

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Reforço em pilares de concreto armado por
cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de
carbono**

Alexandre de Oliveira Rigazzo

**Campinas
2003**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Reforço em pilares de concreto armado por
cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de
carbono**

Alexandre de Oliveira Rigazzo

Orientador: Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior

**Dissertação de Mestrado apresentada à
comissão de pós-graduação da Faculdade
de Engenharia Civil da Universidade
Estadual de Campinas, como parte dos
requisitos para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil, na área de
concentração de Estruturas.**

**Campinas, SP
2003**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Reforço em pilares de concreto armado por
cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de
carbono**

Alexandre de Oliveira Rigazzo

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída
por:**

**Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Presidente e Orientador/FEC-UNICAMP**

**Prof Dr. Túlio Nogueira Bittencourt
Escola Politécnica/USP**

**Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Jr.
FEC/UNICAMP**

Campinas, 27 de Fevereiro de 2003

Aos meus pais, Nelson Rigazzo e
Therezinha de Oliveira Rigazzo
por todo apoio dedicado ao longo
de minha vida.

Aos maiores presentes que recebi de Deus,
minha esposa Alessandra Ap.
Alves Costa Rigazzo e meu filho
Pedro Costa Rigazzo.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, fonte de inspiração e sabedoria, que me conduziu até a conclusão desse sonho.

Aos meus pais e esposa por toda dedicação e apoio a mim prestados.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, que desde o início acreditou na realização deste trabalho, confiando que eu poderia realiza-lo.

Ao Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Jr. Pelos esclarecimentos prestados em algumas situações.

Aos colegas da pós-graduação da FEC.

Aos colegas do Laboratório de Estruturas e Matérias de construção: Ademir de Almeida, José Reinaldo Marçal, Luciano Passos, Marcelo Francisco Ramos e Rodolfo Bonamigo, que contribuíram de forma decisiva na realização deste trabalho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo financiamento deste projeto.

À empresa Reax/FOSROC pelo fornecimento das mantas flexíveis de fibra de carbono e das resinas.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Sumário

Lista de Figuras	ix
Lista de Tabelas.....	xi
Lista de Símbolos	xiii
Resumo	xvi
Abstract.....	xvii
1. Introdução e Justificativa	1
2. Objetivos	3
3. Revisão Bibliográfica.....	4
3.1 Alternativas usuais de reparo ou reforço de estruturas de concreto.....	4
3.2 Sistemas de polímeros reforçados com fibras (sistemas PRF)	7
3.2.1 Matrizes Poliméricas	9
3.2.2 Armaduras de sistemas PRF (fibras)	11
3.2.3 Principais propriedades dos sistemas PRF.....	13
3.2.4 Formas comerciais de PRFC	16
3.3 Modelos de dimensionamento para concreto confinado.....	18
3.3.1 Adaptação do Modelo de MANDER, PRIESTLEY E PARK (1988)	18
3.3.2 Procedimentos adotados pela ACI 440 (2000).....	25
3.3.3 Modelo SAMAAN, MIRMIRAN E SHAHAWY (1998).....	27
3.3.4 Modelo de MIYAUCHI et al (1997)	32
3.4 Pesquisas sobre o uso de compósitos PRF no reforço de pilares e no confinamento do concreto.....	33
3.4.1 SAADATMANESH, EHSANI e LI (1994)	34
3.4.2 MIRMIRAN E SHAHAWY (1997) e SAMAAN, MIRMIRAN E SHAHAWY (1998).....	36
3.4.3 TOUTANJI (1999).....	37
3.5 Pesquisas realizadas no Brasil sobre o uso de compósitos PRF no reforço de pilares.	40
3.5.1 CARRAZEDO, R. (2002)	40

3.5.2 SILVA, A. S. (2002).....	42
4. Materiais e Métodos	43
4.1 Caracterização dos Materiais	43
4.1.1 Sistema PRFC	43
4.1.2 Caracterização do aço das armaduras	52
4.1.3 Caracterização do Concreto	54
4.1.4 Formas	54
4.2 Ensaio Principais	55
4.2.1 Nomenclatura, arranjos de reforço e características geométricas	55
4.2.2 Armaduras de Aço.....	57
4.2.2 Instrumentação.....	59
4.2.3 Posicionamento das Armaduras.....	62
4.2.4 Concretagem.....	64
4.2.5 Aplicação do sistema PRFC	67
4.2.6 Procedimentos de ensaio.....	72
5. Resultados	73
5.1 Considerações iniciais.....	73
5.2 Deformações medidas pelos extensômetros e forma de ruptura dos pilares	74
6. Análise dos resultados	96
6.1 Discussão sobre o aumento da capacidade portante dos pilares	96
6.2 Cálculo da tensão no concreto confinado	99
6.2 Resistências experimentais do concreto	100
6.3 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para os pilares circulares totalmente revestidos com PRFC.....	101
6.4 Análise da influência da geometria da seção transversal na eficiência do confinamento	106
6.5 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para o pilar quadrado totalmente revestido com PRFC.....	107
6.6 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para os pilares reforçados com laços de PRFC.....	110
6.6.1 Pilares Circulares.....	110
6.6.2 Pilar PQ02S'5.....	114
6.7 Consideração sobre a taxa de reforço com PRFC.....	114
6.8 Proposta de procedimento de dimensionamento para pilares reforçados com PRF	116
7. Conclusões	118
Referências Bibliográficas.....	121
Bibliografia Recomendada	Erro! Indicador não definido.

Lista de Figuras

Figura 3.1 - Reforço pela adição de concreto e armadura	6
Figura 3.2 - Reforço com elementos metálicos	6
Figura 3.3 - Reforço com chapas coladas e aparafusadas.....	7
Figura 3.4-Modelo tensão-deformação para o concreto não confinado e para o concreto confinado.	19
Figura 3.5-Núcleo efetivamente confinado	22
Figura 3.6- Ação confinante do compósito PRF.....	23
Figura 3.7- Diagrama tensão-deformação bi-linear	28
Figura 3.8- Curvas tensão-deformação dos compósitos utilizados.....	34
Figura 3.9- Comparação do modelo de SAMAAN et al (1998) com os resultados experimentais de PICHER (1995).....	37
Figura 3.10- Amostras reforçadas com PRF.....	38
Figura 4.1 - Amostra PRFC instrumentada	44
Figura 4.2 - Amostra PRFC durante o ensaio	45
Figura 4.3- Diagrama Tensão-Deformação médio das amostras.	47
Figura 4.4- Amostra no instante da ruptura.	47
Figura 4.5 - Amostras da resina Primária após o ensaio.....	48
Figura 4.6 - Amostra da Resina Saturante.	49
Figura 4.7 - Diagrama Tensão – Deformação Resina Primária	51
Figura 4.8 - Diagrama Tensão – Deformação Resina Saturante.....	51
Figura 4.9 - Diagrama Tensão-Deformação para Bitola 5mm	53
Figura 4.10 - Diagrama Tensão Deformação para Bitola 10mm.....	53
Figura 4.11 - Formas de papelão	55
Figura 4.12 - Pilar Quadrado	58
Figura 4.13 - Pilar Circular	58
Figura 4.14 - Armaduras dos pilares.....	59
Figura 4.15- Extensômetros mecânicos comparadores.....	60
Figura 4.16- Configuração instrumentação	61
Figura 4.17- Configuração instrumentação pilar PC03S' 10.....	61
Figura 4.18- Armadura a ser posicionada.....	62
Figura 4.19- Perfuração da forma.....	63
Figura 4.20- Vedação do furo com cera.....	63

Figura 4.21-Travamento das formas para concretagem.....	64
Figura 4.22- Posicionamento do caminhão betonaira.....	65
Figura 4.23- Lançamento do concreto	65
Figura 4.24- Adensamento do concreto com vibrador.....	66
Figura 4.25- Detalhe dos pilares após concretagem	66
Figura 4.26- Corpos de prova moldados para análise.....	67
Figura 4.27- Detalhe da superfície lixada.....	68
Figura 4.28- Limpeza com jato de ar	68
Figura 4.29- Limpeza com estopa umedecida	69
Figura 4.30- Aplicação da resina primária.....	69
Figura 4.31- Resina primária em processo de secagem.....	70
Figura 4.32 – Aplicação de resina para colagem de outra camada.....	70
Figura 4.33- Posicionamento da manta para colagem	71
Figura 4.34- Aplicação de resina saturante.....	71
Figura 5.1- Leitura dos extensômetros para o pilar PCT.....	75
Figura 5.2 – Ruptura do pilar PCT	76
Figura 5.3 – Leitura dos extensômetros pilar PC01S'0.....	76
Figura 5.4- Leitura dos extensômetros para fibras pilar PC01S'0.....	77
Figura 5.5- Detalhe ruptura PC01S'0	79
Figura 5.6 – Detalhe deformação PC01S'0	79
Figura 5.7- Leitura extensômetros PC02S'5.....	80
Figura 5.8 - Leitura dos extensômetros no compósito para PC02S' 5.....	81
Figura 5.9 – Detalhe de ruptura PC02S'5.....	82
Figura 5.10 - Ruína PC02S' 5.....	82
Figura 5.11 - Detalhe da ruína PC02S' 5.....	83
Figura 5.12 - Leituras dos extensômetros PC03S' 10.....	83
Figura 5.13 - Leitura dos extensômetros no compósito para PC03S' 10.....	84
Figura 5.14 - Detalhe da ruptura na região entre laços	85
Figura 5.15 - Ruptura PC03S' 10.....	85
Figura 5.16 - Deformação PC03S' 10.....	86
Figura 5.17 - Leitura dos extensômetros PQT	86
Figura 5.18 - Ruína PQT.....	87
Figura 5.19 - Detalhe da ruína PQT.....	88
Figura 5.20 - Leitura dos extensômetros PQ01S' 0.....	88
Figura 5.21 - Leitura dos extensômetros no compósito para PQ01S' 0.....	89
Figura 5.22 - Leitura dos extensômetros na armadura PQ02S' 5.....	90
Figura 5.23 - Leitura dos extensômetros no compósito para PQ02S' 5.....	91
Figura 5.24 - Ruptura na região entre laços.....	92
Figura 5.25 - Leitura dos extensômetros na armadura PC04S' 0.....	93
Figura 5.26 - Leitura dos extensômetros no compósito PC04S' 0.....	94
Figura 6.1 - Aumento da resistência do concreto em função da deformação longitudinal - Modelo de SAMAAN et al (1998).....	117
Figura 6.2 - Aumento da resistência do concreto em função da deformação longitudinal - Modelo de MIYAUCHI et al (1997).....	117

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Propriedades típicas à tração de fibras utilizadas em sistemas PRF.....	13
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas de sistemas PRF típicos.....	15
Tabela 3.3 - Densidades típicas de sistemas PRF e do aço.....	15
Tabela 3.4 - Coeficientes de expansão térmica comuns para materiais PRF.....	16
Tabela 3.5 - Características de sistemas PRFC comerciais	17
Tabela 3.6 - Fator de redução devido a forma da seção.....	27
Tabela 3.7- Propriedades mecânicas das fibras e resinas	38
Tabela 3.8- Resultados do experimento.....	39
Tabela 4.1 - Dimensões das amostras do compósito	45
Tabela 4.2 Propriedades do compósito PRFC	46
Tabela 4.3-Dimensões das amostras de resina.....	50
Tabela 4.4 - Propriedades das Resinas.....	50
Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de caracterização do aço	52
Tabela 4.6 - Propriedades do concreto.....	54
Tabela 4.7 - Características dos pilares ensaiados	56
Tabela 4.8 - Características geométricas dos pilares	56
Tabela 5.1- Cargas e deformações de colapso dos pilares.....	74
Tabela 6.1 - Cargas experimentais para deformação 0,2% e no colapso dos pilares	97
Tabela 6.2 - Carga experimental para deformação longitudinal de 0,3%.....	98
Tabela 6.3 - Resistências experimentais do concreto	100
Tabela 6.4 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos na situação de colapso – PC01S'0	101
Tabela 6.5 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos para deformação 0,2% - PC01S' 0.....	103
Tabela 6.6 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos na situação de colapso - PC04S' 0.....	103
Tabela 6.7 - Resultados experimentais e teóricos para pressão lateral de 60% da resistência do concreto.....	104
Tabela 6.8 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos para deformação 0,2% - PC04S' 0.....	105
Tabela 6.9 - Comparação entre a resistência do concreto confinado de pilares quadrados e circulares.....	106
Tabela 6.10 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos no colapso - PQ01S' 0...	108

Tabela 6.11 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos para deformação de 0,2% - PQ01S' 0.....	109
Tabela 6.12 - Pilares circulares reforçados com laços: Resultados experimentais x teóricos para o colapso	111
Tabela 6.13 - Pilares circulares reforçados com laços: resultados experimentais x teóricos deformação 0,2%	112

Lista de Símbolos

A_c	Área bruta da seção
A_{cc}	Área líquida de concreto, descontando-se a área da armadura longitudinal
A_e	Área do núcleo de concreto efetivamente confinado
A_f	Área da seção transversal das fibras
A_s	Área da armadura longitudinal de aço
D	Diâmetro do pilar
E_1	Inclinação da primeira reta para modelo tensão-deformação bi-linear
E_{1l}	Inclinação da primeira reta na direção lateral para modelo tensão-deformação bi-linear
E_2	Inclinação da segunda reta para modelo tensão-deformação bi-linear
E_{2l}	Inclinação da segunda reta na direção lateral para modelo tensão-deformação bi-linear
E_c	Módulo de elasticidade tangencial do concreto
E_f	Módulo de elasticidade do compósito PRF
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante do concreto
f_0	Tensão plástica de referência

f_{0l}	Tensão plástica de referência para direção lateral
f_c	Resistência do concreto não confinado
f_{cc}	Resistência do concreto confinado
f_f	Resistência à tração das fibras
f_{fe}	Tensão efetiva na camisa PRF
f_l	Pressão lateral de confinamento
f_l'	Pressão lateral de confinamento efetiva
f_y	Tensão de escoamento do aço
k_e	Coefficiente de eficácia do confinamento
L	Lado da seção quadrada
n	parâmetro de forma da curva
n_l	parâmetro de forma da curva para direção lateral
P	Carga última do pilar
s'	Espaçamento entre laços de cintamento
t_f	Espessura da fibra
U_c	Energia de deformação última, por unidade de volume, do concreto não confinado
U_{cc}	Energia de deformação última, por unidade de volume, do concreto confinado
U_f	Energia de deformação última, por unidade de volume, do compósito PRF
U_s	Energia de deformação última, por unidade de volume, da armadura longitudinal
ϵ_c	Deformação longitudinal do concreto
ϵ_{cc}	Deformação do concreto confinado na máxima tensão resistida
ϵ_{co}	Deformação longitudinal do concreto não confinado correspondente a f_c
ϵ_{lu}	Deformação lateral última

\mathcal{E}_{cu}	Deformação longitudinal última do concreto confinado
\mathcal{E}_f	Deformação no compósito PRF
\mathcal{E}_{fe}	Deformação efetiva do compósito PRF
\mathcal{E}_{fu}	Deformação última do compósito PRF
\mathcal{E}_{tan}	Deformação tangente da curva tensão-deformação de MIYAUCHI et al (1997)
ϕ	Coefficiente de segurança definido pela ACI 318 (1995)
μ_{max}	Razão de dilatação máxima
μ_u	Coefficiente de dilatação última
ν	Coefficiente de Poisson
Ψ	Fator de redução devido forma da seção transversal
ρ_s	Razão volumétrica entre a cinta confinante e o núcleo de concreto
σ_c	Tensão no concreto não confinado
σ_{cc}	Tensão no concreto confinado
σ_f	Tensão no compósito PRF
σ_s	Tensão na armadura longitudinal

Resumo

Este trabalho aborda o comportamento de pilares de concreto armado reforçados, por cintamento externo, com compósitos de fibras de carbono (PRFC). A técnica de reforço em questão foi avaliada pela análise experimental de oito pilares de concreto armado com distintos arranjos de reforço. As variáveis estudadas foram a taxa de reforço, o espaçamento entre laços e a seção transversal do pilar. Modelos de dimensionamento foram avaliados com base nos resultados experimentais. Os incrementos de resistência foram analisados em função da deformação longitudinal dos pilares. Foram observados aumentos significativos de resistência para deformações longitudinais aceitáveis.

Palavras Chave: Reforço, confinamento, cintamento, pilares, concreto armado, fibras de carbono.

Abstract

This work deals with the behavior of reinforced concrete columns strengthened, by externally wrapping, with carbon fiber composites. The technique of strengthening in question were appraised by the experimental analysis of eight reinforced concrete columns with distinct strengthening arrangements. The variables studied were the strengthening rate, the spacing between straps and the column transverse section. Design models were appraised based on experimental results. The increases of strength were analysed based on the columns longitudinal strain. Substantial increases of strength were observed for admissible longitudinal strains.

Key-Words: Strengthening; Confinement; Wrapping; Columns; Reinforced Concrete; Carbon Fibers.

1. Introdução e Justificativa

Tradicionalmente, o ensino na área de engenharia de estruturas sempre enfatizou o projeto e a execução de novas edificações, demandando pouca atenção aos estudos de manutenção e recuperação de estruturas existentes. No entanto, o crescente número de problemas em obras de engenharia levou à percepção de que as estruturas de concreto não são perenes e que as mesmas envelhecem e se deterioram. A partir de então, constatou-se a necessidade de se saber como recuperar, reparar e reforçar estruturas de concreto.

Assim sendo, a partir da década de 70, nasceram empresas especializadas em recuperação estrutural, tendo como escola a própria prática. Nesse contexto, os incêndios nos edifícios Joelma e Andraus, em São Paulo, tiveram uma função didática, uma vez que possibilitaram o enfrentamento de várias patologias, tais como torção, flexão e cisalhamento.

Com o desenvolvimento da área de patologia das estruturas, novos conceitos como qualidade, durabilidade e manutenção foram inseridos na construção civil. Esses conceitos provocaram mudanças significativas na arte de construir, colocando em um mesmo plano de importância atividades distintas como cálculo, detalhamento, controle de qualidade dos materiais e rotinas de manutenção.

Atualmente, pode-se observar um notável crescimento na área de recuperação e reforço das estruturas. Esse crescimento tem sido motivado não só pelas lições do dia-a-dia das construções, mas também pelas pesquisas realizadas em diversas instituições e universidades. Essas pesquisas compreendem tanto a investigação de processos patológicos quanto o desenvolvimento de técnicas de recuperação da capacidade portante das estruturas.

Existem várias técnicas de reparo ou reforço em elementos estruturais de concreto armado. Dentre essas técnicas destacam-se a utilização de argamassa, concreto ou “grout” para a recomposição ou aumento da peça estrutural, a utilização de armaduras de complementação ou reforço e a adição de chapas e perfis metálicos ao elemento estrutural.

Neste trabalho será estudada uma técnica de reforço em peças estruturais que se baseia na adição de folhas flexíveis de fibra de carbono à estrutura. Essa técnica tem se revelado um sistema inovador, de fácil execução e com resultados que impressionam, tanto em relação ao aumento da ductilidade, quanto em relação ao aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais.

Entretanto, como esse sistema de reforço é relativamente recente no Brasil e até mesmo no resto do mundo (a maioria dos artigos sobre o assunto foram publicados a partir da década de noventa) fazem-se necessários estudos experimentais, principalmente no que diz respeito a pilares, (os experimentos em nosso país concentram-se na análise de vigas) que permitam racionalizar o uso das fibras, através do aprimoramento das técnicas de aplicação, e que, além disso, permitam a verificação dos procedimentos de dimensionamento das peças estruturais reforçadas ou a elaboração de novos procedimentos de cálculo para as mesmas.

Desta maneira, justifica-se este trabalho como uma contribuição ao meio técnico e científico nacional, na forma de subsídios para o projeto de pilares de concreto armado cintados com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC).

2. Objetivos

O objetivo geral desse trabalho de pesquisa é o de contribuir, na forma de subsídios para projeto, à futura normalização nacional sobre o reforço de estruturas.

No que se refere aos objetivos específicos, esse trabalho visa, inicialmente, a identificação de aspectos ainda pouco esclarecidos sobre a técnica de reforço através da adição de polímeros reforçados com fibras (PRF) a elementos de concreto. O trabalho pretende, também, identificar os procedimentos atuais de dimensionamento e aplicação do reforço e comprovar, ou não, tais procedimentos, através da análise experimental de pilares cintados com PRFC. Além disso, pretende-se avaliar a eficiência do cintamento em função de seção transversal do pilar (quadrada ou circular), da taxa de PRFC e do espaçamento entre laços de cintamento.

3. Revisão Bibliográfica

Neste capítulo serão inicialmente comentadas algumas alternativas de reforço em pilares de concreto armado. Em seguida, tratar-se-á mais especificamente dos materiais compósitos reforçados com fibras, discorrendo-se sobre as principais características das matrizes poliméricas e de suas armaduras. Também serão descritas as formas comerciais dos polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC). Por fim, serão apresentados os modelos e procedimentos de dimensionamento para pilares confinados, relatados na bibliografia, e que serão utilizados na análise dos pilares reforçados com folhas flexíveis de fibras de carbono. Também serão apresentados resultados de trabalhos de pesquisa já realizados sobre a técnica de reforço com PRF.

3.1 Alternativas usuais de reparo ou reforço de estruturas de concreto

Erros humanos como projetos inadequados, má execução e manutenção precária, aliados a condições ambientais desfavoráveis como altas temperaturas, umidade e atmosferas agressivas, contribuem para o surgimento de diversas patologias nas estruturas de concreto. Dentre essas patologias pode-se citar a corrosão de armaduras, a fissuração e a deformação excessiva dos elementos de concreto, que são as principais causas da necessidade de reparo em peças estruturais.

Além do reparo devido ao surgimento de patologias, existem casos em que se deseja aumentar a capacidade portante de uma estrutura para que a mesma possa ser utilizada para outra finalidade, sendo necessário, portanto, recorrer a técnicas de reforço.

Neste trabalho será analisada uma técnica de reforço em pilares que se baseia no confinamento do mesmo através da utilização de camisas ou laços de folhas flexíveis de fibras de carbono. Entretanto, antes que tal técnica seja investigada, serão comentadas, inicialmente, outras alternativas de recuperação ou reforço de pilares de concreto armado.

As técnicas de recuperação ou reforço de pilares mais utilizadas no Brasil são:

- A utilização de armaduras de reposição ou reforço com a devida reposição ou aumento da seção transversal dos pilares através da adição de um novo concreto;
- O confinamento do elemento utilizando-se chapas e/ou perfis metálicos.

São freqüentes as situações em que há a necessidade do aumento do número de barras em um elemento de concreto, seja como recuperação, quando por corrosão das barras existentes, ou por reforço, quando se deseja aumentar a capacidade resistente da peça. Os materiais utilizados para recompor ou aumentar a seção transversal do elemento de concreto podem ser argamassas pré-dosadas ou não, concreto convencional ou concreto projetado. Qualquer que seja o material utilizado para envolver as novas barras, deve-se ter em mente que, para garantir a boa execução dos serviços, as barras deverão ser perfeitamente envolvidas.

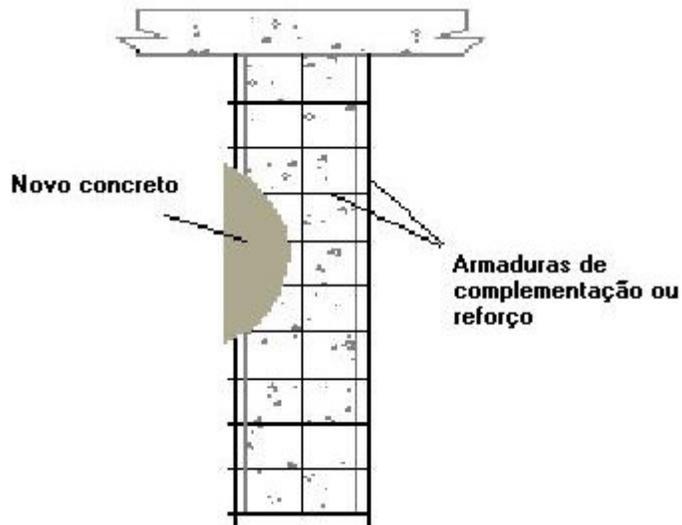


Figura 3.1 - Reforço pela adição de concreto e armadura

Uma das técnicas de reforço mais utilizadas no Brasil consiste da colagem ou fixação de chapas ou perfis metálicos ao elemento estrutural. Trata-se de uma técnica simples e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitam grandes alterações na geometria das peças (SOUSA e RIPPER, 1998). No caso de pilares, o aumento da resistência e ductilidade se dá pelo confinamento produzido pelas chapas e/ou perfis.

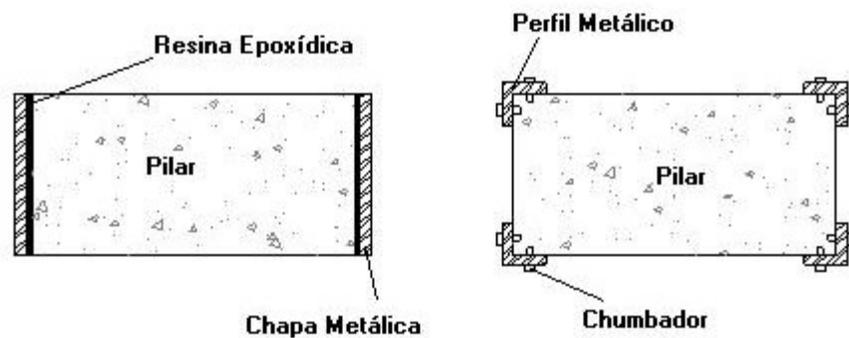


Figura 3.2 - Reforço com elementos metálicos

Apesar da técnica ser simples em termos de concepção, é necessário um rigoroso controle na execução do reforço. Os cuidados incluem a preparação da superfície do concreto e da superfície do elemento metálico que entra em contato com a resina, além de pintura anticorrosiva das demais superfícies metálicas.

Devido a problemas de descolamento das chapas de aço em caso de temperaturas elevadas, como em situações de incêndio, é comum que as chapas, além de coladas, sejam também aparafusadas ao concreto.

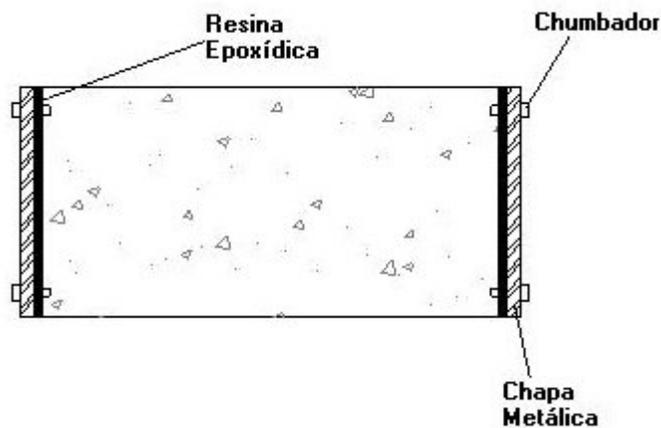


Figura 3.3 - Reforço com chapas coladas e aparafusadas

3.2 Sistemas de polímeros reforçados com fibras (sistemas PRF)

O termo compósito refere-se à combinação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface visível. No caso de sistemas PRF, os compósitos são formados pela combinação de matrizes poliméricas com fibras. A matriz tem as funções de dar suporte e proteger as fibras. Além disso, a matriz transfere a carga aplicada às fibras através de tensões de cisalhamento. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema (ACI 440R, 1996).

O AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2000) define basicamente dois tipos de sistemas PRF; os saturados em campo (wet lay-up systems) e os previamente saturados (pre-preg systems).

Os sistemas “wet lay-up” consistem em folhas e tecidos unidirecionais ou multidirecionais secos que são impregnados com uma resina saturante no próprio local de utilização. A resina saturante também é usada para colar as folhas ou tecidos na superfície do concreto. Esse sistema é, portanto, saturado e curado no local. Os três tipos mais comuns de sistemas “wet lay-up” são listados abaixo (ACI 440, 2000):

- Folhas de fibras unidirecionais secas. Como o próprio nome sugere, trabalham em apenas uma direção;
- Folhas ou tecidos de fibras multidirecionais secos. As fibras são orientadas em pelo menos duas direções.
- Feixes de filamentos contínuos de fibras secas que são enrolados ou mecanicamente aplicados na superfície do concreto. Nesse sistema, as fibras são impregnadas no local enquanto o concreto é envolvido.

Os sistemas “pré-preg” consistem em folhas ou tecidos de fibras unidirecionais ou multidirecionais que são pré-impregnados, pelo fornecedor. Seguem-se dois tipos comuns de sistemas previamente saturados (ACI 440, 2000):

- Folhas de fibras unidirecionais pré-impregnadas, nas quais as fibras trabalham em apenas uma direção;
- Telas (grades) multidirecionais pré-curadas, que geralmente são entregues em rolos;

A utilização de sistemas de polímeros reforçados com fibras é muito comum nas indústrias aeronáutica, aeroespacial e automobilística. A ideia de se utilizar compósitos de fibras na construção civil surgiu no Japão devido a constante ameaça de sismos no distrito de Kanto, que inclui a cidade de Tóquio, fato que levou as autoridades japonesas a tomar a decisão de preparar as construções existentes, em particular as estruturas do sistema viário. A tecnologia conheceu ajustes importantes e grande desenvolvimento após a ocorrência do sismo de Kobe, em 1995 (SOUSA e RIPPER, 1998).

Os materiais polímeros reforçados com fibras podem ser utilizados para aumentar a capacidade resistente à flexão e ao esforço cortante de vigas e lajes. O sistema também vem sendo utilizado para melhorar o desempenho de pilares, principalmente pilares de pontes e viadutos, sendo que os ensaios disponíveis apontam para um notável aumento da ductilidade e resistência dos elementos confinados com sistemas PRF.

Quando comparada com a técnica de adição de barras de aço e concreto ao elemento estrutural, a utilização de polímeros reforçados com fibras apresenta as vantagens de facilidade de execução e da não alteração das dimensões da peça. Com relação ao sistema de colagem de chapas metálicas ao elemento de concreto, a utilização de sistemas PRF apresenta a vantagem do menor peso próprio do material, fato que facilita o transporte e a aplicação e representa menor adição de carga à estrutura. Além disso, os compósitos de fibras não apresentam problemas de corrosão, o que representa grande vantagem em relação ao aço.

3.2.1 Matrizes Poliméricas

Um polímero é definido como uma molécula de cadeia longa que possui uma ou mais unidades de átomos que se repetem e que são unidas entre si por fortes ligações covalentes. São classificados em amorfos, quando na fase sólida as moléculas estão dispostas aleatoriamente e em semicristalinos, quando as moléculas estão arranjadas ordenadamente. Assim, um material polimérico é a coleção de um grande número de moléculas de polímeros de estrutura química similar (ACI 440R, 1996).

Segundo SOUZA e RIPPER (1998), os polímeros são formados por processo químico de associação molecular controlado por catalisadores, inibidores e aceleradores. Os catalisadores são responsáveis pelo início do processo, os inibidores impedem a polimerização prematura durante o armazenamento do produto e os aceleradores aumentam a velocidade do processo de associação.

Ainda segundo SOUZA e RIPPER (1998), existem três formas de se realizar a polimerização. A primeira através da ação conjunta entre um catalisador e calor. A segunda pela ação de raios gama emitidos por cobalto 60 e a última pela ação conjunta, em temperatura ambiente, de um catalisador e um acelerador.

Nos sistemas PRF a matriz polimérica é normalmente constituída por resinas. Essas resinas são a primária, a de tamponamento e as saturantes e adesivas. Os tipos mais comuns de resinas poliméricas utilizadas em sistemas PRF são as epóxi, vinil ésteres e poliésteres (ACI 440, 2000).

As resinas primárias, conhecidas comercialmente como primers, são utilizadas para penetrar na superfície do concreto e aumentar a eficiência do processo de aplicação das resinas saturantes ou adesivas. A resina de tamponamento é utilizada para preencher pequenos vazios na superfície do concreto, tornando-a mais regular para a aplicação do PRF. A resina saturante é usada para permitir a transferência de carga entre as fibras, impregná-las e fixá-las na superfície do concreto. As resinas adesivas são usadas para colar laminados PRF pré-curados na superfície do concreto. Também têm a função de atuar na transferência de esforços entre o substrato de concreto e o laminado (ACI 440, 2000).

Em resumo, a matriz polimérica apresenta as funções de garantir a transferência de tensões entre as fibras, protege-las de danos que possam ser causados pelo ambiente ou impactos mecânicos e garantir a transferência de esforços entre o concreto e as fibras.

As resinas epóxi são derivadas do petróleo e resultam da combinação de epocloridina e bifenol, sendo que, de acordo com as proporções desses componentes, são obtidas resinas de diferentes propriedades (SOUZA e RIPPER, 1998).

As formulações epoxídicas utilizadas como ligantes são insensíveis à umidade, sendo utilizadas para combater a corrosão de barras de aço. Essas formulações têm boa aderência à maioria dos materiais, entre eles o concreto, mas não aderem a superfícies sujas de ceras, graxas, óleos ou a materiais desagregados.

As formulações epoxídicas praticamente não sofrem retrações durante a cura. Isso garante a integridade da superfície de ligação. No entanto, essas formulações possuem coeficiente de dilatação térmica bastante superior ao do concreto e, em peças reparadas submetidas a grandes variações de temperatura, pode ocorrer o surgimento de fissuras (SOUZA e RIPPER, 1998).

3.2.2 Armaduras de sistemas PRF (fibras)

Fibras contínuas como as de vidro, aramida e carbono são utilizadas como armaduras em sistemas PRF, sendo os compósitos resultantes conhecidos como polímeros reforçados com fibras de vidro (PRFV), polímeros reforçados com fibras de aramida (PRFA) e polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), respectivamente. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema.

Segundo SAADATMANESH, EHSANI e LI (1994) as fibras de vidro são bastante usadas em aplicações automotivas, marinhas, esportivas e aeroespaciais. Além disso, os compósitos armados com fibras de vidro estão entre os mais usados no reforço de estruturas, em especial uma família de fibras de vidro conhecida como “E-Glass”. As fibras “E-Glass” são originárias de vidros cálcio-alumínio-silicatos com propriedades elétricas.

De acordo com os mesmos autores, as vantagens da fibra de vidro são o baixo custo, a elevada resistência à tração e a impactos e a elevada resistência química. As desvantagens, quando comparadas com outras fibras estruturais, ficam por conta de módulos de elasticidade menores e menor resistência à fadiga.

No que se refere às fibras de aramida, tratam-se de fibras orgânicas com elevada estabilidade térmica e estrutura molecular coesa, que resulta em elevados valores de resistência e módulo. São disponíveis na forma de estopas, fios lisos e torcidos e em forma de tecidos.

Além da elevada estabilidade térmica, só se decompondo em temperaturas de aproximadamente 425°C, possuem elevada resistência química, só sendo degradadas por ácidos e bases fortes. São isolantes elétricas e podem ser degradadas por raios ultra-violeta (ACI 440R,1996).

No tocante às fibras de carbono, resultam do processo de carbonização de fibras de polímeros orgânicos, sendo suas características diretamente dependentes da estrutura molecular obtida. A produção de fibras de carbono requer exposição ao ar das fibras base, seguida de processamento a temperaturas elevadas (da ordem dos 1000 graus centígrados), face as quais a grande maioria das fibras sintéticas se derrete ou se evapora. Isto não acontece, no entanto, com certas fibras. As de acrílico, por exemplo, mantém a sua estrutura molecular mesmo após a carbonização, ficando os átomos de carbono alinhados ao longo das fibras precursoras.

Quanto mais elevada for a temperatura, maior o módulo de elasticidade obtido, variando entre os 100 Gpa e os 300 Gpa. O agrupamento de um conjunto da ordem da dezena de milhar destes filamentos, que adquire a espessura de um cabelo, apresenta excepcionais características mecânicas, que, a depender do arranjo micro-estrutural das fibras, podem ser traduzidas tanto em um maior módulo de elasticidade ou em uma maior resistência à tração. Para utilização como elemento de reforço estrutural é usual trabalhar-se mais freqüentemente com compósitos de fibras de carbono de elevada resistência à tração e com módulo de elasticidade semelhante ao do aço de construção (SOUZA e RIPPER, 1998).

A tabela 3.1 apresenta as propriedades típicas à tração de fibras de vidro, aramida e carbono.

Tabela 3.1 - Propriedades típicas à tração de fibras utilizadas em sistemas PRF

Tipo de Fibra	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência última (MPa)	Deformação de ruptura (%)
<u>Vidro</u>			
• ‘E-Glass’	69 – 72	1860 – 2685	> 4,5
• ‘S-Glass’	86 – 90	3445 – 4825	> 5,4
<u>Aramida</u>			
• Uso geral	69 – 83	3445 – 4135	> 2,5
• Alta performance	110 – 124	3445 – 4135	> 1,6
<u>Carbono</u>			
• Uso geral	220 – 235	< 3790	> 1,2
• Alta resistência	220 – 235	3790 – 4825	> 1,4
• Ultra elevada resistência	220 – 235	4825 – 6200	> 1,5
• Módulo elevado	345 – 515	> 3100	> 0,5
• Módulo ultra elevado	515 – 690	> 2410	> 0,2

Fonte ACI 440(2000)

3.2.3 Principais propriedades dos sistemas PRF

Neste item serão comentadas as principais propriedades mecânicas e físicas, descritas na literatura, para os compósitos de polímeros reforçados com fibras.

Quando solicitados à tração, os sistemas de polímeros reforçados com fibras apresentam um comportamento tensão – deformação muito próximo do linear até a ruptura. A resistência à tração e a rigidez de um material PRF dependem basicamente do tipo de fibra, da orientação das fibras e da quantidade de fibras no compósito (ACI 440, 2000).

Devido ao papel fundamental exercido pelas fibras, muitas vezes as propriedades do sistema PRF são informadas baseadas na área líquida da fibra. Entretanto, em alguns casos essas propriedades são baseadas na área bruta do laminado.

Segundo ACI 440 (2000), a área bruta do laminado é calculada usando-se a espessura total do sistema PRF curado, o que inclui as fibras e resinas. A área bruta é usada normalmente para expressar as propriedades de laminados pré-curados, nos quais a espessura é constante e a proporção entre fibra e resinas é controlada.

Já a área líquida da fibra é definida, pela norma americana, como sendo a área calculada utilizando-se somente a espessura da fibra, ou seja, desprezando-se as resinas. A área líquida de fibra é normalmente utilizada para reportar as propriedades de sistemas saturados in loco.

As propriedades baseadas na área bruta do laminado representam espessuras relativas maiores e resistências e módulos relativos menores. Ao contrário, propriedades baseadas na área líquida da fibra representam espessuras relativas menores e resistências e módulos relativos maiores. Deste modo, os valores de capacidade de carga ($f_{fu}A_f$) e rigidez (A_fE_f) são constantes. É importante notar que as propriedades reportadas usando-se a área líquida da fibra não são propriedades somente das fibras, e sim do compósito formado pelas fibras e resinas. Vale ressaltar, que as propriedades mecânicas de um sistema PRF devem sempre ser baseadas em ensaios de amostras do compósito (ACI 440, 2000).

Submetidos a carregamentos de longa duração os sistemas PRF, que possuem comportamento tensão – deformação linear para cargas rápidas, sofrem uma pequena mudança de comportamento. Em outras palavras, a curva tensão–deformação torna-se levemente não-linear.

No que se refere à resistência à fadiga, os compósitos PRF apresentam bom comportamento. Com cerca de 10 milhões de ciclos os PRFC apresentam de 60 a 70% da resistência última inicial. Os compósitos de fibra de vidro e aramida são mais sensíveis à fadiga.

A tabela a seguir apresenta as principais propriedades mecânicas dos sistemas PRF típicos.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas de sistemas PRF típicos

Tipo de Sistema (Orientação)	Módulo à Tração (GPa)	Resistência última à Tração (MPa)	Deformação de Ruptura (%)
<u>Carbono/Epóxi</u> (alta resistência)			
• 0°	117 – 145	1380 – 2070	1,0 – 1,5
• 0°/90°	55 – 76	690 – 1035	1,0 – 1,5
• 45°/45°	14 – 28	175 – 275	1,5 – 2,5
<u>‘E -Glass’ (vidro)/Epóxi</u>			
• 0°	34 – 48	690 – 1380	2,0 – 3,0
• 0°/90°	14 – 34	515 – 1030	2,0 – 3,0
• 45°/45°	14 – 21	175 – 275	2,5 – 3,5
<u>Aramida/Epóxi</u> (alta performance)			
• 0°	55 – 68	1035 – 1725	2,0 – 3,0
• 0°/90°	28 – 34	275 – 1895	2,0 – 3,0
• 45°/45°	7 – 14	140 – 205	2,0 – 3,0

Fonte ACI 440 (2000)

A densidade dos materiais PRF varia entre 1,25 – 2,1g/cm³, sendo portanto de quatro a seis vezes menor que a do aço utilizado em concreto armado. As principais vantagens dessa menor densidade são as facilidades de transporte e aplicação do material. A tabela 3.3 apresenta as densidades típicas dos principais sistemas PRF e, para efeito de comparação, a densidade do aço.

Tabela 3.3 - Densidades típicas de sistemas PRF e do aço

Aço (g/ cm ³)	PRFV (g/ cm ³)	PRFC (g/ cm ³)	PRFA (g/ cm ³)
7,9	1,25 – 2,1	1,5 – 1,6	1,25 – 1,4

Fonte ACI 440 (2000)

Os coeficientes de expansão térmica de materiais PRF unidirecionais variam nas direções longitudinal e transversal e dependem do tipo de fibra, resina e volume de fibras (ACI 440, 2000). A tabela a seguir apresenta os coeficientes de expansão térmica de materiais PRF típicos. O sinal negativo indica que o material se contrai com o aumento de temperatura e expande com a diminuição da temperatura. Por comparação, podemos tomar o coeficiente de expansão térmica do concreto variando entre $7,2 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, sendo normalmente assumido como isotrópico. No caso do aço, o coeficiente pode ser tomado como $11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Tabela 3.4 - Coeficientes de expansão térmica comuns para materiais PRF

Direção	Coeficiente de expansão térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	PRFV	PRFC	PRFA
Long., α_L	6 a 10	-1 a 0	-6 a -2
Trans., α_T	21 a 23	22 a 23	60 a 80

No caso da resistência ao fogo sabe-se que a matriz polimérica é muito sensível a elevadas temperaturas e, dependendo da composição química da mesma, grande quantidade de fumaça preta, densa e tóxica pode ser produzida quando o material é submetido ao fogo. No intuito de minimizar esse problema são utilizados certos materiais de revestimento para proteger o compósito de altas temperaturas.

3.2.4 Formas comerciais de PRFC

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) são encontrados principalmente na forma de laminados, tecidos bidirecionais e folhas flexíveis unidirecionais.

Na fabricação de laminados as fibras de carbono são alinhadas e esticadas, sendo o produto final obtido por pultrusão, polimerizando-se a resina já num molde, ou por prensagem a quente, a altas pressões (ACI 440R, 1996).

Os laminados são fabricados com espessuras da ordem do milímetro e em larguras padrões. Podem ser facilmente cortados e emendados.

Nos tecidos bidirecionais a espessura média da armadura de fibras é da ordem de 0,5mm. Na fabricação as fibras são alinhadas e entrelaçadas como num tear.

Uma das formas comerciais mais empregada são as folhas flexíveis pré-impregnadas. Nesse sistema os feixes de filamentos de fibras de carbono são agrupados de forma contínua e aderidos a uma folha suporte impregnada com pequenas quantidades de resina epoxídica, assumindo espessuras da ordem de décimos de milímetros. O compósito é formado adicionando-se as resinas. Inicialmente, a superfície do concreto é impregnada com a resina epoxídica primária, muito fluida. Sendo necessário é usada uma resina de tamponamento para deixar a superfície do concreto mais regular. Em seguida, a folha é colada à superfície utilizando-se a resina de colagem e, então, o compósito é formado.

A tabela 3.5 apresenta diversas características das formas comerciais de compósitos PRFC segundo RIPPER(1999).

Tabela 3.5 - Características de sistemas PRFC comerciais

Características	Folhas	Tecidos	Laminados
Quantidade de fibras (g/m ²)	200 a 400	300 a 500	200 a 400
Espessura de cálculo (mm)	0,11 a 0,23	0,27 a 0,45	1 a 1,4
Espessura do compósito (mm)	0,35 a 0,65	0,9 a 1,6	1 a 1,4
Porcentagem de fibras no compósito	25 a 40	20 a 35	65 a 75
Módulo para cálculo ¹	$E_{PRFC}/1,1$	$E_{PRFC}/1,2$	E_{PRFC}

¹ valor de cálculo sugerido pelo autor

(Fonte: RIPPER, 1999)

3.3 Modelos de dimensionamento para concreto confinado

Neste item serão apresentados alguns modelos de cálculo para concreto confinado encontrados na literatura. Esses modelos serão utilizados neste trabalho na análise dos pilares reforçados com folhas flexíveis de fibras de carbono.

3.3.1 Adaptação do Modelo de MANDER, PRIESTLEY E PARK (1988)

MANDER, PRIESTLEY E PARK (1988) apresentaram um modelo teórico para o comportamento tensão–deformação do concreto confinado. Este modelo foi desenvolvido para o cálculo de pilares confinados com armadura transversal de aço; no entanto, o mesmo tem sido utilizado na análise de pilares confinados com PRF. SAADATMANESH, EHSANI E LI (1994) são exemplos de pesquisadores que adaptaram o modelo de MANDER et al (1988) para a análise de pilares reforçados com compósitos PRF.

No modelo em questão, o comportamento tensão–deformação, ilustrado na figura 3.4, é baseado na equação sugerida por POPOVICS (1973) para concreto sobre compressão uniforme (equação 3.1).

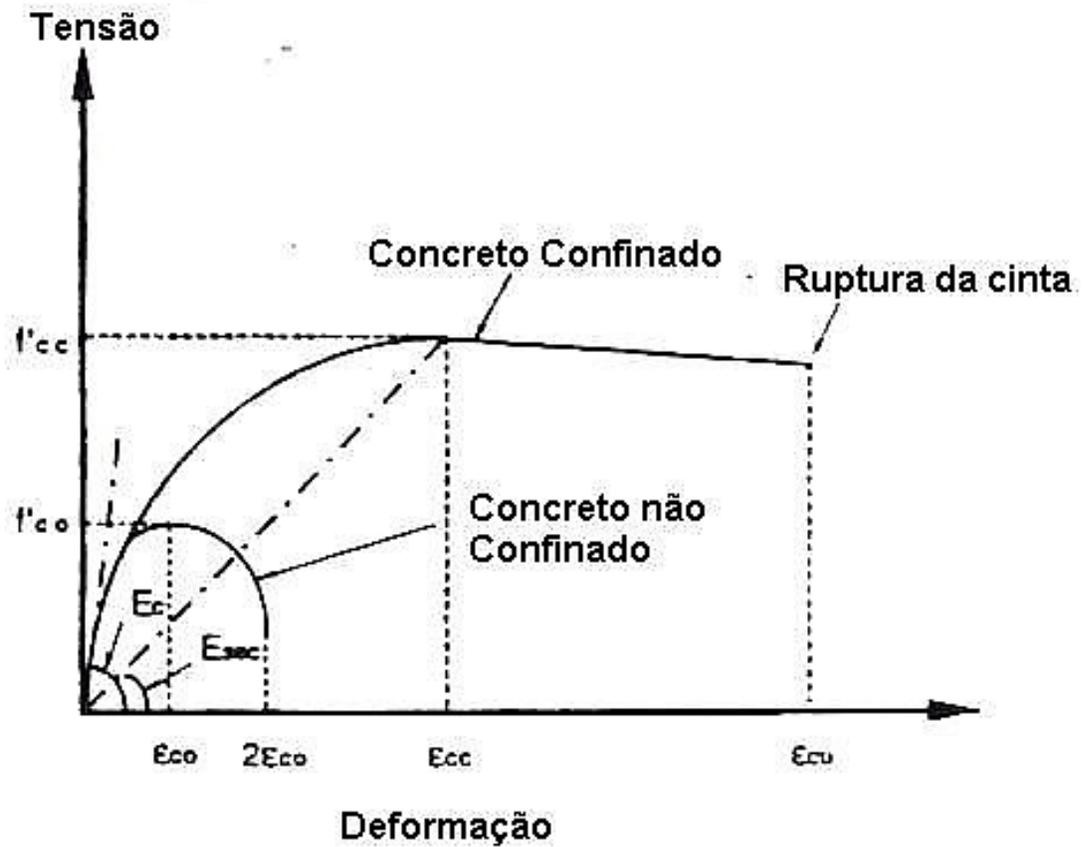


Figura 3.4-Modelo tensão-deformação para o concreto não confinado e para o concreto confinado.

$$\sigma_{cc} = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Sendo:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left[\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right] \right] \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (3.4)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.5)$$

$$f'_{cc} = f_c \left[-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f_c}} - 2 \frac{f'_l}{f_c} \right] \quad (3.6)$$

Onde, f_{cc} é resistência à compressão do concreto confinado; f_c é resistência à compressão do concreto não confinado; ϵ_c é a deformação longitudinal do concreto; ϵ_{cc} é a deformação do concreto confinado na máxima tensão resistida; $\epsilon_{co} = 0,002$, máxima deformação do concreto não confinado; E_c é o módulo de elasticidade tangencial do concreto; E_{sec} é o módulo de elasticidade secante do concreto confinado na tensão limite; e f'_l é a pressão de confinamento lateral efetiva, proveniente do reforço.

A pressão de confinamento efetiva utilizada na equação 3.6 é calculada considerando-se um coeficiente de eficácia. Este coeficiente, leva em conta o fato de que, no caso do cintamento em laços, nem toda a seção do pilar estará efetivamente confinada. Deste modo, a pressão de confinamento efetiva é dada por:

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.7)$$

Sendo:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.8)$$

Onde, f_l é a pressão lateral proveniente do reforço transversal; k_e é coeficiente de eficácia do confinamento; A_e é a área do núcleo de concreto efetivamente confinado; e A_{cc} é a área líquida de concreto, descontando-se a armadura longitudinal, dada por:

$$A_{cc} = A_c - A_s \quad (3.9)$$

Onde A_c = área bruta de concreto e A_s = área da armadura longitudinal de aço.

Para determinar a área de concreto efetivamente confinada (núcleo) é assumida uma curvatura fictícia entre as cintas (laços) em forma de uma parábola de segundo grau com tangente inicial de 45° (figura 3.5). O concreto dentro dessa parábola é considerado não efetivo. A menor área de concreto confinado ocorre no meio da distância entre laços e, para pilares circulares, é calculada da seguinte forma:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(D - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (3.10)$$

Onde s' = espaçamento entre laços; e D = diâmetro do pilar.

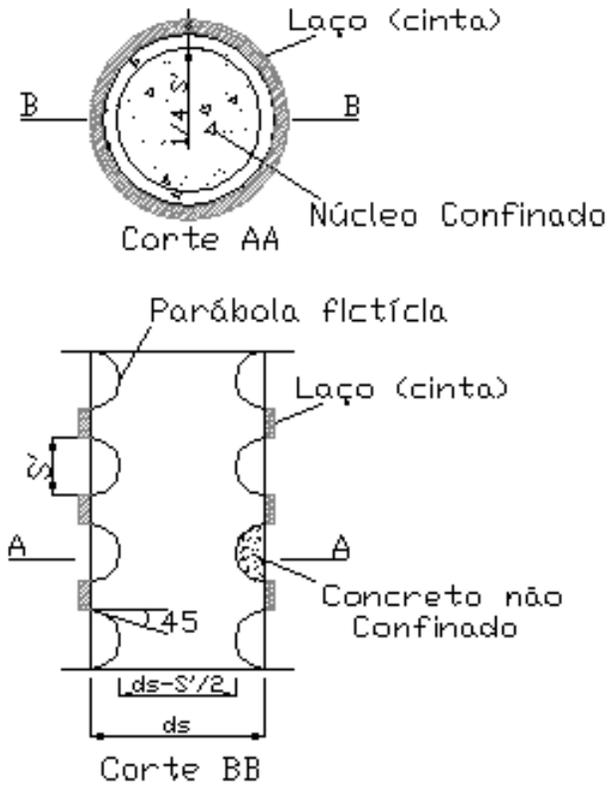


Figura 3.5-Núcleo efetivamente confinado

Imaginando o uso de compósitos PRF, SAADATMANESH et al (1994) consideraram que a expansão do concreto era impedida pela cinta ou camisa de fibra, posicionada de forma a suportar a tração circunferencial. Por equilíbrio de forças, baseado na figura 3.6, calcula-se a pressão de confinamento produzida pelo reforço, dada pela seguinte equação:

$$f_l = \frac{2f_f t_f}{D} \quad (3.11)$$

Onde, f_f = resistência à tração da fibra; t_f = espessura da fibra

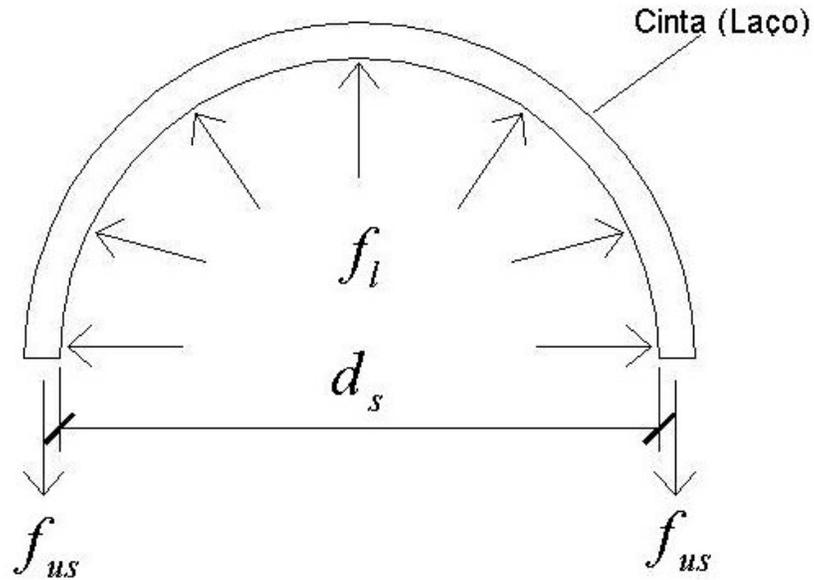


Figura 3.6- Ação confinante do compósito PRF

A razão volumétrica entre a cinta confinante e o núcleo do concreto, ρ_s , é dada por:

$$\rho_s = \frac{A_f \pi D}{\frac{\pi}{4} D^2 s} = \frac{4st_f}{Ds} = \frac{4t_f}{D} \quad (3.12)$$

Com a pressão lateral definida na equação (3.11) pode-se determinar a pressão de confinamento lateral efetiva, como definido pela equação (3.7).

Para o cálculo da deformação longitudinal última do concreto confinado, ϵ_{cu} , os autores propõem uma aproximação baseada no balanço de energia, na qual admite-se que a ductilidade adicional é proporcionada pela energia fornecida pelas cintas. Nesse balanço temos:

$$U_f = U_{cc} + U_s - U_c \quad (3.13)$$

Onde U_c = energia de deformação última, por unidade de volume, do concreto não confinado, dada por:

$$U_c = A_c \int_0^{2\varepsilon_{co}} \sigma_c d\varepsilon_c \quad (3.14)$$

MANDER et al (1988) propuseram uma aproximação para o valor da energia de deformação U_c como se segue:

$$U_c = A_c 0,017 \sqrt{f_c} \quad (3.15)$$

U_s = energia de deformação da armadura de aço longitudinal, dada por:

$$U_s = A_s \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_s d\varepsilon_s \quad (3.16)$$

U_{cc} = energia de deformação última, por unidade de volume, do concreto confinado, dada por:

$$U_{cc} = A_c \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_{cc} \varepsilon_c \quad (3.17)$$

U_f = energia de deformação última, por unidade de volume, do compósito de fibras, dada por:

$$U_f = \rho_s A_c \int_0^{\varepsilon_{fu}} \sigma_f d\varepsilon_f \quad (3.18)$$

Onde ϵ_{fu} = deformação última do compósito PRF; ϵ_{cu} = deformação no concreto no momento da ruptura da cinta; σ_f e ϵ_f = tensão e deformação no compósito; σ_s = tensão na armadura longitudinal; σ_c = tensão no concreto não confinado e σ_{cc} = tensão no concreto confinado, dada pela equação 3.1.

Substituindo as equações (3.14) a (3.18) na equação (3.13) e resolvendo para ϵ_{cu} pode-se determinar a deformação de compressão última do concreto no ponto de ruptura da cinta. As equações 3.1 a 3.18 permitem a completa determinação da curva tensão – deformação do concreto confinado, para seções circulares.

No caso de seções quadradas, assumindo-se novamente uma parábola do segundo grau entre os laços, podemos determinar uma nova área de concreto efetivamente confinada dada pela seguinte equação, onde L = lado da seção quadrada:

$$A_e = \left(L - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (3.19)$$

Com a equação (3.19) pode-se calcular o coeficiente de eficácia do confinamento para seções quadradas e conseqüentemente a pressão lateral efetiva f'_l de maneira similar ao que foi feito para seções circulares.

3.3.2 Procedimentos adotados pela ACI 440 (2000)

A Norma ACI-440 (2000) utiliza o modelo de MANDER, PRIESTLEY e PARK (1988), descrito no item 3.3.1, para o cálculo de pilares confinados com sistemas PRF. Deste modo, a resistência do concreto confinado é calculada pela equação 3.6, já apresentada anteriormente, que aparece arranjada de uma maneira um pouco diferente.

$$f_{cc} = f_c \left[2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f_l}{f_c}} - 2 \frac{f_l}{f_c} - 1,254 \right] \quad (3.20)$$

Onde, f_{cc} = resistência a compressão do concreto confinado; f_c = resistência a compressão do concreto não confinado e f_l = pressão de confinamento lateral, proveniente da camisa PRF. Essa pressão de confinamento é fornecida pela Equação 3.21.

$$f_l = \frac{2 f_{fe} t_f}{D} = \frac{2 \varepsilon_{fe} E_f t_f}{D} \quad (3.21)$$

Onde, f_{fe} é a Tensão Efetiva na camisa PRF; t_f é a espessura da camisa; D é o diâmetro do elemento; ε_{fe} é a deformação Efetiva na jaqueta e E_f é o módulo de elasticidade da camisa.

Com a resistência do concreto confinado pode-se calcular a carga última teórica, para o caso de compressão axial, através da equação 3.22, para pilares com armadura transversal de aço em espiral, e 3.23 para pilares com armadura transversal composta por estribos.

$$P = 0,85\phi \left[0,85\psi f_{cc} (A_c - A_s) + f_y A_s \right] \quad (3.22)$$

$$P = 0,80\phi \left[0,85\psi f_{cc} (A_c - A_s) + f_y A_s \right] \quad (3.23)$$

Onde, P é a carga última nominal, ϕ é o coeficiente de segurança definido pela ACI 318 (1995), A_c é a área bruta da seção (concreto e armadura longitudinal), A_s é a área da armadura longitudinal e f_y é a tensão de escoamento do aço.

O fator de redução Ψ leva em conta a forma do elemento estrutural e é tabelado na ACI-440 (2000). Deste modo, a influência da forma da seção na carga última é considerada através de coeficientes.

Tabela 3.6 - Fator de redução devido a forma da seção

Forma do Elemento	Fator de Redução Parcial, ψ
Circular	1.00
Quadrados (lados < 24")	0.50
Retangular (B/H<1.5)	Baseado em ensaios

Fonte: ACI 440 (2000)

Podemos perceber através da tabela 3.6 que a norma americana admite uma redução de 50% na capacidade de carga de um elemento reforçado de seção quadrada, em relação a um elemento de seção circular. Neste trabalho, essa redução será aferida, através de ensaios experimentais, e comparada com o coeficiente sugerido pela ACI 440 (2000).

3.3.3 Modelo SAMAAN, MIRMIRAN E SHAHAWY (1998)

O modelo de MANDER, PRIESTLEY E PARK (1988), descrito no item 3.3.1 e utilizado pela norma ACI 440 (2000), tem sido contestado para o cálculo de pilares reforçados com PRF. Isto se deve ao fato desse modelo de confinamento ter sido desenvolvido para materiais confinantes com características elasto-plásticas, como o aço. Assim sendo, ao ser utilizado para materiais com características elástico-lineares, como os polímeros reforçados com fibras, esse modelo conduziria a resultados insatisfatórios. Segundo pesquisas realizadas por MIRMIRAN e SHAHAWY(1997) e TOUTANJI(1999) o modelo em questão superestima a capacidade resistente do elemento confinado com PRF, conduzindo a resultados contrários a segurança. Isso comumente é corrigido através de coeficientes de segurança elevados, o que leva a resultados antieconômicos.

MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) ensaiaram trinta amostras de concreto cilíndricas 152,5mm X 305mm sobre compressão axial, sendo vinte e quatro amostras de tubos de PRF preenchidos com concreto e seis amostras de concreto simples. Os resultados demonstraram que o modelo de MANDER, PRIESTLEY E PARK (1988), e outros modelos desenvolvidos para confinamento com aço, superestimaram a resistência das amostras confinadas com compósitos de fibras. Deste modo, os autores concluíram ser necessário o desenvolvimento de outros modelos de confinamento para concreto reforçado com PRF.

Neste sentido, SAMAAN, MIRMIRAN e SHAHAWY (1998) apresentaram um modelo para concreto confinado com compósitos de fibras. Trata-se de um modelo baseado em um comportamento tensão – deformação bi-linear (figura 3.7). Esse modelo foi desenvolvido para tubos de PRF com núcleo de concreto, no entanto será utilizado para avaliar o comportamento dos pilares reforçados com laços de fibra de carbono, tema deste trabalho.

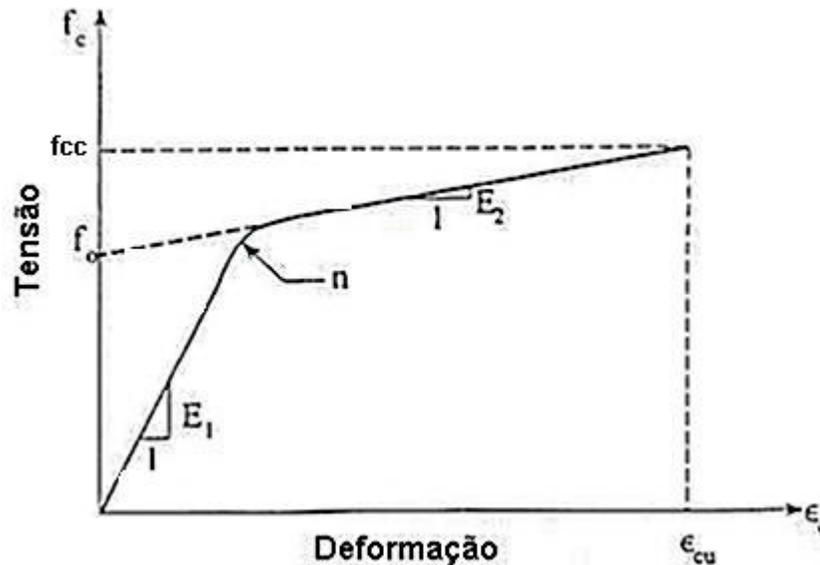


Figura 3.7- Diagrama tensão-deformação bi-linear

O comportamento bi-linear para o concreto confinado é baseado na equação apresentada por RICHARD e ABBOTT (1975), que foi calibrada para o confinamento com PRF.

$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{1/n}} + E_2\epsilon_c \quad (3.24)$$

Onde ϵ_c e σ_c são a deformação e a tensão no concreto, respectivamente; E_1 e E_2 são a primeira e a segunda inclinações, respectivamente; f_0 é a tensão plástica de referência no ponto de interseção da segunda inclinação com o eixo das tensões e n é um parâmetro de forma curva que controla principalmente a curvatura na zona de transição.

A resistência do concreto confinado (f_{cc}) é dada, em função da resistência do concreto não confinado (f_c), pela seguinte equação:

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l \quad (3.25)$$

Onde k_1 é o coeficiente de eficácia e f_l é a pressão de confinamento, dada pela equação 3.11.

O coeficiente de eficácia k_1 foi calculado, através de regressão, utilizando-se os resultados experimentais obtidos nos ensaios e apresentados por SAMAAN, MIRMIRAN e SHAHAWY (1998).

$$k_1 = 6,0 f_l^{-0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.26)$$

Deste modo, a resistência do concreto confinado pode ser calculada substituindo-se a equação 3.26 na equação 3.25.

$$f_{cc} = f_c + 6,0 f_l^{0,7} \quad (\text{MPa}) \quad (3.27)$$

Os autores concluíram que devido à natureza passiva, o confinamento com camisas PRF é efetivamente ativado apenas quando ocorre expansão lateral do elemento, nas proximidades da resistência do concreto não confinado. Deste modo, a primeira inclinação, E_1 , dependeria somente do concreto sendo tomada como:

$$E_1 = 3950 \sqrt{f_c} \quad (3.28)$$

De acordo com os autores, com o núcleo próximo da resistência do concreto não confinado, surgem microfissuras e o coeficiente de Poisson pode não representar mais a relação entre as deformações axial e lateral. Além disso, a camisa PRF torna-se o único dispositivo impedindo uma ruptura frágil. Portanto, a segunda inclinação, E_2 , é função da rigidez do compósito confinante e da pequena quantidade de resistência restante do núcleo de concreto.

$$E_2 = 245,61f_c^{0,2} + 1,3456\frac{E_f t_f}{D} \quad (\text{MPa}) \quad (3.29)$$

Onde E_f é o módulo de elasticidade do compósito PRF e t_f sua espessura.

A tensão de intercessão f_0 é função da resistência do concreto confinado e da pressão confinante fornecida pelo tubo e é dada por:

$$f_0 = 0,872f_c + 0,371f_l + 6,258 \quad (\text{MPa}) \quad (3.30)$$

A deformação última é determinada através da geometria da curva bi-linear, sendo:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{f_{cc} - f_0}{E_2} \quad (3.31)$$

Segundo os autores o modelo não depende muito do parâmetro forma – curva, n . Portanto, é sugerido um valor constante de 1,5.

As equações 3.24 a 3.31 definem o comportamento tensão–deformação bi-linear proposto pelos autores para o concreto confinado na direção longitudinal.

No que se refere às deformações laterais, como a curva tensão–deformação lateral também é bi-linear e a zona de transição ocorre no mesmo nível do eixo de tensões, o modelo pode ser estendido para a direção lateral (SAMAAN, MIRMIRAN e SHAHAWY, 1998).

$$\sigma_{cl} = \frac{(E_{1l} - E_{2l})\epsilon_l}{\left[1 + \left(\frac{(E_{1l} - E_{2l})\epsilon_l}{f_{0l}}\right)^n\right]^{1/n}} + E_{2l}\epsilon_l \quad (3.32)$$

Onde o subscrito l denota a direção lateral. A primeira inclinação, E_{1l} , é dada pela equação abaixo, na qual ν é o coeficiente de Poisson do concreto, variando usualmente entre 0,15 e 0,22.

$$E_{1l} = \frac{E_1}{\nu} \quad (3.36)$$

Os parâmetros remanescentes são encontrados utilizando-se a razão de dilatação μ , sendo que μ_{\max} e μ_u são relacionadas a rigidez do compósito confinante (MIRMIRAN e SAHAWY, 1997), de acordo com as seguintes expressões:

$$\mu_{\max} = -0,9777 \text{Ln} \left(\frac{2E_f t_f}{f_c D} \right) + 3,938 \quad (3.37)$$

$$\mu_u = -0,187 \text{Ln} \left(\frac{2E_f t_f}{f_c D} \right) + 0,881 \quad (3.38)$$

Usando-se essas relações a segunda inclinação, E_{2l} , e o parâmetro forma – curva, n_l , são calculados como se segue:

$$E_{2l} = \frac{E_2}{\mu_u} \quad (3.39)$$

$$n_l = \frac{n}{\mu_u} \quad (3.40)$$

A tensão de referência plástica, f_{0l} , é definida como se segue:

$$f_{0l} = 0,636f_c + 0,233f_l + 4,561 \quad (\text{MPa}) \quad (3.41)$$

Finalmente, a deformação radial última é dada por:

$$\varepsilon_{lu} = \frac{f_{cc} - f_{0l}}{E_{2l}} \quad (3.42)$$

3.3.4 Modelo de MIYAUCHI et al (1997)

Os autores definiram duas expressões para avaliar o comportamento tensão-deformação do concreto confinado com PRF. Essas expressões dependem do parâmetro ε_{tan} , definido como se segue:

$$\varepsilon_{tan} = \varepsilon_{co} - \frac{\lambda \varepsilon_{co}^2}{2f_c} \quad (3.43)$$

Assim, o comportamento tensão-deformação foi dividido em dois intervalos, que dependem de ε_{tan} .

$$\sigma_c = f_c \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \text{para } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{tan} \quad (3.44)$$

$$\sigma_c = f_{cc} - \lambda(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c) \quad \text{para } \varepsilon_{tan} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cc} \quad (3.45)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{1}{\varepsilon_{co}^2} \left\{ -2f_c(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}) + \sqrt{4f_c(f_c\varepsilon_{cc}^2 - 2f_c\varepsilon_{co}\varepsilon_{cc} + f_{cc}\varepsilon_{co}^2)} \right\} \quad (3.46)$$

Para resistência do concreto confinado os autores propuseram a seguinte expressão, na qual o coeficiente de eficácia é definido como 0,85.

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,1k_e \left(\frac{2f_f t_f}{f_c D} \right) \quad (3.47)$$

Para avaliar a deformação longitudinal do concreto confinado os autores propuseram duas equações para duas resistências do concreto não confinado.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1,0 + 10,6 \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{0,373} \quad \text{para } f_c = 30\text{MPa} \quad (3.48)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1,0 + 10,5 \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{0,525} \quad \text{para } f_c = 50\text{MPa} \quad (3.49)$$

3.4 Pesquisas sobre o uso de compósitos PRF no reforço de pilares e no confinamento do concreto.

Alguns pesquisadores têm estudado o uso de compósitos PRF no reforço de pilares e no confinamento do concreto. Neste item, serão apresentados alguns trabalhos realizados nesse sentido, buscando-se comentar os resultados e conclusões obtidos pelos pesquisadores sobre a técnica de reforço em questão.

3.4.1 SAADATMANESH, EHSANI e LI (1994)

Neste trabalho de pesquisa foram analisados pilares de concreto armado com seções circulares e retangulares, reforçados externamente por cintas de compósitos PRF. Três valores de resistência à compressão do concreto não confinado foram utilizados: 20,67MPa, 27,56MPa e 34,45MPa. Também foram utilizadas três espessuras para as cintas PRF: 5, 10 e 15mm. A largura das cintas foi mantida constante e igual a 15,2cm e três espaçamentos entre cintas foram adotados: 0 / 152,4 / 305mm.

No cintamento dos pilares os pesquisadores utilizaram polímeros reforçados com fibras de vidro (PRFV – ‘E-Glass’) e polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC). A figura 3.8 apresenta as curvas de tensão versus deformação que caracterizam os compósitos utilizados no estudo.

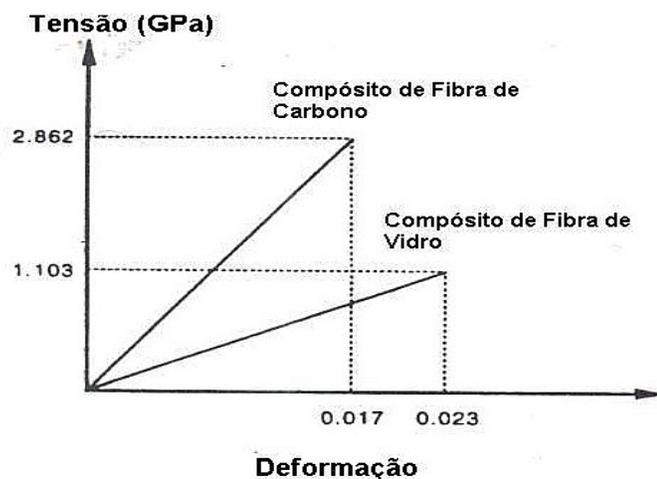


Figura 3.8- Curvas tensão-deformação dos compósitos utilizados

No caso dos pilares circulares, os pesquisadores concluíram que variando-se apenas a resistência à compressão do concreto a carga axial última aumentou 103%, 92% e 82% para os pilares reforçados com PRFV e 171%, 162% e 151% para os pilares reforçados com PRFC. Por esses dados percebe-se que com o aumento da resistência do concreto a eficiência do reforço decresce.

Quando a variável é o espaçamento entre laços (cintas) a carga axial última aumentou 82%, 44% e 29% para os elementos reforçados com PRFV e 151%, 92% e 63% para os elementos reforçados com PRFC. Previsivelmente, o aumento do espaçamento entre laços acarreta perda substancial na eficiência do confinamento.

O aumento na espessura da cinta provocou um ganho de eficiência no confinamento dos pilares. Para se ter idéia, os pilares reforçados com compósitos de fibra de vidro tiveram a carga axial última aumentada em 82%, 130% e 163%, para espessuras do laço de 5, 10 e 15mm, respectivamente. Seguindo a mesma tendência, os elementos reforçados com compósitos de fibras de carbono tiveram a carga axial última incrementada em 151%, 208% e 235%, para as mesmas espessuras da cinta.

No que se refere aos pilares retangulares, os autores apresentam apenas os resultados obtidos variando-se a resistência do concreto.

Neste caso, a carga axial última aumentou 107%, 95% e 85% para os pilares reforçados com PRFV e 177%, 163% e 156% para os pilares reforçados com PRFC. Por esses dados, de modo análogo ao que aconteceu para as seções circulares, percebe-se que com o aumento da resistência do concreto a eficiência do reforço decresce.

De modo geral, os pesquisadores concluíram que a utilização de sistemas PRF aumenta sensivelmente a resistência e ductilidade dos pilares. Também foi concluído que os compósitos de fibra de carbono proporcionam maiores incrementos de resistência e ductilidade aos pilares, quando comparados aos compósitos de fibra de vidro.

3.4.2 MIRMIRAN E SHAHAWY (1997) e SAMAAN, MIRMIRAN E SHAHAWY (1998)

Neste caso, temos dois artigos que se complementam. No primeiro, os autores afirmam que o cálculo de pilares confinados com PRF tem sido realizado com modelos mais apropriados ao confinamento com materiais elasto-plásticos, como o aço. Discutem os modelos originalmente desenvolvidos para o cintamento com aço e concluem, através de dados experimentais, que os mesmos não levam a resultados satisfatórios para o confinamento com compósitos PRF. No segundo artigo, os pesquisadores utilizam os mesmos dados experimentais do trabalho anterior para desenvolver um modelo de cálculo para concreto confinado com PRF (item 3.3.3).

SAMAAN, MIRMIRAN e SHAHAWY (1998) definem duas formas de utilização para os compósitos PRF em pilares. A primeira e mais utilizada é o reforço de pilares de concreto armado através do envolvimento com folhas, laços, cintas ou armaduras pré-curadas de PRF. Uma segunda aplicação, que seria utilizada para novas construções, consiste em um tubo de PRF preenchido com um núcleo de concreto. Neste caso, o tubo PRF serviria como forma, dispositivo confinante e armadura longitudinal e transversal para o núcleo de concreto. Os autores classificam ambos os casos como pilares híbridos (pilares mistos).

Os resultados experimentais utilizados nos dois trabalhos procederam de trinta amostras cilíndricas, 152,5mm x 305mm, que foram ensaiadas sob compressão uniforme. Foram utilizados três tipos de concreto e três espessuras de camisa PRF. O compósito utilizado foi fibra de vidro com resina poliéster. Como comentado anteriormente, os resultados obtidos serviram de base ao desenvolvimento de um modelo de confinamento (modelo bi-linear, item 2.3.3). Este modelo foi analisado com base em outros trabalhos experimentais.

Um dos trabalhos utilizados na análise do modelo foi o de PICHER (1995) que ensaiou 44 cilindros de concreto, 152,5mm x 305mm, envolvidos com duas, três, quatro ou cinco camadas de polímeros reforçados com fibras de carbono. A resistência do concreto não confinado para todas as amostras foi 39,7MPa. A figura 3.8 apresenta a comparação entre os resultados experimentais obtidos por PICHER (1995) e os resultados fornecidos pelo modelo de SAMAAN, MIRMIRAN e SHAHAWY (1998). Os autores concluem, através da comparação das curvas, que o modelo representou muito bem o comportamento das amostras confinadas com PRFC.

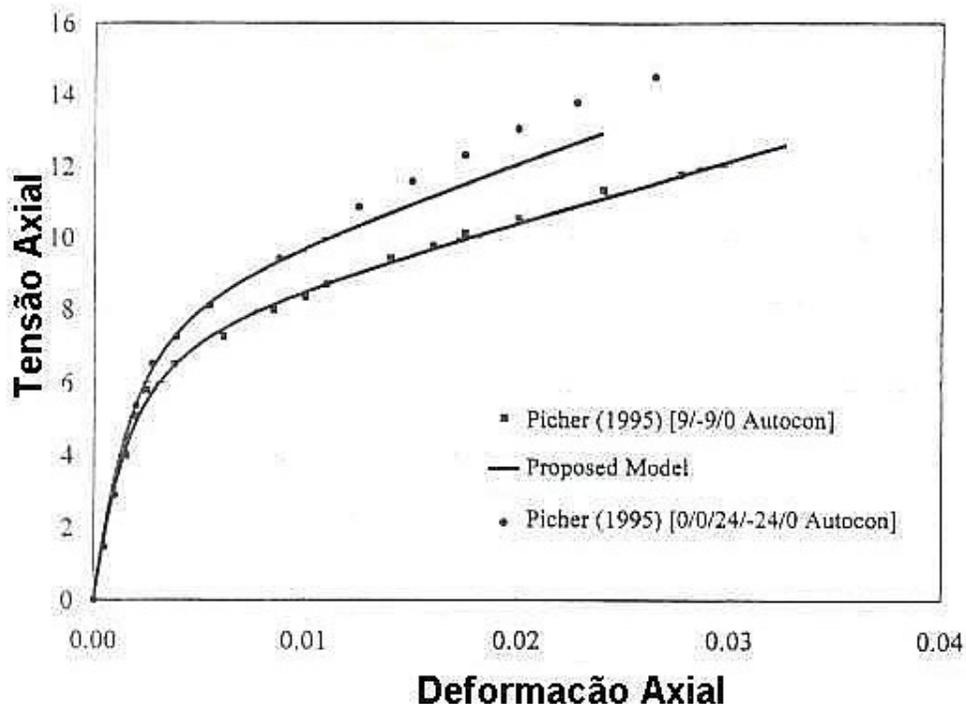


Figura 3.9- Comparação do modelo de SAMAAN et al (1998) com os resultados experimentais de PICHER (1995)

3.4.3 TOUTANJI (1999)

Segundo o autor, o crescente uso de compósitos PRF como elementos de confinamento pode ser atribuído às propriedades mecânicas e químicas desses materiais. Algumas dessas propriedades são:

- Baixo peso;
- Elevada resistência à tração;
- Elevado módulo de elasticidade;
- Resistência à corrosão;
- Durabilidade.

O autor afirma ainda, que essas propriedades têm permitido o uso de sistemas PRF em ambientes agressivos, como ambientes marítimos, por exemplo.

Neste trabalho, foram ensaiados 18 cilindros de concreto de 76mm x 305mm, sendo 12 envolvidos com PRF e 6 testemunhos. A resistência à compressão do concreto não confinado foi de 30MPa. Três tipos de fibras foram utilizados, sendo dois tipos de carbono (C1 e C5) e um de fibra de vidro (GE). A figura 3.9 apresenta os cilindros ensaiados no estudo e as tabelas 3.9 e 3.10 apresentam, respectivamente, as propriedades das fibras e da resina epóxi e os resultados dos experimentos.

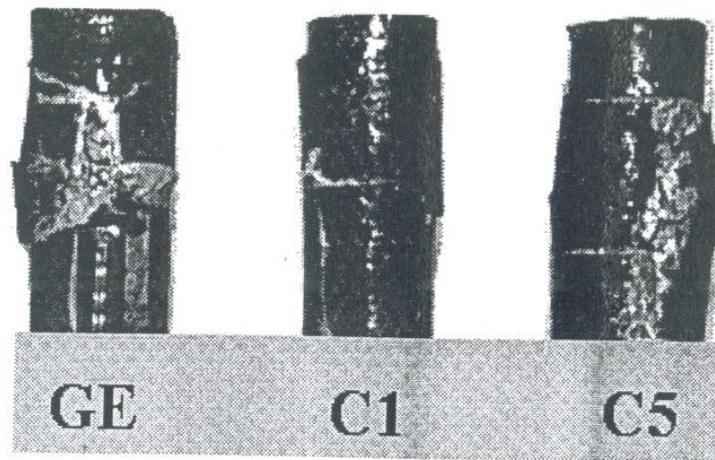


Figura 3.10- Amostras reforçadas com PRF

Tabela 3.7- Propriedades mecânicas das fibras e resinas

Fibras e resina epóxi	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação última (%)	Espessura (mm)
GE	1518	72,6	2,1	0,118
C1	3485	230,5	1,5	0,110
C2	2940	372,8	0,8	0,165
Resina Epóxi	55,9	2,35	2,4	-

Tabela 3.8- Resultados do experimento

Folhas PRF	Resistência à compressão (MPa)	Deformação axial máxima (%)	Deformação Lateral máxima (%)
Concreto simples	30,93	0,19	0,18
GE	60,82	1,53	1,63
C1	95,02	2,45	1,25
C2	94,01	1,55	0,55

Pelos resultados fornecidos na tabela 2.10 pode-se concluir que a resistência do concreto confinado com PRFV foi aproximadamente 100% maior que a resistência do concreto não confinado. No caso do confinamento com PRFC o aumento na resistência chegou a aproximadamente 200%. Também pode ser notado um sensível aumento na deformação axial última do concreto confinado que chegou a ser quase 13 vezes maior que a deformação do concreto não confinado.

TOUTANJI (1999) também conclui, a partir da análise das curvas tensão–deformação obtidas para as amostras, que o comportamento do concreto confinado com PRF pode ser dividido em duas etapas.

Na primeira etapa a curva tensão–deformação ascende rapidamente com um comportamento muito parecido com o do concreto não confinado. Nesta etapa, a contribuição do confinamento é muito pequena.

Na segunda etapa o concreto fatura e o reforço é completamente ativado, melhorando a resistência à compressão, a capacidade de absorção de energia e a ductilidade das amostras. A reposta tensão–deformação nesta fase parece depender principalmente da rigidez do compósito PRF.

Uma última conclusão do autor foi que a ruptura dos cilindros de concreto ocorreu com a ruptura do compósito PRF.

3.5 Pesquisas realizadas no Brasil sobre o uso de compósitos PRF no reforço de pilares.

O objetivo desse item é o de apresentar pesquisas realizadas no Brasil sobre o reforço de pilares de concreto com sistemas PRF, mostrando assim os avanços e conclusões obtidos pelos pesquisadores brasileiros.

3.5.1 CARRAZEDO, R. (2002)

Em seu mestrado na Escola de Engenharia da USP de São Carlos (EESC), o pesquisador analisou os mecanismos de confinamento do concreto e suas implicações no reforço de pilares encamisados com PRFC.

Foram analisados nove modelos de seção transversal circular (C0, C1, C2, C0S50, C1S50, C2S50, C0S25, C1 S25 e C2S25) e três modelos de seção transversal quadrada (Q0, Q1 e Q2), sendo que resistência do concreto não confinado variou entre 32 e 35,3 MPa.

Dos modelos circulares, três foram confeccionados sem armadura transversal de aço (C0, C1 e C2), três com taxa de armadura de 1% (C0S50, C1S50 e C2S50) e os demais com taxa de armadura de 2% (C0S25, C1S25 e C2S25). Nos modelos quadrados não foi utilizada armadura transversal de aço. Os modelos C0, C0S50, C0S25 e Q0 não foram reforçados com PRFC.

Através da variação da taxa de armadura transversal interna e da taxa de reforço com PRF o pesquisador pôde comparar o confinamento do concreto com aço, com PRF e com aço e PRF. Além disso, foram avaliados diferentes modelos para o comportamento do concreto confinado tanto com aço quanto com PRF.

O pesquisador concluiu que com o aumento da taxa de armadura transversal de aço o ganho de capacidade resistente devido ao reforço com PRF é relativamente menor. Como o acréscimo na capacidade resistente devido ao confinamento é função da resistência do concreto e da pressão lateral, ocorre que nos pilares com elevadas taxas de armadura transversal, parte do confinamento é provida pela própria armadura de aço, ocasionando uma parcela de acréscimo de resistência devido ao PRF relativamente menor.

Outra conclusão importante, e já esperada, é que o diagrama tensão-deformação do concreto confinado com aço é diferente do diagrama do concreto confinado com PRFC. Isto se deve às próprias características tensão-deformação dos materiais confinantes.

No que se refere aos modelos analíticos para o concreto confinado, CARRAZEDO R. concluiu que os mesmos são mais precisos na previsão da capacidade resistente do que na previsão da deformação última.

Em concordância com outras pesquisas, chegou-se a conclusão que o modelo de MANDER et al (1988) superestima a resistência do concreto confinado com PRFC, sendo adequado apenas para o cálculo do concreto confinado com aço.

No que se refere aos modelos desenvolvidos para o confinamento com PRF, o pesquisador concluiu que o modelo de SAMAAN et al (1998) apresentou um bom desempenho na previsão do comportamento do concreto confinado com o compósito de fibra de carbono utilizado na pesquisa. O mesmo aconteceu com o modelo de MIYAUCHI et al (1997), que apresentou resultados ainda mais satisfatórios.

Para os pilares circulares, o pesquisador concluiu que o comportamento tensão-deformação do concreto confinado com PRFC é praticamente bi-linear. No caso dos pilares quadrados, observou-se que o segundo trecho do diagrama tensão-deformação perde essa característica de linearidade, tornado-se ligeiramente não-linear.

Como já era previsto, concluiu-se que a pressão lateral nos pilares quadrados mostrou-se menor que a idealizada para os elementos circulares, mostrando mais uma vez a perda de eficiência do reforço constatada por outros pesquisadores.

3.5.2 SILVA, A. S. (2002)

O pesquisador defendeu dissertação de mestrado pela Escola Politécnica da USP sobre o comportamento de pilares curtos confinados com compósitos de fibras de vidro e carbono.

A ênfase do trabalho foi a análise teórica do comportamento do concreto confinado e dos diversos modelos de confinamento com PRF encontrados na literatura. O pesquisador utilizou resultados experimentais de outros trabalhos em sua análise.

A análise teórica envolveu pilares de seção circular e retangular e, como constatado em outras pesquisas, a eficiência do confinamento se mostrou muito menor nos pilares retangulares. Além disso, o autor concluiu que, para se alcançar resultados satisfatórios, a relação entre lados da seção retangular deve ser menor que 2:1.

Na comparação entre os compósitos de fibra de vidro e carbono, concluiu-se que os compósitos de fibra de vidro favorecem o ganho de ductilidade, sendo recomendados, portanto, para situações em que deve ser considerada a ocorrência de abalos sísmicos.

Com relação aos modelos de confinamento, o estudo não apontou um modelo capaz de representar adequadamente o comportamento do concreto confinado com PRF em suas diferentes possibilidades de aplicação. Deste modo, variáveis como: tipo de fibra a ser utilizado, resistência do concreto não confinado, uso do compósito em forma de tecido ou tubo e espessura do compósito, são determinantes na escolha do modelo que será adotado para o dimensionamento. Assim, é importante conhecer os diversos modelos disponíveis na literatura para projetar adequadamente esse tipo de reforço.

O pesquisador destacou a necessidade de estudos mais aprofundados sobre o uso de compósitos PRF no reforço e pilares prismáticos. Mesmo os modelos de dimensionamento adaptados para esses elementos apresentaram limitações. Além disso, é necessário pesquisar alternativas que permitam aumentar a relação entre lados da seção sem que seja comprometida a eficiência do confinamento.

4. Materiais e Métodos

Neste capítulo será apresentada a metodologia utilizada para alcançar os objetivos do trabalho. Esta metodologia parte da caracterização dos materiais utilizados (aço, PRFC e concreto) e completa-se com a realização dos ensaios principais, ou seja, com os ensaios dos pilares analisados no programa experimental.

4.1 Caracterização dos Materiais

Neste item serão descritos os ensaios de caracterização realizados para a determinação das propriedades dos materiais empregados nos experimentos.

4.1.1 Sistema PRFC

Com o intuito de determinar as propriedades do sistema PRFC foram realizados em conjunto com PASSOS, L. (2002) ensaios do compósito e das resinas. Os ensaios do compósito foram baseados nas recomendações da AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995) e os ensaios envolvendo as resinas primária e de colagem seguiram as recomendações da AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993).

Foram ensaiadas cinco amostras do compósito PRFC, de nome comercial C SHEET 240, que foram instrumentadas segundo mostrado na figura 4.1 (E1 e E2 são os extensômetros). Na Figura 4.2 pode-se visualizar uma das amostras PRFC ensaiadas, cujo fabricante é a empresa S&P Clever Reinforcement Company.

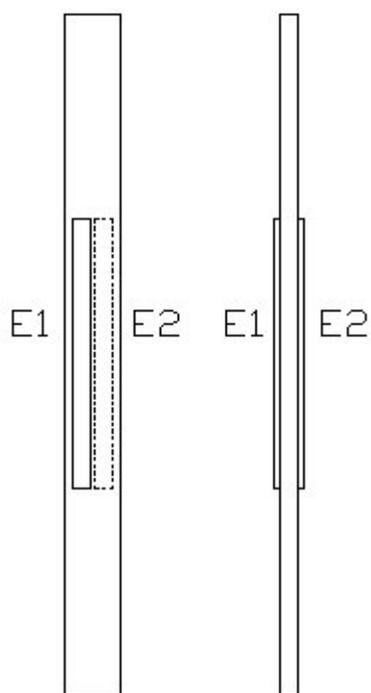


Figura 4.1 - Amostra PRFC instrumentada



Figura 4.2 - Amostra PRFC durante o ensaio

Na tabela 4.1 são apresentadas as dimensões das amostras ensaiadas. O comprimento nominal das mesmas foi de 250mm.

Tabela 4.1 - Dimensões das amostras do compósito

Amostra Nº	Largura (mm)	Espessura da folha flexível ^(*) (não curada) (mm)
1	15,2	0,117
2	15,0	
3	15,5	
4	15,3	
5	15,3	
Média	15,22	

^(*) Valor fornecido pelo Fabricante

Na tabela 4.2 são apresentados os resultados obtidos para a resistência à tração, para o módulo de elasticidade e para a deformação última. Esses resultados estão apresentados em função da área líquida do laminado (item 3.2.3), ou seja, considerando-se apenas a espessura da folha flexível sem a adição da resina de colagem.

Tabela 4.2 Propriedades do compósito PRFC

Amostra	Área (mm ²)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Deformação Última (%)
1	1,778	4168,0	304	14,6
2	1,755	3283,2	279	13,0
3	1,811	4090,4	296	14,5
4	1,790	3412,7	288	13,0
5	1,788	3700,0	296	14,7
Média	1,784	3730,9	293	14,0

Pode-se concluir, através dos ensaios, que o compósito PRFC apresenta um comportamento tensão–deformação muito próximo do linear. Vale lembrar, que as folhas flexíveis são formadas por vários filamentos de fibra de carbono e que a resina de impregnação e colagem tem a função de fazer esses filamentos trabalharem em conjunto. No entanto, pode ser observado, através dos experimentos, que nem todos os filamentos se rompem simultaneamente, causando descontinuidades no diagrama tensão–deformação. Na figura 4.3 é apresentado o diagrama tensão–deformação plotado através da média dos resultados obtidos para as amostras. Na figura 4.4 temos o instante de ruptura de uma das amostras ensaiadas.

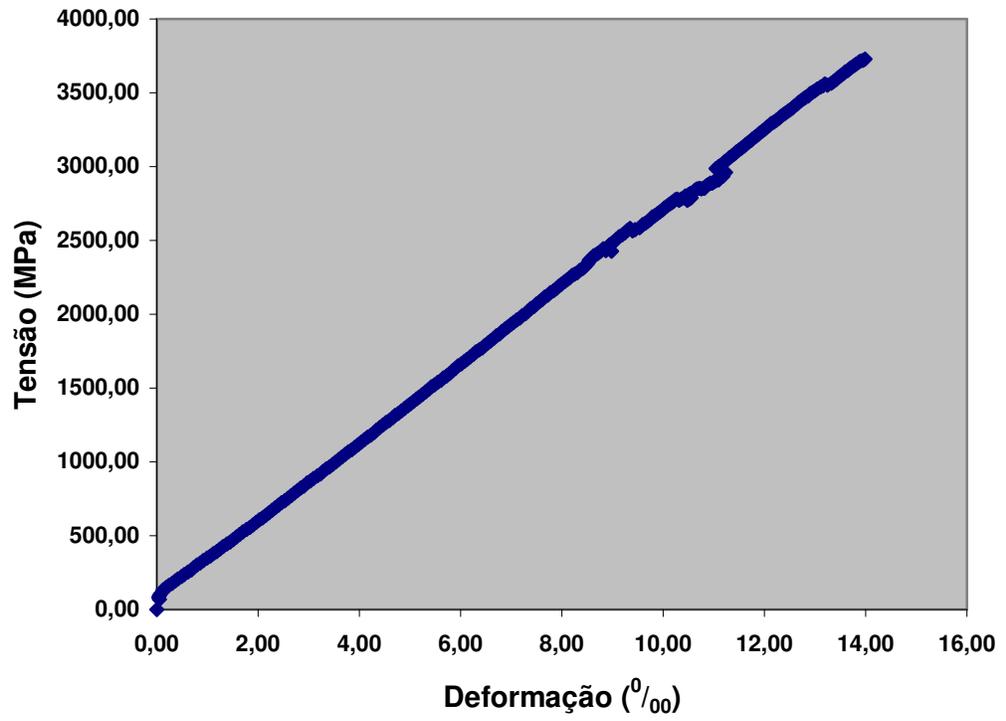


Figura 4.3- Diagrama Tensão–Deformação médio das amostras.



Figura 4.4- Amostra no instante da ruptura.

Além das folhas flexíveis de fibra de carbono o sistema PRFC que será utilizado neste trabalho é composto pela resina primária e pela resina de saturação e colagem. A resina primária possui nome comercial de REAXDUR PRIMER S&P 50 e a resina de colagem nome comercial REAXDUR S&P 55. Nas figuras 4.5 e 4.6 pode-se observar as amostras do primer e da resina saturante.



Figura 4.5 - Amostras da resina Primária após o ensaio



Figura 4.6 - Amostra da Resina Saturante.

As dimensões das amostras de resina obedeceram às recomendações da ASTM (1993) e são apresentadas na tabela 4.3. Essas dimensões referem-se aos lados da seção central das amostras.

Com relação à instrumentação, foi utilizado um extensômetro mecânico de base 10mm e nome MTS MODEL 632.130.20. Esse extensômetro pode ser visualizado na figura 4.6. Como o extensômetro utilizado possuía um curso limitado, tinha que ser tirado antes da ruptura da amostra. Assim, não foi possível determinar com precisão o alongamento de ruptura.

Tabela 4.3-Dimensões das amostras de resina

Resina de colagem (saturante)		
Nº da Amostra	Lados (mm)	
1	9,98	10,30
2	10,35	9,90
3	10,03	10,00
4	10,15	10,00
5	10,20	10,00
Resina Primária		
Nº da Amostra	Lados (mm)	
1	10,00	9,90
2	9,80	9,85
3	10,03	9,80
4	10,18	9,75
5	10,04	9,80

Na tabela 4.4 são apresentados os valores médios obtidos nos ensaios das resinas para a resistência à tração, módulo tangente e módulo secante.

Tabela 4.4 - Propriedades das Resinas.

Resina	Resistência Tração Média (MPa)	Módulo Tangente Médio (GPa)	Módulo Secante Médio (GPa)
Primária	8,89	0,34	0,16
Saturante	5,91	0,26	0,13

Finalizando a caracterização do sistema PRFC as figuras 4.7 e 4.8 apresentam os diagramas tensão–deformação médios das resinas primária e saturante, respectivamente.

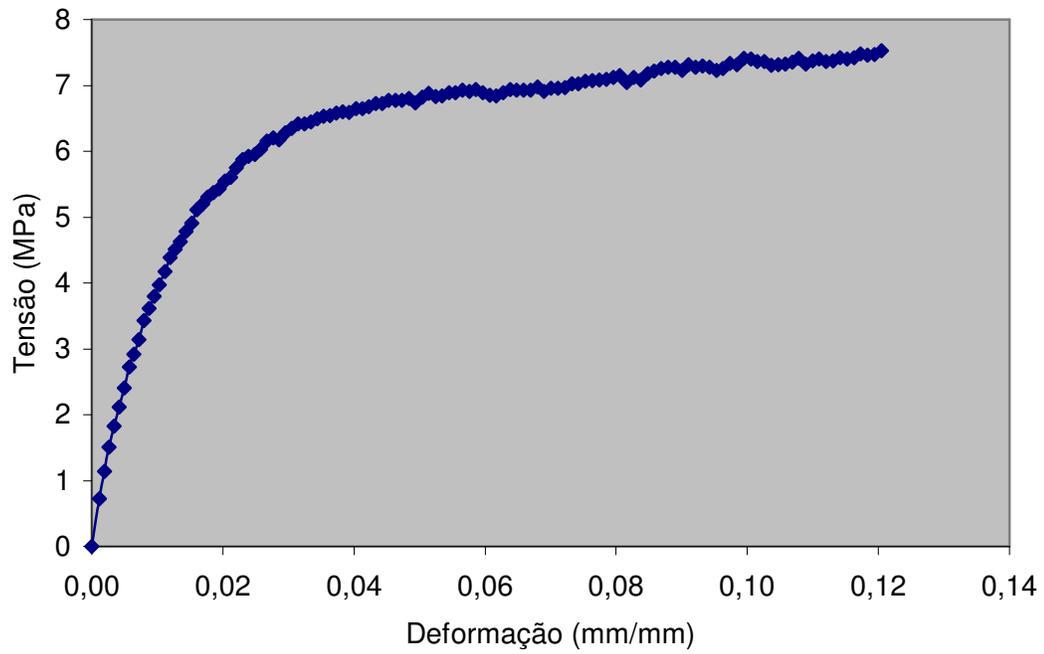


Figura 4.7 - Diagrama Tensão – Deformação Resina Primária

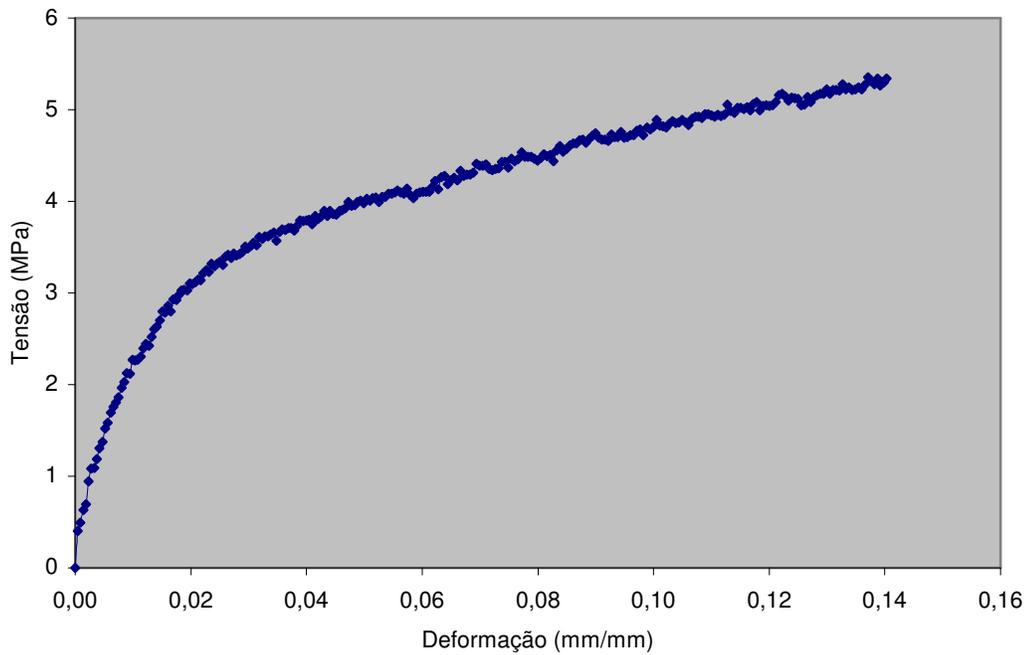


Figura 4.8 - Diagrama Tensão – Deformação Resina Saturante.

4.1.2 Caracterização do aço das armaduras

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do aço utilizado na confecção dos estribos (bitola 5mm) e na confecção da armadura longitudinal (bitola 10mm) dos pilares analisados no programa experimental. Essa caracterização obedeceu aos critérios estabelecidos na NBR 7480 (96) e na NBR 6152 (92).

As armaduras foram confeccionadas e montadas pela empresa Manetoni Distribuidora de cimento, cal e produtos siderúrgicos LTDA. Foi solicitado à empresa contratada que o aço utilizado na confecção das armaduras fosse todo de um mesmo lote e que a empresa enviasse as amostras para a caracterização do mesmo.

A tabela 4.5 resume os resultados obtidos nos ensaios para a bitola 5mm e para a bitola 10mm. Além disso, as figuras 4.9 e 4.10 apresentam os diagramas tensão-deformação para as mesmas amostras.

Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de caracterização do aço

Bitola 5mm					
Lote	Tipo de Aço	LE (Limite Escoamento) (MPa)	LR (Limite Resistência) (MPa)	Alongamento (%)	Relação Elástica (LR/LE)
027086	CA 60	616	696	11	1,13
Bitola 10mm					
Lote	Tipo de Aço	LE (Limite Escoamento) (MPa)	LR (Limite Resistência) (MPa)	Alongamento (%)	Relação Elástica (LR/LE)
3020300	CA 50	539	827	12	1,53

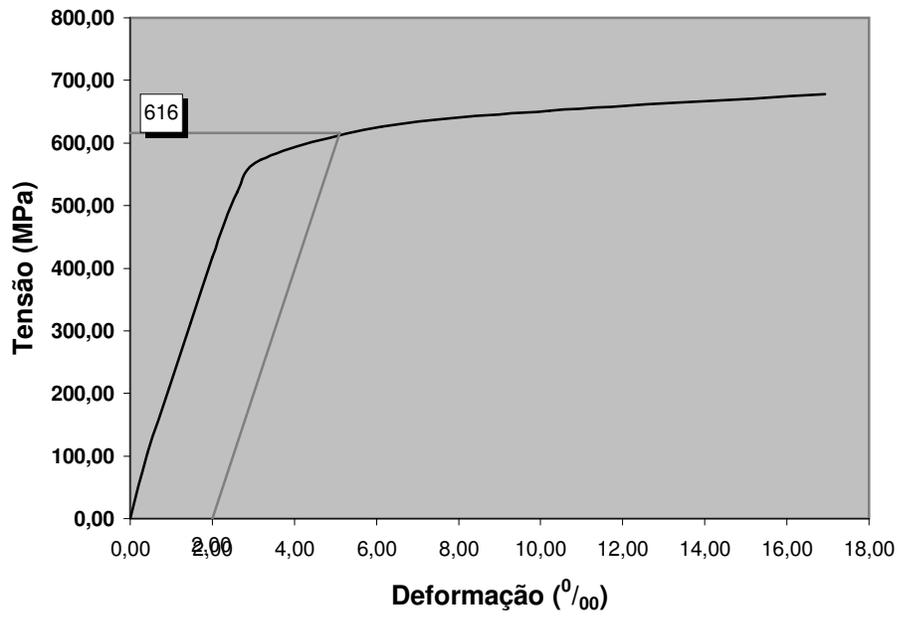


Figura 4.9 - Diagrama Tensão-Deformação para Bitola 5mm

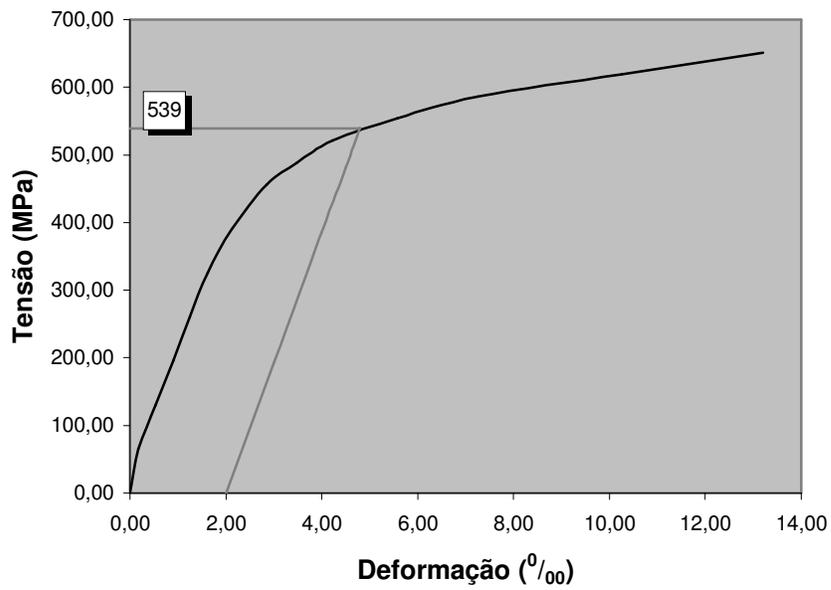


Figura 4.10 - Diagrama Tensão Deformação para Bitola 10mm

4.1.3 Caracterização do Concreto

Devido ao volume de concreto necessário para confeccionar os pilares, aproximadamente 1m^3 , optou-se pela utilização de concreto usinado. Para facilitar o processo de concretagem e prevenir o surgimento de nichos, foi solicitado à concreteira um traço para concreto bombeável, ou seja com Slump 9 ± 1 . O Slump medido pouco antes da concretagem foi de 8,5.

Durante a concretagem, foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 x 20cm, que foram ensaiados aos 28 dias para determinação do módulo de elasticidade, da resistência a compressão e da resistência a tração. A tabela 4.6 apresenta os resultados médios obtidos para os corpos de prova.

Tabela 4.6 - Propriedades do concreto

Resistência a Compressão (MPa)	Resistência a Tração (MPa)	Módulo Secante (GPa)
15,53	1,75	20,57

4.1.4 Formas

A decisão de concretar simultaneamente todos os pilares teve como desdobramento a opção pelo uso de formas de papelão (concretubos), uma vez que o custo de formas de madeira para todos os pilares seria elevado.

As formas de papelão, figura 4.11, foram utilizadas tanto na moldagem dos pilares de seção circular, quanto na moldagem dos pilares quadrados. Para esses últimos, a forma apresentava um enchimento de poliestireno responsável por conferir a forma quadrada à seção.



Figura 4.11 - Formas de papelão

4.2 Ensaios Principais

Neste item, serão descritas as principais características dos pilares analisados no programa experimental e os procedimentos adotados na preparação dos mesmos para os ensaios.

4.2.1 Nomenclatura, arranjos de reforço e características geométricas

Visando investigar o comportamento de pilares de concreto cintados com PRFC, foram ensaiados cinco pilares de seção transversal circular (PCT, PC01S'0, PC02S'5, PC03S'10 e PC04S'0) e três pilares com seção transversal quadrada (PQT, PQ01S'0 e PQ02S'5).

A nomenclatura dos pilares testemunho obedeceu a seguinte seqüência: P – de pilar, C ou Q de circular ou quadrado e T de testemunho. Para os outros pilares, após as letras PC ou PT aparecem dois dígitos indicando o número de camadas de PRFC. Em seguida, a notação S' para o espaçamento entre laços e, por fim, mais um dígito indicando o valor do espaçamento em centímetros.

A tabela 4.7 resume as características de cada pilar. Vale destacar, que o número de camadas do compósito PRFC, com exceção do pilar PC04S'0, foi definido de modo a se manter a taxa de reforço constante, para permitir a avaliação da influência do espaçamento entre laços. Para o pilar com quatro camadas, o objetivo foi o de se estimar a taxa máxima de reforço.

Tabela 4.7 - Características dos pilares ensaiados

Pilar	Número de camadas do compósito PRFC	Espaçamento entre laços (S' em cm)
PCT	--	--
PC01S'0	1	0 (*)
PC02S'5	2	5
PC03S'10	3	10
PC04S'0	4	0
PQT	--	--
PQ01S'0	1	0
PQ02S'5	2	5

(*) indica que o pilar foi todo revestido com PRFC

As características geométricas dos pilares estão indicadas na tabela 4.8. Com o objetivo de comparar a eficiência do reforço em função da forma da seção transversal, as áreas dos pilares quadrados e circulares foram tomadas com valores muito próximos.

Tabela 4.8 - Características geométricas dos pilares

Forma da Seção	Diâmetro ou Lado (cm)	Área (cm²)	Diferença entre as áreas (%)	Comprimento do pilar (cm)	Índice de esbeltez (λ)
Circular	20	314,16	2,58	160	32
Quadrada	17,5	306,25		160	31,6

4.2.2 Armaduras de Aço

Todos os pilares foram confeccionados com as mesmas armaduras longitudinais e transversais de aço. Os critérios utilizados para a determinação dessas armaduras serão descritos neste item.

No caso das armaduras longitudinais, a NBR6118(1982) determina que a armadura mínima deve ser 0,8% da seção do pilar. Além disso, o diâmetro mínimo das barras longitudinais não deve ser inferior a 10mm. A armadura mínima calculada através destes critérios corresponde a $2,5\text{cm}^2$, ou seja, $4\phi 10\text{mm}$ ($3,2\text{ cm}^2$). Entretanto, a mesma norma não permite o uso de um número inferior a seis barras para pilares circulares. Adotando-se uma armadura de $6\phi 10\text{mm}$ teríamos um número diferente de barras nas faces dos pilares quadrados. Deste modo, optou-se por uma armadura longitudinal de $8\phi 10\text{mm}$ ($6,4\text{cm}^2$), que está de acordo com todas as recomendações da NBR6118(1982).

No que se refere aos estribos, a NBR6118(1982) determina que o diâmetro mínimo não deve ser inferior a 5mm. O espaçamento entre estribos não deve ser maior que:

- 30cm;
- Menor dimensão da seção;
- $12\phi_l$ e $190\phi_t^2/\phi_l$ para aços CA-40, CA-50 e CA-60.

Onde ϕ_l é o diâmetro da arma dura longitudinal e ϕ_t o diâmetro do estribo.

Assim, para os pilares do presente estudo chegou-se às seguintes condições:

- 30cm;
- 17,5cm ou 20cm;
- $12\phi_l = 12\text{cm}$;
- $190\phi_t^2/\phi_l = 47,5\text{cm}$

Deste modo, foram adotados estribos de diâmetro 5mm a cada 10cm. As figuras 4.12 e 4.13 representam as seções transversais dos pilares com as respectivas armaduras e a figura 4.14 mostra as armaduras confeccionadas.

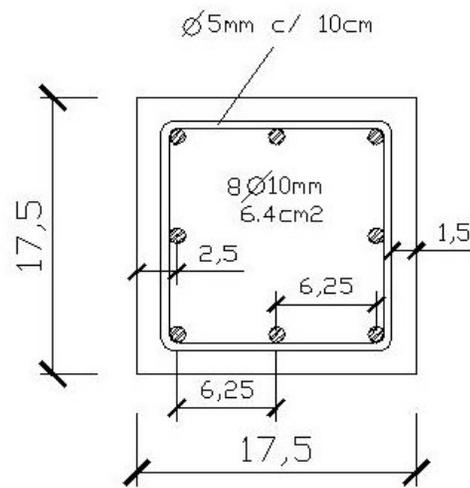


Figura 4.12 - Pilar Quadrado

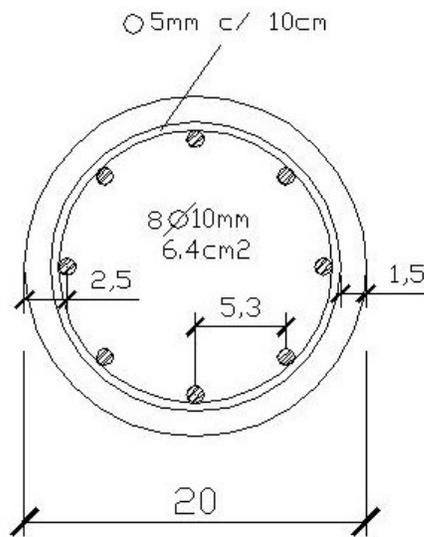


Figura 4.13 - Pilar Circular



Figura 4.14 - Armaduras dos pilares

4.2.2 Instrumentação

Com o objetivo de aferir as deformações e deslocamentos causados pelo carregamento, os pilares foram instrumentados com extensômetros elétricos e extensômetros mecânicos comparadores. Os extensômetros elétricos foram utilizados para medir as deformações nas armaduras longitudinal e transversal e nas fibras e os mecânicos para medir a deformação longitudinal do pilar e o deslocamento horizontal na região central do mesmo.

θ Extensômetros mecânicos comparadores:

Cada pilar foi instrumentado com seis extensômetros mecânicos, quatro para estimar as deformações longitudinais e dois para medir os deslocamentos horizontais da região central.

Para se estimar a deformação longitudinal, os extensômetros mecânicos foram posicionados de modo que suas agulhas encostassem em cantoneiras fixadas próximas as extremidades dos pilares, permitindo, assim, medir o deslocamento entre esses dois pontos. De posse do deslocamento e conhecendo-se a distancia inicial entre as cantoneiras era possível determinar a deformação longitudinal do pilar.

Foram utilizados perfis metálicos apoiados no pórtico de ensaio para fornecer uma base de referência externa para a medida dos deslocamentos. Os extensômetros foram fixados nesses perfis metálicos e suas agulhas posicionadas nas cantoneiras coladas nos pilares.



Figura 4.15- Extensômetros mecânicos comparadores

θ Extensômetros Elétricos

Para os pilares PCT, PC01S'0, PC02S'5, PC04S'0, PQT, PQ01S'0 e PQ02S'5 a instrumentação das armaduras seguiu o esquema a seguir, no qual a letra 'L' representa os extensômetros colados na armadura longitudinal e a letra 'T' representa os extensômetros colados na armadura transversal. A única variação é que, em alguns desses pilares, foi colado um extensômetro na face interna do estribo central. Esse extensômetro recebeu a denominação de T11.

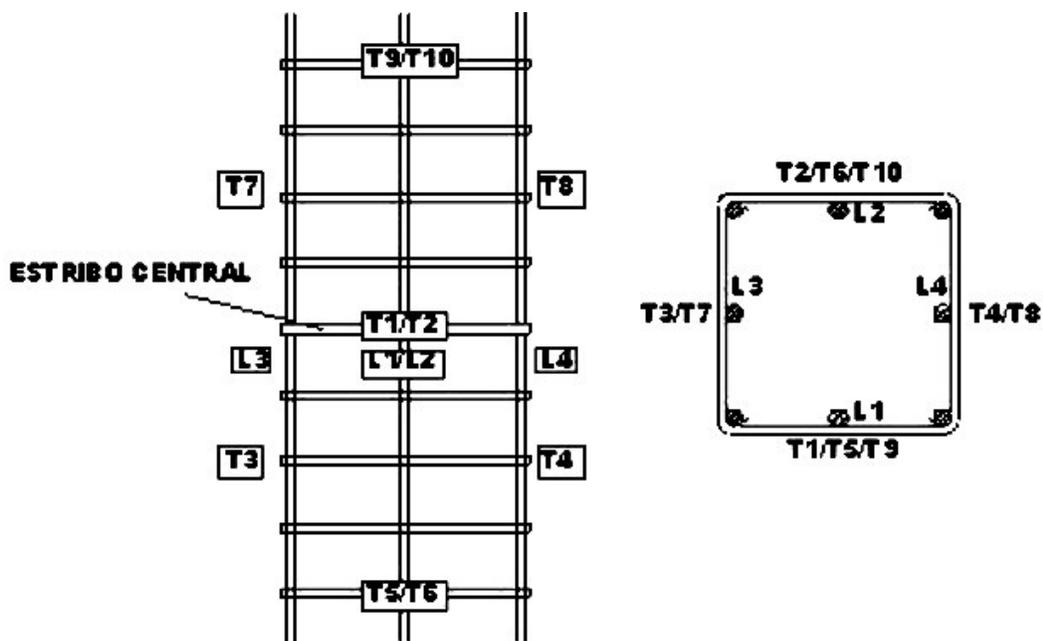


Figura 4.16- Configuração instrumentação

Para o pilar PC03S'10, a instrumentação das armaduras seguiu o esquema representado na figura 4.17, sendo que o extensômetro T7 foi colado na face interna do estribo central.

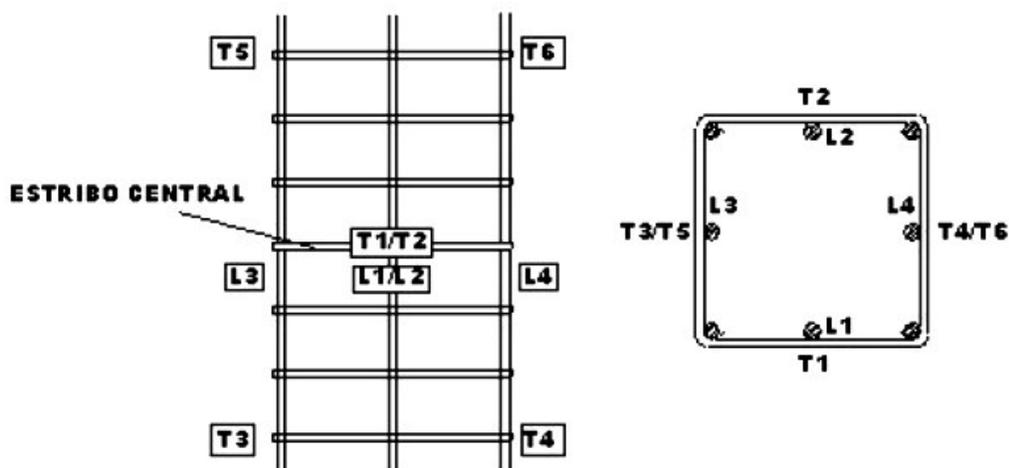


Figura 4.17- Configuração instrumentação pilar PC03S'10

No caso das fibras de carbono, foram colados extensômetros na camisa ou nos cintos PRFC na mesma posição dos extensômetros colados nos estribos, como representado nas figuras 4.16 e 4.17.

4.2.3 Posicionamento das Armaduras

Após a instrumentação das armaduras seguiu-se o trabalho de posicionamento das mesmas nas formas de papelão, para a posterior concretagem.

Os fios dos extensômetros não podiam ser retirados do interior das formas pelas extremidades dos pilares, uma vez que nessa região se daria a aplicação do carregamento. Deste modo, foi necessário perfurar as formas para a retirada dos fios.

Uma vez posicionada a armadura, com o auxílio de espaçadores de plástico, foi necessário tapar os furos confeccionados nas formas com cera, para evitar o vazamento de concreto durante a concretagem.

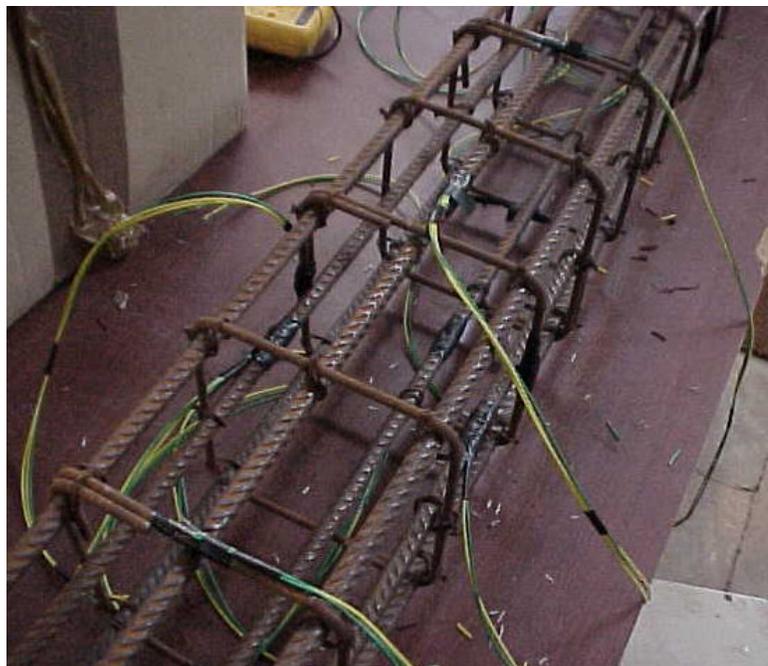


Figura 4.18- Armadura a ser posicionada



Figura 4.19- Perfuração da forma

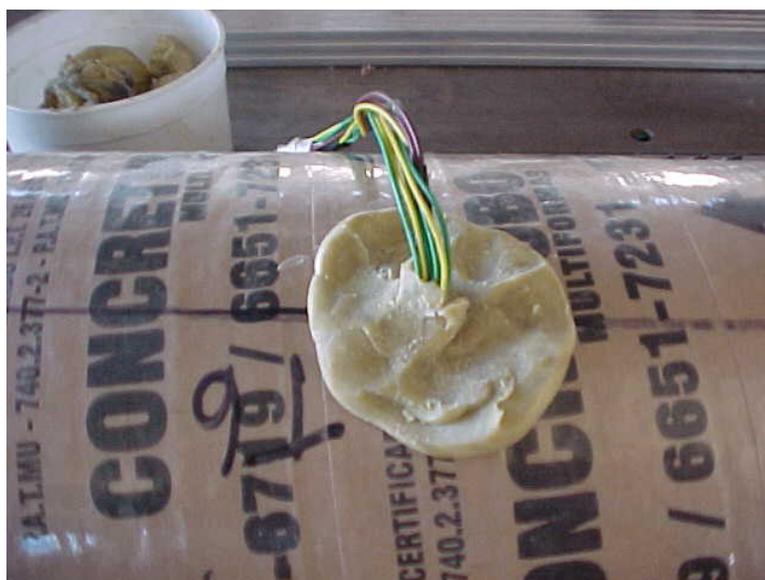


Figura 4.20- Vedação do furo com cera

4.2.4 Concretagem

Para a concretagem, os pilares foram posicionados na vertical, aprumados e travados com auxílio de um andaime metálico e de sarrafos de madeira, como mostrado na foto a seguir.



Figura 4.21-Travamento das formas para concretagem

No momento da concretagem o caminhão betoneira foi posicionado de forma a poder lançar o concreto diretamente sobre os pilares. Com o auxílio de “colheres de pedreiro” o concreto era então esparramado e introduzido nas formas.

Após o preenchimento de aproximadamente metade da altura dos pilares, o concreto foi adensado com o auxílio de vibradores. Em seguida, foi preenchida a outra metade dos pilares e mais uma vez o concreto foi adensado.

O acabamento do topo dos pilares foi feito inicialmente com as colheres de pedreiro e horas depois com uma desempenadeira de aço.

Para evitar a perda excessiva de água após a concretagem realizou-se aspersão de água em intervalos regulares.

Durante a concretagem foram retirados os corpos de prova utilizados para a caracterização do concreto. As figuras a seguir ilustram os procedimentos de concretagem.



Figura 4.22- Posicionamento do caminhão betonaira



Figura 4.23- Lançamento do concreto



Figura 4.24- Adensamento do concreto com vibrador



Figura 4.25- Detalhe dos pilares após concretagem



Figura 4.26- Corpos de prova moldados para análise

4.2.5 Aplicação do sistema PRFC

Uma vez concretos os pilares, passou-se a fase de aplicação das mantas flexíveis de fibra de carbono na superfície do concreto. Os procedimentos referentes a esta etapa do trabalho serão descritos neste item.

O primeiro procedimento adotado foi o de lixar a região de aplicação das fibras para retirar a nata que se forma na superfície do concreto e que se desprende facilmente, fato que poderia prejudicar a aderência do reforço.



Figura 4.27- Detalhe da superfície lixada

Em seguida, usou-se um compressor de ar para retirar a poeira formada na etapa anterior e uma estopa levemente umidecida com removedor de tinta para terminar de limpar o substrato de concreto.



Figura 4.28- Limpeza com jato de ar



Figura 4.29- Limpeza com estopa umedecida

Uma vez preparada a superfície do concreto, teve início a formação do compósito PRFC, com a aplicação da resina primária. Após um período mínimo de sete horas, a resina saturante foi passada sobre a resina primária e, então, as mantas flexíveis foram aderidas à superfície, com a ajuda de um rolo, e imediatamente impregnadas com mais resina saturante. As camadas subseqüentes foram aplicadas utilizando-se mais resina saturante, sempre respeitando-se um prazo mínimo de sete horas para secagem da camada anterior.



Figura 4.30- Aplicação da resina primária



Figura 4.31- Resina primária em processo de secagem

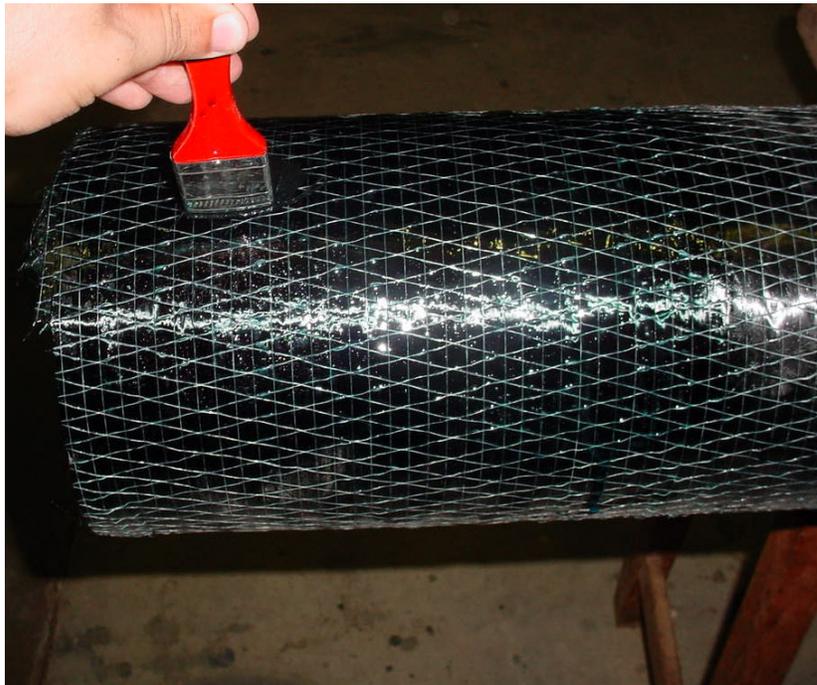


Figura 4.32 – Aplicação de resina para colagem de outra camada



Figura 4.33- Posicionamento da manta para colagem



Figura 4.34- Aplicação de resina saturante

4.2.6 Procedimentos de ensaio

Neste item serão descritos os procedimentos adotados na realização dos ensaios principais.

Para transportar os pilares e posiciona-los no pórtico de ensaio utilizou-se um dispositivo composto por duas cantoneiras metálicas unidas por barras de aço roscadas. Esse dispositivo era preso aos pilares por pressão e permitia a elevação dos mesmos com o auxílio de uma empilhadeira.

Após o posicionamento, o pilar era apumado e preso através da aplicação de aproximadamente 5KN de carga.

Os extensômetros mecânicos eram então posicionados e os fios dos extensômetros elétricos soldados, isolados e conectados ao aquisitor de dados.

Antes de iniciar o ensaio era verificada a centragem da carga. Para isso aplicava-se cerca de 100KN de carga e fazia-se a leitura dos relógios comparadores.

Os ensaios foram realizados com um incremento de carga de 50KN para os pilares testemunho e 100KN para os demais. O pórtico de ensaios possuía capacidade de carga de 5000KN.

5. Resultados

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios dos oito pilares de concreto armado avaliados na pesquisa.

5.1 Considerações iniciais

A tabela 5.1 contém os valores da carga aplicada e da deformação longitudinal nos pilares no momento do colapso dos mesmos. Vale ressaltar, que esses valores serão discutidos com profundidade no próximo capítulo da dissertação.

Como análise inicial, é importante destacar que a carga de colapso dos pilares reforçados não pode ser tomada como parâmetro para calcular o aumento da capacidade portante dos mesmos. Isto se deve ao fato de que, para esses valores de carga, as deformações longitudinais dos pilares atingem valores inaceitáveis para uma estrutura real. Para se ter idéia, num pilar de 3m de comprimento, uma de formação longitudinal de 0,85% representaria um recalque de 2,55cm.

Outro fato a ser considerado, diz respeito ao estados limites últimos teóricos. Para o pilar PC03S'10, por exemplo, a deformação longitudinal apresentada no instante de pico da carga corresponderia a um estado limite último teórico para a armadura longitudinal.

Assim sendo, é importante definir parâmetros para a determinação do aumento da capacidade portante dos elementos reforçados, para que se possa ter subsídios para projetar adequadamente esse tipo de reforço. Essas questões serão discutidas no próximo capítulo.

Tabela 5.1- Cargas e deformações de colapso dos pilares

Pilar	Carga Colapso (KN)	Aumento da carga de colapso em relação ao pilar Testemunho (%)	Deformação Longitudinal no colapso (‰)
Pilares Circulares			
PCT	809,7	--	3,4
PC01S'0	1294,9	59,9	9,5
PC02S'5	1291,4	59,5	12,2
PC03S'10	1065,7	31,6	11,9
PC04S'0	1672,5	106,6	14,4
Pilares Quadrados			
PQT	786,3	--	3,1
PQ01S'0	1000,0	27,2	14,6
PQ02S'5	900,0	14,5	8,5

5.2 Deformações medidas pelos extensômetros e forma de ruptura dos pilares

Como comentado anteriormente, as armaduras dos pilares e o compósito PRFC foram instrumentados com extensômetros. Os Gráficos a seguir apresentam as leituras registradas pelos extensômetros em função da carga aplicada ao pilar.

- *PCT*

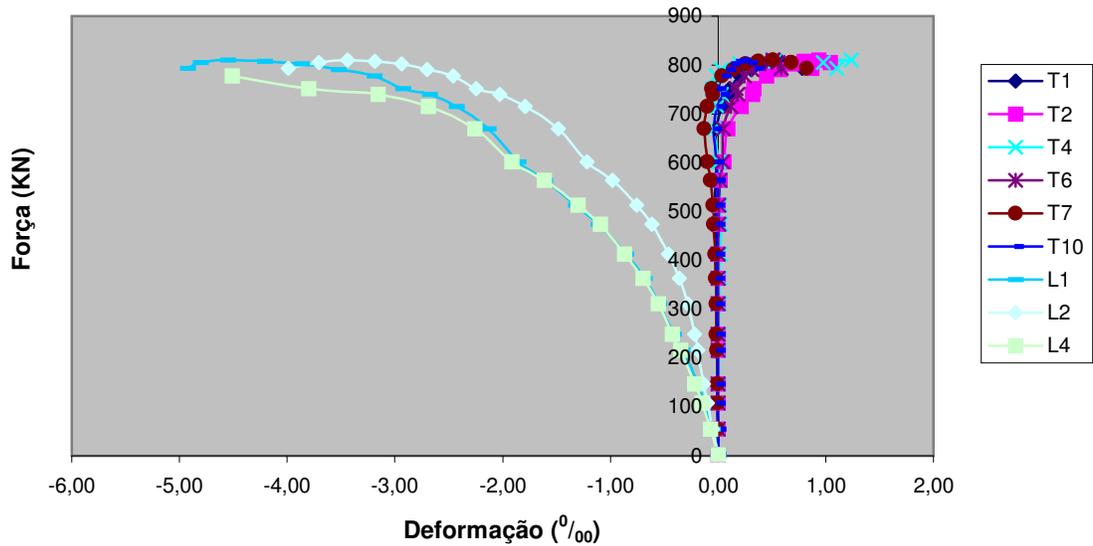


Figura 5.1- Leitura dos extensômetros para o pilar PCT

Através das leituras dos extensômetros para o pilar PCT, pode-se perceber o início de escoamento das armaduras longitudinais, representadas pelas seqüências L1, L2 e L4. Além disso, pode-se notar que as deformações nos estribos atingiram os patamares esperados considerando-se um coeficiente de Poisson usual para o concreto comum.

A ruína do pilar se deu pela ruptura do concreto, que atingiu seu encurtamento limite. A figura a seguir ilustra a ruptura do pilar PCT.



Figura 5.2 – Ruptura do pilar PCT

- *PC01S'0*

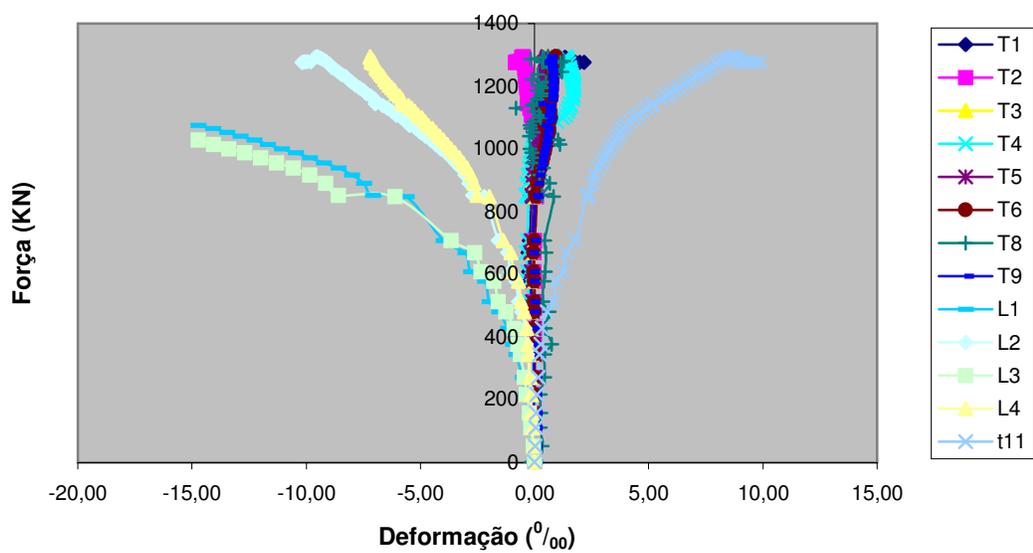


Figura 5.3 – Leitura dos extensômetros pilar PC01S'0

As deformações obtidas para as armaduras longitudinais do pilar PC01S'0 mostram uma certa excentricidade na aplicação do carregamento. Isso pode ser afirmado avaliando-se as deformações das barras L1 e L3 e de suas opostas L2 e L4. Pode-se notar que L1 e L3 apresentaram maiores deformações, para um mesmo nível de carregamento, que L2 e L4. A análise do gráfico permite concluir também, que os extensômetros colados na parte externa dos estribos (T1 a T9) não representaram corretamente as deformações na armadura transversal. Isso pode ser notado comparando-se as deformações medidas pelos extensômetros colados externamente com as deformações medidas pelo extensômetro T11, que foi colado na parte interna do estribo central. As leituras fornecidas por T11 mostram o escoamento do estribo central, enquanto as leituras dos demais extensômetros colados nos estribos apresentam deformações muito menores.

A análise das deformações nas armaduras permite concluir ainda, que até o colapso do pilar pode-se constatar alguns estados limites últimos teóricos. Além do encurtamento do concreto, que atingiu valores muito maiores que o encurtamento último teórico, a deformação nos estribos supera o início de escoamento e a armadura longitudinal apresenta deformação plástica excessiva, ou seja, atinge o valor último teórico de $10^0/_{00}$.

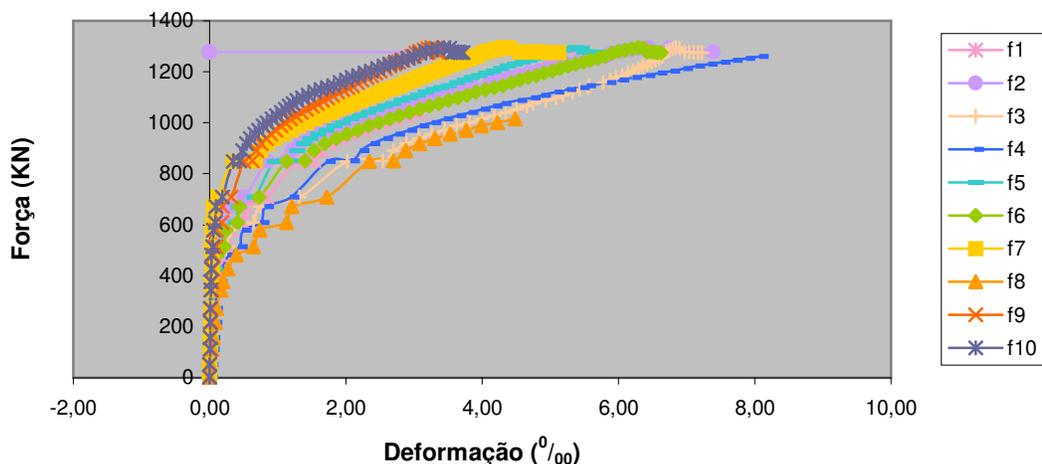


Figura 5.4- Leitura dos extensômetros para fibras pilar PC01S'0

A análise das deformações na camisa de reforço mostra, de forma coerente com o descrito na literatura, que o compósito PRFC começa a ser mobilizado quando se atinge a resistência do concreto não confinado, no caso com um nível de carregamento de aproximadamente 800KN (a ruína do pilar testemunho se deu com 809,7KN). Até o limite de resistência do concreto não confinado, as deformações na camisa PRFC são pequenas. No entanto, após a fissuração do concreto, o reforço é mobilizado e as deformações na camisa aumentam rapidamente até a ruptura do compósito.

Outra conclusão importante, diz respeito à deformação de ruptura do compósito PRFC que, para o pilar PC01S'0, ficou bem abaixo do valor aferido no ensaio de tração direta (14⁰/₀₀). Esse dado é importante, pois, pode contribuir para a definição de um limite último de deformação para o sistema PRFC, o que contribuiria para o projeto adequado desse tipo de reforço.

O colapso do pilar em questão ocorreu com a ruptura da camisa de reforço após grande deformação do pilar. Isso permite dizer que houve um grande incremento na ductilidade do elemento, o que se constitui num dado importante para situações em que se deva considerar a possibilidade de abalos sísmicos. De fato, para a taxa de reforço com PRFC utilizada nesse pilar é mais correto falar em ganho de ductilidade do que em aumento da capacidade portante, uma vez que, como comentado anteriormente, antes do colapso do pilar tanto o concreto quanto as armaduras de aço já haviam atingido seus estados limites últimos teóricos de deformação. As figuras a seguir ilustram a ruptura do pilar PC01S'0.

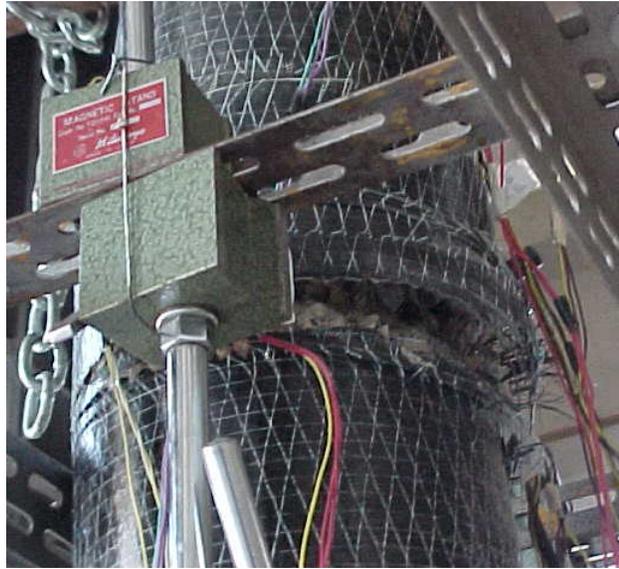


Figura 5.5- Detalhe ruptura PC01S'0



Figura 5.6 – Detalhe deformação PC01S'0

- *PC02S'5*

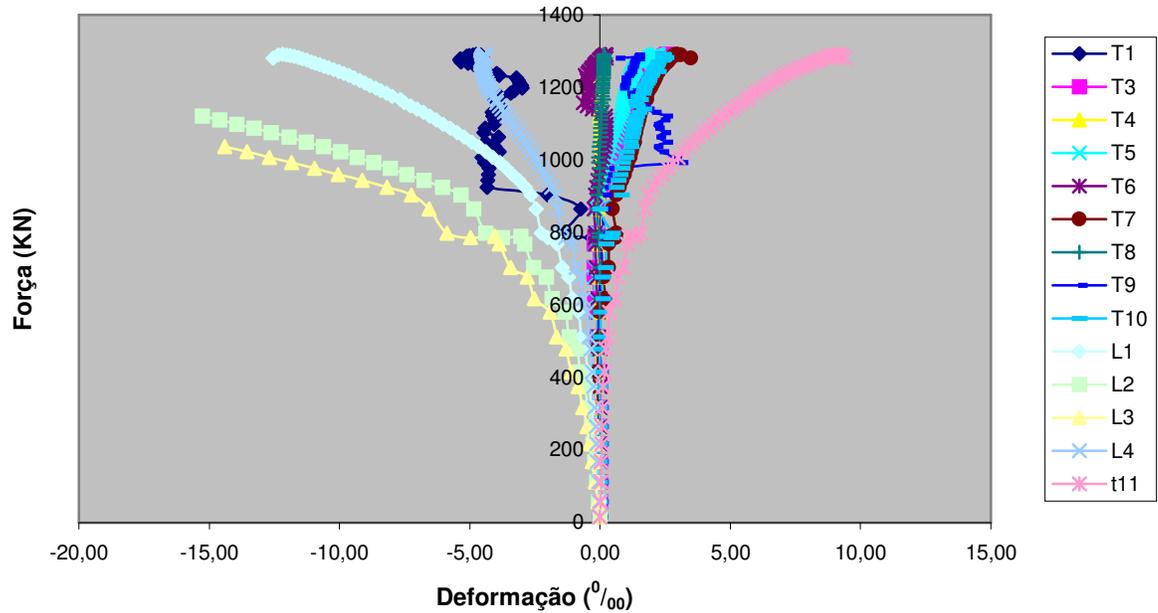


Figura 5.7- Leitura extensômetros PC02S'5

Como ocorreu com o pilar anterior, os extensômetros colados na parte externa dos estribos se mostraram ineficientes para representar corretamente as deformações da armadura transversal. O extensômetro colado internamente (T11) mostra o escoamento do estribo central, enquanto os demais apresentam deformações muito inferiores.

Mais uma vez a análise das leituras dos extensômetros revela que a armadura longitudinal ultrapassou a deformação última teórica e que o mesmo também ocorreu com os estribos.

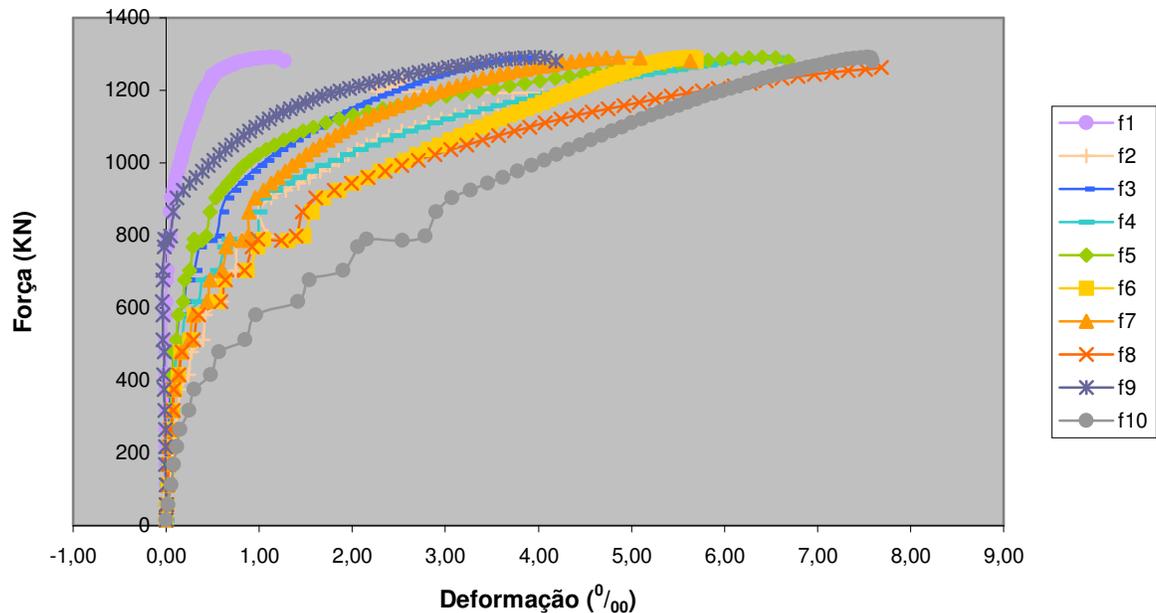


Figura 5.8 - Leitura dos extensômetros no compósito para PC02S' 5

No que se refere às fibras de carbono, percebe-se novamente que a mobilização das mesmas se dá após ser atingida a resistência do concreto não confinado (carga de aproximadamente 800KN). Além disso, mais uma vez a deformação de ruptura do compósito ficou muito abaixo da obtida na tração direta, confirmando o que ocorreu com o pilar PC01S'0.

O colapso do pilar PC02 S'5 se deu após a ruptura de um laço PRFC localizado na região central do pilar. Mais uma vez o pilar sofreu grande deformação antes do colapso, entretanto, após a ruptura do laço PRFC o colapso do pilar se deu de forma brusca, já que o concreto que estava sendo contido pelo cintamento se encontrava todo esmagado.



Figura 5.9 – Detalhe de ruptura PC02S'5



Figura 5.10 - Ruína PC02S' 5

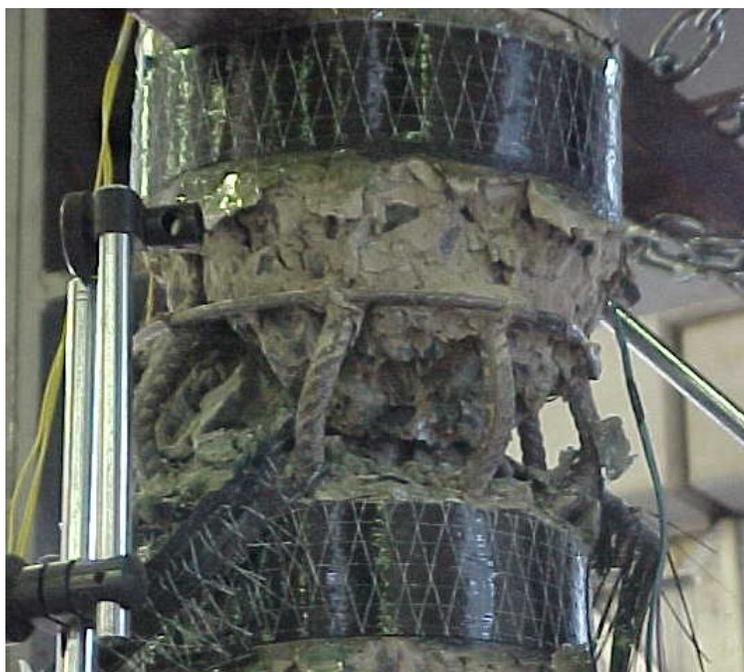


Figura 5.11 - Detalhe da ruína PC02S' 5

- *PC03S'10*

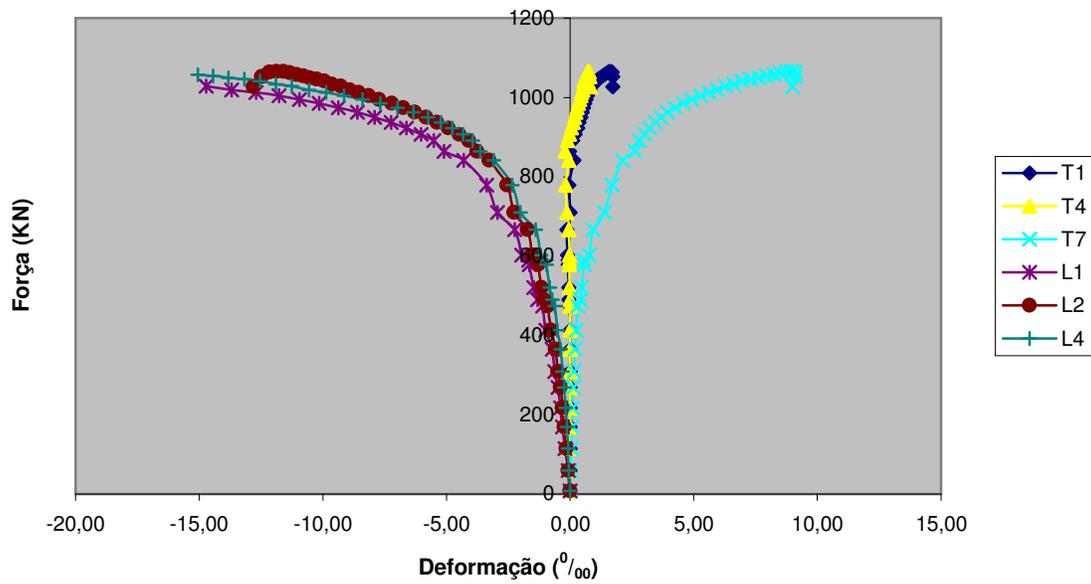


Figura 5.12 - Leituras dos extensômetros PC03S' 10

Neste caso, o extensômetro T7 foi colado no lado interno do estribo central e mostra de forma clara o escoamento do mesmo. Os extensômetros L1, L2 e L3 também mostram o escoamento da armadura longitudinal, que novamente atingiu uma deformação maior que $10^0/_{00}$. Além disso, as leituras desses extensômetros revelam que, diferentemente do comentado para o pilar PC01S'0, a excentricidade na aplicação da carga foi pequena, uma vez que as curvas de L1, L2 e L3 caminham praticamente juntas.

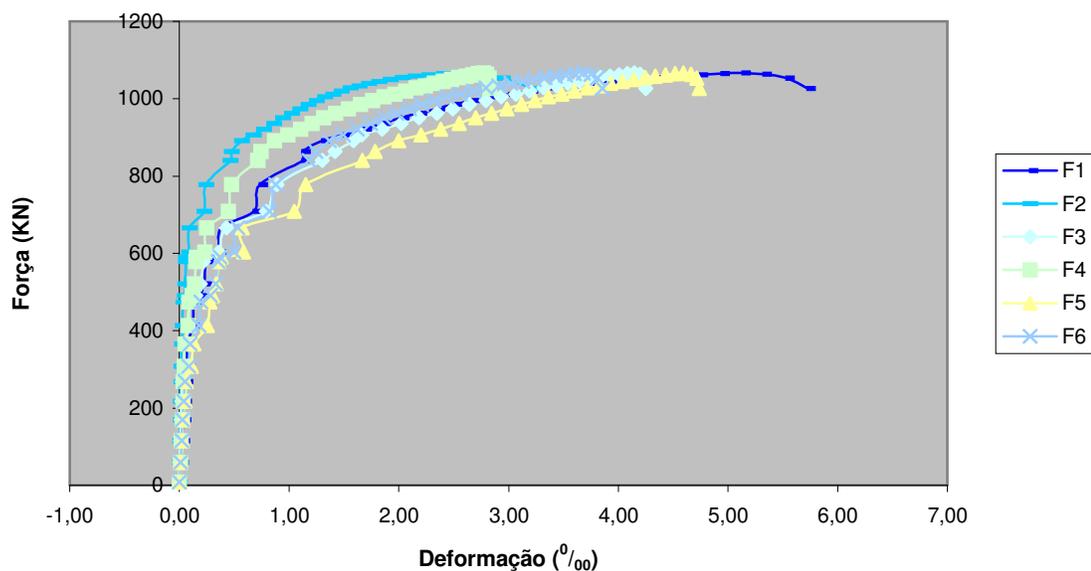


Figura 5.13 - Leitura dos extensômetros no compósito para PC03S' 10

A análise das leituras dos extensômetros colados nos laços PRFC mais uma vez revela que o reforço só começa a ser efetivamente mobilizado após se atingir a resistência o concreto confinado.

O dado novo para este pilar é que, diferentemente do pilar anterior, antes da ruptura de um laço PRFC ocorreu a ruptura do concreto localizado na região entre laços de cintamento. Assim sendo, chegou-se a conclusão de que não era mais necessário ensaiar um outro pilar com espaçamento entre laços de 15cm, como estava previsto anteriormente, já que provavelmente o colapso desse novo pilar se daria pela ruptura do concreto.

Vale destacar que, mais uma vez, a deformação do pilar antes do colapso foi muito maior que a observada para o pilar testemunho circular, revelando um ganho de ductilidade significativo. As fotos a seguir ilustram o colapso do pilar PC03S'10.



Figura 5.14 - Detalhe da ruptura na região entre laços



Figura 5.15 - Ruptura PC03S' 10

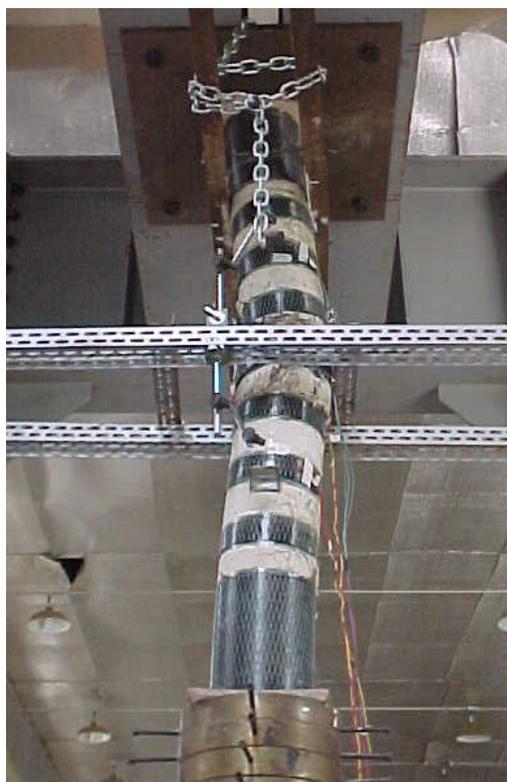


Figura 5.16 - Deformação PC03S' 10

- *PQT*

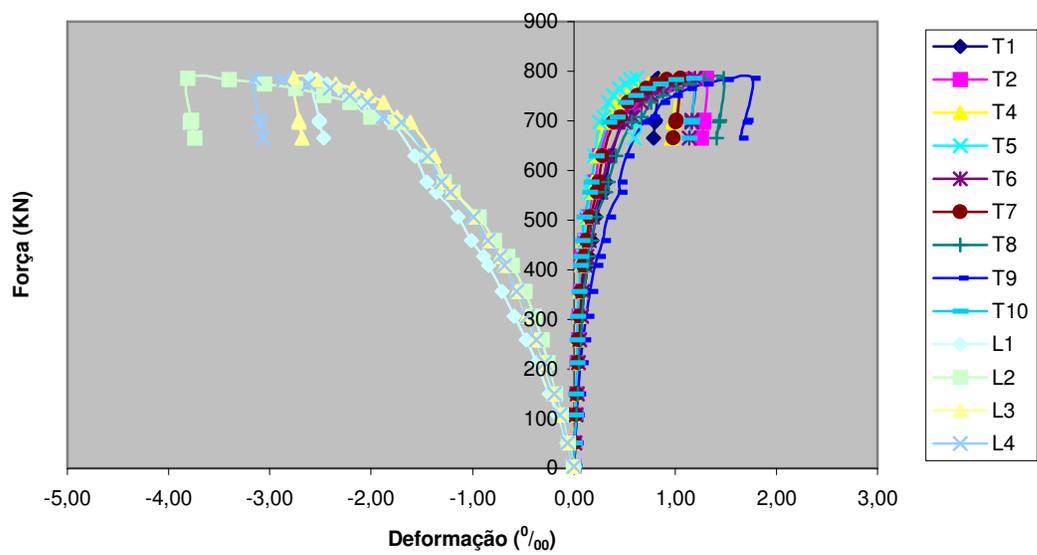


Figura 5.17 - Leitura dos extensômetros PQT

Ao contrário do que ocorreu com os pilares de seção circular, os extensômetros colados na face externa dos estribos parecem ter representado adequadamente as deformações na armadura transversal dos pilares quadrados. Isso pode ser observado através das leituras dos extensômetros para o pilar PQT.

A análise das leituras de L1, L2, L3 e L4 revela que a aplicação do carregamento para o pilar PQT se deu com pouca excentricidade, uma vez que as curvas da figura 5.17 para esses extensômetros se mostram muito próximas.

Como ocorreu com o pilar PCT, pode-se observar o início de escoamento das armaduras longitudinais.

A ruína do pilar PQT se deu e forma brusca com a ruptura do concreto, que atingiu seu encurtamento limite. As figuras a seguir ilustram essa ruptura.



Figura 5.18 - Ruína PQT



Figura 5.19 - Detalhe da ruína PQT

- *PQ01S'0*

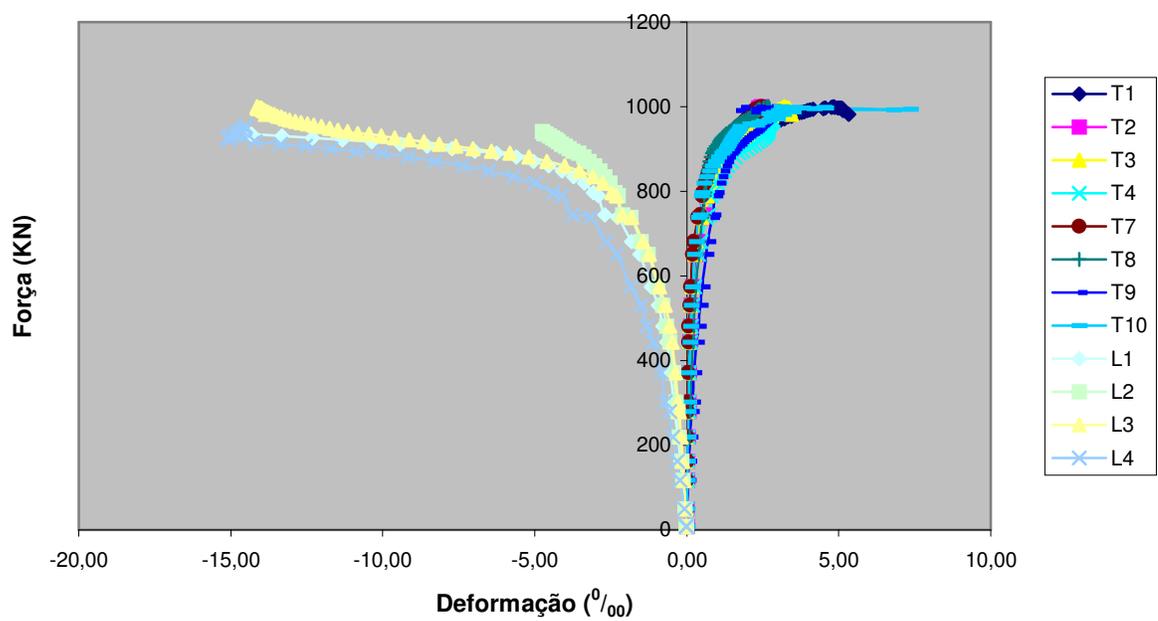


Figura 5.20 - Leitura dos extensômetros PQ01S' 0

As leituras para os estribos mostram o escoamento dos mesmos, o que também ocorre no caso das armaduras longitudinais, que inclusive atingem o valor limite teórico de alongamento.

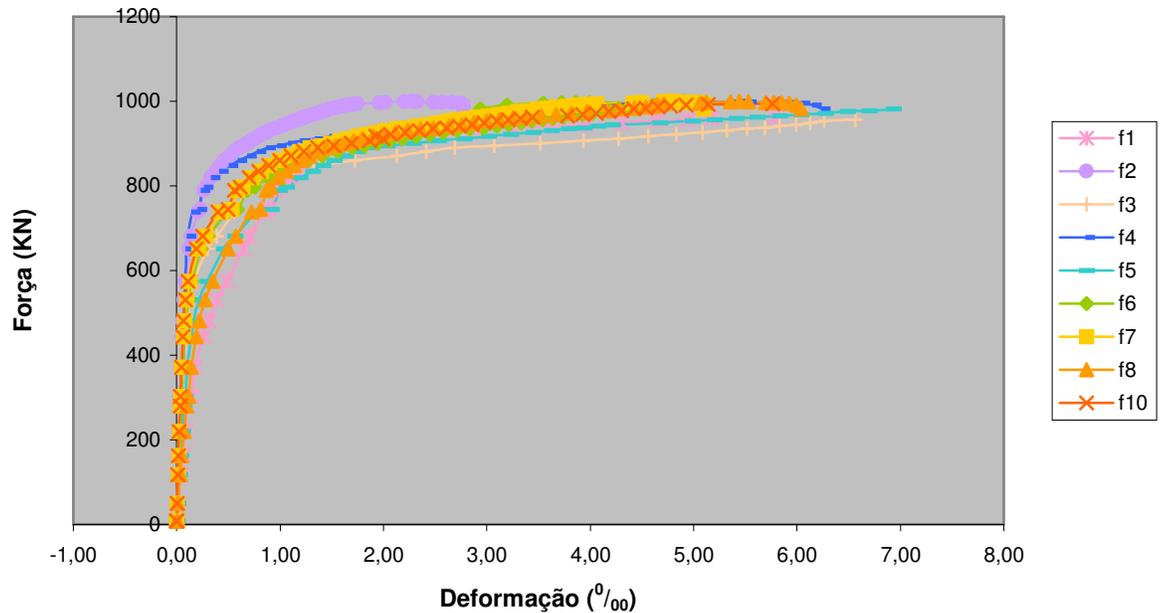


Figura 5.21 - Leitura dos extensômetros no compósito para PQ01S' 0

No caso das deformações nas fibras, percebe-se que, de forma até mais acentuada do que ocorreu para os pilares circulares, a camisa de reforço só foi efetivamente solicitada após se atingir a resistência do concreto não confinado, ou seja, com um nível de carregamento em torno de 700KN. Vale destacar que o gráfico da figura 5.21 mostra que, atingida a resistência do concreto não confinado, as deformações na camisa de reforço crescem acentuadamente sem grandes acréscimos da carga aplicada (o segundo trecho do gráfico é praticamente horizontal).

Como ocorreu para os pilares circulares, o alongamento de ruptura do compósito PRFC foi bem menor que o obtido no ensaio de tração direta, fato que reforça a necessidade de se estudar um valor limite de deformação para o compósito bastante inferior aos obtidos em ensaios de tração.

- PQ02S'5

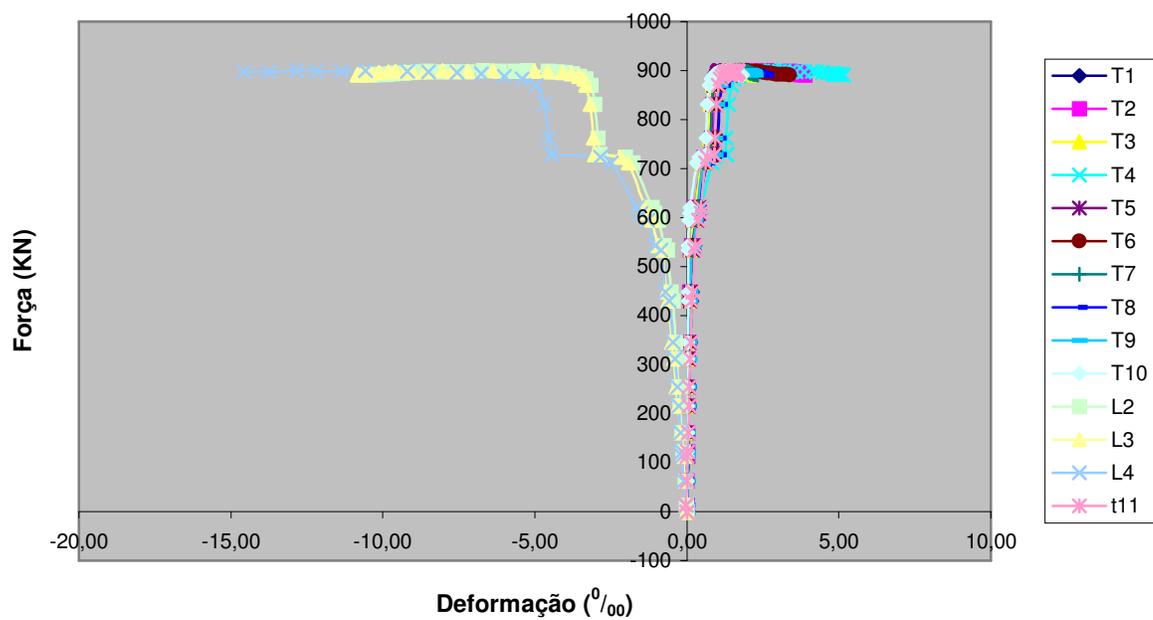


Figura 5.22 - Leitura dos extensômetros na armadura PQ02S' 5

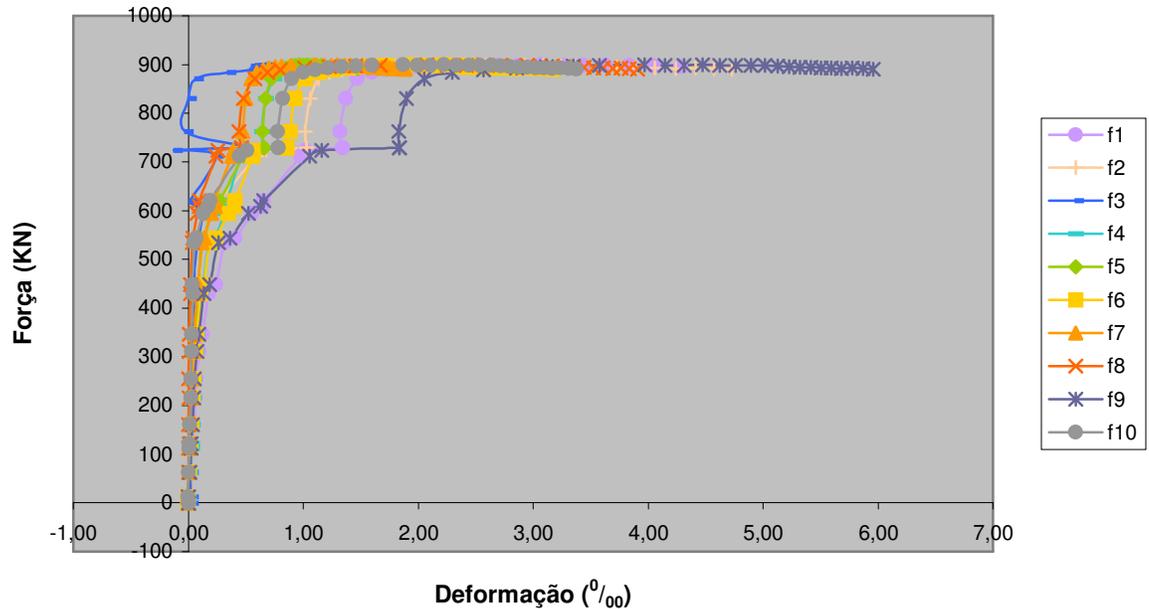


Figura 5.23 - Leitura dos extensômetros no compósito para PQ02S' 5

Para esse pilar os gráficos acima mostram que a eficiência do reforço para um espaçamento entre laços de 5 cm foi praticamente desprezível. De fato a carga de colapso do pilar testemunho foi de 786,3KN, enquanto que o pilar PQ02S'5 atingiu 900KN, ou seja, apenas 14,5% a mais. Os gráficos demonstram que, uma vez atingida a resistência do concreto não confinado, tanto as deformações nas armaduras quanto as deformações nos laços PRFC cresceram até a ruptura o pilar, praticamente sem incremento da carga aplicada.

Deste modo, chegou-se a conclusão de que não seria necessário ensaiar os pilares PQ03S'10 e PQ04S'15, que estavam programados anteriorm ente, uma vez que aumentando-se ainda mais o espaçamento entre laços o reforço não surtiria efeito algum.

A ruptura do pilar PQ02S'5 se deu pela ruptura do concreto na região entre laços, sendo que os laços de cintamento não chegaram a se romper.



Figura 5.24 - Ruptura na região entre laços

- *PC04S'0*

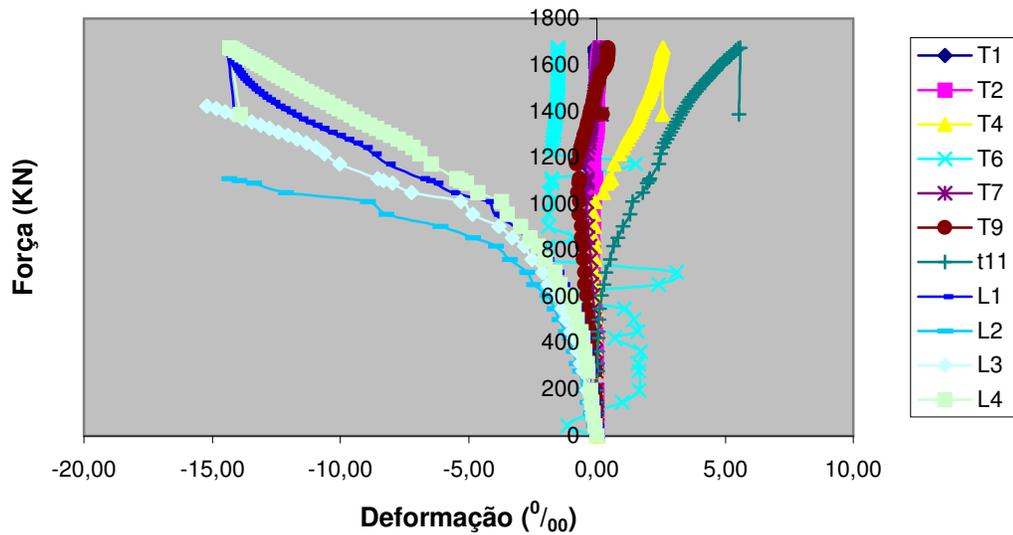


Figura 5.25 - Leitura dos extensômetros na armadura PC04S' 0

Novamente, os extensômetros colados externamente nos estribos não representaram corretamente as deformações da armadura transversal. O extensômetro T11 colado internamente no estribo central mostra claramente o escoamento do mesmo. No que diz respeito às armaduras longitudinais mais uma vez percebe-se que, no colapso do pilar, as deformações nas mesmas ultrapassam o valor convencional como estado limite último teórico.

A análise das leituras dos extensômetros colados na camisa PRFC revela que, mesmo com o aumento da taxa de reforço, as fibras só começaram a ser efetivamente mobilizadas após se atingir a resistência do concreto não confinado, embora se note um discreto acréscimo de deformação na camisa PRFC antes de se atingir esse nível de carregamento (aproximadamente 800KN).

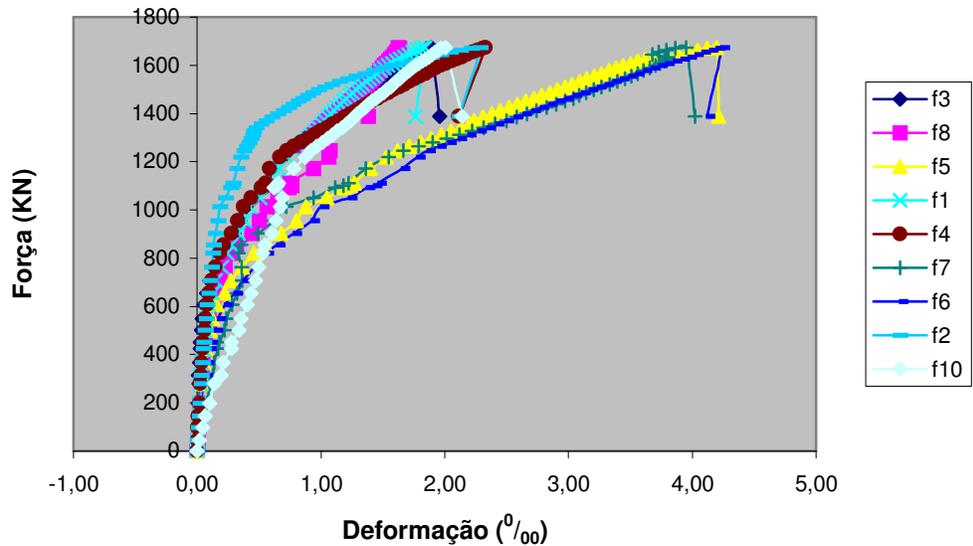


Figura 5.26 - Leitura dos extensômetros no compósito PC04S'0

O dado novo para este pilar é que a taxa de reforço foi bem maior que a utilizada para os demais elementos. Com isso, ocorre que para se produzir deformações na camisa PRFC o carregamento necessário é relativamente maior que para os outros pilares. Desse modo, uma vez iniciada a mobilização do compósito de fibras, ocorreu um acréscimo da capacidade portante do pilar maior que o observado para os demais elementos analisados na pesquisa.

Analisando-se, por exemplo, o extensômetro F1, colado na região central da camisa PRFC, percebe-se que a carga no pilar PC04S'0 era da ordem de 1500KN para uma leitura 0,15% nesse extensômetro. Para efeito de comparação, para o mesmo nível de deformação na região central da camisa de reforço, a carga no pilar PC01S'0 era da ordem de 850KN, ou seja, aproximadamente 44% menor que o carregamento registrado para o pilar com quatro camadas de reforço.

Outro dado importante para esse pilar é que o mesmo perdeu sua capacidade portante antes da ruptura da camisa de reforço. Isso pôde ser percebido pela queda abrupta do carregamento. A explicação para isso pode estar na taxa de reforço aplicada ao pilar. Para se ter idéia a pressão lateral de confinamento teórica calculada segundo a equação 3.11 corresponde a 20,54 MPa, ou seja, é maior que a resistência do concreto não confinado. Como a pressão lateral é calculada a partir da tensão de ruptura do compósito PRF, é razoável afirmar que, se ela é maior do que resistência do concreto é provável que o pilar rompa antes que essa pressão seja atingida.

6. Análise dos resultados

Neste capítulo será feita uma discussão sobre os resultados apresentados no capítulo anterior. Através dessa discussão pretende-se alcançar os objetivos propostos para o trabalho e chegar a algumas conclusões sobre o comportamento de pilares de concreto confinados com compósitos de fibras.

6.1 Discussão sobre o aumento da capacidade portante dos pilares

No capítulo anterior foi enfatizada a necessidade de uma discussão mais ampla sobre o real aumento da capacidade portante dos pilares reforçados com PRFC, tomando-se como parâmetros para essa discussão os estados limites últimos teóricos convencionados para os materiais que compõem esses pilares.

A tabela 6.1 apresenta a carga experimental correspondente a uma deformação longitudinal de 0,2%, valor normalmente tomado como limite último para o concreto na compressão simples, e a carga experimental no colapso do pilar. Através dos resultados apresentados na tabela, pretende-se aprofundar a discussão sobre o ganho de resistência fornecido pelo reforço com PRFC.

Tabela 6.1 - Cargas experimentais para deformação 0,2% e no colapso dos pilares

Pilar	Estado limite último para o concreto não confinado ($\epsilon_1 = 2\text{‰}$)	Colapso do Pilar	Deformação no colapso (‰)
Nome	Carga (KN)	Carga (KN)	--
Pilares Circulares			
PCT	739,7	809,7	3,4
PC01S'0	847,4 (+14,6%)	1294,9 (+59,9%)	9,5
PC02S'5	786,3 (+6,3%)	1291,4 (+59,5%)	12,2
PC03S'10	743,8 (+0,55%)	1065,7 (+31,6%)	11,9
PC04S'0	854,6 (+15,5%)	1672,5 (+106,6%)	14,4
Pilares Quadrados			
PQT	722,3	786,3	3,1
PQ01S'0	743,8 (+3,0%)	1000,0 (+27,2%)	14,6
PQ02S'5	723,5 (0,17%)	900,0 (+14,5)	8,5

Através da tabela 6.1 é possível notar que para um encurtamento de 0,2% a maioria dos pilares reforçados com PRFC não apresenta aumento significativo da capacidade portante. Por outro lado, é possível perceber que, antes do colapso, os pilares reforçados atingem uma deformação longitudinal muito maior que 0,2%. Isto significa que considerar um encurtamento último em torno de 0,2% para o concreto confinado com PRFC pode ser conservador. Da mesma forma, não é possível, em termos de projeto, adotar deformações da ordem de 0,8 a 1,0%. Assim sendo, para o projeto adequado desse tipo de reforço, é necessário adotar um limite de deformação longitudinal que não seja muito conservador, mas que também se encontre dentro de valores de comportamento para uma estrutura real.

Admitindo-se, por exemplo, uma deformação longitudinal de 0,3%, que é um valor aceitável em termos de projeto, chega-se aos seguintes aumentos da capacidade portante dos pilares.

Tabela 6.2 - Carga experimental para deformação longitudinal de 0,3%

Pilar	Carga Experimental para deformação de 0,3% (KN)
Pilares Circulares	
PCT	801,9
PC01S'0	928,5 (+15,8%)
PC02S'5	925,2 (+14,4%)
PC03S'10	840,8 (+4,9%)
PC04S'0	955,7 (+19,2%)
Pilares Quadrados	
PQT	786,3
PQ01S'0	847,4 (+5,7%)
PQ02S'5	796,5 (+1,3%)

Percebe-se, portanto, que é necessário que sejam desenvolvidos procedimentos de dimensionamento que tomem por base a deformação longitudinal do pilar.

6.2 Cálculo da tensão no concreto confinado

Para se obter a tensão experimental do concreto confinado é necessário determinar a parcela do carregamento referente ao confinamento do concreto e dividir pela área de concreto confinado.

Nos pilares testemunho existe um certo confinamento produzido pela armadura transversal. Para esses elementos a tensão pode ser calculada utilizando-se o núcleo de concreto efetivamente confinado, delimitado pela armadura transversal. Para isso precisa-se da força referente ao confinamento que é dada por:

$$F_{cc} = F_{Exp} - F_s - F_{Cob} \quad (6.1)$$

Onde F_{cc} é a parcela do carregamento referente ao confinamento do concreto, F_{Exp} o carregamento medido experimentalmente para o pilar, F_s é a parcela do carregamento resistida pela armadura transversal e F_{Cob} é a parcela do carregamento resistida pelo cobrimento.

A parcela referente à armadura longitudinal pode ser calculada pelos dados obtidos através dos ensaios de caracterização do aço, que incluem os diagramas tensão-deformação do mesmo.

No que se refere à carga resistida pelo cobrimento, esta será calculada através da equação sugerida por POPOVICS (1973), para o comportamento do concreto simples.

Para os demais pilares será usado o mesmo procedimento, apenas observando-se que o núcleo de concreto estará confinado não só pela armadura transversal, mas também pelo compósito PRFC. Além disso, o cobrimento também estará confinado pelo compósito de fibra.

6.2 Resistências experimentais do concreto

A tabela 6.3 apresenta a resistência e as deformações longitudinais obtidas experimentalmente para cada um dos pilares analisados na pesquisa. Os resultados contidos nessa tabela servirão de base para análise dos modelos para concreto confinado com PRF descritos na revisão bibliográfica.

De maneira semelhante ao que foi feito no início desse capítulo, são apresentadas as resistências calculadas a partir da carga de colapso dos pilares e também para uma deformação longitudinal de 0,2%, tomada comumente como estado limite último para o concreto sob compressão simples.

Tabela 6.3 - Resistências experimentais do concreto

Pilar	f_{cc} no colapso (MPa)	ε_c no colapso (‰)	f_{cc} a 0,2% (MPa)
Pilares Circulares			
PCT	15,16	3,4	14,98
PC01S'0	31,71 (+109,2%)	9,5	19,12 (+27,6%)
PC02S'5	30,93 (+104,0%)	12,2	16,49 (+10,1%)
PC03S'10	20,98 (+38,4%)	11,9	14,62 (-2,5%)
PC04S'0	45,16 (+197,9%)	14,4	19,50 (+30,2%)
Pilares Quadrados			
PQT	14,52	3,1	14,72
PQ01S'0	19,26 (+32,6%)	14,6	15,63 (+6,2%)
PQ02S'5	14,98 (+3,2%)	8,5	13,68 (-7,6%)

6.3 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para os pilares circulares totalmente revestidos com PRFC.

Os modelos de cálculo para o concreto confinado com compósitos são normalmente desenvolvidos tomando-se por base ensaios de cilindros de concreto totalmente revestidos com polímeros reforçados com fibras. Assim, teoricamente, esses modelos apresentariam resultados mais precisos para pilares circulares encamisados com PRF. Para pilares com outras geometrias de seção transversal ou reforçados com laços PRF (ao invés de uma camisa PRF), outras variáveis devem ser levadas em conta. Assim sendo, optou-se neste trabalho por analisar cada caso separadamente.

A tabela 6.4 apresenta uma comparação entre a resistência e a deformação longitudinal do concreto confinado obtidas experimentalmente no colapso do pilar PC01S'0 e a resistência e a deformação obtidas, para o mesmo pilar, através dos modelos analíticos de confinamento descritos na revisão bibliográfica.

Tabela 6.4 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos na situação de colapso – PC01S'0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
Experimental	31,71	--	9,5	--
MANDER et al (1988)	36,37	1,147	16,0	1,684
SAAMAN et al (1998)	34,03	1,073	18,2	1,916
MIYAUCHI et al (1997)	33,15	1,045	16,2	1,705

Pelos resultados percebe-se que todos os modelos superestimaram a resistência a compressão do concreto confinado e principalmente a deformação longitudinal do pilar.

O modelo de MANDER et al (1988), como constatado em outros trabalhos, foi o que forneceu o maior resultado para a resistência do concreto confinado com PRFC, superestimando-a em quase 15%. No que se refere à deformação longitudinal, esse modelo, apesar de ter previsto o menor valor, superestimou a deformação em quase 70%.

O modelo de SAAMAN et al (1988) forneceu uma resistência 7,3% maior que a determinada experimentalmente e uma deformação longitudinal quase duas vezes maior que a experimental. Esse modelo foi desenvolvido empiricamente para tubos de PRF com núcleo de concreto, nos quais o compósito apresenta uma espessura muito maior que a do compósito utilizado no reforço do pilar em questão. Isso pode ter contribuído para os erros nas previsões do modelo.

O modelo de MIYAUCHI et al (1997) foi o que apresentou o resultado mais próximo para a resistência o concreto confinado, cometendo um erro de 4,5%. Entretanto, como nos outros casos o erro apresentado para a deformação longitudinal foi bastante acentuado.

Vale ressaltar que as dificuldades e imprecisões na obtenção das deformações longitudinais experimentais podem ter contribuído para as discrepâncias entre os dados teóricos e os obtidos nos ensaios. Os extensômetros mecânicos, por exemplo, eram retirados antes do colapso dos pilares para evitar que fossem danificados. Com isso, as deformações longitudinais, após a retirada desses equipamentos, foram estimadas a partir da leitura dos extensômetros elétricos colados na armadura longitudinal.

Na tabela 6.5 é feita uma nova comparação entre os dados experimentais e os dados fornecidos pelos modelos analíticos, considerando-se agora uma deformação longitudinal de 0,2%. Essa nova comparação visa avaliar os modelos na previsão da resistência do concreto confinado para uma deformação longitudinal aceitável num projeto desse tipo reforço.

Tabela 6.5 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos para deformação 0,2% - PC01S' 0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$
Experimental	19,12	--
MANDER et al (1988)	23,05	1,206
SAAMAN et al (1998)	16,78	0,878
MIYAUCHI et al (1997)	15,05	0,787

Os novos resultados mostram que o modelo de MANDER et al (1988) cometeu um erro ainda maior na previsão da resistência do concreto confinado. Em contra partida, os outros dois modelos forneceram resultados satisfatórios para a resistência à compressão calculada para uma deformação longitudinal de 0,2%. Vale ressaltar, inclusive, que as previsões fornecidas por esses dois modelos passaram a ser a favor da segurança nessa nova situação.

Tomando-se como objeto de análise o pilar PC04S'0, a tabela 6.6 apresenta os dados teóricos e experimentais para a situação de colapso desse elemento.

Tabela 6.6 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos na situação de colapso - PC04S' 0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
Experimental	45,16	--	14,4	--
MANDER et al (1988)	57,08	1,264	29,7	2,063
SAAMAN et al (1998)	64,93	1,438	25,1	1,743
MIYAUCHI et al (1997)	87,05	1,928	25,7	1,785

À primeira vista os resultados da tabela 6.6 mostram uma total discrepância entre os dados experimentais e as previsões fornecidas pelos modelos analíticos. Entretanto, é necessário fazer algumas considerações sobre esse caso.

A pressão lateral de confinamento para esse pilar, calculada através da equação 3.11 e utilizada nas previsões dos modelos analíticos, é de 20,54 MPa, ou seja, cerca de 1,35 vezes maior que a resistência do concreto não confinado. Alguns pesquisadores têm proposto, no entanto, que a pressão lateral de confinamento, calculada através de dados experimentais, chega no máximo a 60% da resistência do concreto confinado.

De fato, calculando-se a pressão de confinamento lateral a partir dos dados experimentais do pilar PC04S'0, chega-se ao valor de 8,57 MPa, o que corresponde a uma relação f_l / f_c de 0,565. Esse valor é muito próximo do valor máximo de f_l proposto por alguns pesquisadores, o que pode significar que a taxa de reforço utilizada no pilar PC04S'0 é maior que a taxa máxima para a resistência do concreto em questão.

Considerando-se, então, uma pressão lateral de confinamento de 60% da resistência do concreto obtida para o pilar circular testemunho, ou seja, 9,07 MPa temos a situação apresentada na tabela 6.7

Tabela 6.7 - Resultados experimentais e teóricos para pressão lateral de 60% da resistência do concreto

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
Experimental	45,16	--	14,4	--
MANDER et al (1988)	44,79	0,992	21,9	1,521
SAAMAN et al (1998)	43,21	0,957	13,5	0,938
MIYAUCHI et al (1997)	46,91	1,039	19,5	1,354

Nessa nova situação percebe-se que os três modelos forneceram resultados satisfatórios para a resistência do concreto confinado. Com relação à deformação longitudinal, os modelos de MANDER et al (1988) e MIYAUCHI et al (1997) apresentam erros acentuados. O modelo de SAAMAN et al (1998), entretanto, também estimou satisfatoriamente a deformação longitudinal do pilar, o que pode ser consequência do aumento da espessura do compósito provocado pela utilização de quatro camadas de folhas flexíveis de fibra de carbono.

De maneira análoga ao que foi feito para o pilar PC01S'0, a tabela 6.8 apresenta os resultados da resistência do concreto confinado para uma deformação longitudinal de 0,2%, já considerando uma pressão lateral de confinamento máxima de 60% de f_c .

Tabela 6.8 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos para deformação 0,2% - PC04S' 0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$
Experimental	19,50	--
MANDER et al (1988)	25,05	1,285
SAAMAN et al (1998)	18,66	0,957
MIYAUCHI et al (1997)	15,19	0,779

Mais uma vez o modelo de MANDER et al (1988) superestimou a resistência do concreto confinado, fornecendo um valor contra a segurança. Os demais modelos, entretanto, estimaram de forma satisfatória a resistência do concreto confinado para uma deformação longitudinal de 0,2%, com destaque para o modelo de SAAMAN et al (1998).

6.4 Análise da influência da geometria da seção transversal na eficiência do confinamento

No item 3.3.2 comentou-se sobre os procedimentos recomendados pela ACI440(2000) para o dimensionamento de pilares reforçados com compósitos PRF. Neste item, foi comentado que a norma em questão recomenda uma diminuição de 50% na resistência do concreto confinado para um pilar quadrado comparado a um pilar circular equivalente.

Um dos objetivos deste trabalho é avaliar a validade desta recomendação e, para isso, foram ensaiados pilares circulares e quadrados com mesma área da seção transversal e mesmas características de reforço.

Os experimentos mostraram que a eficiência do confinamento com PRF em pilares quadrados é muito menor que a verificada para pilares circulares equivalentes. Uma prova disso é que nem foi possível ensaiar o pilar PQ03S'10, pois no ensaio do pilar quadrado reforçado com laços espaçados de 5cm já ficou constatada a ineficiência do reforço.

A tabela 6.9 oferece uma comparação entre as resistências do concreto confinado obtidas para os pilares quadrados e seus respectivos pilares circulares equivalentes.

Tabela 6.9 - Comparação entre a resistência do concreto confinado de pilares quadrados e circulares

PQ01S'0	PC01S'0	f_{cc} do pilar quadrado/ f_{cc} do pilar circular
f_{cc} (MPa)	f_{cc} (MPa)	
19,26	31,71	0,61
PQ02S'5	PC02S'5	f_{cc} do pilar quadrado/ f_{cc} do pilar circular
f_{cc} (MPa)	f_{cc} (MPa)	
14,98	30,93	0,48

Através dos resultados apresentados na tabela, é possível afirmar que para os pilares ensaiados nessa pesquisa a recomendação da ACI440(2000) se confirmou. Vale ressaltar, no entanto, que apenas dois ensaios não são suficientes para determinar para que situações essa recomendação é válida, muito menos para comprovar a validade da mesma para todos os casos.

6.5 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para o pilar quadrado totalmente revestido com PRFC.

Com base no item anterior, os resultados dos modelos analíticos para o pilar PQ01S'0 foram calculados considerando-se um fator de redução ψ de 0,5. A tabela 6.10 apresenta os resultados obtidos para a resistência do concreto confinado, na situação de colapso, para duas hipóteses de aplicação do fator de redução. A primeira considera o coeficiente ψ aplicado sobre os resultados obtidos para o pilar PC01S'0, circular equivalente ao pilar PQ01S'0. A segunda considera ψ aplicado sobre a pressão de confinamento obtida para PC01S'0. No cálculo da deformação longitudinal para o pilar quadrado, entretanto, só foi aplicada a segunda hipótese, uma vez que a primeira gera resultados totalmente incoerentes para os valores da deformação.

Tabela 6.10 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos no colapso - PQ01S' 0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
Experimental	19,26	--	14,6	--
Hipótese1				
MANDER et al (1988)	18,19	0,944	---	
SAAMAN et al (1998)	17,02	0,884		
MIYAUCHI et al (1997)	16,58	0,861		
Hipótese2				
MANDER et al (1988)	27,41	1,423	10,9	0,747
SAAMAN et al (1998)	26,14	1,357	9,1	0,623
MIYAUCHI et al (1997)	23,52	1,221	13,1	0,897

A análise da tabela revela que a primeira hipótese forneceu resultados muito mais precisos para a resistência do concreto confinado, sendo que os três modelos apresentaram previsões satisfatórias utilizando-se essa hipótese. Com relação à deformação longitudinal, a aplicação da segundo hipótese ao modelo de MIYAUCHI et al (1997) forneceu uma boa previsão para a deformação do pilar.

Na tabela 6.11 são apresentados os resultados da resistência do concreto confinado para a deformação longitudinal de 0,2%, considerando-se as hipóteses 1 e 2 comentadas anteriormente.

Tabela 6.11 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos para deformação de 0,2% - PQ01S' 0

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$
Experimental	15,63	--
Hipótese1		
MANDER et al (1988)	11,53	0,738
SAAMAN et al (1998)	8,39	0,537
MIYAUCHI et al (1997)	7,53	0,482
Hipótese2		
MANDER et al (1988)	20,33	1,301
SAAMAN et al (1998)	16,18	1,035
MIYAUCHI et al (1997)	14,76	0,944

Para este caso a situação se inverteu e os resultados da segunda hipótese se mostraram muito mais próximos dos dados experimentais, excetuando-se os resultados fornecidos pelo modelo de MANDER et al (1988), que mais uma vez superestimaram a resistência do concreto confinado com PRFC.

Como, para fins de projeto desse tipo de reforço, é necessário limitar a deformação longitudinal em valores próximos a 0,2%, a hipótese2 se mostra mais interessante em termos de aplicações práticas.

6.6 Avaliação dos modelos analíticos de confinamento para os pilares reforçados com laços de PRFC

Alguns autores têm sugerido um coeficiente de eficácia do confinamento para avaliar a influência do espaçamento entre laços de cintamento na eficiência do reforço com PRF. Esse coeficiente, definido no item 3.3.1 (ver páginas 20 e 21), é dado pela razão entre a área do núcleo de concreto efetivamente confinado e a área líquida de concreto e é aplicado sobre a pressão de confinamento lateral.

Esse expediente foi utilizado na análise dos pilares reforçados com laços ensaiados nesta pesquisa e os resultados serão comentados nos próximos itens.

6.6.1 Pilares Circulares

A tabela 6.12 apresenta uma comparação, para a situação de colapso, entre os valores experimentais e os resultados fornecidos pelos modelos analíticos para os pilares circulares reforçados com laços PRFC. Na seqüência, a tabela 6.13 apresenta a mesma comparação considerando-se uma deformação longitudinal de 0,2%.

Tabela 6.12 - Pilares circulares reforçados com laços: Resultados experimentais x teóricos para o colapso

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc} (‰)	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
PC02S'5				
Experimental	30,93	--	12,2	--
MANDER et al (1988)	41,84	1,353	19,6	1,607
SAAMAN et al (1998)	39,74	1,285	18,1	1,484
MIYAUCHI et al (1997)	41,41	1,339	18,3	1,500
PC03S'10				
Experimental	20,96	--	11,9	--
MANDER et al (1988)	42,21	2,014	19,8	1,664
SAAMAN et al (1998)	40,16	1,916	14,4	1,210
MIYAUCHI et al (1997)	42,04	2,006	18,5	1,555

Tabela 6.13 - Pilares circulares reforçados com laços: resultados experimentais x teóricos deformação 0,2%

Resultado	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$
PC02S'5		
Experimental	16,49	--
MANDER et al (1988)	24,47	1,484
SAAMAN et al (1998)	17,58	1,066
MIYAUCHI et al (1997)	15,15	0,919
PC03S'10		
Experimental	14,62	--
MANDER et al (1988)	24,45	1,672
SAAMAN et al (1998)	18,03	1,233
MIYAUCHI et al (1997)	15,15	1,036

Analisando-se as duas tabelas, percebe-se uma discrepância muito acentuada entre os valores experimentais calculados com os dados referentes ao colapso dos dois pilares e os valores fornecidos pelos modelos analíticos. Essa discrepância diminui muito para os dados referentes à deformação longitudinal de 0,2%.

No capítulo 5 foi descrita a ruína do pilar PC03S'10, que se deu com a ruptura do concreto na região entre laços de cintoamento. Essa informação aliada aos resultados das tabelas 6.12 e 6.13 permite concluir que para esse pilar o espaçamento entre laços atingiu um valor que comprometeu bruscamente a eficiência do confinamento do concreto. Isso explica a discrepância entre os dados experimentais e os resultados dos modelos analíticos e aponta para a necessidade de se definir parâmetros para a limitação do espaçamento entre laços de cintoamento, de forma a se preservar a eficiência do reforço.

Com relação ao pilar PC02S'5, apesar da discrepância considerável entre os valores experimentais e teóricos na situação de colapso do pilar, os resultados para a deformação de 0,2% fornecidos pelos modelos de SAAMAN et al (1998) e MIYAUCHI et al (1997) se mostraram satisfatórios.

Assim sendo, é provável que o espaçamento entre laços adotado para esse pilar se encontrasse próximo do espaçamento máximo recomendável para as características do mesmo, fato que também teria prejudicado o desempenho do confinamento.

Essa influência é menor para a deformação de 0,2%, pois, para esse valor de encurtamento o concreto provavelmente ainda mantinha sua capacidade resistente, contribuindo para a capacidade portante do pilar.

Uma forma de controlar o espaçamento entre laços de cintamento talvez seja relacionar o valor do mesmo com o diâmetro do pilar.

Para o pilar PC03S'10 essa relação seria $S'/D=0,5$ e como discutido anteriormente esse valor seria inadequado para as características dos pilares desse trabalho. Para o pilar PC02S'5 a relação S'/D seria 0,25 e como a eficiência do confinamento para este pilar parece ter sido um pouco prejudicada poderia se dizer que para os pilares circulares dessa pesquisa essa relação deveria ser menor que 0,25, ou seja, $\frac{S'}{D} < \frac{1}{4}$.

De qualquer forma, fazem-se necessários outros trabalhos experimentais que permitam dizer se a relação S'/D pode ser um parâmetro adequado para se limitar o espaçamento entre laços a valores que não comprometam a eficiência do reforço com PRFC. É necessário, por exemplo, verificar o que acontece com essa relação para outras resistências do concreto não confinado.

6.6.2 Pilar PQ02S'5

Como descrito no capítulo 5, o colapso desse pilar se deu pela ruptura do concreto na região entre laços de cintamento. Além disso, após se atingir a resistência o concreto confinado as figuras 5.22 e 5.23, mostram que as deformações nas armaduras e nos cintos PRF cresceram, até o colapso do pilar, praticamente sem incremento no carregamento.

Essas informações são suficientes para afirmar que o espaçamento entre laços adotado para esse pilar comprometeu completamente a eficiência do confinamento do concreto. Assim sendo, não será apresentada para esse pilar a comparação entre os resultados experimentais e as previsões dos modelos analíticos, uma vez que em termos de aumento de resistência o reforço desse pilar não surtiu efeito.

Por outro lado, o pilar apresentou, como todos os demais, um incremento considerável de ductilidade, uma vez que a deformação do mesmo antes da ruína foi muito maior que a observada para o pilar quadrado testemunho.

Fazendo-se um paralelo com a análise realizada para os pilares circulares, a relação S'/L para esse pilar seria de 0,286 e pode-se afirmar que para as características dos pilares quadrados analisados nessa pesquisa essa relação deve ser bem menor que esse valor para que se possa preservar a eficiência do confinamento.

Como comentado para o caso dos pilares circulares, são necessários outros estudos que permitam dizer se a relação S'/L pode ser tomada como parâmetro limitante do espaçamento entre laços de cintamento.

6.7 Consideração sobre a taxa de reforço com PRFC

Pela equação 3.11 é fácil perceber que uma vez conhecido o diâmetro do pilar e a resistência do compósito PRF é possível adotar uma pressão lateral de confinamento e determinar a espessura do compósito necessária para aquela pressão lateral.

Assim sendo, um bom parâmetro para se avaliar a taxa de reforço com PRF é a relação f_l / f_c , que segundo alguns pesquisadores deve se encontrar na faixa de 0,1 a 0,6.

Abaixo do limite inferior de 0,1 a eficiência do confinamento seria desprezível e acima do limite superior de 0,6 ocorreria desperdício de material, uma vez que não se conseguiria incrementar a resistência do concreto mesmo utilizando-se uma taxa de reforço maior.

A análise realizada no item 6.3 para o pilar PC04S'0 aponta para a adequação do limite superior de 0,6.

No que se refere ao limite inferior, são necessárias algumas análises que permitam verificar a adequação do valor de 0,1.

Para o pilar PC03S'10, a pressão lateral de confinamento calculada através dos resultados experimentais é de 1,66 MPa, o que representa uma relação f_l / f_c de aproximadamente 0,11.

Considerando-se que para esse pilar não houve incremento de resistência devido o confinamento do concreto para uma deformação de 0,2%, pode-se dizer que é recomendável trabalhar com um limite inferior maior.

Para o pilar PC02S'5, por exemplo, a resistência do concreto confinado para uma deformação de 0,2% foi 10,1% maior que a resistência obtida para o pilar testemunho. A relação experimental f_l / f_c para o pilar PC02S'5 é de aproximadamente 0,3. Pode-se afirmar, portanto, que é conveniente um limite inferior dessa ordem de grandeza.

6.8 Proposta de procedimento de dimensionamento para pilares reforçados com PRF

No início deste capítulo discutiu-se sobre o real aumento da capacidade portante de pilares reforçados com compósitos PRF e chegou-se à conclusão que esse aumento de resistência está intimamente ligado à deformação longitudinal considerada para o pilar.

Neste item, pretende-se apresentar uma proposta de procedimento de dimensionamento desse tipo de reforço que leve em conta, além de outras variáveis, a deformação longitudinal do pilar.

Ocorre que, uma vez avaliados os modelos analíticos de confinamento e selecionados aqueles que apresentam resultados satisfatórios, pode-se para cada modelo, para uma resistência do concreto não confinado, para um tipo de compósito PRF, para confinamento com camisas ou laços e para certas características geométricas do pilar, construir gráficos que apontem o aumento de resistência em função da deformação longitudinal para várias taxas de reforço.

As figuras 6.1 e 6.2 são exemplos desse tipo de gráfico nos quais se utilizam os modelos de SAAMAN et al (1998) e MIYAUCHI et al (1997) para estimar o acréscimo de capacidade portante em função da deformação longitudinal. Para esses exemplos, foram utilizadas as seguintes variáveis: diâmetro o pilar igual a 20cm, espaçamento entre laços de cintamento igual a zero (pilares totalmente recobertos), resistência do concreto não confinado de 15MPa, resistência à tração do compósito PRF de 3131MPa, módulo de elasticidade do compósito PRF de 293GPa e pressão de confinamento lateral máxima igual a 60% da resistência do concreto não confinado. As curvas $n=1$ e $n=2$ representam o acréscimo de capacidade portante em função da deformação longitudinal para uma e duas camadas de PRF, respectivamente.

Esses gráficos, construídos para diferentes configurações das variáveis descritas anteriormente, podem ser utilizados para o dimensionamento de pilares reforçados com PRF. De posse desses gráficos, o projetista pode estabelecer a deformação longitudinal limite para o pilar a ser projetado e obter o incremento de capacidade portante correspondente a essa deformação.

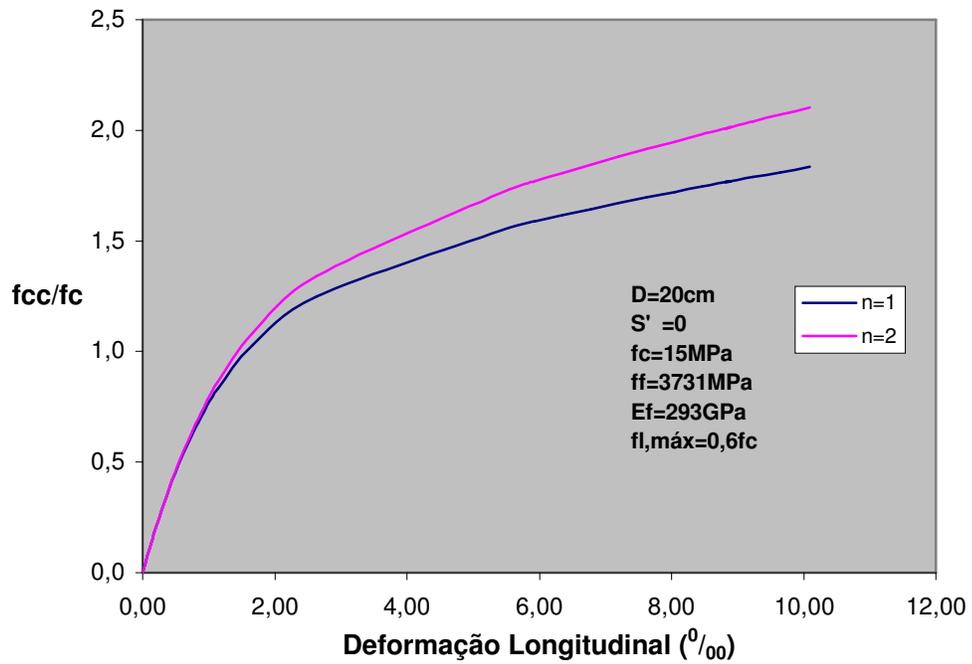


Figura 6.1 - Aumento da resistência do concreto em função da deformação longitudinal - Modelo de SAMAAN et al (1998)

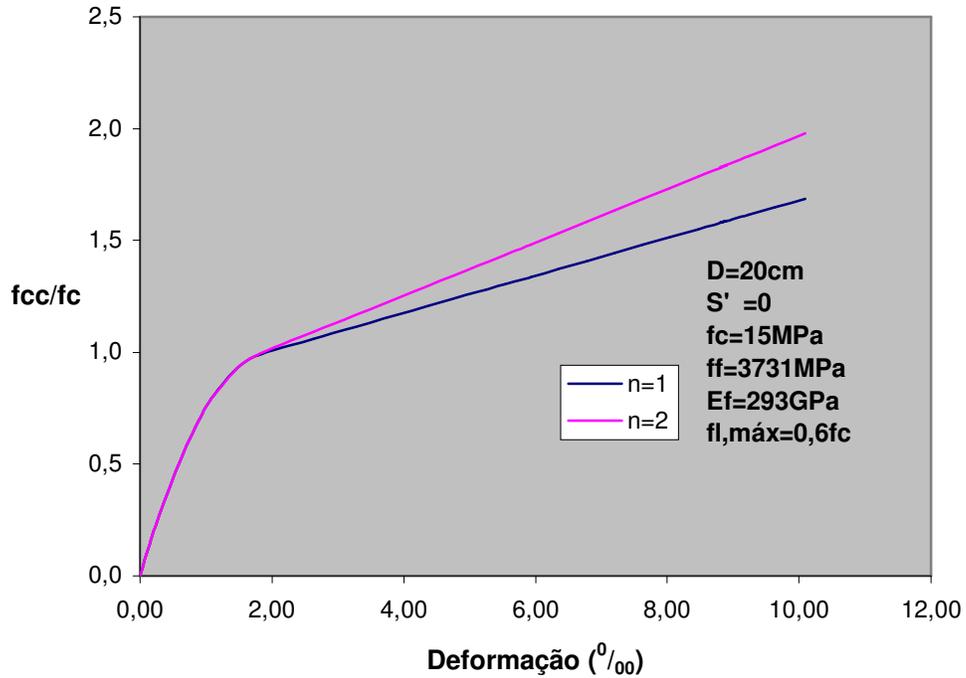


Figura 6.2 - Aumento da resistência do concreto em função da deformação longitudinal - Modelo de MIYAUCHI et al (1997)

7. Conclusões

Este trabalho procurou fazer uma avaliação do aumento da capacidade portante de pilares de concreto armado reforçados com compósitos de fibras de carbono. Para isso, foram consideradas deformações longitudinais dentro de valores aceitáveis em termos de projeto. Os resultados experimentais mostraram, principalmente para os elementos circulares, aumentos significativos de capacidade portante. Entretanto, a limitação das deformações longitudinais mostrou que os incrementos de resistência são muito menores que os obtidos para o carregamento de colapso do pilar.

Como no momento do colapso os pilares reforçados apresentam deformações longitudinais da ordem de 1,0% a 2,0% os acréscimos de resistência nesta situação não podem ser utilizados para fins de projeto desse tipo de reforço, uma vez que para esses níveis de deformação os materiais já atingiram seus estados limites últimos teóricos.

Assim sendo, pode ser concluído que, para se obter uma maior eficiência desse sistema de reforço, deve-se trabalhar com taxas de reforço próximas aos valores máximos, fato que contribui para o encarecimento dessa técnica.

Vale destacar, que os resultados obtidos para o pilar PC04S'0 apontam para uma taxa máxima de reforço correspondente a uma pressão lateral de confinamento da ordem de 60% da resistência do concreto não confinado.

Todos os pilares reforçados com PRFC tiveram sua capacidade de deformação antes do colapso aumentada substancialmente. Esse dado é interessante quando se deve considerar, por exemplo, a possibilidade de abalos sísmicos. Isso justifica a grande difusão desta técnica de reforço em países com estruturas sujeitas a esse tipo de ação.

No que se refere à geometria da seção transversal, os resultados experimentais mostraram que a eficiência do confinamento é menor nos pilares quadrados quando comparados a pilares circulares equivalentes. Comprovando a recomendação da ACI440(2000), a resistência do concreto confinado se mostrou aproximadamente 50% menor nos pilares quadrados.

Com relação ao reforço em laços, os resultados experimentais evidenciaram a necessidade de mais estudos com o objetivo de determinar os limites máximos de espaçamento. Vale destacar, que dependendo do espaçamento entre laços a eficiência do confinamento pode ser muito comprometida, como no caso dos pilares PC03S'10 e PQ02S'5. Deste modo, torna -se necessário a definição de parâmetros que permitam usar com segurança o reforço com laços. Neste trabalho foi proposto como parâmetro as relações S'/D e S'/L . Entretanto, são necessários outros estudos que permitam comprovar ou não a adequação dessas relações como parâmetro de avaliação do espaçamento entre laços. Vale destacar, por exemplo, que variação da resistência do concreto não confinado pode ser uma variável determinante na definição do espaçamento máximo entre laços de cintamento.

A comparação dos resultados obtidos para os pilares PC01S'0 e PC 02S'5 mostrou que para valores adequados de espaçamento entre laços a eficiência do confinamento pode ser mantida. Vale ressaltar que os resultados obtidos para esses dois pilares foram praticamente idênticos.

No que se refere aos modelos de cálculo analisados, este trabalho, comprovando as conclusões de outras pesquisas, demonstrou a inviabilidade do uso do modelo de MANDER et al (1988) para o dimensionamento de pilares reforçados com PRF. Esse modelo, de maneira geral, superestima a resistência do concreto confinado e as deformações longitudinais.

Os outros dois modelos avaliados na pesquisa apresentaram resultados satisfatórios para a maioria dos casos, com pequenas vantagens para um ou outro, dependendo da situação. O modelo de SAMAN et al (1998), por exemplo, apresentou melhores resultados para o pilar com maior número de camadas e isso provavelmente se deve ao fato desse modelo ter sido desenvolvido com resultados experimentais referentes a ensaios de tubos de PRF com núcleo de concreto.

De qualquer forma, não se pode apontar nenhum dos dois modelos como o mais adequado para todos os casos. Esse fato evidencia a necessidade de se conhecer mais de um modelo de dimensionamento para projetar adequadamente o reforço com PRF.

Na maioria dos casos os modelos forneceram melhores previsões para a resistência do concreto confinado do que para as deformações longitudinais de colapso. Entretanto, como comentado anteriormente, a imprecisão na obtenção das deformações longitudinais experimentais deve ser levada em consideração, uma vez que pode ter contribuído para acentuar os erros cometidos pelos modelos.

De maneira geral, os resultados obtidos através deste trabalho apontam para a necessidade de mais pesquisas sobre o assunto, principalmente sobre o uso do reforço em laços e em pilares prismáticos.

Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-95- ‘Building Code Requirements for Structural Concrete’, ACI, USA, 1995.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440R-96- ‘State – of – the – art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures’, ACI, USA, 1996.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440-2000 – ‘Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures’. ACI, USA, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 638M – 93 – ‘Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics (Metric)’. ASTM, USA, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 3039/D 3039M – 95a – ‘Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials’. ASTM, USA, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado”. NBR 6118-82, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ‘Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado’. NBR 7480-96, Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ‘Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração’. NBR 6152-92, Rio de Janeiro, 1992.

CARRAZEDO, R. ‘Mecanismos de Confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósitos de fibras de carbono’. São Carlos, 2002. 171p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; e PARK, R. ‘Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete’. Journal of Structural Engineering, V. 114, N. 8, p. 1804-1825, Ago. 1988.

MIRMIRAN, A. e SHAHAWY, M. ‘Behavior of Concrete Columns Confined By Fiber Composites’. Journal of Structural Engineering, V. 123, N. 5, p. 583-590, Maio 1997.

MIYAUCHI, K.; NISHIBAYASHI, S. e INOUE, S. ‘Estimation of Strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column’. In: THIRD INTERNATIONAL SYMPOSIUM, V. 1, TOKIO, OUT., JAPAN CONCRETE INSTITUTE, p. 217-225, 1997.

PASSOS, L. ‘Contribuição ao estudo das propriedades físicas e mecânicas os polímeros reforçados com fibras de carbono’. Campinas, 2002. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

PICHER, F. ‘Confinement de cylinders em béton por dês composites carbon-époxy unidirectionnels’. University of Sherbrooke, Canadá, 1995.

POPOVICS, S., ‘Numerical Approach to the Complete Stress – Strain Curves for Concrete’. Cement and Concrete Research, V. 3, N. 5, p. 583-599, 1973.

RICHARD, R. M. e ABBOTT, B. J. ‘Versatile elastic -plastic Stress – Strain formula’. Journal Engrg. Mech., ASCE, V. 101(4), p. 511-515, 1975.

RIPPER, T. ‘Plásticos Armados com Fibras: Uma Solução para o Reforço de Estruturas (apostila)’. Rio de Janeiro: 1999.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R.; e Li, M. W. "Strengthening and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps". ACI Structural Journal, V. 91, N. 4, p. 434-447, Jul-Ago 1994.

SAMAAN, M.; MIRIRAN, A. E SHAHAWY, M. "Model of concrete confine by fiber composites". Journal of Structural Engineering, V. 124, N. 9, p. 1025-1031, Set. 1998.

SILVA, A. S. "Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono". São Paulo, 2002. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T.; "Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto" Editora PINI, São Paulo, 1998.

TOUTANJI, H. A. "Stress – Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets." ACI Materials Journal, V. 96, N. 3, Maio-Junho 1999.

Bibliografia Recomendada

ANDO, T.; HOSHIJIMA T.; YAGI, K.; “Strengthening and Repair of Existing Structures with Carbon Fiber Sheet” Anais of 5th Japan International SAMPE Symposium, Tokyo, 1997.

ARDUINI, M.; NANNI, A. “Parametric Study of Beam with Externally Bonded FRP Reinforcement”. ACI Structural Journal, V.94, N. 5, September-October 1997.

CHAJES, T.A.; THOMSON, J.; TARANTINO, B. “Reinforcement of Concrete Structures using Externally Bonded Composite Materials” Anais of Second International Symposium on Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-2), August 23-25, Ghent, Belgium, 1995.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. “Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for up-grading (Re-design), Bulletin d’Information n. 162, Lausanne, 1983.

CORDEIRO, T.J.R.B.; COSTA, J.P. “Utilização de folha flexível de fibras de carbono pré-impregnadas no aumento da resistência e ductilidade de elementos estruturais de betão armado” Anais das Jornadas Portuguesas de Engenharia Estrutural, Porto, Portugal, 1998.

HELENE, P.R.L. “Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto” Editora PINI, São Paulo, 1992.

KOGA, M.; FUJII, K. "Application of CRS Method – Carbon Fiber Retrofitting System for Concrete Structure"- 7th Technical Research Symposium on Inspection and Repair for Structures, Tokio, 1995.

MEIER, U., KAISER, H. P. "Strengthening of structures with CFRP laminates", Proceedings of Conf. On Advanced Composites of Materials in Civil Engrg. Struct., ASCE, p. 224-232, 1991.

ROBERY, P.; INNES, C. "Carbon Fibre Strengthening of Concrete Structures" Anais of '97 Structural Faults and Repair, Portugal, 1997.

ROSTASY, F. S., HANKERS, C. RANISH, E. H. "Strengthening of R/C and P/C structures with bonded FRP plates". Proc. Conf. on Adv. Comps. Mat. In Civ. Engrg. Struct., ASCE, New York, N.Y., 253-263, 1991.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R.; e Li, M. W. "Repair of Earthquake-Damaged RC Columns with FRP Wraps". ACI Structural Journal, N.94, March-April 1997.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R.; e Li, M. W. "Seismic Circular Bridge Piers with Fiber Composite". ACI Structural Journal, N.91, July-August 1994.

SAKAI, K., UCHIDA, Y., OKAMOTO, J., UOSHITA, H. KOMATSU, K. "Flexural performance of a steel reinforced concrete beam reinforced with carbon sheet". Proc. 47th Meeting of the Japan Soc, of Civ. Engrs.

SÜSSEKIND, J., C. "Curso de Concreto" Vol. II, Editora Globo, Rio de Janeiro, 1987.

THOMAZ, E. "Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação" Editora PINI/EPUSP/IPT, 1989.

UJI, K. "Effects of Carbon fibers on Shear Load Bearing Mechanisms", Proceedings of the 45th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers, 5, 1990, pp. 580-581.

UJI, K. Improving Shear Capacity of existing Reinforced Concrete Members by Applying Carbon Fiber Sheets”, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 14, 1992