,24	2,48	2,14	2,14
	60	1,87	2,07	1,79	1,79
	61	1,43	1,57	1,43	1,56
	62	2,75	3,05	2,63	2,63
	63	2,70	2,99	2,58	2,58
	64	3,09	3,43	2,96	2,96

Figura B4 – Análise da deformação última: $(\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp})$ dos 64 dados experimentais (vigas e lajes) – ACI (2017).

Dado exp. n°	Modos de ruptura (ACI 2017)			Dado exp. n°	Modos de ruptura (ACI 2017)		
	Exp	C.1	C.4		Exp	C.1	C.4
1	FR	FR	SY	33	FR	CC	SY
2	FR	FR	SY	34	FD	FD	FD
3	FD	FD	FD	35	FR	FR	SY
4	FD	FD	FD	36	CC	FD	FD
5	FD	FD	FD	37	CC	FD	FD
6	FD	FD	FD	38	CC	FD	FD
7	FD	FD	FD	39	CC	FD	FD
8	FD	FD	FD	40	CC	FD	FD
9	FR	FR	SY	41	CC	FD	FD
10	FR	FR	SY	42	CC	FD	FD
11	FD	FD	FD	43	FD	FD	FD
12	FD	FD	FD	44	FD	FD	FD
13	FD	FD	FD	45	FD	FD	FD
14	FR	FD	FD	46	FD	FD	FD
15	FD	FD	FD	47	FD	FD	FD
16	FD	FD	FD	48	FD	FD	FD
17	FD	FD	FD	49	FD	FD	FD
18	FD	CC	FD	50	FD	FD	FD
19	CC	FD	FD	51	FR	CC	SY
20	SY	FR	SY	52	FR	CC	SY
21	FR	FR	SY	53	FR	CC	SY
22	FD	FD	FD	54	FR	CC	SY
23	FD	FD	FD	55	FR	CC	SY
24	FD	FD	FD	56	FD	CC	SY
25	FD	FD	FD	57	FD	CC	SY
26	FD	FD	FD	58	FD	CC	SY
27	FD	FD	FD	59	FR	CC	SY
28	FD	FD	FD	60	FR	CC	SY
29	FR	FR	SY	61	FR	CC	CC
30	FD	FD	FD	62	FR	CC	SY
31	FR	FR	SY	63	FR	CC	SY
32	FR	FR	SY	64	FR	CC	SY

Figura B5 – Análise dos modos de ruptura dos 64 dados experimentais – Modelo ACI440 (2017).

Bloco Retangular de Tensão		
	FIB 2001	FIB 2010
	Mr	Mr
	(kN.m)	(kN.m)
1	10,28	10,34
2	11,03	11,10
3	7,44	7,46
4	7,97	7,98
5	7,31	7,33
6	6,93	6,94
7	7,15	7,17
8	6,76	6,77
9	11,03	11,10
10	10,43	10,49
11	7,55	7,57
12	7,86	7,88
13	14,26	14,35
14	14,26	14,35
15	13,17	13,25
16	13,17	13,25
17	175,51	176,31
18	197,16	198,03
19	184,71	185,51
20	26,92	26,98
21	26,92	26,98
22	34,49	34,64
23	34,46	34,64
24	39,05	39,34
25	39,05	39,34
26	42,61	42,99
27	42,61	42,99
28	101,00	101,62
29	81,01	81,41
30	101,00	101,62
31	81,01	81,41
32	79,58	79,85

Bloco Retangular de Tensão		
	FIB 2001	FIB 2010
	Mr	Mr
	(kN.m)	(kN.m)
33	174,36	175,12
34	98,50	99,21
35	79,58	79,85
36	211,43	213,80
37	209,80	212,07
38	205,04	207,05
39	213,43	214,73
40	210,83	213,16
41	134,49	135,24
42	112,34	113,21
43	18,03	18,10
44	21,95	22,07
45	21,63	21,75
46	21,63	21,75
47	21,05	21,19
48	20,40	20,56
49	20,17	20,27
50	25,31	25,49
51	8,89	8,93
52	8,89	8,93
53	8,89	8,93
54	8,89	8,93
55	8,89	8,93
56	8,89	8,93
57	8,89	8,93
58	8,89	8,93
59	8,55	8,58
60	8,55	8,58
61	10,37	10,42
62	8,55	8,58
63	8,55	8,58
64	8,55	8,58

Figura B6 – Comparativo da FIB 2001 e FIB 2010 com relação ao bloco de tensão retangular no concreto (rectangular stress block) para os 64 dados experimentais.

Resultados analíticos observados (FIB Model Code 2010)									
		Sem coeficiente de segurança				Com coeficiente de segurança			
		C.2		C.4		C.5		C.6	
	Dado exp. n°	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr
		(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)
Lajes	1	14,09	10,34	12,36	9,49	11,10	7,48	11,11	7,52
	2	14,09	11,10	12,16	10,09	11,10	8,04	11,11	8,08
	3	8,62	7,46	8,62	7,46	8,62	6,23	8,62	6,25
	4	8,62	7,98	8,62	7,98	8,62	6,67	8,62	6,69
	5	7,60	7,33	7,60	7,33	7,60	6,13	7,60	6,15
	6	7,60	6,94	7,60	6,94	7,60	5,81	7,60	5,83
	7	7,36	7,17	7,36	7,17	7,36	6,00	7,36	6,02
	8	7,36	6,77	7,36	6,77	7,36	5,67	7,36	5,69
	9	14,09	11,10	12,16	10,09	11,10	8,04	11,11	8,08
	10	14,09	10,49	12,31	9,61	11,10	7,59	11,11	7,63
	11	8,62	7,57	8,62	7,57	8,62	6,32	8,62	6,34
	12	8,62	7,88	8,62	7,88	8,62	6,59	8,62	6,60

Figura B7 – Resultados analíticos da deformação última do FRP (ϵ_f) e do momento resistente último – Modelo FIB Model Code 2010.

Resultados analíticos observados (FIB Model Code 2010)									
		Sem coeficiente de segurança				Com coeficiente de segurança			
		C.2		C.4		C.5		C.6	
Dado exp. n°		ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr	ϵ_f	Mr
		(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)	(‰)	(kN.m)
Vigas	13	10,56	14,35	10,56	14,35	10,56	11,67	10,56	11,75
	14	10,56	14,35	10,56	14,35	10,56	11,67	10,56	11,75
	15	5,78	13,25	5,78	13,25	5,78	10,70	5,78	10,79
	16	5,78	13,25	5,78	13,25	5,78	10,70	5,78	10,79
	17	5,19	176,31	5,19	176,31	4,71	135,61	5,17	139,63
	18	5,36	198,03	5,36	198,03	4,55	149,67	4,96	154,72
	19	5,18	185,51	5,18	185,51	4,32	139,12	4,71	143,91
	20	14,11	26,98	11,04	25,21	10,94	20,17	10,95	20,24
	21	14,11	26,98	11,04	25,21	10,94	20,17	10,95	20,24
	22	7,14	34,64	7,14	34,64	7,14	28,41	7,14	28,54
	23	7,14	34,64	7,14	34,64	7,14	28,41	7,14	28,54
	24	5,40	39,34	5,40	39,34	5,40	31,42	5,40	31,67
	25	5,40	39,34	5,40	39,34	5,40	31,42	5,40	31,67
	26	4,52	42,99	4,52	42,99	4,52	30,91	4,52	31,20
	27	4,52	42,99	4,52	42,99	4,52	30,91	4,52	31,20
	28	8,41	101,62	8,41	101,62	8,41	83,66	8,41	84,06
	29	14,56	81,41	11,95	76,43	11,91	61,53	11,93	61,77
	30	8,41	101,62	8,41	101,62	8,41	83,66	8,41	84,06
	31	14,56	81,41	11,95	76,43	11,91	61,53	11,93	61,77
	32	14,03	79,85	11,98	75,95	11,91	61,17	11,93	61,42
	33	13,08	175,12	12,35	173,58	11,37	135,30	11,86	136,72
	34	8,10	99,21	8,10	99,21	8,10	81,47	8,10	81,88
	35	14,03	79,85	11,98	75,95	11,91	61,17	11,93	61,42
	36	5,37	213,80	5,37	213,80	5,37	160,48	5,37	162,75
	37	5,29	212,07	5,29	212,07	5,29	156,94	5,29	159,29
	38	5,07	207,05	5,07	207,05	5,07	147,10	5,07	149,69
	39	5,41	214,73	5,41	214,73	4,86	162,76	5,39	167,56
	40	5,34	213,16	5,34	213,16	5,34	159,17	5,34	161,47
	41	5,51	135,24	5,51	135,24	5,51	108,42	5,51	109,06
	42	10,04	113,21	10,04	113,21	9,25	87,80	9,26	88,31
	43	8,70	18,10	8,70	18,10	8,70	15,16	8,70	15,22
	44	9,04	22,07	9,04	22,07	9,04	18,23	9,04	18,31
	45	8,84	21,75	8,84	21,75	8,84	17,95	8,84	18,03
	46	8,84	21,75	8,84	21,75	8,84	17,95	8,84	18,03
	47	8,49	21,19	8,49	21,19	8,49	17,43	8,49	17,52
	48	8,10	20,56	8,10	20,56	8,10	16,86	8,10	16,95
	49	8,84	20,27	8,84	20,27	8,84	16,83	8,84	16,90
	50	8,84	25,49	8,84	25,49	8,84	20,74	8,84	20,85
	51	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	52	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	53	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	54	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	55	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	56	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	57	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	58	13,60	8,93	11,41	8,32	10,36	6,44	10,99	6,64
	59	14,31	8,58	11,39	7,88	10,89	6,21	11,11	6,31
	60	14,31	8,58	11,39	7,88	10,89	6,21	11,11	6,31
	61	11,05	10,42	11,05	10,42	8,45	7,42	8,88	7,67
	62	14,31	8,58	11,39	7,88	10,89	6,21	11,11	6,31
	63	14,31	8,58	11,39	7,88	10,89	6,21	11,11	6,31
	64	14,31	8,58	11,39	7,88	10,89	6,21	11,11	6,31

Figura B8– Resultados analíticos da deformação última do FRP e do momento resistente último – FIB (2010).

	Dado exp. n°	M _T /M _{exp.} - FIB	
		C.2	C.4
Lajes	1	1,18	1,09
	2	1,11	1,01
	3	0,89	0,89
	4	0,87	0,87
	5	0,80	0,80
	6	0,78	0,78
	7	0,85	0,85
	8	0,77	0,77
	9	1,03	0,94
	10	1,22	1,12
	11	0,81	0,81
	12	0,76	0,76
Vigas	13	1,03	1,03
	14	0,96	0,96
	15	0,90	0,90
	16	0,87	0,87
	17	0,92	0,92
	18	0,96	0,96
	19	0,82	0,82
	20	1,06	0,99
	21	1,11	1,04
	22	0,87	0,87
	23	0,88	0,88
	24	0,81	0,81
	25	0,81	0,81
	26	0,85	0,85
	27	0,80	0,80
	28	1,06	1,06
	29	1,32	1,24
	30	1,10	1,10
	31	1,35	1,27
	32	1,20	1,14
	33	1,01	1,00
	34	1,08	1,08
	35	1,17	1,12
	36	0,92	0,92
	37	0,91	0,91
	38	0,90	0,90
	39	0,97	0,97
	40	0,93	0,93
	41	0,97	0,97
	42	0,95	0,95
	43	0,65	0,65
	44	0,67	0,67
	45	0,72	0,72
	46	0,73	0,73
	47	0,71	0,71
	48	0,68	0,68
	49	0,77	0,77
	50	0,72	0,72
	51	0,91	0,84
	52	0,96	0,90
	53	0,92	0,86
	54	0,96	0,89
	55	0,92	0,86
	56	0,97	0,90
	57	0,91	0,85
	58	1,06	0,99
	59	1,05	0,97
	60	1,06	0,97
	61	1,02	1,02
	62	0,98	0,90
	63	1,01	0,93
	64	0,94	0,86

Figura B9 – Análise do momento resistente último: (M_{Teórico}/M_{exp}) – Modelo do FIB Model Code 2010.

	Dado exp. n°	$\epsilon_T/\epsilon_{exp.}$ - FIB	
		C.2	C.4
Lajes	1	1,26	1,11
	2	1,17	1,01
	3	0,89	0,89
	4	0,94	0,94
	5	0,79	0,79
	6	0,73	0,73
	7	0,86	0,86
	8	0,72	0,72
	9	1,29	1,11
	10	1,37	1,20
	11	0,84	0,84
	12	0,73	0,73
Vigas	13	1,31	1,31
	14	1,31	1,31
	15	0,84	0,84
	16	0,80	0,80
	17	1,00	1,00
	18	0,99	0,99
	19	1,13	1,13
	20	2,53	1,98
	21	1,99	1,56
	22	1,01	1,01
	23	0,95	0,95
	24	1,03	1,03
	25	0,97	0,97
	26	0,95	0,95
	27	0,97	0,97
	28	1,06	1,06
	29	2,33	1,92
	30	1,17	1,17
	31	4,61	3,78
	32	2,08	1,78
	33	1,43	1,35
	34	0,76	0,76
	35	1,66	1,42
	36	0,80	0,80
	37	0,73	0,73
	38	0,75	0,75
	39	0,95	0,95
	40	0,75	0,75
	41	0,95	0,95
	42	1,00	1,00
	43	-	-
	44	-	-
	45	-	-
	46	-	-
	47	-	-
	48	-	-
	49	-	-
	50	-	-
	51	1,02	0,859
	52	-	-
	53	1,15	0,97
	54	1,08	0,91
	55	1,20	1,00
	56	-	-
	57	-	-
	58	-	-
	59	2,68	2,14
	60	2,24	1,78
	61	1,69	1,69
	62	3,30	2,62
	63	3,24	2,58
	64	3,71	2,95

Figura B10– Análise da deformação última: ($\epsilon_{Teórico}/\epsilon_{exp}$) dos 64 dados experimentais (vigas e lajes) - FIB.

Dado exp. n°	Modo de ruptura (FIB - 2010)		
	Exp.	C.2	C.4
1	FR	FD	SY
2	FR	FD	SY
3	FD	FD	FD
4	FD	FD	FD
5	FD	FD	FD
6	FD	FD	FD
7	FD	FD	FD
8	FD	FD	FD
9	FR	FD	SY
10	FR	FD	SY
11	FD	FD	FD
12	FD	FD	FD
13	FD	FD	FD
14	FR	FD	FD
15	FD	FD	FD
16	FD	FD	FD
17	FD	FD	FD
18	FD	FD	FD
19	CC	FD	FD
20	SY	FD	SY
21	FR	FD	SY
22	FD	FD	FD
23	FD	FD	FD
24	FD	FD	FD
25	FD	FD	FD
26	FD	FD	FD
27	FD	FD	FD
28	FD	FD	FD
29	FR	FD	SY
30	FD	FD	FD
31	FR	FD	SY
32	FR	FD	SY
33	FR	CC	SY
34	FD	FD	FD
35	FR	FD	SY
36	CC	FD	FD
37	CC	FD	FD
38	CC	FD	FD
39	CC	FD	FD
40	CC	FD	FD
41	CC	FD	FD
42	CC	FD	FD
43	FD	FD	FD
44	FD	FD	FD
45	FD	FD	FD
46	FD	FD	FD
47	FD	FD	FD
48	FD	FD	FD
49	FD	FD	FD
50	FD	FD	FD
51	FR	CC	SY
52	FR	CC	SY
53	FR	CC	SY
54	FR	CC	SY
55	FR	CC	SY
56	FD	CC	SY
57	FD	CC	SY
58	FD	CC	SY
59	FR	CC	SY
60	FR	CC	SY
61	FR	CC	CC
62	FR	CC	SY
63	FR	CC	SY
64	FR	CC	SY

Figura B11 – Análise dos modos de ruptura dos 64 dados experimentais – Modelo FIB Model Code 2010.

	$M_{exp.}$	M_r (ACI440-2017)	M_r (Fib-2010)	$M_r/M_{exp.}$ ACI	$M_r/M_{exp.}$ FIB
Dado exp. 01	8,74	10,46	10,34	1,20	1,18
Dado exp. 02	9,97	11,22	11,10	1,13	1,11
Dado exp. 03	8,41	6,92	7,46	0,82	0,89
Dado exp. 04	9,2	7,41	7,98	0,81	0,87
Dado exp. 05	9,11	6,65	7,33	0,73	0,80
Dado exp. 06	8,86	6,29	6,94	0,71	0,78
Dado exp. 07	8,46	6,49	7,17	0,77	0,85
Dado exp. 08	8,79	6,13	6,77	0,70	0,77
Dado exp. 09	10,75	11,22	11,10	1,04	1,03
Dado exp. 10	8,61	10,61	10,49	1,23	1,22
Dado exp. 11	9,38	7,02	7,57	0,75	0,81
Dado exp. 12	10,37	7,32	7,88	0,71	0,76
Dado exp. 13	13,95	14,81	14,35	1,06	1,03
Dado exp. 14	14,87	14,81	14,35	1,00	0,96
Dado exp. 15	14,71	12,53	13,25	0,85	0,90
Dado exp. 16	15,3	12,53	13,25	0,82	0,87
Dado exp. 17	192,02	178,12	176,31	0,93	0,92
Dado exp. 18	205,52	198,77	198,03	0,97	0,96
Dado exp. 19	225,77	188,16	185,51	0,83	0,82
Dado exp. 20	25,53	26,97	27,07	1,06	1,06
Dado exp. 21	24,27	26,97	27,07	1,11	1,12
Dado exp. 22	40,01	35,28	34,64	0,88	0,87
Dado exp. 23	39,38	35,28	34,64	0,90	0,88
Dado exp. 24	48,62	40,15	39,34	0,83	0,81
Dado exp. 25	48,55	40,15	39,34	0,83	0,81
Dado exp. 26	50,74	43,94	42,99	0,87	0,85
Dado exp. 27	53,64	43,94	42,99	0,82	0,80
Dado exp. 28	95,8	104,76	101,62	1,09	1,06
Dado exp. 29	61,72	82,93	81,41	1,34	1,32
Dado exp. 30	92,49	104,76	101,62	1,13	1,10
Dado exp. 31	60,39	82,93	81,41	1,37	1,35
Dado exp. 32	66,67	81,07	79,85	1,22	1,20

Figura B12 – Comparativo dados experimentais x Modelo FIB Model Code 2010 x modelo ACI440 (2017).

	$M_{exp.}$	M_r (ACI440-2017)	M_r (Fib-2010)	$M_T/M_{exp.}$ ACI	$M_T/M_{exp.}$ FIB
Dado exp. 33	174,06	170,57	175,12	0,98	1,01
Dado exp. 34	92,07	101,27	99,21	1,10	1,08
Dado exp. 35	68,02	81,07	79,85	1,19	1,17
Dado exp. 36	231,25	215,81	213,80	0,93	0,92
Dado exp. 37	232,5	213,75	212,07	0,92	0,91
Dado exp. 38	230,25	207,91	207,05	0,90	0,90
Dado exp. 39	221,25	216,92	214,73	0,98	0,97
Dado exp. 40	228,75	215,05	213,16	0,94	0,93
Dado exp. 41	139,13	138,10	135,24	0,99	0,97
Dado exp. 42	119,75	114,07	113,21	0,95	0,95
Dado exp. 43	27,93	18,90	18,10	0,68	0,65
Dado exp. 44	33,1	23,12	22,07	0,70	0,67
Dado exp. 45	30,3	22,65	21,75	0,75	0,72
Dado exp. 46	29,7	22,65	21,75	0,76	0,73
Dado exp. 47	29,9	21,82	21,19	0,73	0,71
Dado exp. 48	30,33	20,91	20,56	0,69	0,68
Dado exp. 49	26,38	21,17	20,27	0,80	0,77
Dado exp. 50	35,2	26,38	25,49	0,75	0,72
Dado exp. 51	9,85	8,31	8,93	0,84	0,91
Dado exp. 52	9,27	8,31	8,93	0,90	0,96
Dado exp. 53	9,70	8,31	8,93	0,86	0,92
Dado exp. 54	9,33	8,31	8,93	0,89	0,96
Dado exp. 55	9,72	8,31	8,93	0,85	0,92
Dado exp. 56	9,21	8,31	8,93	0,90	0,97
Dado exp. 57	9,78	8,31	8,93	0,85	0,91
Dado exp. 58	8,43	8,31	8,93	0,99	1,06
Dado exp. 59	8,14	8,01	8,58	0,98	1,05
Dado exp. 60	8,11	8,01	8,58	0,99	1,06
Dado exp. 61	10,26	9,63	10,42	0,94	1,02
Dado exp. 62	8,77	8,01	8,58	0,91	0,98
Dado exp. 63	8,48	8,01	8,58	0,94	1,01
Dado exp. 64	9,12	8,01	8,58	0,88	0,94
Média:		0,92		0,95	

Figura B13 – Comparativo dados experimentais x Modelo FIB Model Code 2010 x modelo ACI440 (2017).

		Ductilidade	
		Dado exp. n°	FIB (x/d)
		C.4	C.4
Lajes	1	0,13	0,15
	2	0,12	0,14
	3	0,09	0,11
	4	0,08	0,10
	5	0,09	0,12
	6	0,09	0,13
	7	0,10	0,13
	8	0,10	0,14
	9	0,12	0,14
	10	0,13	0,15
	11	0,09	0,11
	12	0,08	0,10
Vigas	13	0,18	0,22
	14	0,18	0,22
	15	0,15	0,21
	16	0,15	0,21
	17	0,27	0,36
	18	0,29	0,37
	19	0,29	0,38
	20	0,15	0,19
	21	0,15	0,19
	22	0,22	0,28
	23	0,22	0,28
	24	0,25	0,33
	25	0,25	0,33
	26	0,29	0,38
	27	0,29	0,38
	28	0,16	0,21
	29	0,12	0,16
	30	0,16	0,21
	31	0,12	0,16
	32	0,13	0,17
Vigas	33	0,23	0,27
	34	0,17	0,22
	35	0,13	0,17
	36	0,25	0,35
	37	0,26	0,36
	38	0,28	0,41
	39	0,25	0,34
	40	0,26	0,35
	41	0,15	0,19
	42	0,13	0,19
	43	0,14	0,17
	44	0,16	0,18
	45	0,16	0,19
	46	0,16	0,19
	47	0,17	0,21
	48	0,17	0,23
	49	0,15	0,18
	50	0,18	0,22
	51	0,21	0,27
	52	0,21	0,27
	53	0,21	0,27
	54	0,21	0,27
	55	0,21	0,27
	56	0,21	0,27
	57	0,21	0,27
	58	0,21	0,27
	59	0,20	0,25
	60	0,20	0,25
	61	0,27	0,31
	62	0,20	0,25
	63	0,20	0,25
	64	0,20	0,25

Figura B14 – Ductilidade - Modelo FIB Model Code 2010 x modelo ACI440 (2017).