ALEXANDRE LUIS SUDANO

***“DESENVOLVIMENTO DE ESTRATÉGIAS HÍBRIDAS DE
REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO POR
ENCAMISAMENTO COM COMPÓSITOS DE ALTO
DESEMPENHO”***

**Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte integrante dos requisitos para
obtenção do Título de Doutor em Engenharia
de Estruturas**

Orientador: Professor Titular João Bento de Hanai

São Carlos

2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

Sudano, Alexandre Luis
S943d   Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho / Alexandre Luis Sudano ; orientador João Bento de Hanai. -- São Carlos, 2010.

Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas e Área de Concentração em Estruturas de Concreto e Alvenaria) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

1. Concreto armado. 2. Reforço de pilares.
3. Confinamento de pilares. 4. Concreto de alta resistência. 5. Concreto com fibra de aço. 6. Compósito polimérico. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro ALEXANDRE LUIS SUDANO.

Tese defendida e julgada em 20/08/2010 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI – (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO

Prof. Dr. **GUILHERME SALES SOARES DE AZEVEDO MELO**
(Universidade de Brasília)

APROVADO

Prof. Dr. **SYDNEY FURLAN JUNIOR**
(Universidade Federal de São Carlos)

APROVADO

Prof. Dr. **RODRIGO RIBEIRO PACCOLA**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO

Profa. Associada **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Titular **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*À minha amada esposa Sabrina por todo amor e incentivo,
aos meus pais, irmãos e demais familiares por todo carinho
e companherismo ao longo de todos esses anos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a pessoa que mais me incentivou, compreendeu, apoiou e que principalmente me amou e continua amando!! Sabrina, minha amada esposa, agradeço por ter me concedido a honra de fazer parte da sua vida e de construirmos uma nova vida juntos!! Te amo!!

Aos meus pais, Gilberto e Maria, meus irmãos, Alessandra, Mateus e Marcos, meu cunhado Eduardo, minha cunhada Andréia, e especialmente às minhas queridas afilhadas, Maiara, Mirela e Sophia, por todos os momentos de alegria, incentivo e companherismo.

Ao meu Amigo, Orientador e Professor Titular João Bento de Hanai, por ter me ensinado a dar os primeiros passos para ser um pesquisador, ter desperdado em mim o gosto pela análise experimental e por todo incentivo e conselhos nas escolhas profissionais. Esta Tese é o resultado de um trabalho que teve início há exatos dez anos atrás quando procurei o Professor Hanai para pedir uma bolsa de iniciação científica. Pouco tempo depois entrou em contato comigo me oferecendo tal bolsa, e desde então trabalhamos juntos. Foram dois anos de Iniciação Científica, quase três de Mestrado e mais cinco de Doutorado. Todo este tempo sempre disponível e disposto a me ensinar a pesquisar. Nunca me respondeu diretamente uma questão, sempre me conduzia com suas inúmeras perguntas, que por vezes pensava ser irrelevantes, mas que ao final da conversa me possibilitavam responder a minha própria questão. Foram dez anos de intenso aprendizado e satisfação em trabalhar com o senhor. Muito obrigado pela sua preciosa orientação e incentivo.

A todos os professores do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela valiosa contribuição na minha formação acadêmica e científica, em especial aos Professores Samuel Giongo e Toshiaki Takeya.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial aos amigos do Laboratório de Estruturas, pela dedicação e qualidade dos serviços prestados e pelos churrasquinhos e cervejinhas em alguns fins de tarde!

À Universidade de São Paulo por colocar a minha disposição toda a sua estrutura.

A Maccaferri do Brasil pelo fornecimento de fibras de aço especialmente fabricadas para esta pesquisa. Ao Engenheiro Edson Elias Matar da Escale Engenharia, pela intermediação na aquisição de fibra de carbono e resina epóxi junto aos fabricantes.

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela concessão da bolsa de estudos e recursos em forma de reserva técnica, sem os quais não seria possível a execução desta pesquisa.

A todos meu muito obrigado!

DESENVOLVIMENTO DE ESTRATÉGIAS HÍBRIDAS DE REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO POR ENCAMISAMENTO COM COMPÓSITOS DE ALTO DESEMPENHO

RESUMO

Tradicionalmente no reforço de pilares de concreto armado são empregados materiais já consagrados, como as chapas de aço, o próprio concreto armado, e, mais recentemente, o polímero reforçado com fibras (PRF). Porém existem ainda alguns problemas associados a estes materiais ou, mais especificamente, às técnicas utilizadas para promover o reforço, destacando-se a dificuldade de execução, comportamento frágil e perda de área útil em função do aumento da seção transversal do pilar original.

Por outro lado, o desenvolvimento da tecnologia dos materiais e a constante inovação tecnológica tem como resultado a oferta de uma grande variedade de materiais com características orientadas à solução de um determinado problema. Cita-se como exemplo o concreto reforçado com fibras de aço, inicialmente desenvolvido para aplicação em elementos submetidos à flexão, mas que apresenta atributos, que se bem explorados, são desejáveis para aplicação no reforço de pilares.

Busca-se neste trabalho desenvolver estratégias e técnicas de reforço que busquem potencializar o aproveitamento de todos os atributos oferecidos pelos materiais comumente empregados e desenvolver um concreto reforçado com fibras de aço com diferentes comprimentos que possibilite sua aplicação no reforço de pilares.

Os resultados da análise experimental demonstram que a escolha do material, da estratégia e técnica de reforço são fatores decisivos para aliar o melhor aproveitamento dos materiais empregados e o atendimento às exigências de projeto. Conclui-se ainda que a associação de fibras de aço de diferentes comprimentos possibilita a utilização do concreto reforçado com fibras no reforço de pilares de concreto, tendo como grande virtude a facilidade de execução, se comparado com o concreto armado.

Palavras-chave: reforço de pilares; pilares de concreto armado; confinamento; concreto de alta resistência; concreto com fibras de aço; compósito polimérico.

HYBRID STRATEGIES DEVELOPMENT FOR STRENGTHENING CONCRETE COLUMNS JACKETED WITH HIGH PERFORMANCE COMPOSITE

ABSTRACT

Traditionally the strengthening of reinforced concrete columns uses materials well known, such as steel plates, the reinforced concrete, and, more recently, fiber reinforced polymer (FRP). But there are still some problems associated with these materials, or more specifically, with the used techniques, specially the difficulty of implementation, brittle behavior and loss free space due to the increase of the original cross section of the column.

On the other hand, the materials technology development and the constant innovation has resulted in the provision of a wide variety of materials with specific characteristics to solving a particular problem. For example, steel fiber reinforced concrete, originally developed for use in elements subject to bending, but it has some attributes, which if are well explored, are desirable for use in strengthening columns.

This work presents the development of strategies and techniques that optimize the use of all the attributes offered by the commonly used materials, and develop a different lengths steel fiber reinforced concrete to enable its application on columns strengthening.

The results of experimental analysis show that the choice of material, strategy and technique of strengthening is a key factor to combine the best use of the materials used and the design requirements. It is also concluded that the combination of steel fibers of different lengths allows the use of steel fibers reinforced concrete on the strengthening of concrete columns, with the great virtue of the ease of implementation, compared to the reinforced concrete.

Keywords: *Strengthening concrete columns, reinforced concrete columns, confinement, high-strength concrete, steel fiber reinforced concrete, polymeric composites.*

SUMÁRIO

RESUMO	I
ABSTRACT	II
SUMÁRIO	III
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	5
1.1 OBJETIVOS	5
1.2 JUSTIFICATIVA	5
1.3 METODOLOGIA APLICADA	6
1.3.1 Revisão Bibliográfica	6
1.3.2 Simulação Experimental	6
1.3.3 Análise dos Resultados	7
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 CONFINAMENTO DE PILARES DE CONCRETO	8
2.1.1 Modelos de confinamento com armadura transversal de aço	12
2.1.2 Modelos de confinamento com PRF	17
2.1.3 Formas não convencionais de confinamento	20
2.1.4 Reforço com camisa de PRF pré-tracionada	28
2.1.5 Comportamento do PRF em situações de incêndio	39
2.2 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS	41
2.2.1 Tipos de fibras utilizadas no concreto	43
2.2.2 Concreto reforçado com fibras de aço	45
2.2.2.1 Aplicações do concreto reforçado com fibras de aço	48
2.2.3 Associação de diferentes tipos de fibras	50
2.2.4 Pilares de concreto reforçados com fibras de aço	52
2.2.5 Distribuição e orientação das fibras na matriz de concreto	60
2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	66
CAPÍTULO 3 - INVESTIGAÇÃO DE VIABILIDADE DAS HIPÓTESES	75
3.1. PREPARAÇÃO DOS MODELOS	75
3.2. ENSAIOS E RESULTADOS	82
3.2.1. Caracterização dos compósitos poliméricos	83

3.2.2. Ensaios dos modelos _____	89
3.2.2.1. Modelo reforçado apenas com aumento da seção transversal _____	91
3.2.2.2. Modelos reforçados apenas com o efeito de confinamento _____	94
3.2.2.3. Modelos reforçados com estratégias híbridas de reforço _____	107
3.2.2.4. Comparação entre as estratégias e técnicas de reforço abordadas _____	115

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE EXPERIMENTAL E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS _____ 119

4.1 FUNDAMENTAÇÃO DAS ESTRATÉGIAS A SEREM ABORDADAS. ____	118
4.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS _____	124
4.3. PROJETO DAS FÔRMAS _____	129
4.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS _____	132
4.5 MATERIAIS UTILIZADOS _____	135
4.5.1 Aço _____	135
4.5.2 Polímero Reforçado com Fibra de Carbono _____	136
4.5.3 Concretos _____	138
4.5.3.1 Dosagem do Concreto com Fibras de Aço _____	140
4.6. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DOS MODELOS DEFINITIVOS _____	149
4.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS _____	154
4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS _____	184
4.8.1 Eficiência da adição de fibras de aço no concreto _____	184
4.8.2 Eficiência do Reforço _____	186
4.8.3 Representação Analítica do Diagrama Tensão x Deformação dos Pilares Reforçados com Concreto Armado e PRFC _____	221
4.8.3.1 Pilares de Seção Transversal Circular _____	223
4.8.3.2 Pilares de Seção Transversal Quadrada _____	226
4.8.3.3 Pilares de Seção Transversal Retangular _____	228

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES _____ 235

5.1 INVESTIGAÇÃO DE VIABILIDADE DAS HIPÓTESES LEVANTADAS	231
5.2 CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE EXPERIMENTAL DEFINITIVA ____	234
5.2.1 Dosagem do concreto reforçado com fibras de aço com diferentes comprimentos _____	234
5.2.2 Estratégias e técnicas de reforço _____	236

5.2.3 Representação analítica dos diagramas tensão x deformação dos pilares reforçados com estratégias híbridas	239
5.3 PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS	240
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	243

Introdução

Capítulo 1

A presente pesquisa desenvolve-se no campo da Engenharia de Estruturas e da Engenharia de Construção Civil, envolvendo conhecimentos mais específicos relacionados às Estruturas de Concreto e ao Reforço de Estruturas.

O foco da pesquisa está direcionado ao desenvolvimento de técnicas híbridas de reforço de pilares de concreto armado, por encamisamento com compósitos cimentícios e poliméricos de alto desempenho.

O reforço de pilares de concreto armado tem passado por mudanças significativas nos últimos anos. Tais mudanças devem-se, sobretudo ao desenvolvimento de novos materiais e respectivas técnicas de reforço, como os compósitos poliméricos de fibras sintéticas (de carbono, aramida, vidro, etc.), os concretos de alta resistência e outros compósitos cimentícios de elevado desempenho.

Numa primeira abordagem, pode-se dizer que os mecanismos resistentes associados às principais técnicas de reforço são:

- a) *aumento da seção transversal*: acréscimo de materiais que proporcionam esforços resistentes na mesma direção do esforço solicitante principal, e que portanto incrementam diretamente a capacidade portante do pilar. Exemplos: perfis ou chapas de aço, camisa de concreto;
- b) *confinamento do concreto*: aumento da resistência do concreto pela introdução de pressões laterais de confinamento. Exemplo: encamisamento com compósito de fibra de carbono (PRFC);
- c) *interação de componentes*: atuação solidária entre substrato (pilar original) e reforço por meio de mecanismos adequados de transferência de esforços. Exemplo: no caso de encamisamento com concreto e armadura transversal adequada, há contribuição do material acrescentado, do pilar original (núcleo) e do efeito de confinamento.

Tanto no caso de reforço como no caso de dimensionamento de estrutura nova, interessa conhecer as propriedades de deformação de cada um dos materiais envolvidos, assim como os mecanismos que regem a sua interação e daí a deformabilidade do conjunto. É também importante prever a forma de ruína do pilar, sendo desejável a ruína dúctil.

Na maioria das vezes, o reforço de pilares de concreto armado é feito por encamisamento. Ainda nesta primeira abordagem, considere-se as principais técnicas de encamisamento: com concreto armado, sendo este de alta resistência ou não, com polímeros reforçados com fibras (PRF) e com chapas de aço.

Reforço por encamisamento com concreto armado

Via de regra, esta técnica atinge seu objetivo pelo aumento da seção transversal, o qual pode alterar significativamente as dimensões originais do pilar. Sabe-se que em muitas situações, na prática de projeto, a contribuição do pilar existente (que se torna um núcleo envolvido pela camisa) é desprezada, o que torna o acréscimo de área ainda maior. Todavia, Takeuti (2003) demonstra que uma adequada armadura transversal disposta na camisa de reforço mobiliza pressões laterais de confinamento, o que possibilita que todo o conjunto contribua à capacidade portante do pilar, mesmo no caso de pilares originais pré-carregados.

Com a aplicação de concreto de alta resistência (CAR) na camisa de reforço, o acréscimo de área da seção transversal do pilar a ser reforçado passa a ser menor. Um problema de perda de ductilidade do pilar reforçado surge em função menor tenacidade do CAR. Todavia, ainda segundo Takeuti (2003), dispondo-se a quantidade adequada de armadura transversal e longitudinal na camisa um nível satisfatório de ductilidade pode ser alcançado.

Reforço por encamisamento com PRF

Esta técnica de reforço fundamenta-se basicamente no aumento da resistência do concreto do substrato (pilar original) pelo efeito de confinamento, praticamente sem acréscimo da área da seção transversal. O material da camisa confinante deve apresentar boa resistência à tração, como é o caso do polímero reforçado com fibras (PRF).

Todavia, compósitos desse tipo, como o de fibras de carbono (PRFC), apresentam comportamento frágil na ruptura. O comportamento tensão-deformação de pilares reforçados submetidos à compressão axial é tipicamente bi-linear, podendo-se chegar a deslocamentos relativamente grandes na ruptura, mas a ruína é geralmente frágil. Esta técnica de encamisamento fica também menos eficiente ou prejudicada se a forma da seção transversal do pilar original for quadrada e principalmente retangular, em função da concentração de tensões nos cantos e da diminuição das pressões de confinamento nas faces planas. Pode-se eventualmente reduzir esse problema com a mudança na forma da seção transversal e potencializar o efeito de confinamento.

Há que se considerar ainda como inconvenientes desta técnica o alto custo inicial do material e o desconhecimento de boa parte do meio técnico.

Reforço por meio de encamisamento com chapas de aço

Outra maneira de encamisar um pilar de concreto armado pode ser com o uso de chapas de aço. Assim como no caso de encamisamento com PRF, a chapa de aço é responsável por restringir a expansão lateral do pilar original, promovendo assim o seu confinamento. A menção a esta alternativa em particular deve-se ao fato do aço ser um material dúctil, o que pode levar a uma ruína dúctil do pilar encamisado. As restrições ao emprego desta técnica estão principalmente no ganho de resistência do pilar ser limitado pela espessura da chapa de aço, peso elevado e outras limitações relativas à construtibilidade¹.

* * *

As técnicas de reforço por encamisamento mencionadas – assim como outras não comentadas – têm suas vantagens e inconvenientes. Como cada problema de reforço a ser enfrentado tem suas particularidades técnicas, e a forma de intervenção depende também das condições locais, de recursos disponíveis e de construtibilidade, a escolha da melhor solução depende de uma análise mais abrangente.

Em termos de pesquisa e inovação tecnológica, interessa conhecer cada vez melhor os mecanismos de resistência e de deformabilidade das técnicas existentes, e

---

¹ Palavra que não consta dos dicionários, mas que se refere à facilidade de execução de uma técnica de construção relativamente aos recursos disponíveis, de modo análogo ao conceito de trabalhabilidade do concreto.

desenvolver novos materiais e novas técnicas, eventualmente combinando materiais e mecanismos.

Numa segunda abordagem, discute-se preliminarmente as possibilidades de desenvolvimento de técnicas híbridas, com aplicação de compósitos poliméricos e cimentícios de alto desempenho.

Técnicas híbridas de reforço por encamisamento e compósitos de alto desempenho

Sabe-se que nos pilares reforçados com polímeros reforçados com fibras de carbono, PRFC, a resistência do pilar reforçado depende da resistência da camisa, e sendo o PRFC um material frágil, a ruína do pilar também será frágil. Pretendendo-se evitar este inconveniente, pode-se pensar no desenvolvimento de um substrato de transição ou de revestimento, polimérico ou à base de cimento, com pequena espessura para evitar acréscimo significativo de seção transversal. Essa camada poderia ser reforçada com aço, na forma de fibras contínuas (fios e barras) ou descontínuas (micro ou macrofibras).

A idéia de substratos de transição ou de revestimento podem ser estendidos a diversos outros requisitos, como por exemplo resistência ao fogo, uso de compósitos cimentícios refratários, etc.

Outro aspecto refere-se à modificação das propriedades dos materiais, como o CAR simples. Como se mencionou anteriormente, o encamisamento com CAR pode apresentar ruína frágil se não houver adequada armadura transversal. Pode-se melhorar a tenacidade do CAR pela adição de fibras e assim introduzir no sistema de reforço um mecanismo de dissipação de energia. Além disso, pode-se associar camisas de CAR com camisas de PRF ou de aço. Neste tipo de reforço híbrido, a camisa externa (de PRF ou chapa de aço) seria pouco solicitada até que a camisa de CAR atingisse a sua capacidade máxima. Neste instante, o pilar romperia bruscamente se não houvesse a outra camisa para conter a deformação lateral do elemento. É justamente esta contenção da deformação lateral que vai mobilizar a segunda camisa de reforço e assim possibilitar que a resistência do pilar reforçado seja aumentada e principalmente a mudança do comportamento frágil para dúctil.

As estratégias híbridas podem ou não envolver mudanças na forma da seção transversal do pilar original com o intuito de potencializar o efeito de confinamento e conseqüentemente o ganho de resistência e ductilidade.

1.1 OBJETIVOS

O *objetivo central* deste trabalho é caracterizar os mecanismos resistentes e de deformação inerentes às principais técnicas de reforço de pilares de concreto armado e desenvolver técnicas híbridas de encamisamento com compósitos de alto desempenho.

Metas específicas podem ser estabelecidas como referência inicial:

- a) caracterizar os mecanismos resistentes e de deformação relativos às principais técnicas de reforço de pilares por encamisamento;
- b) desenvolver estudos sobre compósitos de elevado desempenho;
- c) desenvolver estratégias híbridas de reforço;

1.2 JUSTIFICATIVA

Atualmente, a variedade de opções para se reforçar um pilar é muito grande. Cada uma das opções disponíveis apresenta suas vantagens e inconvenientes, cabendo ao projetista avaliar qual delas responde melhor a suas necessidades. Porém, nem sempre a oferta de conhecimento cobre todas estas opções, o que dificulta o trabalho do projetista.

Por outro lado, ainda existem algumas situações de reforço que tem a sua eficiência comprometida em função da não utilização de todo o potencial que o material utilizado tem a oferecer, e da aplicação de estratégias que não atendem as exigências do projeto. Cita-se como exemplo o reforço, com PRF, de pilares de seção transversal retangular, o qual apresenta grandes problemas de eficiência em função da forma da sua seção transversal.

Diante deste cenário, este trabalho justifica-se pela necessidade de caracterização dos mecanismos resistentes de cada uma das principais estratégias de reforço atualmente disponíveis, e também pelo desenvolvimento de estratégias híbridas de reforço que possibilitem o melhor aproveitamento dos materiais envolvidos e que promovam um aumento na eficiência do reforço, até então limitada ao emprego das técnicas atualmente disponíveis.

1.3 METODOLOGIA APLICADA

A metodologia empregada para o desenvolvimento deste trabalho envolve duas partes: Revisão Bibliográfica, Simulações Experimentais e Análise dos Resultados.

1.3.1 Revisão Bibliográfica

É de extrema importância a realização de uma profunda revisão bibliográfica a partir da qual são detectadas as lacunas existentes nas estratégias de reforço normalmente utilizadas, além da atualização das tecnologias que vêm sendo desenvolvidas. Primordialmente houve a preocupação de se realizar uma revisão mais geral, atentando para os principais temas relativos ao reforço de pilares de concreto armado. Dentre os temas pesquisados foi dada maior ênfase ao confinamento de pilares de concreto, concreto reforçado com fibras, tenacidade e ductilidade.

Dentro deste tema pesquisou-se a geometria dos modelos utilizados e os ensaios que geralmente são realizados na determinação da eficiência do reforço, e constatou-se que os modelos são, na maioria dos casos, circulares e submetidos à compressão centrada com controle de deslocamento. Foi dada também uma atenção especial aos fatores que afetam a eficiência do reforço, tais como geometria do pilar original, estratégia de reforço utilizada, espaçamento da armadura transversal, número de camadas de PRF, entre outros.

Os assuntos de maior relevância para esta pesquisa são apresentados nos capítulos a seguir.

A partir da revisão bibliográfica é necessária uma retro-análise crítica de todos os assuntos abordados para possibilitar formulação de hipóteses que auxiliem no esclarecimento das questões levantadas inicialmente e também as que surgiram durante a própria revisão bibliográfica.

1.3.2 Simulação Experimental

A partir das hipóteses levantadas na retro-análise crítica da revisão bibliográfica, faz-se necessária a busca pela confirmação ou não de tais hipóteses. Para tal, este

trabalho busca tais respostas pela simulação experimental de modelos físicos reduzidos, especialmente projetados para tentar elucidar as questões levantadas inicialmente.

O programa de análise experimental compreende as seguintes etapas:

1. Estudo de modelos físicos representativos de pilares de concreto armado sujeitos à compressão axial, dimensionamento, seleção de materiais, dosagem dos concretos;
2. Moldagem de pilares de referência e pilares reforçados por encamisamento em laboratório e o desenvolvimento de processos de execução do reforço;
3. Estabelecimento do método de ensaio dos modelos e da instrumentação para medição de forças, deslocamentos e deformações;
4. Estudo da resistência e da deformabilidade dos materiais empregados;
5. Estudo experimental dos modelos, para observação do comportamento estrutural conjunto do pilar original com a camisa de reforço, visando o entendimento dos fenômenos e o estabelecimento de modelos teóricos.

Tais etapas são detalhadas nos capítulos seguintes.

1.3.3 Análise dos Resultados

Tendo sido levantados os problemas e hipóteses na revisão bibliográfica, o planejamento de um programa de simulação experimental foi formulado. Para confirmar ou não as hipóteses levantadas para solucionar os problemas identificados, é necessária uma cuidadosa e criteriosa análise dos resultados dos ensaios realizados na simulação experimental. Para tal utilizam-se dos conceitos e resultados de ensaios de outros autores apresentados na revisão bibliográfica.

A partir da análise dos resultados, das hipóteses formuladas e dos objetivos do trabalho, faz-se um cruzamento de todas as informações disponíveis na revisão bibliográfica e geradas pelos resultados dos ensaios, para então concluir se as hipóteses foram ou não confirmadas na busca pela solução dos problemas levantados inicialmente.

Basicamente, a forma mais comum de reforço de pilares de concreto é o emprego da técnica do confinamento do pilar pré-existente, seja com o encamisamento com concreto e armadura transversal adicional ou com encamisamento com polímero reforçado com fibras (PRF). Por esta razão, a maior parte da revisão bibliográfica está voltada para este assunto.

2.1 CONFINAMENTO DE PILARES DE CONCRETO

O reforço de pilares de concreto, tanto aquele com armadura transversal de aço quanto aquele com PRF, baseia-se no efeito de confinamento, que nada mais é que a restrição da expansão lateral do pilar original. Sendo assim, o efeito de confinamento é fortemente dependente da expansão lateral do pilar original, pois é ela expansão que mobiliza a camisa de reforço e possibilita o aumento na capacidade portante do pilar. Sendo a expansão lateral a responsável pelo efeito de confinamento, uma maneira de prever o comportamento do concreto confinado é acompanhar a expansão lateral do pilar reforçado.

Segundo SAMAAAN *et al.* (1998) a taxa de dilatação lateral (∞), definida como a taxa de variação da deformação lateral em relação à deformação axial ($\delta\epsilon_1/\delta\epsilon_3$) tem grande importância sobre o confinamento. No concreto não confinado, ∞ cresce indefinidamente com o início da microfissuração, uma vez que a expansão lateral do elemento não é restringida, o que já não acontece quando existe uma camisa de reforço, seja ela de aço ou PRF.

CARRAZEDO (2005) descreve que no confinamento com aço, o crescimento de ∞ é pequeno até que o aço escoe, a partir de onde o comportamento é similar ao do concreto não confinado. No confinamento com PRF a resposta é bem distinta. Inicialmente a taxa de dilatação lateral cresce rapidamente (semelhante ao concreto não confinado) até que a camisa seja efetivamente mobilizada. Então ocorre uma restrição da dilatação lateral e ∞ se reduz a um valor assintótico (SAMAAAN *et al.*, 1998).

PESSIKI *et al.* (2001) observaram que $\epsilon > 0,5$ representa expansão volumétrica do material e que menores valores de ϵ resultaram em um diagrama tensão x deformação do concreto confinado bi-linear, com aumento da capacidade resistente no segundo trecho linear. Valores altos de ϵ resultaram em uma menor pressão lateral, e praticamente sem ganho de resistência no segundo trecho linear. A explicação para estes fatos é simples: quanto maior for a expansão lateral do material, menor é o confinamento e conseqüentemente menor é o ganho de resistência após o reforço.

Sendo a expansão lateral do material o agente que limita a potencialidade do confinamento, o objetivo do reforço com esta técnica passa a ser a restrição desta expansão. Portanto, quanto mais rígida for a camisa, maior será a eficiência do reforço, e como a rigidez está intimamente ligada à espessura, quanto mais espessa for a camisa de reforço, menor será o valor de ϵ .

Os efeitos benéficos do confinamento promovido por reforço lateral, no tocante à resistência e deformação, têm sido reconhecidos desde o início das estruturas de concreto (JONES & HANNA, 1997). Estudos mostram que o uso de estribos circulares ou espirais pode resultar em elementos duas vezes mais resistentes que os convencionais, por causa da distribuição uniforme da pressão lateral. Segundo SAADATMANESH (1997), um modo efetivo e econômico de se promover o confinamento e aumentar a eficiência de pilares submetidos a abalos sísmicos é o encamisamento com PRF. Estudos realizados por JONES & HANNA (1997) mostraram que para pilares de concreto, com 33 MPa de resistência média, encamisados com 300 g de tecido de fibra de carbono, o aumento na resistência final foi de 600%.

O estudo do confinamento de pilares iniciou-se com modelos feitos com concretos de resistências convencionais confinados com armadura transversal de aço. KING (1946) foi um dos primeiros pesquisadores a demonstrar que ocorre um aumento na capacidade resistente axial de pilares por efeito do confinamento de estribos e da armadura longitudinal. Posteriormente, CHAN (1955) elaborou um modelo da relação tensão x deformação do concreto confinado baseado em resultados experimentais. Desde então vários estudos foram conduzidos no sentido de compreender os mecanismos envolvidos no efeito de confinamento e constatou-se que este proporciona diversos benefícios ao comportamento estrutural de pilares submetidos à compressão axial ou excêntrica, dentre os quais se destacam:

1. Aumento da resistência à compressão axial do concreto pela ação das pressões laterais;
2. Melhoria da ductilidade do elemento estrutural, especialmente importante no caso de aplicação de concreto de alta resistência;
3. Favorecimento da contribuição efetiva do núcleo no caso de reforço por encamisamento com concreto armado ou compósitos poliméricos reforçados com fibras de carbono, por exemplo;
4. Favorecimento da redistribuição de tensões no conjunto concreto antigo/novo, que estão sujeitos aos efeitos de pré-carregamento e deformações do concreto ao longo do tempo.

Porém a consideração do efeito de confinamento ainda na fase de projeto, se for feita sem critérios, pode causar alguns problemas como, por exemplo, resultar em pilares muito esbeltos, comprometendo a estabilidade global da estrutura. Além disso, deve-se atentar para a perda repentina do cobrimento, por lascamento do concreto (*cover spalling*), o que causa uma diminuição da seção transversal do pilar.

No caso do reforço de pilares, o confinamento é promovido pela camisa de reforço, que pode ser de concreto armado ou PRF. O comportamento do pilar reforçado depende das características do material que promove o confinamento. Segundo EDWARDS (1998), em virtude das baixas deformações de ruptura e a ausência de um patamar de escoamento, a camisa de PRF possibilita uma pressão crescente até a sua ruptura, o que resulta num diagrama tensão x deformação bi-linear, já no confinamento com concreto armado, o material responsável por resistir aos esforços de tração provocados pela expansão lateral do pilar original é o aço, neste caso, depois de atingido o escoamento deste, a pressão de confinamento se mantém constante até a ruptura, conforme retrata SAMAN et al. (1998) (Figura 1).

TAKEUTI (2003) apresenta um gráfico comparativo entre o comportamento de pilares reforçados com CAR e com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), Figura 2. Verifica-se que para o reforço com CAR o aumento da capacidade resistente ocorre com uma deformação axial pequena, pois aumenta-se a massa resistente e a rigidez do elemento. No caso do PRFC, verifica-se que para aumentar a capacidade resistente necessita-se de uma deformação axial elevada para mobilização da camisa de fibra de carbono, aumentando-se a ductilidade sem aumento de seção transversal.

Figura 1 - Diagramas tensão x deformação do concreto confinado com aço e com PRF (SAMAAN et al., 1998).

Baseado no gráfico da Figura 2, TAKEUTI (2003) sugere que uma forma eficiente de aproveitar o que cada tipo de material pode oferecer de melhor é executar um reforço combinado de CAR e PRFC, ou seja, utilizar lâminas de fibra de carbono pré-fabricados como fôrmas em torno do pilar a ser reforçado e preencher com concreto de alta resistência. Com isto tem-se, teoricamente, um aumento da capacidade resistente por um aumento da seção transversal, e ao se atingir a resistência da seção composta, iniciar-se-ia a mobilização da camisa de fibra de carbono, o que levaria a um aumento gradativo da capacidade resistente e da ductilidade do pilar conforme o aumento da deformação axial, como mostra a Figura 3. Esta proposta parece ser bem interessante, porém deve-se ater para a retração do concreto da camisa de reforço. Para que o comportamento do pilar reforçado com esta técnica seja o apresentado na Figura 3, é preciso que se incorpore ao concreto da camisa um aditivo compensador de retração, para que não haja “vazios” na interface entre este e a camisa de PRFC.

Figura 2: Comparativo entre pilares reforçados com CAR e PRFC (TAKEUTI, 2003).

Figura 3: Gráfico hipotético do comportamento de um pilar reforçado com CAR e CRFP (TAKEUTI, 2003).

Existem vários trabalhos que descrevem detalhadamente as formas mais comuns de se promover o confinamento de pilares de concreto, ou seja, com encamisamento com concreto, de alta resistência ou não, e armadura transversal de aço, e com polímeros reforçados com fibras. Cita-se, por exemplo, o trabalho de SUDANO (2005) no qual o autor faz um detalhamento destas duas técnicas de reforço, abrangendo os fatores que influenciam cada uma delas, “vantagens” e “inconvenientes”, e modelos de cálculo.

2.1.1 Modelos de confinamento com armadura transversal de aço

O comportamento do concreto confinado vem sendo alvo de estudos há muito tempo. Um dos primeiros trabalhos, e também dos mais importante, foi o realizado por

RICHART *et al.* (1928 e 1929). Nestes trabalhos os autores estudaram o confinamento de pilares de concreto de resistências normais. Estas pesquisas com cilindros de concreto confinados por pressão hidrostática uniforme ou por armadura transversal em espiral, forneceram algumas informações básicas para a modelagem do concreto confinado, sendo estas informações utilizadas com sucesso até hoje.

Desde então, muitos autores desenvolveram modelos que visam descrever o comportamento do concreto confinado, sendo que dentre eles, os mais utilizados são os modelos de MANDER *et al.* (1988-a), CUSSON & PAULTRE (1995) e RAZVI & SAATCIOGLU (1999). Todos estes autores consideram em seus modelos apenas a área efetivamente confinada do núcleo, obtida pela eliminação das áreas decorrentes do efeito de arqueamento (Figura 4). Dentre estes opta-se em utilizar o modelo de RAZVI & SAATCIOGLU (1999), apresentado a seguir, por ser este o mais recente.

Figura 4 – Núcleo confinado e cobrimento de concreto, CUSSON & PAULTRE (1994).

• Modelo de Razvi & Saatcioglu (1999)

Um modelo que pode ser utilizado tanto para concretos de resistência normal quanto para concretos de alta resistência, independentemente da forma da seção transversal do pilar, é o modelo proposto por RAZVI & SAATCIOGLU (1999). Este modelo é baseado na consideração da pressão uniforme equivalente que proporciona o mesmo efeito que a pressão não uniforme de confinamento, conforme mostrado na Figura 5.

Segundo este modelo, a resistência do concreto confinado, f'_{cc} , é expressa em função da resistência uniaxial do concreto, de acordo com a equação seguinte.

$$f'_{cc} = f'_{co} + K_1 f_{le} \quad (1)$$

onde f'_{co} é a resistência do concreto não confinado.

O coeficiente K_1 é calculado da seguinte maneira:

$$K_1 = 6,7.(f_{le})^{-0,17}, \text{ com } f_{le} \text{ em MPa} \quad (2)$$

$$f_{le} = K_2 \cdot f_l \quad (3)$$

Figura 5: Pressões de confinamento passivo: (a). Desenvolvimento da pressão de confinamento passivo em pilares quadrados; (b) Variação da pressão de confinamento com o arranjo da armadura; (c) Pressão lateral uniforme em pilares circulares; (d) Pressão uniforme equivalente para pilares quadrados; (e) Pressão de confinamento em pilares retangulares, (RAZVI & SAATCIOGLU, 1999).

A pressão lateral f_l é calculada segundo a equação (4).

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s \cdot f_s \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c} \quad (4)$$

onde, q é o número de ramos do estribo que corta o lado do núcleo no qual a pressão lateral média, f_l , está sendo computada; s é o espaçamento de centro a centro entre os estribos; b_c é a distância de centro a centro da armadura longitudinal; α é o ângulo entre o ramo do estribo e o lado do núcleo que é cortado por ele. O valor da pressão equivalente uniforme, f_{le} , é calculado dividindo as componentes perpendiculares das forças de tração atuantes na armadura transversal em cada lado do núcleo de concreto, pela área superficial do núcleo, definida pelo produto $s \cdot b_c$, e reduzida por K_2 . As forças de tração são as correspondentes ao pico de tensão no concreto. Porém, a tensão f_s da Equação (4) é a tensão na armadura transversal que ocorre no pico de tensão no

concreto. Embora f_s seja freqüentemente tomado igual à tensão de escoamento do aço, f_{yt} , a armadura transversal nem sempre escoa neste estágio de tensão do concreto, especialmente quando aço de alta resistência é utilizado para confinar concretos de alta resistência, o que confirma o que fora sugerido por CUSSOM & PAULTRE (1995). Sendo assim, RAZVI & SAATCIOGLU (1999) sugerem a seguinte equação para o cálculo desta tensão

$$f_s = E_s \cdot \left(0,0025 + 0,04 \cdot \sqrt{\frac{K_2 \cdot \rho_c}{f'_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (5)$$

o uso desta equação fica limitado para aços com resistência de no máximo 1400 MPa, valor até o qual variou este valor na análise experimental.

O valor da pressão uniforme equivalente utilizado na Equação (2) é menor que a pressão uniforme média, f_l , por causa da não uniformidade da pressão lateral, e para minorá-la, utiliza-se o coeficiente K_2 , dado por

$$K_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s_l} \right)} \leq 1 \quad (6)$$

onde s_l é o espaçamento da armadura longitudinal. O limite de $K_2 = 1$ é válido para estribos em forma de espirais circulares com pequeno espaçamento, uma vez que, neste caso, a pressão de confinamento é muito próxima da uniforme. Esta equação pode ser utilizada tanto para concretos de alta resistência quanto para concretos de resistência normal, e para seção transversal circular ou quadrada com a mesma pressão de confinamento nas duas direções ortogonais. Para seções retangulares e quadradas com diferentes pressões de confinamento, uma média ponderada deve ser utilizada, conforme indicado a seguir

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (7)$$

com os valores das pressões laterais f_{lex} e f_{ley} , agindo perpendicularmente as dimensões do núcleo b_{cx} e b_{cy} , podendo ser calculadas separadamente com as Equações de (3) a (6).

Para descrever a curva tensão-deformação, os autores iniciam com a definição da deformação para a qual ocorre a máxima tensão no concreto, ε_l , e o trecho descendente do diagrama, sendo este adotado como um segmento linear começando no pico do diagrama, com inclinação definida pela deformação correspondente a 85% da máxima tensão, ε_{85} . A seguir apresentam-se as equações para a determinação de ε_l e ε_{85}

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{01} \cdot (1 + 5 \cdot K_3 \cdot K) \quad (8)$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \cdot K_3 \cdot \rho_c \cdot \varepsilon_l \cdot [1 + 0,5 \cdot K_2 \cdot (K_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (9)$$

onde os coeficientes K_3 , K_4 levam em consideração o aumento na resistência do concreto e do aço, respectivamente, e o K é um coeficiente de ganho de resistência, sendo estes obtidos da seguinte forma

$$K_3 = \frac{40}{f'_{co}} \leq 1,0, \quad K_4 = \frac{f_{yt}}{500} \geq 1,0 \quad \text{e} \quad K = \frac{K_1 \cdot f_{le}}{f'_{co}} \quad (10)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s \cdot (b_{cx} + b_{cy})]} \quad (11)$$

onde n e m são o número de ramos nas direções x e y , respectivamente.

As deformações do concreto não confinado para a máxima tensão, ε_{01} , e para 85% deste valor, ε_{085} , no trecho descendente, na ausência de resultados experimentais, podem ser tomados como sendo

$$\varepsilon_{01} = 0,0028 - 0,0008 \cdot K_3 \quad \text{e} \quad \varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0,0018 \cdot K_3^2 \quad (12)$$

Mesmo que se tenham os valores experimentais, estes não devem ser superiores aos valores calculados com as equações anteriores.

O trecho ascendente da curva é descrito da mesma forma que nos modelos anteriores, apenas com uma mudança na equação para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto não confinado, E_c . Vale salientar que E_c deve ser sempre maior que E_{sec} .

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right)^r} \quad (13)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_1} \text{ e } E_c = 3200 \cdot \sqrt{f'_c} + 6900 \quad (14)$$

Com este modelo, a curva tensão-deformação obtida é a apresentada na Figura 6.

Figura 6: Modelo proposto por RAZVI & SAATCIOGLU (1999).

2.1.2 Modelos de confinamento com PRF

Assim como no confinamento com aço, o confinamento com PRF também possui alguns modelos de cálculo que descrevem o comportamento do elemento confinado.

Inicialmente utilizava-se o modelo de MANDER *et al.* (1988-a) para descrever o comportamento do concreto confinado com PRF. Porém, logo percebeu-se que este modelo não era adequado, uma vez que ele foi desenvolvido para o confinamento com aço, e como o PRF mantém um comportamento elástico-linear até a sua ruptura, a pressão de confinamento promovida pelo PRF é continuamente aumentada com o aumento da força aplicada, o que já não acontece no caso do confinamento com aço, que após atingida a sua tensão de escoamento, a pressão de confinamento se mantém constante até a ruptura.

Atualmente, segundo LAM & TENG (2003), os modelos de confinamento com PRF existente podem ser divididos em duas categorias: (a) modelos orientados aos projetos, e; (b) modelos orientados as análises. Na primeira categoria, a resistência à compressão, a deformação axial última e o comportamento do diagrama tensão-deformação são estimados utilizando equações diretas baseadas diretamente em resultados experimentais. Já na segunda categoria, a curva tensão-deformação é gerada utilizando um procedimento numérico incremental. De uma forma geral os modelos orientados a análises são mais complexos e de difícil utilização, enquanto os modelos orientados a projetos são mais simples e de fácil utilização, e por esta razão, neste trabalho será dada maior ênfase a este tipo de modelo.

Dentre os modelos orientados a projeto, dois deles merecem destaque: o modelo de SAMAAN *et al.* (1998), pela sua precisão, e o de LAN & TENG (2003), por ser um dos mais recentes e pela simplicidade. Seguindo o mesmo critério do confinamento com aço, opta-se em utilizar o modelo de cálculo mais recente, ou seja, o de LAN & TENG (2003), apresentado a seguir.

- **Modelo de LAM & TENG (2003)**

Para a elaboração deste modelo, os autores fizeram as seguintes considerações: (a) a curva tensão-deformação consiste de uma parábola, no trecho inicial, e uma linha reta, para o segundo trecho; (b) a inclinação inicial da parábola é a mesma do módulo de elasticidade do concreto não confinado; (c) a parte não linear do primeiro trecho é afetada de algum grau pela presença da camisa de PRF; (d) o trecho parabólico encontra o trecho linear suavemente, sem nenhuma mudança na inclinação entre os dois trechos onde eles se encontram; (e) o segundo trecho, o linear, termina no ponto onde se atinge a resistência à compressão e a deformação axial última.

Baseado nestas considerações, o modelo proposto para a curva tensão-deformação é dado pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f_o} \cdot \varepsilon_c^2 \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \quad (15)$$

$$\sigma_c = f_o + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

onde f_o é a intersecção do trecho linear do segundo trecho com o eixo da tensão. O trecho parabólico encontra o trecho linear com uma transição suave na deformação ϵ_t , dada por:

$$\epsilon_t = \frac{2f_o}{(E_c - E_2)} \quad (16)$$

Sendo E_2 a inclinação do segundo trecho, calculada com a seguinte equação:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f_o}{\epsilon_{cu}} \quad (17)$$

com f'_{cc} sendo a resistência do concreto confiando.

Este modelo permite a utilização de valores experimentais ou sugeridos por normas para o módulo de elasticidade do concreto não confinado. Os três parâmetros que ainda precisam ser definidos são a deformação axial última, ϵ_{cc} , a resistência do concreto confiado, f'_{cc} , e a intersecção do prolongamento do trecho linear com o eixo da tensão, f_o .

Para a determinação dos três parâmetros que ainda faltam, os autores fizeram uma extensa análise de resultados de aproximadamente 76 ensaios realizados por diferentes autores e com diferentes materiais, e concluíram que estes três parâmetros podem ser determinados com as seguintes equações:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1,75 + 12 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_{h,rupt}}{\epsilon_{co}} \right)^{0,45} \quad (18)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3,3 \cdot \frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \quad (19)$$

$$f_o = f'_{co} \quad (20)$$

Nestas equações existem alguns termos que não são comumente utilizados em outros modelos de cálculo. Tais termos são o $f_{l,a}$, que é a pressão lateral atual, e o $\epsilon_{h,rupt}$, que é a deformação de ruptura da camisa de PRF. Estes termos foram introduzidos neste modelo de cálculo basicamente para considerar a diferença no comportamento do PRF em ensaios de tração direta e na camisa de reforço. Vários autores têm demonstrado que existe uma diferença considerável entre as deformações de ruptura e resistências do PRF

nestas duas condições. Sendo assim, caso os valores obtidos em ensaios de tração direta sejam utilizados nos modelos de cálculo, estes resultariam em valores superdimensionados, uma vez que a deformação de ruptura e a resistência do PRF na camisa de reforço é menor do que em ensaios de tração direta.

Para o cálculo de $f_{l,a}$, os autores sugerem a equação:

$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot E_{prf} \cdot t \cdot \epsilon_{h,rupt}}{d} \quad (21)$$

onde E_{prf} é o módulo de elasticidade do PRF, t é a espessura da camisa de reforço, $\epsilon_{h,rupt}$ é a deformação de ruptura da camisa e d é o diâmetro do corpo-de-prova cilíndrico. Como este modelo foi desenvolvido com base em ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, a equação apresentada para o cálculo de $f_{l,a}$ refere-se a este tipo de seção transversal. Caso a análise envolva outros tipos de seção transversal, basta trocar o valor da resistência do PRF em ensaios de tração direta pelo produto $E_{prf} \times \epsilon_{h,rupt}$.

Para o caso específico do encamisamento com polímero reforçado com fibra de carbono, os autores encontraram uma relação entre a deformação de ruptura na camisa e no ensaio de tração direta igual a 0,586. Sendo assim, a equação (18) passa a ser escrita na seguinte forma:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1,75 + 5,53 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_{frp}}{\epsilon_{co}} \right)^{0,45} \quad (22)$$

portanto, com esta nova equação é necessário apenas o valor de ϵ_{prf} , determinado em ensaios de tração direta, para o cálculo do ϵ_{cu} . Para outros tipos de fibras, os autores sugerem que sejam feitos ensaios em corpos-de-prova cilíndricos encamisados com PRF para que seja determinada a relação entre a deformação de ruptura da camisa de reforço e a deformação de ruptura em ensaios de tração direta.

2.1.3 Formas não convencionais de confinamento

TRIANAFILLOU & PAPANICOLAOU (2005) afirmam que a utilização de polímeros reforçados com fibras para o reforço de estruturas não é uma técnica totalmente isenta de problemas, existem inconvenientes que devem ser levados em consideração quando se utiliza resina orgânica para impregnar as fibras e promover a

sua aderência com a estrutura a ser reforçada. Tais problemas são: (a) comportamento deficiente a temperaturas acima da temperatura de transição vítrea; (b) custo relativamente elevado, em comparação com o custo de argamassas, por exemplo; (c) perigo em potencial para os operários, em função do manuseio de produtos tóxicos; (d) falta de permeabilidade ao vapor; e (e) incompatibilidade da resina com os materiais do substrato.

Como alternativa ao uso de resinas orgânicas, os autores sugerem a utilização de argamassas à base de cimento, transformando os polímeros reforçados com fibras em argamassas reforçadas com fibras. Porém, como consequência desta substituição, a aderência fica prejudicada em função da granulometria da argamassa e da dificuldade de penetração e impregnação das fibras. Para viabilizar a utilização de argamassas em substituição as resinas, autores investigaram a utilização de malhas bidirecionais de fibras (Figura 7) ao invés de tecidos contínuos. Sendo assim, a aderência do reforço com a estrutura se dá através dos vazios da malha, que podem ser controlados. Já a argamassa deve satisfazer alguns quesitos, tais como: alta trabalhabilidade, alta viscosidade, não deve apresentar retração, deve ter baixa taxa de perda de trabalhabilidade, e resistência ao cisalhamento e à tração suficientes para evitar o descolamento prematuro do reforço.

Figura 7: Malhas bidirecional de fibra de carbono (TRANTAFILLOU & PAPANICOLAOU, 2005).

A análise experimental realizada consiste em ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos (15 cm x 30 cm) reforçados com malhas de fibra de carbono tendo como agente adesivo a resina epóxi ou argamassa, e prismáticos (25 cm x 25 cm x

70 cm), reforçados com a mesma configuração do caso anterior, e com fitas de fibra de carbono enroladas helicoidalmente e coladas apenas nas extremidades do corpo-de-prova (Figura 8).

Figura 8: Sistema de reforço dos corpos-de-prova prismáticos (TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU, 2005).

Comparando-se os diagramas tensão x deformação (Figura 9) obtidos dos ensaios dos corpos-de-prova cilíndricos reforçados com malhas de fibra de carbono tendo como agente adesivo a resina epóxi (B_R2 e B_R3, com 2 e 3 camadas da malha, respectivamente) e a argamassa (B_MII2 e B_MII3, também com 2 e 3 camadas de malha, respectivamente), conclui-se que no caso do B_R2 houve um aumento de resistência de 53 % e para o B_MII2 25 %. Quando se utiliza três camadas de malha de fibra, o aumento na resistência passa a ser 92 % para o B_R3 e 49 % para o B_MII3. Observou-se também que a ruptura dos corpos-de-prova que utilizavam argamassa como agente adesivo não foi frágil, como a dos que utilizavam a resina epóxi, conforme pode ser constatado nos trechos descendentes dos diagramas apresentados na Figura 9.

Como conclusão dos ensaios desta série, os autores afirmam que o confinamento com malhas de fibra e argamassa promove ganhos substanciais tanto na resistência como na deformação dos corpos-de-prova, porém com eficiência limitada, se comparado com os corpos-de-prova que utilizaram a resina epóxi.

Figura 9: Diagramas tensão x deformação dos corpos-de-prova cilíndricos (TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU, 2005).

Os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova prismáticos são apresentados na Figura 10, com a seguinte nomenclatura: C_C, sem o reforço; C_A2 e C_A4 reforçados com duas e quatro camadas de tiras ancoradas apenas nas extremidades, respectivamente; C_MII2 e C_MII4 reforçados com duas e quatro camadas de malhas de fibra de carbono, respectivamente, coladas com argamassa, e; C_R2 e C_R4 reforçados com duas e quatro camadas de malhas de fibra de carbono, respectivamente, coladas com resina epóxi.

Observa-se que o comportamento dos corpos-de-prova encamisados com a malha e resina epóxi e com a malha e argamassa são bem parecidos, ficando mais próximo quando se aumenta o número de camadas da malha. É interessante notar que o comportamento dos corpos-de-prova reforçados com tiras de fibra não aderidas totalmente é muito parecido com o dos outros casos. A resistência aumentou em 29 % para o C_R2, 40 % para o C_MII2 e 39 % para o C_A2. Com a utilização de quatro camadas de fibras, os resultados passam a ser 47 % para o C_R2, 51 % para o C_MII2 e 45 % para o C_A2. Estes valores comprovam que as três técnicas de reforço de pilares prismáticos apresentam desempenho muito semelhante quando se avalia apenas o ganho de resistência. Quando a deformação última passa a ter importância, a aplicação de tiras de fibras pode levar a deformações mais próximas à do concreto não confinado, especialmente quando se utiliza baixa quantidade de fibras, já nos outros casos as deformações para cargas de pico são semelhantes.

Figura 10: Diagramas tensão x deformação dos corpos-de-prova prismáticos (TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU, 2005).

Os autores retratam que a ruptura dos modelos reforçados com tiras não aderidas ao pilar se deu pela ruptura das próprias fibras na região central, onde não existe aderência. Este dado pode ter duas interpretações: a primeira delas é positiva, uma vez que se a ruptura se desse onde as fibras estão aderidas ao pilar (extremidades do modelo) a utilização total da capacidade resistente das fibras não seria atingida, portanto este sistema mostrou-se eficiente; por outro lado se analisarmos a configuração do ensaio, constatamos que a região de ancoragem das fibras (extremidades dos modelos) é confinada pelo atrito entre o modelo e os “pratos” do atuador, impedindo assim que esta região se deforme de maneira igual à da região central, o que pode explicar o fato de que todos os modelos ensaiados com esta configuração de reforço apresentaram ruptura das fibras na região central e não na zona de ancoragem. Portanto fazem-se necessários novos estudos de pilares reforçados com tiras de fibra não aderidas ao pilar para revelar qual é a verdadeira forma de ruptura que ocorre nestes modelos. Uma maneira de solucionar este problema seria eliminar o efeito de confinamento dos pratos do atuador, utilizando-se dispositivos como, por exemplo, filmes de teflon ou placas-escova.

Os resultados apresentados por TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU (2005) são realmente muito interessante, uma vez que são novas técnicas de reforço que vêm aumentar o leque de opções, porém para que seja possível uma comparação entre os resultados da utilização de telas bidirecionais de fibra de carbono e de tiras helicoidais, é necessário que a quantidade de fibras aplicadas no reforço seja a mesma, o que possibilita comparar o desempenho do reforço variando-se apenas a disposição das fibras.

Se compararmos os ganhos de resistência após o reforço dos corpos-de-prova cilíndrico com o dos prismáticos, percebe-se claramente que a forma da seção

transversal continua sendo um fator decisivo na eficiência do reforço. Isto porque o reforço de pilares baseia-se no efeito de confinamento, e este é fortemente influenciado pela forma da seção transversal por causa da distribuição das pressões de confinamento, que é dificultada em seções transversais diferentes da circular.

Uma mudança na forma da seção transversal do pilar a ser reforçado é uma alternativa que se mostrou eficiente no estudo realizado por SUDANO (2005). Neste estudo, variou-se a forma da seção transversal entre circular, quadrada e retangular com os cantos arredondados, elíptica e composta por semicírculos (Figura 11) e posteriormente encamisadas com duas camadas de tecido de fibra de carbono aderidas com resina epóxi. Tais seções foram escolhidas como alternativas de formas de alteração da seção transversal originalmente quadrada ou retangular com o objetivo de potencializar o efeito de confinamento e conseqüentemente potencializar o ganho de resistência em relação ao pilar original. A limitação deste trabalho é que os modelos já foram moldados com tais formas, não existindo, portanto, o pilar original.

Para esta análise, SUDANO (2005) define relação de reforço como sendo o aumento na capacidade portante dos modelos reforçados com PRFC. Para se obter tal valor, divide-se o valor do carregamento do pilar reforçado pelo valor da maior força suportada pelo modelo equivalente sem o reforço, sendo assim, a relação de reforço será sempre maior ou igual a um. A utilização deste parâmetro para a comparação do desempenho do pilar reforçado justifica-se pelo fato de que, embora todos os modelos tenham sido feitos com a mesma dosagem do concreto e possuam praticamente a mesma área de seção transversal, ainda assim existem outros fatores que afetam a resistência última dos modelos. Tais fatores são a idade do concreto, o efeito de confinamento junto às extremidades do modelo, que surge em conseqüência do atrito entre o este e os “pratos” do atuador hidráulico, e principalmente a forma da seção transversal dos modelos.

Figura 11: Mudança na seção transversal que potencializam o confinamento.

A Figura 12 apresenta o diagrama da relação de reforço x deformação axial de todos os modelos reforçados. Como já era de se esperar, os modelos de seção transversal circular foram os que apresentaram maior relação de reforço, em seguida vem os de seção transversal elíptica, e muito próximo a estes estão os de seção transversal composta, embora exista uma diferença no comportamento pré-pico, a relação de reforço destes modelos é muito próxima. Os modelos que apresentaram a menor relação de reforço foram os modelos de seção transversal quadrada e retangular, respectivamente. Isso ocorre em função da dificuldade de desenvolvimento de pressões de confinamento suficientemente grandes para causar um ganho relativamente alto de resistência em pilares de seção transversal quadrada e retangular, dificuldade esta que é gerada pela concentração de tensões nos cantos da seção transversal e também pela grande distância entre os cantos, no caso da seção transversal retangular.

Se considerarmos que a máxima relação de reforço que pode ser atingida, considerando a utilização do mesmo tipo de material e mesmo número de camadas de PRFC, é obtida em pilares de seção transversal circular, o desempenho do reforço feito em pilares de seções diferentes da circular pode ser quantificado em relação a este. A Tabela 1 apresenta os valores da relação de reforço de todos os modelos reforçados e em relação ao modelo de seção transversal circular. Nesta tabela fica claro que a forma da seção transversal tem uma forte influência na relação de reforço de pilares. Se analisarmos os modelos de seção transversal retangular, percebe-se que apenas 58,15 % (R21 e R22) da relação de reforço do pilar de seção transversal circular (Ci21 e Ci22) foi conseguida, o que evidencia a deficiência deste tipo de seção transversal no que diz respeito à distribuição de pressões internas. Vale salientar que os modelos de seção transversal quadrada e retangular e os de seção elíptica e composta apresentam relações

de reforço muito próximas, diferindo apenas no comportamento do diagrama tensão x deformação, diferença esta mais uma vez creditada à distribuição de pressões internas.

Figura 12: Diagrama de relação de reforço x deformação axial.

Analisando a Figura 12 percebe-se que para mobilizar a camisa de PRF são necessárias grandes deformações axiais, independentemente da forma da seção transversal. Esta necessidade passa a ser um problema quando se pensa no reforço de pilares de edifícios ou pontes que não admitem deformações adicionais. Uma possível solução para este problema seria antecipar o início da atuação da camisa, e para isso ela teria que ser pré-tracionada. Em função da importância deste tema, ele será tratado separadamente dos outros assuntos no item seguinte.

Tabela 1: Relação de reforço dos modelos encamisados.

Modelo	Relação de reforço		Porcentagem do reforço no circular
	Individual	Média	
Ci 21	1,84	1,84	100
Ci 22	-		
Q 21	1,11	1,10	59,78
Q 22	1,09		
R 21	1,05	1,07	58,15
R 22	1,09		
E 21	1,41	1,41	76,63
E 22	1,41		
Co 21	1,33	1,37	74,46
Co 22	1,40		

2.1.4 Reforço com camisa de PRF pré-tracionada

A idéia de reforço de pilares com elementos externos protendidos, aparentemente surgiu com o intuito de reforçar pilares sujeitos a ações sísmicas, onde o esforço predominante é o cisalhante. SAATCIOGLU *et al.* (2003) apresentam um trabalho no qual estudam a eficiência de fitas de aço protendidas instaladas em pilares sujeitos a um carregamento axial estático e a ações cíclicas, simulando terremotos. Os autores indicam que o reforço transversal em pilares de concreto tem três funções principais: restrição longitudinal contra a flambagem; aumento na resistência ao cisalhamento, e; confinamento do concreto para aumentar a sua deformabilidade, porém neste trabalho foi analisado apenas a influência das fitas de aço protendidas na resistência ao cisalhamento. A Figura 13 apresenta uma visão geral de um dos modelos ensaiados pelos autores. Foram estudados pilares de seção transversal circular, quadrada e retangular, e foram variados o espaçamento entre as tiras e a tensão aplicada no concreto pelas fitas de aço (em torno de 0,4 MPa). Os resultados demonstram que todos os modelos reforçados com tiras protendidas apresentam desempenho superior aos seus modelos correspondentes sem o reforço, quando é avaliada a sua resistência ao cisalhamento, o que evidencia a eficiência do sistema.

Figura 13: Sistema de reforço utilizado por SAATCIOGLU et al. (2003).

Alternativamente à utilização de fitas de aço, NESHELI & MEGURO (2005) utilizaram fitas de polímero reforçado com fibra de carbono e polímero reforçado com fibra de aramida. Neste sistema as fitas de fibras utilizadas possuem um laço em cada extremidade, por onde passa uma barra de aço. Após a instalação ao redor do pilar, as duas barras de aço (uma em cada extremidade da fita de fibra) são parafusadas entre si. O controle da força de protensão aplicada é feito pela medição da deformação sofrida pela fita, que é controlada pelo número de voltas dadas no parafuso (Figura 14). Embora este sistema de protensão seja bastante simples, talvez ele não seja muito adequado, uma vez que pode existir concentração de tensão nas extremidades das alças em função do pequeno diâmetro das barras de aço e, além disso, o trecho do pilar que fica sob o “dispositivo de protensão” não é confinado, podendo estar sujeito à ruptura localizada. Os autores não relatam nenhum tipo de problema relacionado com o “dispositivo de protensão”, e indicam que a protensão externa parece ser uma técnica benéfica para reforçar pilares danificados por terremotos.

Utilizando-se do mesmo princípio da protensão do sistema de reforço, pode-se idealizar um pilar reforçado com tiras de PRF com espaçamento entre elas de 0 cm (zero), ou seja, uma camisa contínua, surgindo assim o reforço com camisa de PRF protendida. O sistema de protensão utilizado por SAATCIOGLU *et al.* (2003) seria de difícil, senão impossível, execução, o de NESHELI & MEGURA (2005) não parece ser muito indicado, porém, alternativamente pode-se aplicar a protensão de forma indireta, ou seja, pode-se lançar mão de camisas pré-moldadas de PRF e agentes expansivos. Neste sistema de reforço, a camisa pré-moldada é instalada ao redor do pilar a ser reforçado e o espaço entre eles é preenchido com um graute expansivo. A expansão do graute é restringida pela camisa de PRF, que por sua vez é tracionada, surgindo assim a protensão.

Figura 14: Modelos ensaiados por NESHELI & MEGURA (2005).

Um dos primeiros trabalhos que investigaram a eficácia da utilização de agentes expansivos no reforço de pilares foi realizado por MORTAZAVI *et al.* (2003). A justificativa deste trabalho não foi propriamente a mudança na forma da seção transversal do pilar reforçado, mas sim o melhor aproveitamento da camisa de PRF. Os autores afirmam que em muitos casos a ruptura de pilares reforçados com fibras de vidro se dá pela ruptura do concreto quando a tensão na camisa de reforço é de 50 % a 40 % da resistência do material, o que evidencia a sua má utilização. Uma maneira de contornar este problema é a protensão da camisa de reforço. Este método é, segundo os autores, especialmente indicado para materiais com baixo módulo de elasticidade (como a fibra de vidro, por exemplo, se comparada com a fibra de carbono) ou quando pequenos graus de confinamento são aplicados, como em estruturas em escala real. Além disso, as estruturas que necessitam de reforço já possuem deformações muito grandes em função da carga existente, e com a protensão da camisa, o reforço passa a ser ativo, não necessitando maiores deformações para que esta seja mobilizada.

Nos ensaios deste trabalho, uma camisa pré-moldada de fibra de carbono ou de fibra de vidro foi instalada ao redor de um cilindro de concreto (Figura 15) e posteriormente foi utilizada uma mistura de cimento, areia e agente expansivo (graute) para preencher o espaço entre o cilindro de concreto e a camisa. A camisa confina a expansão do graute durante o período de endurecimento (3-4 dias), quando a protensão química ocorre na camisa reagindo contra o núcleo de concreto. Quando o graute completa o seu período de cura, este e a camisa passam a fazer parte do pilar e por isso a seção transversal do pilar original sofre um pequeno aumento. Porém, o ganho na

resistência e ductilidade não ocorre por causa deste aumento da seção transversal e sim por causa do efeito de confinamento.

Após o preenchimento do espaço vazio entre o corpo-de-prova e a camisa com o graute expansivo, monitorou-se a deformação axial e radial do modelo reforçado (Figura 16). Fica claro que quanto maior o volume de graute expansivo, maior a deformação radial sofrida pelo corpo-de-prova reforçado. Esta figura também indica que ocorreu um encolhimento axial durante a cura do graute expansivo. Os autores não fornecem maiores detalhes sobre este encolhimento, porém deve-se dar grande atenção a este fato, pois se este encolhimento ocorreu apenas no conjunto graute/camisa, o reforço pode ficar comprometido, uma vez que pode haver concentração de tensão nas partes sobressalentes do corpo-de-prova original e em função disso a eficiência do reforço pode ser comprometida.

Figura 15: Corpos-de-prova antes da introdução do graute expansivo entre estes e a camisa pré-moldada (MORTAZAVI et al., 2003).

Figura 16: Deformações radial e axial dos corpos-de-prova reforçados durante a cura do graute expansivo (MORTAZAVI et al., 2003).

Os resultados dos ensaios revelaram que no caso da camisa formada por três camadas de fibra de carbono e protendida com o graute expansivo, a resistência do corpo-de-prova reforçado aumentou aproximadamente 20 % e a deformação lateral 50 %, se comparado com o corpo-de-prova equivalente sem a protensão. Já a ruptura do corpo-de-prova com reforço protendido ocorreu com deformação lateral quase 100 % maior do que a deformação lateral do corpo-de-prova equivalente sem a protensão, o que, segundo os autores, indica que as fibras estão sendo melhor aproveitadas. Vale salientar que mesmo com estas providências, não é possível utilizar plenamente a capacidade resistente das fibras por causa, dentre outros motivos, da natureza da solicitação a que estão submetidas na camisa de reforço, que é diferente da solicitação em ensaios de tração direta.

Conforme mostrado na Figura 12 e na Tabela 1, uma mudança na forma da seção transversal pode aumentar substancialmente a eficiência do pilar reforçado. Porém, considerando-se que para reforçar, de maneira eficiente, um pilar de seção transversal quadrada ou retangular seja necessária uma mudança na forma da seção transversal, esta mudança pode ser feita de maneira a aumentar ainda mais a eficiência do pilar reforçado. Isto pode ser feito com o emprego de camisa pré-moldada de polímero reforçado com fibras e graute expansivo. Nesta alternativa de reforço o pilar pré-existente é envolvido com uma camisa pré-moldada de PRF, na forma que for mais conveniente, e posteriormente o espaço que sobra entre o pilar e a camisa de reforço é preenchido com um graute expansivo. Com isso, elimina-se um dos principais problemas do confinamento com PRF, que é a necessidade de deformação axial adicional do pilar original para mobilizar a resistência da camisa de PRF, que em alguns casos pode levar ao esmagamento do concreto do pilar original antes que a camisa seja totalmente mobilizada.

Seguindo a mesma idéia da utilização de graute expansivo no reforço de pilares, YAN *et al.* (2005) estudou a utilização de camisas pré-moldadas de PRF posteriormente preenchidas com graute expansivo para o reforço de pilares de seção transversal quadrada e retangular. A estratégia aplicada baseia-se na transformação de pilares de seção transversal quadrada e retangular em pilares de seção elíptica, oval ou circular. Para isso, são moldadas camisas de PRF com a forma desejada e instaladas ao redor do pilar a ser reforçado. Posteriormente o espaço vazio entre o pilar original e a camisa pré-moldada é preenchido com um graute expansivo. Com isso obtêm-se os benefícios da

protensão da camisa de reforço, retratados por MORTAZAVI *et al.* (2003), e as vantagens da mudança da forma da seção transversal do pilar original, caracterizada por SUDANO (2005).

A justificativa utilizada por YAN *et al.* (2005) para a utilização do graute expansivo é que a expansão do graute é restringida pela camisa de PRF e, portanto esta é tensionada, criando assim um efeito de protensão na camisa. Esta protensão vai aumentar o “poder” confinante da camisa e, com isso, mudar o confinamento de passivo para ativo.

Os modelos ensaiados por YAN *et al.* (2005) foram de seção transversal quadrada (S) e retangular com relação entre os lados de 2:1 e 3:1 (R2 e R3, respectivamente), todos com 91,4 cm de altura e sem armadura. Foram utilizadas camisas de fibra de carbono (C) e fibra de vidro (V), com 2 ou 6 camadas. Os modelos de seção transversal quadrada e retangular foram transformados em circular e elíptico, respectivamente, identificados com a letra E, e 0 para os que não sofreram alteração na forma da seção transversal. Foram instalados extensômetros à meia altura dos modelos para medir a expansão lateral durante a cura do graute expansivo (Figura 17).

Figura 17: Expansão lateral durante a cura do graute expansivo (YAN *et al.*, 2005).

Comparando a Figura 17 com a Figura 16 percebe-se que a expansão lateral dos modelos ensaiados por MORTAZAVI *et al.*, (2003) é bem maior. Isto ocorre porque a deformação lateral depende do volume e do “poder” expansivo que o graute possui. Embora o volume de graute empregado por MORTAZAVI *et al.* (2003) seja menor que o utilizado por YAN *et al.* (2005), o agente expansivo utilizado por eles, possivelmente, tem maior “poder” de expansão, o que provoca maior deformação lateral.

A primeira observação feita por YAN *et al.* (2005) a respeito dos ensaios é que houve uma diferença na forma de ruptura dos modelos com e sem o graute expansivo. Em contraste com a ruptura dos modelos com camisa de PRF aderida, a ruptura dos modelos com camisa pré-moldada e graute expansivo foi caracterizada pela ruptura da camisa de PRF, em primeiro lugar, seguida pela fissuração do graute expansivo e do núcleo de concreto. A camisa de PRF não se rompeu apenas em um ponto localizado, como acontece no caso da camisa estar aderida ao pilar, mas se estendeu ao longo de toda a altura do modelo, o que segundo os autores evidencia a intensa mobilização da camisa de PRF. Retratam ainda que os modelos com o graute expansivo apresentaram maior ductilidade se comparado com os que não o utilizavam, o que demonstra a maior eficiência do reforço com camisa protendida. Observaram ainda que quanto mais próximo da unidade for a relação entre os semi-eixos maior e menor do modelo após o reforço, maior é a capacidade de carga e também maior é o grau de degradação do modelo após a ruptura. Esta última observação feita pelos autores já era de se esperar, pois quanto mais próxima da unidade for esta relação, mais próxima de circular é a seção transversal do pilar reforçado, seção esta que é a que apresenta o maior grau de confinamento e, portanto maior aumento na capacidade portante, e em função da maior concentração de energia envolvida no sistema, maior será a degradação do modelo após a ruptura.

Quanto ao comportamento dos diagramas tensão x deformação, os autores relatam que em alguns casos a inclinação do trecho inicial do diagrama de modelos que tiveram a forma da seção transversal alterada, é menor do que os que não tiveram nenhuma alteração. A explicação dada a este fato é que a resistência do graute expansivo é menor que a do concreto do pilar original e o efeito de membrana da camisa de PRF não é significativo na fase inicial do carregamento.

A Figura 18 apresenta os diagramas tensão x deformação dos modelos ensaiados. A observação feita pelos autores sobre a inclinação do trecho ascendente dos diagramas é claramente perceptível. A partir desta observação pode-se concluir que o ganho de resistência final obtido com o graute expansivo é maior, se comparado com os modelos que não o utilizaram, porém para que seja atingida esta superioridade é necessário que a deformação axial do conjunto pilar original, graute e camisa seja relativamente grande, uma vez que a resistência do graute é menor que a do pilar original. Isto se torna um empecilho quando se pensa no reforço de pilares de edifícios, uma vez que esta deformação adicional pode causar vários transtornos à sua utilização, como por exemplo, quebra de vidros e tubulações, janelas que não abrem, etc. Para minimizar este problema, talvez a solução fosse a utilização de um graute expansivo que apresentasse resistência à compressão igual ou, preferencialmente, superior à do pilar original, o que aumentaria ainda mais a eficiência do reforço, já que além de contar com os benefícios da mudança na forma da seção transversal e da protensão da camisa de reforço, pode-se também considerar a capacidade resistente do graute.

Figura 18: Diagrama tensão x deformação dos modelos ensaiados por YAN et al., (2005).

No caso dos modelos de seção retangular, a eficiência do reforço é mais pronunciada quando se analisa os modelos que utilizaram graute expansivo para

alteração da forma da seção transversal. Isto ocorre não só em função da utilização da protensão da camisa de reforço, mas também por causa da alteração da seção inicialmente retangular para elíptica, o que tem grande influência na eficiência do reforço, conforme mostrou SUDANO (2005), Figura 12. Uma comparação interessante seria a do modelo de seção elíptica com o graute expansivo com um modelo com a mesma quantidade e tipo de fibra, com a mesma seção transversal, porém sem a utilização do graute expansivo.

Observa-se ainda na Figura 18 que a eficiência dos modelos encamisados com fibra de carbono é maior em todos os casos, mesmo com o triplo de camadas de fibra de vidro, o mesmo desempenho não foi alcançado. Os autores destacam que os modelos encamisados com fibra de vidro mostraram-se mais sensíveis que os seus correspondentes encamisados com fibra de carbono, quanto a mudança da relação entre os lados dos modelos retangulares.

YAN *et al.* (2005) concluem que, de fato, a utilização do graute expansivo em associação com a mudança da forma da seção transversal pode mudar o efeito de confinamento de passivo para ativo, e com isso atingir maiores resistência e ductilidade para pilares de seção quadrada ou retangular, se comparados com os pilares sem nenhuma alteração de forma com a mesma quantidade e tipo de fibra. Constataram ainda que a eficiência deste tipo de reforço depende da relação de aspecto do pilar após o reforço, e que quanto mais próxima da unidade for esta relação, mais próxima da circular ela se encontra e, portanto maior a eficiência. Finalmente recomendam que para o reforço com mudança na forma da seção transversal, fatores como aumento no volume, aumento de área, resistência requerida, ductilidade e deformação última, devem ser considerados no projeto para se obter a solução ótima.

Motivado pela possibilidade de melhora de desempenho dos pilares com reforço ativo, CARRAZEDO (2005) realizou uma simulação numérica que contempla o uso de protensão da camisa de reforço.

Para simular a protensão, CARRAZEDO (2005) atribuiu um coeficiente de dilatação térmica para as fibras e aplicou uma variação de temperatura negativa. Com isto as fibras se contraíram comprimindo o concreto. Após esta fase de protensão superpôs-se um carregamento de compressão axial, simulando o ensaio do pilar. O estudo foi realizado com pilares de seção circular com $f_c = 42$ MPa e $\varepsilon_c = 0,00239$. O índice de protensão foi definido como a porcentagem da deformação última (ε_{fu})

aplicada. Foi atribuído às fibras $\varepsilon_{fu} = 10,5$ mm/m, resultando numa tensão de ruptura de 2142 MPa. Na Tabela 2 e na Figura 19 são apresentados o ganho de resistência axial f_{cc}/f_{co} e o aumento de ductilidade, representado por meio de $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$.

Observa-se que a protensão proporcionou aumentos de resistência, principalmente em pilares com baixo índice de confinamento. Por exemplo, no pilar com 1 camada de fibra de carbono, a utilização da protensão trouxe aumentos de resistência significativos até um índice de protensão de 60%. Isto significa que neste caso, com 1 camada de fibra de carbono pode ser interessante utilizar as fibras com uma protensão de 20 a 40%, pois assim o ganho de resistência seria maior do que sem protensão, proporcionando ainda aumento de ductilidade considerável. Com 80% de protensão, no entanto, os pilares com 1 camada sofreram ruptura prematura, em função do elevado índice de protensão.

Tabela 2: Influência da protensão das fibras em pilares de seção circular encamisados com PRFC (CARRAZEDO, 2005).

Tipo	n	Protensão	f_{cc} / f_{co}	$\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{co}$
PRFC	1	0%	1,20	6,24
PRFC	1	20%	1,30	5,64
PRFC	1	40%	1,39	4,49
PRFC	1	60%	1,42	3,34
PRFC	1	80%	1,34	1,95

Tipo	n	Protensão	f_{cc} / f_{co}	$\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{co}$
PRFC	3	0%	2,03	8,22
PRFC	3	20%	2,09	7,04
PRFC	3	40%	2,08	5,54
PRFC	3	60%	2,01	4,05
PRFC	3	80%	1,71	2,28

Tipo	n	Protensão	f_{cc} / f_{co}	$\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{co}$
PRFC	6	0%	2,87	9,12
PRFC	6	20%	2,89	7,95
PRFC	6	40%	2,83	6,29
PRFC	6	60%	2,58	4,31
PRFC	6	80%	2,23	2,66

Figura 19: Efeito da protensão das fibras em pilares encamisados com PRFC (CARRAZEDO, 2005).

Já no caso de confinamento moderado ($n=3$) e elevado ($n=6$), aparentemente não houve vantagens na utilização da protensão, pois não ocorreram aumentos significativos de resistência com a protensão e a ductilidade diminuiu. Novamente, observaram-se rupturas prematuras da camisa com a protensão de 80%.

Esta simulação numérica é interessante, pois evidencia que independentemente do nível de protensão, a camisa de reforço é mobilizada com deformações axiais menores que no caso da não aplicação da protensão, o que é extremamente interessante para o caso de reforço de pilares de edifícios, por exemplo, onde as condições de utilização e até mesmo a própria estrutura não toleram deformação axial adicional do pilares.

CARRAZEDO (2005) ressaltava ainda que outro aspecto a ser considerado, quando da utilização da protensão, é a possibilidade de ruptura sob ação de carga de longa duração. Sabe-se que determinados tipos de fibras possuem resistência reduzida sob ações de longa duração, principalmente a fibra de vidro. A protensão faz com que uma maior parcela de carga seja mantida ao longo do tempo, tornando o pilar encamisado mais suscetível a problemas desta natureza.

A idéia de pré-moldar a camisa de reforço com o intuito de fazer o reforço passar de passivo para ativo realmente parece ser muito eficiente, porém deve-se ater para o

fato de que nesta configuração de reforço a aderência direta entre a camisa e o pilar original deixa de existir, sendo agora o graute expansivo o responsável pela aderência com a camisa e com o pilar original. Para analisar o efeito da aderência entre a camisa de reforço e o pilar, MIRMIRAN *et al.* (1998)² *apud* CARRAZEDO (2005) construíram dois tipos de pilares, sendo no primeiro a camisa moldada inicialmente, curada e depois preenchida com concreto. No segundo tipo, foram moldados os cilindros de concreto, que, após 28 dias de cura, foram encamisados com PRF. Os autores verificaram que praticamente não existiu diferença no comportamento tensão x deformação destes pilares. Na verdade estes resultados revelam a influência de dois parâmetros no comportamento do pilar reforçado. O primeiro deles é que até a idade com a qual os cilindros com a camisa pré-moldada foram ensaiados, o efeito da retração foi praticamente desprezível, uma vez que seu comportamento se aproximou bastante do seu correspondente com o sistema convencional. O outro dado que estes resultados fornecem é que a aderência inicial entre a camisa e o cilindro também apresentou pequena influência nos resultados, talvez por causa do atrito mecânico gerado entre estas duas superfícies causado pela expansão lateral do cilindro.

Um outro assunto que deve ser levado em consideração na utilização do reforço com PRF, pretendido ou não, é a sua resistência ao fogo. Este assunto é de extrema importância, uma vez que em situações de incêndio, o PRF pode ter suas propriedades mecânicas prejudicadas, e no caso de o reforço ser ativo, as consequências da degradação destas propriedades podem ser ainda mais desastrosas, já que as tensões às quais a camisa de reforço está submetida são substancialmente maiores. Por ser de grande importância, este tema é tratado separadamente no item seguinte.

2.1.5 Comportamento do PRF em situações de incêndio

O comportamento das estruturas em incêndios tem sido alvo de várias pesquisas, sobretudo no caso de estruturas metálicas. Em estruturas de concreto, os efeitos do fogo tornam-se mais evidentes no caso de concretos de alta resistência, pois estes apresentam ruptura frágil. Porém, isto não significa que as estruturas de concreto convencional não apresentem problemas, muito pelo contrário, tem-se observado que existe uma perda de

---

² MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., SAMAAN, M., EL ECHARY, H., MASTRAPA, J.C., AND PICO, O. (1998). Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, v. 2, n. 4, 175-185.

resistência quando expostas à ação do fogo. Para que tais estruturas apresentem desempenho satisfatório, existem normas, inclusive brasileiras, que orientam o seu projeto. Sendo assim, o problema de situações de incêndios em estruturas de concreto está sendo amplamente discutido.

Porém, quando uma estrutura é reforçada externamente com PRF (o que implica no aumento da sua capacidade portante), existe um sério problema de perda de eficiência deste compósito durante um incêndio, o que pode levar a um colapso repentino da estrutura em função da sua nova carga de serviço. SAAFI & ROMINE (2002)³ *apud* FOSTER & BISBY (2005) observaram reduções de 15 %, 26 % e 47 % na resistência à compressão de cilindros de concreto encamisados com PRF quando expostos, por 3 horas, a temperaturas de 90 °C, 180°C e 360°C, respectivamente.

Por esta razão, o ACI 440-2R-02 (ACI Committee 440 2002)⁴ *apud* BISBY *et al.* (2005) recomenda, que o projeto do reforço considere a possibilidade de este ser completamente perdido em caso de incêndio. Esta recomendação do ACI a princípio parece ser muito conservadora, porém KODUR *et al.* (2005) afirma que pilares de concreto armado encamisados com PRF sem nenhum dispositivo de proteção térmica, apresentaram desempenho insatisfatório quando ensaiados em condições de incêndio, chegando a apresentar a perda da camisa de reforço em menos de 30 min. de exposição ao fogo, o que sustenta a recomendação do ACI.

BISBY *et al.* (2005) apontam esta deficiência do PRF sob ação do fogo como sendo uma das principais causas que desencoraja a aplicação de polímeros reforçados com mantas de fibras, principalmente em edifícios que já apresentaram episódios relacionados com incêndios.

Em um trabalho publicado por BISBY *et al.* (2005), a problemática envolvida na exposição do PRF ao fogo é exposta da seguinte maneira:

Os materiais de polímeros reforçados com fibras são extremamente sensíveis aos efeitos de elevadas temperaturas, e por causa disso, severas diminuições nas suas propriedades mecânicas, aderência ou ambas podem ocorrer. Além disso, todas as matrizes poliméricas orgânicas são inflamáveis e irão queimar quando sujeitas a altas temperaturas. As matrizes comumente utilizadas, como poliéster, vinil

³ SAAFI, M.; ROMINE, P. (2002).Effect of fire on concrete cylinders confined with GFRP. Proceedings, 2nd International Conference on Durability of Fire Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction, May 2002, QC, pp. 512-521.

⁴ ACI Committee 440, 2002, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-02),"American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 45pp.

éster e epóxi, não apenas admitem a combustão como também geram uma grande quantidade de fumaça preta e densa quando queimadas. Portanto, o caso de incêndios em estruturas reforçadas externamente com PRF envolve problemas ambientais (geração de fumaça, toxicidade) e estruturais (perda de resistência e rigidez), BISBY et al. (2005).

DAVIES *et al* (2006) chega a comparar, em termos puramente qualitativos, o comportamento do PRF sob altas temperaturas, com o da madeira em situação de incêndio que, quando muito fino queima rapidamente, perdendo assim as suas propriedades mecânicas. Por outro lado, quando o compósito é relativamente espesso, forma-se rapidamente uma camada protetora que possibilita que suas propriedades mecânicas sejam preservadas por um período relativamente longo em condições de incêndio. Esta camada protetora surge em função da pirólise⁵ ser endotérmica. Porém, ao contrário da madeira, considerações econômicas freqüentemente impossibilitam o uso de compostos espessos em aplicações estruturais, o que exige a utilização de outros dispositivos de proteção térmica.

Vários autores têm estudado o comportamento de pilares de concreto reforçados com PRF e expostos a situações de incêndio. De fato, constata-se que realmente existe o problema de perda de resistência dos pilares reforçados com PRF quando expostos a incêndios, porém quando se utilizam dispositivos de isolamento térmica, que pode ser, por exemplo, a base de vermiculita e gesso (sulfato de cálcio hidratado). Com base nos trabalhos abordados na revisão bibliográfica, pode-se concluir que a resistência a incêndios de pilares de concreto reforçados com PRF deixa de ser uma forte limitação desde que sejam utilizados sistemas de proteção térmica eficientes, o que é perfeitamente possível, conforme demonstram os resultados das pesquisas abordadas.

2.2 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

A utilização de materiais fibrosos para melhorar as propriedades mecânicas de materiais cimentícios não foi propriamente criada pelo homem, mas sim adaptada, uma vez que alguns pássaros usam pequenos gravetos e gramíneas (filamentos fibrosos) para misturá-los ao barro e construir seus ninhos (Figura 20). Similarmente aos pássaros, existem registros que os egípcios misturavam palha e barro para construir seus abrigos. Há cerca de 5000 anos atrás, o homem misturava argila e asbestos (silicato natural cuja

---

⁵ Transformação ou decomposição de compostos químicos resultante da aplicação de calor na ausência de oxigênio.

forma mais pura é o amianto), fazendo assim uma espécie de cimento-amianto. Em 1971 foi construído em Londres o primeiro edifício que utilizou concreto reforçado com fibras de aço com um volume de 3 %.

Figura 20: João-de-barro e seu ninho construído com barro e gramíneas.

Atualmente o emprego de fibras na construção civil vai muito além da madeira, palha e arbustos. Além das fibras obtidas diretamente da natureza, fibras artificiais estão sendo largamente utilizadas como, por exemplo, fibras de aço, vidro e carbono. Além dessas, as fibras vegetais continuam sendo muito utilizadas na construção civil, seja forma *in natura*, ou após passarem por processos industriais que possibilitam a obtenção dos filamentos fibrosos propriamente ditos, como por exemplo, o sisal, curauá, piaçava, e fibras de coco.

As fibras descontínuas são utilizadas para reforçar o material concreto, dando origem ao concreto reforçado com fibras. Os concretos, ou argamassas, com fibras geralmente são definidos como compósitos, ou seja, materiais constituídos de, pelo menos, duas fases distintas principais. Se interpretarmos esta definição ao *pé-da-letra*, concluímos que o próprio concreto sem fibras já é um compósito, uma vez que é formado pela pasta de cimento e agregados miúdos e graúdos. Para não fugir da definição já consagrada de concreto com fibras, consideram-se como fases principais deste material, a matriz (que é o próprio concreto) e as fibras (sejam elas naturais ou artificiais).

O mecanismo de atuação das fibras no concreto e os principais fatores que influenciam o desempenho do compósito são detalhadamente apresentados na Tese.

Existem vários tipos de fibras que são adicionadas ao concreto, e cada tipo de fibra provoca diferentes alterações nas propriedades mecânicas do concreto. A seguir

são apresentados alguns tipos de fibras e suas influências nas propriedades mecânicas do concreto.

2.2.1 Tipos de fibras utilizadas no concreto

Os tipos de fibras utilizadas no concreto são fibras de aço, sintéticas e naturais. Para cada aplicação, existe um tipo de fibra que é mais indicada. Dentre estas três categorias de fibras, a que é mais popular é a fibra de aço, porém fibras naturais e principalmente as sintéticas têm assumido papel importante na construção civil.

As fibras de aço podem ser encontradas em vários diâmetros, comprimentos, forma (ondulada, reta, reta com ganchos nas extremidades, e com seção transversal retangular ou circular) e com diferentes tipos de aço (alta resistência ou não, alto módulo de elasticidade ou não). As fibras naturais são extraídas da própria natureza, como por exemplo, fibras de coco, piaçava e sisal. Já as sintéticas, como as de polietileno, polipropileno, PVA, entre outras, são produzidas por meio de processos químicos.

ZHENG & FELDMAN (1995) descrevem as fibras sintéticas como sendo flexíveis, macroscopicamente homogêneas, com grande relação entre o comprimento e a espessura (relação de aspecto) e pequena seção transversal. Tais autores apresentam as principais características e indicações de uso das principais fibras de polietileno, polipropileno, acrílica, PVA, poliamida, aramida, poliéster, carbono e combinações entre as anteriores. A Tabela 3 apresenta as principais características mecânicas de algumas fibras sintéticas e a Tabela 4 apresenta a durabilidade das fibras quando utilizadas no concreto.

Tabela 3: Características mecânicas de algumas fibras sintéticas (ZHENG & FELDMAN, 1995).

Tipo de fibra	Peso Específico	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Alongamento Último (%)
Acrílica	1,17	207-1000	14,6-19,6	7,5-50,0
Aramida I	1,44	3620	62,0	4,4
Aramida II (alto módulo)	1,44	3620	117,0	2,5
Nylon	1,16	965	5,17	20,0
Poliéster	1,34-1,39	896-1100	17,5	
Polietileno	0,96	200-300	5,0	3,0
Polipropileno	0,90-0,91	310-760	3,5-4,9	15,0

Tabela 4: Durabilidade das fibras no concreto (ZHENG & FELDMAN, 1995).

Tipo de fibra	Resistência à água	Resistênci a à álcalis	Resistência térmica (°C)
Aramida	Boa	Boa	400-500
Nylon	Boa	Boa	180-200
Polietileno	Boa	Boa	100-130
Polipropileno	Boa	Boa	120-150
PVA	Boa	Boa	200-240
Carbono (Pitch)	Boa	Boa	500-600
Carbono (PAN)	Boa	Boa	500-600

ZHENG & FELDMAN (1995) afirmam que para aumentar a resistência do compósito, as fibras têm que ter módulo de elasticidade maior que a matriz. Para materiais cimentícios, para os quais o módulo de elasticidade varia entre 15 e 30 GPa, esta condição é difícil de ser atingida para a maioria das fibras sintéticas. Porém, tentativas vem sendo feitas para desenvolver fibras sintéticas com módulo de elasticidade muito alto, para servirem de reforço para o concreto. Por outro lado, tanto trabalhos teóricos quanto experimentais, têm demonstrado que até mesmo fibras de baixo módulo de elasticidade são capazes de aumentar a capacidade de deformação, a tenacidade, a resistência ao impacto e o controle de fissuração do concreto. Os autores ainda dizem que, em muitas aplicações, o ganho nestas propriedades é muito mais importante que simplesmente aumentar a resistência à tração, já que esta propriedade é usualmente assumida como não influenciada pela adição destas fibras à matriz.

Em seu trabalho, ZHENG & FELDMAN (1995) descrevem ainda os vários tipos de fibras sintéticas e suas principais aplicações, porém não são aqui apresentadas por não serem objeto de estudo desta pesquisa.

Vários autores, entre eles SONG et al. (2005-B) e CHOI & YUAN (2005) conduziram estudos comparativos com diferentes tipos de fibras sintéticas, principalmente o concreto reforçado com fibra de nylon, o concreto reforçado com fibra de polipropileno e o concreto reforçado com fibra de vidro. As principais características abordadas nestes estudos foram a abertura de fissuras, fluência, resistência a compressão, tração, flexão e impacto, e abertura de fissuras em função da retração. Para cada uma destas propriedades mecânicas, um determinado tipo e um determinado volume de fibras se mostrou mais eficiente, tendo em vista a necessidade.

Até agora foram apresentados os principais tipos de fibras sintéticas e uma comparação entre concretos reforçados com estes tipos de fibras. Passamos agora a apresentar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço. Por ser este o principal tipo de compósito cimentício formado com a adição de fibras, este assunto é abordado separadamente no item seguinte.

2.2.2 Concreto reforçado com fibras de aço

O tipo de fibra mais utilizado no concreto é a fibra de aço, em função do seu elevado potencial e, provavelmente, por ser a mais facilmente encontrada no mercado. As fibras de aço fabricadas no Brasil para adição no concreto possuem comprimentos que variam da ordem de 25 a 62,5 mm. Possuem resistência à tração entre 345 a 2.100 MPa e módulo de elasticidade de 200 a 210 GPa. Para facilitar o seu manuseio, as fibras de aço podem ser agrupadas em feixes de 10 a 30 fibras coladas por meio de cola solúvel em água, que se dissolve durante o processo de mistura. FIGUEIREDO (2002)⁶ *apud* FERRARI (2007) apresenta as características geométricas das fibras de aço comumente encontradas no mercado, Figura 21.

Formato longitudinal	Seção
	0,45x0,50mm
	diâmetro: 0,50mm
	diâmetro: 0,65mm
	1,35x0,50mm

Figura 21: Características geométricas das fibras de aço, FIGUEIREDO (2000).

⁶ FIGUEIREDO, A. D. (2000). Concreto com Fibras de Aço. *Boletim Técnico – Série BT/PCC/260*, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.

Percebe-se na Figura 21 uma das principais vantagens das fibras de aço sobre os outros tipos de fibra, que é a presença de ganchos nas extremidades das fibras retas e da ondulação na fibra ondulada. Tanto os ganchos de extremidades quanto a ondulação das fibras promovem a ancoragem mecânica das fibras na matriz de concreto, o que possibilita que as fibras de aço sejam mais intensamente mobilizadas durante o processo de fissuração da matriz.

Mesmo com a presença da ancoragem mecânica, tanto o comprimento das fibras quanto o volume que é adicionado à matriz têm papel decisivo no desempenho do compósito. BENTUR & MINDESS (1990) definem comprimento crítico da fibra, como sendo o menor comprimento necessário para o desenvolvimento de tensões de aderência na fibra, iguais à sua resistência. Quando o comprimento embutido na matriz for menor que o crítico, ele não é suficiente para gerar tensão de escoamento ou de ruptura das fibras, sendo, portanto, utilizadas de forma ineficiente. O comprimento crítico (l_c) pode ser definido conforme a seguinte equação

$$l_c = \frac{\sigma_{fu} r}{\tau_{fu}} \quad (23)$$

onde σ_{fu} é a resistência última da fibra, r o raio equivalente da fibra, e τ_{fu} é a tensão média de aderência na interface fibra-matriz, calculado à partir de

$$\tau_{fu} = \frac{\sigma_{ct,u} - \gamma \sigma_{ct,u} V_m}{2\alpha\beta \frac{l}{d} V_f} \quad (24)$$

com $\sigma_{ct,u}$ sendo a resistência à tração direta do concreto com fibras, $\gamma = 1,0$, σ_{cm} a resistência à tração direta da matriz, α e $\beta = 0,41$, l/d = relação de forma da fibra, V_f =volume de fibra, V_m = volume da matriz de concreto ($V_m = 1 - V_f$).

De acordo com BALAGURU & SHAH (1992): quando $l \ll l_c$ as fibras são tão curtas que são arrancadas antes que seja desenvolvida uma tensão suficiente para rompê-las; quando $l \gg l_c$, o comprimento da fibra embutido na matriz é suficiente para desenvolver uma tensão na fibra igual à sua resistência, e a ruptura do compósito será predominantemente por ruptura da fibra, e; quando $l = l_c$, a máxima tenacidade do

compósito é obtida, pois é alcançada a maior resistência ao arrancamento sem ocasionar a ruptura da fibra.

Com a adição de fibras de aço ao concreto, será necessária uma maior mobilização de energia para ocasionar a formação de fissuras, portanto a resistência do concreto à tração e à flexão será aumentada, e por isso possibilita a aplicação de maior carregamento externo. Com o aumento do carregamento externo mais fissuras se formam, e este ciclo se repete até que a matriz seja toda fissurada. Estando a matriz fissurada, a função das fibras passa a ser a de inibir a propagação de fissuras, fazendo pontes de ligação entre suas bordas, por onde as forças são transferidas de um lado para o outro da matriz. Neste estágio, o volume de fibras que é adicionado à matriz se torna essencial para a avaliação do desempenho do compósito.

HANNANT (1978) define volume crítico de fibras como sendo o volume que, após a fissuração suportará o carregamento que o compósito suportava antes de fissurar-se. De acordo com BENTUR & MINDESS (1990), para fibras distribuídas aleatoriamente na matriz, o volume crítico (V_c) pode ser calculado pela equação

$$V_c = \frac{2 \cdot \sigma_m}{\tau_{fu}} \frac{l}{d} \quad (25)$$

onde σ_m = resistência à tração direta da matriz e τ_{fu} = resistência média de aderência na interface fibra-matriz, calculado à partir da equação (24).

Quando o volume de fibras adicionado $V_f > V_c$, o modo de ruptura é caracterizado por fissuração múltipla da matriz, e ocorre numa tensão igual à resistência à primeira fissura do compósito. Por outro lado, quando o $V_f < V_c$, o modo de ruptura será por propagação de uma única fissura, já que o volume de fibras adicionado é insuficiente para suportar o carregamento que atuava na matriz antes dela fissurar.

O aumento de resistência à tração do compósito só ocorre se o volume de fibras adicionadas for maior que o crítico. Na prática, o volume crítico de fibras está na faixa de 1% a 3%, sendo este último de difícil utilização, pois a trabalhabilidade do concreto diminui consideravelmente, principalmente nos casos em que o comprimento das fibras utilizadas for maior ou igual a duas vezes o diâmetro máximo dos agregados. Segundo BALAGURU & SHAH (1992), o volume de fibras normalmente adicionado à matriz,

em torno de 1%, contribui apenas no comportamento pós-fissuração do compósito, não aumentando a resistência à tração do concreto reforçado.

A seguir apresentam-se algumas das aplicações mais comuns do concreto reforçado com fibras de aço.

2.2.2.1 Aplicações do concreto reforçado com fibras de aço

A aplicação do concreto reforçado com fibras é muito variada. Algumas de suas principais aplicações encontradas na literatura são: pisos industriais, túneis, tubos de concreto, radiers, capas de compressão, anéis segmentados para revestimento de túneis, pavimento rodoviário, pista de aeroporto, pavimento portuário, garagens e estacionamentos, estabilização de taludes e encostas, estruturas resistentes ao fogo, estruturas resistentes à explosão, concreto projetado, etc...

Basicamente, em todas as aplicações apontadas anteriormente, as fibras de aço utilizadas são fibras longas, ou seja, com comprimentos na faixa de 25 mm a 60 mm, dependendo da utilização que se pretende fazer. Porém, sabe-se que utilização de micro-fibras em matrizes cimentícias é capaz de aumentar a resistência à tração do compósito, dependendo das dimensões destas fibras.

BETTERMAN *et al.* (1995) afirmam que se considerarmos uma matriz reforçada com um mesmo volume de fibras e uma mesma relação de aspecto, porém com diferentes dimensões, quando fibras longas são utilizadas, apenas um pequeno acréscimo na resistência à tração é obtido. Isto provavelmente ocorre porque a fissuração da matriz se inicia em um nível micro, e se as fibras estiverem longe das micro-fissuras, elas não são capazes de conter a micro-fissuração. Porém, quando as micro-fissuras se unirem formando uma macro-fissura, as fibras longas são capazes de conter a propagação desta macro-fissura e aumentar substancialmente a tenacidade do compósito. Por outro lado, se um mesmo volume de micro-fibras são utilizadas, em função das suas dimensões, estas estarão muito mais próximas umas das outras, o que possibilita que um maior número de micro-fissuras sejam interceptadas por elas e, portanto, se contrapondo a tendência de abertura destas micro-fissuras. Sendo assim, quando micro-fibras são adicionadas à matriz, ocorre um aumento substancial da resistência à tração do compósito. Porém, para uma mesma relação de aspecto, as micro-fibras são menores e, portanto, são arrancadas da matriz depois que as micro-fissuras

são formadas, o que causa pequeno acréscimo na tenacidade pós-pico. A Figura 22 apresenta de forma qualitativa o que fora explicado por BETTERMAN *et al.* (1995). Os autores ainda sugerem que uma combinação de fibras de vários tamanhos pode promover aumentos na resistência à tração e na tenacidade pós-pico.

Figura 22: Influência do tamanho das fibras na matriz e na “costura” das fissuras BETTERMAN *et al.* (1995).

Este estudo realizado por BETTERMAN *et al.* (1995) foi feito utilizando-se de fibras de PVA com 4 mm, 7 mm e 12 mm de comprimento, entretanto, em função do fato de as fibras de diferentes tamanhos serem mobilizadas em diferentes estágios do carregamento, independentemente do material de que são feitas, é de se esperar que a adição de micro-fibras de aço ao concreto também produza resultados semelhantes. Como micro-fibras de aço não são comercialmente encontradas, existe uma grande escassez de trabalhos a este respeito, porém FERRARI (2007) realizou um extenso trabalho buscando desenvolver um compósito de alto desempenho a base de cimento Portland e fibras de aço, para ser utilizado como um substrato de transição no reforço a flexão, com polímero reforçado com fibra de carbono, de vigas de concreto armado. Segundo o autor, esta técnica de reforço de vigas justifica-se pelo fato de o reforço com PRFC ser sub-utilizado em função das propriedades do concreto da região tracionada da viga. Sendo assim, o concreto desta região da viga é substituído por este compósito a fim de melhorar as características mecânicas da interface entre a viga e o PRFC, com isso, o potencial do PRFC é melhor aproveitado.

Como o compósito avaliado por FERRARI (2007) era composto de fibras de aço longas e curtas numa mesma matriz, caracteriza-se então um concreto reforçado com

diferentes tipos de fibras, embora o material que as compõem seja o mesmo, o aço. Por este motivo este assunto é abordado em um tópico separado, apresentado a seguir.

2.2.3 Associação de diferentes tipos de fibras

Para a obtenção do compósito, FERRARI (2007) utilizou diferentes dosagens. Foram utilizadas uma dosagem de argamassa e uma de micro-concreto, ambas com adição de fibras de aço com diferentes comprimentos. A Tabela 5 apresenta as características das fibras utilizadas por FERRAI (2007). As dosagens de fibras para a argamassa analisadas foram de 1% a 2% apenas da fibra do tipo A, de 1% a 2,5% apenas da fibra B, e combinações com 2% de fibras sendo de 0,5% a 1,5% da fibra A e 1,5% a 0,5% da fibra B, e uma outra combinação de fibras variando entre 1,5% da fibra A e volumes entre 0,5% e 3,5% da fibra C. Já para o micro concreto fixou-se o teor de fibras A em 1% e variou-se o teor de fibra C entre 0% e 2,5%.

Tabela 5: Características das fibras de aço utilizadas por FERRARI (2007).

Parâmetros	Fibra A: FSS Wirand	Fibra B	Fibra C
Formato longitudinal			
Diâmetro nominal	0,75 mm	0,60 mm	0,75 mm
Área da seção transversal	0,4418 mm ²	0,2827 mm ²	0,4418 mm ²
Fator de forma	33	22	17
Tensão máxima de tração	1.100 MPa	1.100 MPa	1.100 MPa
Peso específico	7.850 kg/m ³	7.850 kg/m ³	7.850 kg/m ³

Para a avaliação do comportamento estrutural de cada uma das diferentes dosagens foram realizados ensaios de flexão em três pontos em prismas com entalhe no meio do vão, além de ensaios de resistência à tração por compressão diametral e compressão simples. Com resultados dos ensaios de flexão em três pontos, foram traçadas as curvas de carga x abertura do entalhe e curvas de resistência ao fraturamento.

Após uma cuidadosa e detalhada análise dos resultados de todos os ensaios, FERRARI (2007) conclui que a argamassa que apresentou o melhor desempenho, foi a que possuía a combinação de fibras com 1,5 % de fibra do tipo A e 1,5% de fibras do

tipo C. Já para o caso do micro-concreto, FERRARI (2007) conclui que o melhor desempenho foi atingido pela combinação de 1 % de fibras do tipo A e 2 % de fibras do tipo C. Comparando agora estes dois compósitos, o autor conclui que ambos tiveram comportamentos muito semelhantes e que o compósito mais indicado para aplicação no banzo tracionado de vigas antes do reforço com PRFC é o compósito formado pelo micro-concreto, e justifica a escolha simplesmente pela presença do agregado graúdo, inexistente na argamassa, por ser esta característica importante na aderência da manta de PRFC com o substrato.

Ainda com relação ao estudo de dosagem realizado por FERRARI (2007), o autor conclui que as microfibras de aço retas e lisas, do tipo B, se mostram ineficientes, devido à perda de aderência com a matriz, e o seu conseqüente deslizamento, o que resulta em pequeno aumento de tenacidade do compósito. Aponta ainda que a combinação de microfibras de aço (com gancho nas extremidades) e fibras convencionais é uma alternativa interessante para aplicação no campo da recuperação estrutural, pois a sua adição à matriz cimentícia tem condições de elevar a resistência à tração na flexão e aumentar a tenacidade ao fraturamento do material.

Esta última conclusão de FERRARI (2007) confirma a hipótese levantada anteriormente sobre a semelhança entre o comportamento de compósitos formados fibras de aço com diferentes comprimentos e com fibras de PVA, também com diferentes comprimentos, tal como BETTERMAN *et al.* (1995) sugeria. Conforme dito anteriormente esta confirmação já era de se esperar, uma vez que as fibras menores são mobilizadas em estágios iniciais do carregamento e as fibras longas são mais intensamente mobilizadas em estágios mais avançados, quando as fibras menores já se romperam ou deslizaram da matriz.

Com relação ao reforço de vigas de concreto com o compósito desenvolvido por FERRARI (2007) e com PRFC, o autor conclui que o reforço à flexão de vigas por meio da colagem externa de manta de PRFC a um substrato de transição constitui uma estratégia eficiente e de aplicação prática na Engenharia, já que ficou demonstrado que a reconstituição prévia do banzo tracionado com um compósito cimentício de alto desempenho à base de macro e microfibras de aço evita a rápida propagação de fissura crítica na extremidade do reforço e retarda o desprendimento prematuro da manta. Com a presença de um material de maior resistência ao fraturamento no banzo tracionado da viga, as fissuras são mais distribuídas e de menor abertura ao longo da extensão do

reforço. Além de expressivo incremento na resistência, a colagem da manta de PRFC a um substrato de transição leva também a significativo aumento da rigidez da viga em relação a uma viga sem substrato de transição.

A maioria dos trabalhos sobre concreto reforçado com fibras é direcionada a elementos estruturais submetidos à flexão. Porém existe também uma linha de pesquisa que se destina a estudar elementos constituídos de concreto reforçado com fibras, principalmente as de aço, submetidos à compressão. Tal assunto é abordado no tópico seguinte.

2.2.4 Pilares de concreto reforçados com fibras de aço

CAMPIONE & MENDOLA (2004) estudaram o comportamento do concreto leve reforçado com fibras de aço e armadura transversal, submetido à compressão. As variáveis analisadas foram a seção transversal e altura do corpo-de-prova, o tipo de agregado leve, a taxa de armadura transversal e o volume de fibras adicionado ao concreto. A seguir são descritas cada uma destas variáveis e sua influência na resistência à compressão.

A intenção da variação da forma da seção transversal do corpo-de-prova foi a de estudar a sua influência no efeito de confinamento. As seções estudadas foram a circular e a quadrada. Constataram que, como já era de se esperar, a seção transversal circular propicia maiores ganhos de resistência para uma mesma taxa de armadura e mesmo volume de fibras adicionado ao concreto. Isto ocorre porque a distribuição das pressões de confinamento em elementos de seção transversal circular com armadura transversal helicoidal, que foi a utilizada nestes ensaios, é uniformemente distribuída e, portanto, o núcleo confinado é capaz de suportar maiores carregamentos. Já no caso dos modelos de seção transversal quadrada, a armadura transversal utilizada foi em forma de estribos quadrados, o que provoca o efeito de arqueamento da pressão de confinamento, fazendo com que a área efetivamente confinada do núcleo seja menor e conseqüentemente o aumento na capacidade portante também é menor.

O efeito de escala foi verificado com a variação da altura dos corpos-de-prova. Observa-se na Figura 23 que quanto maior a altura do corpo-de-prova, menor a sua resistência à compressão, isto ocorre tanto quando se usa apenas armadura transversal (Figura 23a), apenas fibras de aço (Figura 23b) ou armadura transversal juntamente com fibras de aço (Figura 23c). Isto ocorre porque com o aumento da altura do corpo-de-

prova, aumentam também a probabilidade de ocorrência de falhas de concretagem e a importância da não linearidade geométrica.

Figura 23: Efeito de escala na resistência à compressão de corpos-de-prova (CAMPIONE & MENDOLA, 2004). (a) apenas com armadura transversal; (b) apenas com fibras de aço; (c) com taxa de armadura transversal de 1,55 % e fibras de aço.

Outro fato interessante de se notar na Figura 23b e principalmente Figura 23c é que a conforme aumenta o volume de fibras incorporado ao concreto, menor é a influência do fator de escala, uma vez que os trechos descendentes do diagrama tensão-deformação ficam mais próximos entre si. A utilização conjunta de armadura transversal e fibras de aço (Figura 23c), aumentou também a resistência à compressão do corpo-de-prova, provavelmente pelo confinamento, promovido pelas fibras, das áreas antes não confinadas em função do efeito de arqueamento, aumentando assim a área do núcleo efetivamente confinado.

Como agregado leve, foram utilizados agregado gráúdo de densidade normal, para servir de referência, pedra pomes e argila expandida, resultando em concretos com 2420 Kg/m^3 , 1800 Kg/m^3 e 1640 Kg/m^3 , respectivamente. Os melhores resultados, para todas as combinações de taxa de armadura e volume de fibras analisadas, foram obtidos para o concreto leve com argila expandida, que segundo os autores justifica-se por uma

incompatibilidade entre as dimensões da fibra utilizada e dos agregados de pedra pomes. No caso dos corpos-de-prova com armadura transversal, o ganho de resistência observado no concreto leve foi menor que no concreto de peso normal. Os autores atribuem isto ao fato da expansão lateral do concreto leve ser menor que a do concreto de peso normal e conseqüentemente a pressão de confinamento também é menor, além disso, em função da natureza frágil do agregado leve, a ruptura do corpo-de-prova de concreto feito com este agregado ocorre prematuramente, antes que o aço da armadura transversal atinja o escoamento.

Foram utilizadas diferentes taxas de armadura transversal. Para os corpos-de-prova de seção transversal circular, a armadura transversal foi em forma de espirais com taxas de 0 %, 1,24 % e 2,48 %. No caso dos corpos-de-prova de seção quadrada, a armadura transversal foi em forma de estribos quadrados com taxas de 0 %, 1,55 % e 3,10 %. Como já era de se esperar, quanto maior a taxa de armadura transversal, maior a resistência e a tenacidade do corpo-de-prova. A Figura 24 revela que a taxa de armadura transversal necessária para que o corpo-de-prova de seção quadrada apresente um comportamento próximo ao circular, é maior, isso porque, conforme já dito anteriormente, a distribuição da pressão de confinamento é uniforme no corpo-de-prova de seção circular, não existindo o efeito de arqueamento.

A fibra de aço utilizada apresenta 30 mm de comprimento e diâmetro de 0,5 mm (relação de aspecto igual a 60), com ganchos nas extremidades e resistência à tração de 1115 MPa. Os volumes de fibras adicionados ao concreto foram de 0,50%, 1% e 2%, o que resulta em 40, 80 e 160 Kg/m³. Conforme comentado anteriormente, quanto maior o volume de fibras adicionado ao concreto, melhor é o seu comportamento pós-pico. Os

autores constataram que a adição de fibras ao concreto modifica o modo de ruptura dos corpos-de-prova, tornando-a mais dúctil e reduzindo a região de ocorrência do *cover spalling*⁷.

A associação entre as fibras de aço e pequena taxa de armadura transversal mostrou-se ser muito eficiente, possibilitando o mesmo desempenho, em termos de resistência e absorção de energia, que foi obtido apenas com a utilização de alta taxa de armadura transversal (Figura 25). Os autores apontam este resultado como sendo de grande importância prática, uma vez que a utilização de fibras de aço em substituição de parte da armadura transversal pode facilitar a execução de elementos estruturais que demandam altas taxas de armadura transversal.

Figura 25: Diagramas tensão x deformação para corpos-de-prova com armadura transversal e fibras de aço (CAMPIONE & MENDOLA, 2004).

Com o objetivo de estudar o comportamento de pilares de concreto armado com adição de fibras de aço, SUDANO *et al.* (2003) realizaram uma análise experimental para elucidar a influência da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade de pilares de concreto armado. Para evidenciar apenas a atuação das fibras de aço, optou-se em utilizar modelos, dosagens do concreto e taxas de armadura que já haviam sido utilizados em pesquisas anteriores, porém sem a adição de fibras de aço, o que torna possível a comparação dos resultados. Sendo assim, foram estudados modelos com concretos de diferentes resistências à compressão (15, 30, 45 e 60 MPa), sem e com armaduras transversal em espiral com espaçamento de 5 e 7 cm. Os volumes de fibra de aço estudados inicialmente foram de 0 %, 0,75 % e 1,5 %. A fibra adicionada ao

⁷ *Cover spalling* é o nome dado a perda repentina do cobrimento.

concreto apresentava 30 mm de comprimento, diâmetro equivalente igual a 0,62 mm resultando em uma relação de aspecto igual a 48,4.

A definição do volume de fibras utilizado nos modelos foi feita a partir de ensaios em 144 corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm. Com base nos resultados destes ensaios, calculou-se o volume e comprimento crítico das fibras, segundo as equações propostas por BENTUR & MINDESS (1990) e obtiveram os resultados expressos na Tabela 6.

Tabela 6: Volumes e comprimentos críticos (SUDANO et al., 2003).

f_c nominal MPa	Fibra	Resistência média (Mpa)		Tensão de	Tensão Média de	Volume	Comprimento
	%	Compressão	Tração	Aderência (MPa)	Aderência (MPa)	Crítico (%)	Crítico (mm)
15	0	16,87	1,76	-	2,73	2,39	124,70
	0,75	15,51	1,91	1,20			
	1,5	17,9	2,89	4,27			
30	0	31,92	2,57	-	10,30	0,93	33,10
	0,75	32,76	4,16	11,87			
	1,5	44,99	4,9	8,74			
45	0	46,69	2,7	-	12,34	0,81	27,64
	0,75	51,44	4,48	13,28			
	1,5	46,26	5,75	11,40			
60	0	66,63	3,5	-	14,25	0,91	23,94
	0,75	70,88	5,35	13,84			
	1,5	68,35	7,42	14,65			

Após analisarem os resultados obtidos, concluíram que o volume e o comprimento crítico das fibras para o concreto de 15 MPa são muito altos, o que não é conveniente. Isto ocorre devido à utilização de um tipo de fibra inadequado para esta dosagem de concreto e para os volumes de fibras que foram pré-estabelecidos. Decidiram então cancelar os ensaios que seriam realizados com os modelos que utilizariam o concreto de 15 MPa, restando apenas os modelos de das séries de 30, 45 e 60 MPa.

A partir da análise dos resultados das séries de 30, 45 e 60 MPa, concluíram que seria conveniente continuar utilizando fibras de 30 mm de comprimento, uma vez que este é próximo dos valores do comprimento crítico de cada série. Como nenhum dos valores é muito maior ou muito menor que o comprimento adotado, segundo BALAGURU & SHAH (1992), é de se esperar que se desenvolva a máxima tenacidade do compósito.

Quanto ao volume de fibras utilizado nos modelos, adotou-se o valor de 1% para as três séries, já que os valores calculados são relativamente próximos a este. Portanto,

conforme BENTUR & MINDESS (1990), os modelos das três séries devem apresentar ruptura caracterizada pela fissuração múltipla da matriz de concreto.

Os ensaios realizados foram de compressão axial com controle de deslocamento fixo em 0,005 mm/seg. Com os dados obtidos nos ensaios, avaliou-se o efeito de confinamento promovido pela armadura e pelas fibras. Esta avaliação foi feita segundo os modelos propostos por RAZVI & SAATCIOGLU (1999), MANDER *et al.*, (1988-b) e NBR 6118 / 1978 (Tabela 7). Todos os modelos analisados foram desenvolvidos para aplicação no concreto sem o reforço de fibras, sendo assim este não é um bom parâmetro para comparação. Para que isso fosse possível, os autores padronizaram uma maneira para o cálculo de um coeficiente adimensional, baseado em resultados experimentais, que reflete a intensidade do confinamento promovido, o coeficiente K dos modelos de cálculo anteriores. Com os dados dos ensaios dos modelos com e sem fibra foram calculados os valores do coeficiente K para cada caso (Tabela 8). Fica claro que a presença das fibras de aço aumentou consideravelmente o efeito de confinamento em todos os modelos. Isto explica o aumento de resistência à compressão observado nos ensaios de CAMPIONE & MENDOLA (2004).

Além da avaliação do confinamento, os autores avaliaram também a ductilidade dos modelos reforçados com fibras de aço. Esta avaliação foi feita pelo índice de tenacidade, conforme propõe a norma japonesa JSCE SF5 (1984). Fica claro na Tabela 9 que a adição de fibras de aço promoveu um aumento na tenacidade à compressão dos modelos analisados neste trabalho. Para evidenciar ainda mais este aumento na ductilidade, a Figura 26 apresenta o diagrama tensão x deformação do modelo com concreto de 60 MPa com e sem adição de fibras. Fica claro que a área sob a curva do modelo com fibras é maior que a correspondente ao modelo sem fibras, o que evidencia a sua maior tenacidade.

Tabela 7: Síntese dos resultados esperados e experimentais (SUDANO et al., 2003).

Modelo	Resistência do Concreto Confinado (MPa)			
	Razvi	Mander	NB 1/78	Experimental
C30S7	45,93	38,87	36,05	59,77
C30S5	51,19	43,75	36,39	57,84
C45S7	63,55	56,49	49,44	86,87
C45S5	68,81	61,38	49,78	100,79
C60S7	71,14	64,08	56,95	98,55
C60S5	76,40	68,96	57,29	105,36

Tabela 8: Valores dos coeficientes K para os modelos com e sem fibras (SUDANO *et al*, 2003).

Série	Coeficiente K	
	sem fibras	com fibras
C30S7	1,49	1,58
C30S5	1,14	1,05
C45S7	1,02	2,03
C45S5	0,91	2,03
C60S7	1,87	2,22
C60S5	1,57	1,87

Tabela 9: Índice de tenacidade à compressão (SUDANO *et al*, 2003).

Modelo	Índice de tenacidade à compressão (KN/cm ²)	
	Sem fibras	Com fibras
C30S0	0,016	0,022
C30S5	0,063	0,083
C30S7	0,058	0,083
C45S0	0,009	0,094
C45S5	0,088	0,130
C45S7	0,031	0,105
C60S0	0,067	0,104
C60S5	0,112	0,089
C60S7	0,044	0,117

Como continuação deste trabalho, SUDANO *et al*. (2005) estudaram a influência das fibras de aço na perda do cobrimento em pilares de concreto armado. Os limites encontrados na bibliografia para o qual ocorre a perda do cobrimento foi entre 500 μ s e 1000 μ s (FOSTER, 2001). FOSTER (2001) apresenta também uma formulação para a previsão da carga para a qual ocorre a perda do cobrimento. Comparando-se os valores da carga que provoca a perda do cobrimento com as correspondentes aos limites de deformação, concluí-se que as fibras de aço também contribuem para que o cobrimento dos pilares colabore durante um maior “tempo” na resistência total do pilar. Estes resultados são explicitados na Tabela 10. Tais resultados estão de acordo com

CAMPIONE & MENDOLA (2004), quando afirmam que a adição de fibras de aço em pilares de concreto armado diminui a área atingida pelo *cover spalling*.

Figura 26: Diagrama tensão relativa x deformação do pilar com concreto de 60 MPa com e sem adição de fibras (SUDANO et al., 2003).

Tabela 10: Comparação entre o valor da força calculada e correspondente aos limites de deformação para o qual ocorre a perda do cobrimento.

Modelo	Pspall	P limite (KN)		Pspall / P limite
	KN	500 ms	1000 ms	
C30S7	911,62	837,96	977,44	0,93
C30S5	904,88	588,52	744,26	1,22
C45S7	1454,32	1233,70	1410,80	1,03
C45S5	1443,57	1066,10	1373,90	1,05
C60S7	1687,97	1163,50	1473,20	1,15
C60S5	1675,50	1212,50	1537,20	1,09

Em seu trabalho, LIMA JUNIOR (2003) afirma que uma técnica de comprovada eficiência que vem sendo estudada é a adição de fibras de aço à massa do concreto de pilares. Segundo o autor, quando adicionadas ao concreto, as fibras aumentam de forma considerável a ductilidade deste material. Esta adição é especialmente interessante para o caso do uso de concretos de alta resistência. Como uma das maneiras de se promover o reforço de pilares de concreto é com o encamisamento com concretos de elevada resistência à compressão, a adição de fibras de aço na camisa de reforço é também de grande interesse.

O efeito de confinamento gerado pelas fibras já foi reportado por alguns pesquisadores. ROTÁSY & HARTWICH (1985)⁸ *apud* LIMA JUNIOR (2003) afirmam que nas regiões mais comprimidas, ao contrário do que ocorre no concreto simples, no qual é observado desprendimento de grandes massas de material, as fibras geram um tipo de “confinamento” que mantém o concreto íntegro, mesmo para elevados níveis de deformação.

KOSAKA, TANIGAWAT e HATANAKA (1985)⁹ *apud* LIMA JUNIOR (2003) compararam, através de simulações experimentais, o efeito do estado tri-axial de tensões e da adição de fibras de aço no comportamento do diagrama tensão-deformação do concreto. A resistência do concreto estudada foi de 30 MPa, os índices de reforço das fibras variaram entre 0 e 1,5, e a pressão lateral imposta variou entre 0 e 1,6 MPa. Os autores apontam que adições de fibras com índices de reforço de 0,75 e 1,5 equivalem a impor ao concreto uma pressão lateral de confinamento de 0,4 MPa e 0,8 MPa, respectivamente. Apenas para efeito de comparação, os valores obtidos para a pressão lateral apenas com fibras de aço equivalem a 5 % e 10 %, respectivamente, da pressão lateral obtida com o encamisamento de pilares circular com uma camisa de fibra de carbono de 0,10 cm de espessura e resistência do compósito de 752 MPa (sendo a resistência nominal da fibra de 1306 MPa), o que demonstra o “potencial confinante” das fibras adicionadas no concreto.

2.2.5 Distribuição e orientação das fibras na matriz de concreto

Conforme dito anteriormente, uma das principais características da fibra que influencia diretamente o comportamento do concreto reforçado com fibras é o seu comprimento, e que quanto maior for este comprimento, menor é a fluidez do concreto. Sendo a fluidez do concreto reforçado com fibras menor que a do concreto convencional, a energia de vibração necessária para promover o adensamento deste concreto também deverá ser maior que a utilizada no concreto convencional. Como este concreto deve ser submetido a energias de vibração maiores e/ou por maior tempo, deve-se ater para o fato de que a vibração do concreto reforçado com fibras induz uma

---

⁸ ROSTÁSY, F.S. & HARTWICH, K.(1985). *Compressive strength and deformation of steel fiber reinforced concrete under high rate of strain*. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, v. 7, No. 1, 1985, pp.21-28.

orientação preferencial das fibras na matriz, fazendo com que a distribuição das fibras não seja perfeitamente aleatória.

Com o intuito de verificar a orientação preferencial das fibras de aço no concreto, BARRÁGAN *et al* (2000) realizaram uma análise de cilindros de concreto com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura de concreto reforçado com 0,5 % de fibras de aço, adensados com uma mesa vibratória ou manualmente, com o auxílio de um bastão. Após a cura do concreto, alguns corpos-de-prova foram serrados longitudinalmente, na seção central, e outros transversalmente em seções a 75 mm, 150 mm e 225 mm da extremidade superior. Em cada uma das seções obtidas, foram contadas as fibras interceptadas pelo corte, e os resultados são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Densidade de fibras nos diferentes cortes.

Adensamento	Densidade de fibras (fibras/cm ²)					
	Cortes Horizontais				Corte Vertical	
	75 mm	150 mm	225 mm	Média	Altura total	3/5 centrais
Mesa vibratória	0,45	0,51	0,53	0,50	0,63	0,55
Manual	0,51	0,57	0,52	0,53	0,61	0,63

Como se pode observar na Tabela 11, nos dois tipos de adensamento utilizados a concentração de fibras é maior no corte vertical, ou seja, mais fibras foram interceptadas pelo corte vertical do que pelo corte horizontal, o que significa que existem mais fibras posicionadas horizontalmente. Percebe-se também que a maior concentração de fibras está nos 3/5 centrais da altura dos corpos-de-prova, e que a vibração manual diminuiu levemente a orientação horizontal das fibras, embora esta ainda seja preponderante.

Com base nos resultados do trabalho de BARRAGAN *et al.* (2000), pode-se afirmar então que a direção preferencial de orientação das fibras na matriz do concreto é a direção do plano ortogonal à direção da vibração, ou seja, no caso do uso de mesa vibratória, que fornece uma energia de vibração no eixo vertical, a direção preferencial de orientação das fibras é na horizontal. Extrapolando estes resultados, é de se esperar que a direção preferencial de orientação das fibras numa matriz adensada com vibrador do tipo “carrapato”, seja a vertical, já que a energia de vibração gerada por este tipo de vibrador é de natureza horizontal.

⁹ KOSAKA, Y.; TANIGAWAT, Y. e HATANAKA, S. *Lateral confining stress due to steel fibers in concrete under compression*. The international journal of cement composites and lightweight concrete, v.

STÄHLI *et al.* (2007) afirmam que melhorar as propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras pode-se aumentar o volume de fibras adicionado, utilizar combinações de diferentes fibras, ou alinhar as fibras na direção do esforço solicitante. Aumentar o volume de fibras pode ter um efeito positivo nas propriedades mecânicas, mas como as fibras não são necessariamente alinhadas na direção do esforço solicitante, a eficiência desta alternativa é debatível, segundo STÄHLI *et al.* (2007). A combinação de diferentes tipos de fibras, inclusive fibras do mesmo material, mas com diferentes comprimentos, pode trazer benefícios as propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras, porém este assunto é ainda pouco abordado na literatura. Talvez a melhor alternativa seja mesmo a orientação das fibras na direção do esforço solicitante, o que pode melhorar o desempenho do concreto reforçado com fibras, não apenas do ponto de vista da resistência, mas também da ductilidade, provavelmente com um custo menor.

O alinhamento das fibras tem sido objeto de estudo de alguns pesquisadores. LINSSEN (2005)¹⁰ *apud* STÄHLI *et al.* (2007) propôs um método para induzir o alinhamento de fibras de aço baseado na geração de um campo magnético. No caso da utilização do SIFCON, *Slurry Infiltrated Fiber Concrete*, VAN MIER & TIMMERS (1992)¹¹ *apud* STÄHLI *et al.* (2007) sugerem que a orientação das fibras pode ser conseguida com a sua aspersão por meio de espaços muito estreitos ou elementos muito finos, os quais forcem as fibras a se orientarem na direção da abertura. Além dessas alternativas, a extrusão do concreto reforçado com fibras pode também impor uma orientação preferencial para as fibras. Em todos os casos, têm-se como resultado da orientação preferencial das fibras na matriz de concreto, um material anisotrópico, ou seja, um material com propriedades mecânicas diferentes, em diferentes direções.

Com o surgimento do concreto auto - adensável, inicialmente pensou-se que, como este concreto dispensa vibração, a tendência de orientação preferencial das fibras eventualmente adicionadas a este concreto não existiria mais, o que faria com que o comportamento deste tipo de concreto reforçado com fibras fosse mais próximo de um material isotrópico. Porém, se por um lado o concreto auto – adensável dispensa a

---

7, No. 2, 1985, pp.81-92.

¹⁰ LINSEL, S. "Magnetische Positionierung von Stahlfasern in zementösen Medien, Magnetic positioning of steel fibres in cementitious medias. PhD. Thesis, Technische Universität Berlin, 2005.

¹¹ Van Mier, J. G. M.; Timmers, G. "Shear fracture in slurry infiltrated fibre concrete (SIFCON). In: Reinhart, H. W.; Naaman, A. E. (eds) Proceedings RILEM/ACI workshop on high performance composites. Mainz, June 24-26, 1991, E&FN Spon/Chapman & Hall, London/New York, pp. 348-360, 1992.

vibração, por outro a fluidez deste concreto é bem maior, e em função desta maior fluidez, o próprio fluxo do concreto pode ser capaz de impor uma orientação preferencial para as fibras.

Para verificar a influência do fluxo do concreto auto – adensável na orientação das fibras e nas suas propriedades mecânicas, STÄHLI *et al.* (2007) realizaram ensaios de flexão em quatro pontos com corpos-de-prova prismáticos extraídos de diferentes posições de um molde em forma de “U”, conforme mostra a Figura 27, feitos com três diferentes concretos, com *slumps* de 16 cm, 20 cm e 22,5 cm, respectivamente. Antes dos ensaios de flexão, os corpos-de-prova foram submetidos a uma tomografia computadorizada para caracterizar a distribuição das fibras no seu interior.

Inicialmente foram feitas as tomografias nos diferentes corpos-de-prova. Para ilustrar estas tomografias, apresentam-se na Figura 28 os resultados obtidos para um corte longitudinal na seção central dos prismas extraídos da posição “B”, utilizando os três tipos de concreto. Pode-se perceber que existe uma clara tendência de alinhamento das fibras na direção do fluxo do concreto fresco, principalmente nos concretos 2 e 3, de maior *slump*.

Figura 27: Molde em forma de “U” utilizado por STÄHLI *et al.* (2007).

Figura 28: Resultados da tomografia dos corpos-de-prova segundo STÄHLI *et al.* (2007).

É interessante ressaltar que a Figura 28 apresenta apenas um corte longitudinal na seção central do prisma. Comparando agora uma vista do corte longitudinal na seção central e na seção próxima à fôrma, para um mesmo corpo-de-prova, observa-se que existe uma diferença na orientação preferencial das fibras, Figura 29. Isto ocorre porque o escoamento do concreto junto às faces da fôrma é mais lento, e por isso a tendência de orientação das fibras é menor, em outras palavras, quanto maior for a velocidade de escoamento do concreto, maior é a tendência das fibras se orientarem na direção do fluxo.

Figura 29: Resultados da tomografia do mesmo corpos-de-prova em duas seções diferentes segundo STÄHLI *et al.* (2007).

Quanto aos ensaios de flexão, STÄHLI *et al.* (2007) apresentam o diagrama de resistência à flexão x deslocamento para os corpos-de-prova da posição “B” com os três

concretos, Figura 30. Observa-se que quanto mais fluído é o concreto, maior é a sua resistência à flexão. Isso ocorre, segundo os autores, em função da maior orientação das fibras na direção do esforço solicitante, que ocorre nos concretos mais fluídos.

Figura 30: Diagrama de resistência à flexão x deslocamento, STÄHLI *et al.* (2007).

Com base nos resultados apresentados, STÄHLI *et al.* (2007) concluem que na utilização do concreto auto adensável reforçado com fibras, existe também uma orientação preferencial das fibras na matriz de concreto, sendo esta orientação a mesma do fluxo do concreto. Concluíram também que a resistência à flexão dos prismas ensaiados aumentou quando o alinhamento das fibras foi maior.

Uma análise interessante que os autores deste trabalho deixaram de apresentar é quanto ao alinhamento das fibras para um mesmo concreto nos prismas extraídos de diferentes trechos do molde em forma de “U”. Se compararmos a Figura 28-b com a Figura 29-a, estaremos comparando vistas do corte longitudinal da seção central de prisma feitos do mesmo concreto e extraídos das posições B e C do molde da Figura 27, respectivamente. Desta comparação pode-se concluir que as fibras estão mais alinhadas na Figura 28-b, ou seja, quando o escoamento do concreto se dá na horizontal, as fibras são melhor alinhadas do que se o fluxo do concreto fosse ascendente e de forma indireta, como ocorre no trecho C do molde. Provavelmente isso ocorre porque, embora o fluxo do concreto seja na ascendente, grande parte das fibras que estavam na horizontal e alinhadas com o fluxo no trecho B, mantiveram esta posição no trecho C, e as que estavam na vertical no trecho B, e, portanto contra o fluxo, se mantiveram na vertical, coincidindo com o fluxo no trecho C.

2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com base na revisão bibliográfica realizada, direciona-se agora todo este conhecimento para o desenvolvimento do tema no qual se insere este trabalho.

Inicialmente, faz-se necessário estabelecer uma diferenciação entre os termos *estratégia* e *técnica* de reforço. Segundo o dicionário da língua portuguesa, HOUAISS, a definição para a palavra *estratégia* é a arte de aplicar com eficácia os recursos de que se dispõe ou de explorar as condições favoráveis de que porventura se desfrute, visando ao alcance de determinados objetivos. Ainda segundo o mesmo dicionário definição da palavra *técnica* é conjunto de procedimentos ligados a uma arte ou ciência; maneira de tratar detalhes técnicos. Aplicando estas definições no campo onde se desenvolve este trabalho, defini-se então como *estratégia de reforço* de pilares de concreto o método pelo qual um pilar é reforçado, sendo que as principais estratégias de reforço abordadas na revisão bibliográfica são o aumento da seção transversal, o confinamento do pilar original, e uma combinação entre estes dois casos, o que caracteriza uma *estratégia híbrida de reforço*. Dentro de cada uma das estratégias apontadas anteriormente existe um elenco de alternativas que podem ser utilizadas de acordo com a necessidade. Tais alternativas são detalhes técnicos, de extrema importância no desempenho do pilar reforçado, que caracterizam diferentes *técnicas de reforço*. Sendo assim, cada estratégia de reforço é composta por diferentes técnicas que possuem em comum um mesmo mecanismo predominante de reforço.

A seguir apresenta-se uma caracterização das principais estratégias e suas respectivas técnicas de reforço.

Aumento da seção transversal

O reforço de pilares por meio do aumento da seção transversal do pilar original consiste no acréscimo de materiais que proporcionam esforços resistentes na mesma direção do esforço solicitante principal, e que, portanto, incrementam diretamente a capacidade portante do pilar.

Basicamente, as técnicas de reforço associadas a esta estratégia são promover o aumento na seção transversal com perfis ou chapas de aço, desde que estes não envolvam completamente o pilar (o que caracterizaria uma estratégia híbrida de reforço), e concreto simples, de alta resistência ou não. No caso da utilização de perfis

ou chapas de aço para o reforço de um pilar pré-existente, o reforço não seria propriamente do pilar, mas sim da estrutura, uma vez que não existindo a transferência de esforços do pilar para os elementos de reforço, estes iriam funcionar como “escoras” da estrutura. No caso do aumento da seção ocorrer com concreto, de alta resistência ou não, além deste novo concreto servir de escora para a estrutura, parte do carregamento do pilar original é transferido para o concreto novo de forma semelhante a que ocorre com a transferência de esforços entre estacas de fundação e o solo.

Esta estratégia de reforço apresenta como inconvenientes o próprio aumento da seção transversal do pilar, o que causa a perda de espaço útil em garagens de edifícios, por exemplo, e a baixa eficiência, se comparada com as outras estratégias apresentadas a seguir. Para minimizar estes inconvenientes pode-se lançar mão do uso de concretos de alta resistência, com isso, o aumento na seção transversal é menor e a eficiência do reforço aumenta. Porém, com o uso de uma camisa de concreto de alta resistência surge um novo inconveniente: a ruína frágil do pilar reforçado.

Confinamento do pilar original

Com esta estratégia, ocorre o aumento da resistência do concreto pela introdução de pressões laterais de confinamento. Tais pressões surgem como consequência da restrição da expansão lateral do pilar original, que é a própria definição do efeito de confinamento.

Como técnicas desta estratégia citam-se os encamisamentos com polímeros reforçados com fibras (PRF), sejam elas de carbono, vidro ou aramida, ou até mesmo uma composição de diferentes tipos de fibras. Para cada tipo de fibra, ou composição de fibras, utilizada no PRF tem-se uma técnica de reforço diferente, pois as propriedades mecânicas das fibras, que ditam o comportamento do PRF, são diferentes. A Tabela 12 apresenta as propriedades mecânicas das fibras de carbono, vidro e aramida segundo as indicações do ACI 440.2R-02.

Tabela 12: Propriedades mecânicas das fibras de carbono, vidro e aramida (modificado de ACI 440.2R-02).

Fibra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à Tração (MPa)	Deformação na Ruptura (%)
<i>Carbono</i>	220 - 240	2050 – 3790	1,2
<i>Vidro</i>	69 – 72	1860 – 2680	4,5
<i>Aramida</i>	69 - 83	3440 - 4140	2,5

O reforço de pilares com PRF implica em alguns inconvenientes que devem ser levados em consideração, tais como o comportamento frágil na ruptura. O comportamento tensão-deformação de pilares reforçados com PRF submetidos à compressão axial é tipicamente bi-linear, podendo-se chegar a deslocamentos relativamente grandes na ruptura, mas a ruína é geralmente frágil. Para a ruptura frágil, uma possível solução será apontada mais adiante. Já o problema de deformação axial elevada pode ser minimizado com o uso de uma camisa protendida de PRF, conforme mostrado na revisão bibliográfica, com isso, a camisa de PRF é mobilizada sem a necessidade da deformação axial adicional do pilar e, conseqüentemente, da estrutura. Para promover a protensão da camisa de PRF pode-se utilizar do mesmo artifício utilizado por outros pesquisadores, ou seja, fazer uma camisa de PRF pré-moldada com um diâmetro um pouco superior ao do pilar que se pretende reforçar, aloca-la convenientemente de forma a envolver todo o pilar e, posteriormente, preencher o espaço vazio entre a camisa e o pilar com um graute expansivo, que será o responsável por promover a protensão da camisa de reforço de PRF.

O encamisamento com PRF fica também menos eficiente, ou prejudicado, se a forma da seção transversal do pilar original for quadrada ou, principalmente, retangular, em função da concentração de tensões nos cantos e da diminuição das pressões de confinamento nas faces planas. Um outro inconveniente citado anteriormente é a resistência do PRF ao fogo, porém, como mostrado na revisão bibliográfica, alguns autores afirmam que este problema pode ser solucionado com o uso dispositivos de proteção térmica, e por este motivo este assunto não é abordado neste trabalho.

Tradicionalmente, quando se fala em confinamento de pilares de concreto armado, além do PRF, lembra-se logo de camisas de concreto com armadura transversal em aço. Porém, como será exposto a seguir, esta técnica de reforço não deve ser considerada como integrante da estratégia de reforço através do efeito de confinamento única e exclusivamente, uma vez que existe a colaboração do concreto da camisa de reforço no aumento da capacidade portante do pilar. Pela mesma razão, o reforço com chapas de aço que envolvam todo o pilar também não é considerada uma estratégia de reforço pelo confinamento, embora neste caso a colaboração da chapa de aço seja menor que no caso do encamisamento com concreto armado, ela também existe. Sendo assim, considera-se que as únicas técnicas de reforço que seguem única e exclusivamente a

estratégia do confinamento do pilar pré-existente são as de encamisamento com polímeros reforçados com fibras.

Estratégias híbridas de reforço

Esta estratégia de reforço envolve as duas estratégias anteriores, ou seja, o aumento da seção transversal do pilar original e o efeito de confinamento. A grande vantagem desta estratégia é a utilização do que cada uma das estratégias anteriores têm de melhor e minimizar os inconvenientes inerentes a cada uma delas.

Assim como nas outras estratégias de reforço apontadas anteriormente, as estratégias híbridas têm diferentes técnicas de reforço associadas. A primeira delas é uma velha conhecida do meio técnico, o encamisamento de pilares com concreto armado, de alta resistência ou não. Neste caso, a estratégia de aumento da seção transversal do pilar possibilita parte do incremento na capacidade portante em função da resistência à compressão do concreto da camisa, e, por sua vez, a armadura transversal da camisa é a responsável pela outra parcela deste incremento, agora em função do efeito de confinamento imposto por ela, conforme mostrado na revisão bibliográfica, o que caracteriza a segunda estratégia de reforço. Os fatores que influenciam esta técnica de reforço são principalmente a resistência do concreto, a taxa da armadura transversal, e a espessura da camisa de reforço. Quanto ao concreto da camisa, este pode ser de resistência igual a do pilar original, ou de alta resistência, já a taxa da armadura transversal e a espessura da camisa de reforço podem variar de acordo com a relação de reforço que se deseja. Cita-se ainda a resistência do aço da armadura transversal da camisa como um fator que influencia a eficiência do reforço, porém, este fator pode ser compensado com uma maior taxa de armadura no caso da utilização de um aço de resistência inferior.

O encamisamento com concreto armado é uma técnica de reforço que já foi extensamente estudada pelo meio científico, existindo, inclusive, diversos modelos de cálculo, conforme mostrado na revisão bibliográfica. Porém, esta técnica não é isenta de problemas, aponta-se com inconveniente o aumento da seção transversal, embora bem menor que no caso do reforço apenas com concreto, e a dificuldade de gerar pressões de confinamento suficientemente grandes em pilares de seção transversal quadrada e, principalmente, retangular, mais uma vez esta dificuldade surge em função do

arqueamento da pressão de confinamento, resultando numa concentração de tensão nos cantos dos estribos e baixas pressões no meio das faces planas.

Conforme dito anteriormente, as estratégias híbridas de reforço têm como principal atrativo a possibilidade de minimizar os inconvenientes de cada uma das estratégias envolvidas. Sendo assim passemos a analisar cada um destes inconvenientes e, com base na revisão bibliográfica, elaborar novas técnicas de reforço que visem minimizar tais inconvenientes.

Inicialmente analisemos o caso do reforço com aumento da seção transversal, com concreto, do pilar a ser reforçado. Como inconveniente desta estratégia aponta-se o próprio aumento da seção transversal, porém, como já citado anteriormente, este aumento pode ser minimizado com o uso do concreto de alta resistência, que por sua vez apresenta uma ruína frágil. Com esta substituição, o problema do acréscimo na área da seção transversal do pilar original, foi substituído pelo problema da ruína frágil do pilar reforçado. Ficou claro na revisão bibliográfica que a adição de fibras ao concreto, de alta resistência ou não, aumenta a ductilidade do elemento. Sendo assim, uma alternativa para minimizar o problema da ruína frágil seria a adição de fibras ao concreto de alta resistência da camisa de reforço.

Conforme visto na Revisão bibliográfica, a análise de pilares de concreto reforçado com fibras de aço mostra que estas fibras são capazes aumentar, além da ductilidade do elemento, a resistência à compressão e a colaboração do cobrimento na resistência do pilar. O aumento na capacidade portante do pilar reforçado com fibras acontece em função do confinamento imposto pelas fibras. Portanto, o encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço é uma técnica que se enquadra, na estratégia híbrida de reforço, uma vez que conta com o aumento da seção transversal do pilar original e com o efeito de confinamento imposto pelas fibras de aço.

Para “potencializar” o efeito de confinamento imposto pelas fibras de aço, pode-se lançar mão do fato de as fibras terem uma orientação preferencial na matriz do concreto quando este é submetido à vibração externa. A princípio, pode se pensar em utilizar uma fibra maior que a espessura da camisa. Neste caso, com o efeito da vibração externa de ação vertical, as fibras tenderão a se orientar na horizontal, e como o espaço entre a fôrma e o pilar a ser reforçado é menor que o comprimento das fibras, estas tenderão a se alojar de tal forma que o ângulo entre a fibra e o limite lateral da camisa de reforço seja diferente de 90°, o que possibilita o envolvimento de todo o perímetro do

pilar original. Este envolvimento pode resultar numa melhora substancial do efeito de confinamento promovido pelas fibras. A Figura 31 apresenta de forma esquemática esta situação.

Figura 31: Pilar reforçado com CAR com fibras de aço.

Como se pôde notar, para que esta técnica de reforço seja efetiva, é necessário impor uma orientação preferencial às fibras. Em laboratório pode-se facilmente conseguir esta orientação preferencial com o uso de uma mesa vibratória para adensar o concreto com fibras da camisa de reforço. Já numa situação real, o adensamento do concreto com mesa vibratória é impossível, sendo este feito com vibradores do tipo “agulha” ou “carrapato”, os quais promovem a vibração lateral do concreto, o que orientaria as fibras a se posicionarem, preferencialmente, na posição vertical e não na horizontal como no caso da mesa vibratória. Portanto, em situações reais, deve-se utilizar outros artifícios para impor a horizontal como uma orientação preferencial das fibras.

Conforme visto na revisão bibliográfica, o uso do concreto auto adensável também é capaz de impor uma orientação preferencial às fibras, e como fluxo ascendente do concreto com fibras é capaz de manter boa parte da orientação que as fibras tinham nas camadas mais baixas, essa é uma alternativa para esta técnica de reforço. Em outras palavras o reforço do pilar poderia ser feito com a instalação da fôrma da camisa de reforço, na forma que for mais conveniente, e bombear o concreto auto-adensável com fibras de aço a partir a base do pilar até que este concreto atinja a extremidade superior do pilar. Com isso as fibras se orientariam preferencialmente na horizontal, em função do fluxo do concreto, e manteriam esta orientação até o topo do pilar, uma vez que o concreto iria subindo helicoidalmente. Dependendo da dosagem do concreto auto-adensável e da própria condição do fluxo do concreto, pode ser que haja alguma segregação das fibras e estas se concentrem em maior número na porção inferior

do pilar, o que, de certa forma, seria até interessante para o reforço, já que as maiores tensões ocorrem nesta região.

Até agora, a adição de fibras de aço no concreto de alta resistência da camisa de reforço, tornou a ruína do pilar reforçado menos frágil, e também foi capaz de introduzir no conjunto o efeito de confinamento, até então inexistente, o que já caracteriza a estratégia híbrida de reforço. Explorando agora um pouco mais o efeito de confinamento, conclui-se, com base na revisão bibliográfica, que este é governado pelas características mecânicas do material confinante, com destaque especial para a resistência à tração deste material. Sendo assim, para melhorar ainda mais o “poder confinante” da camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço, teríamos que aumentar a resistência à tração deste compósito. Para isso podemos utilizar a mesma associação entre fibras longas e curtas apresentada na revisão bibliográfica, com isso aumentaríamos a resistência à tração da camisa de reforço e, consequentemente, o seu “poder confinante”.

Uma outra maneira de aumentar a eficiência do reforço de pilares de seção transversal quadrada e retangular é melhorar a distribuição da pressão de confinamento ao longo do perímetro da seção transversal. Para isso é necessário que se transformem as seções transversais quadrada e retangular em circular e elíptica, respectivamente. Já que estas transformações envolvem aumento da seção transversal, pode-se utilizar para isso o concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço, longas e curtas. Com isso, esta técnica de reforço caracteriza uma outra estratégia híbrida de reforço, já que esta envolve o aumento da seção transversal com mudança na sua forma original, e o efeito de confinamento promovido pela associação entre fibras de aço longas e curtas.

Pode-se também pensar em promover tais mudanças na forma da seção transversal apenas com o concreto de alta resistência sem a adição de fibras de aço, mas, neste caso nos deparamos novamente com a ruptura frágil deste material, mas conforme mostrado na revisão bibliográfica, este problema pode ser contornado com uma adequada armadura transversal em aço, a qual também irá promover o confinamento do pilar original. Para tornar esta técnica mais racional, é desejável que a forma da armadura transversal da camisa de reforço tenha a mesma forma da seção do pilar após o reforço, ou seja, para o pilar de seção quadrada que passará a ser circular após o reforço, é desejável a forma da armadura transversal seja circular, e no caso do pilar com seção retangular, que após o reforço assume a forma elíptica, é desejável que a

forma dos estribos também seja elíptica. Esta técnica também faz parte do elenco de alternativas que compõem a estratégia híbrida de reforço, uma vez que conta com o aumento e mudança da seção transversal e com o efeito de confinamento promovido pelos estribos na mesma forma da seção transversal final do pilar reforçado.

Extrapolando a idéia de estratégia híbrida de reforço, pode-se pensar em introduzir nas técnicas apontadas anteriormente, o efeito de confinamento promovido pela camisa de PRF. Neste caso extremo, estão envolvidas todas as técnicas de reforço abordadas na revisão bibliográfica, ou seja, o encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço longas e curtas, ou com concreto de alta resistência com armadura transversal em aço, ambos com ou sem alteração na forma original da seção transversal, com posterior encamisamento com PRF. Neste caso o inconveniente da ruptura frágil do pilar reforçado apenas com PRF seria minimizado com a presença da camisa de concreto de alta resistência, com adição de fibras ou com armadura transversal, que além de possibilitar um aumento na capacidade portante do pilar original, também funcionaria como um substrato de transição, que aumenta a dissipação da energia envolvida no sistema, aumentando assim a ductilidade do pilar reforçado.

Todas as estratégias de reforço apresentadas neste tópico e suas respectivas técnicas são, teoricamente, possíveis alternativas para se promover o reforço de um pilar de forma eficiente, porém não existem resultados experimentais que contemplem todas as técnicas apontadas anteriormente. Portanto, para que se possa fazer um estudo mais detalhado acerca destas alternativas, faz-se necessário a realização de alguns ensaios exploratórios para verificar a eficiência destas alternativas. Tais ensaios são apresentados nos itens seguintes.

Investigação de Viabilidade de Hipóteses

Capítulo 3

Estes ensaios têm o objetivo de verificar a viabilidade técnica das alternativas de reforço levantadas com base na revisão bibliográfica, e, principalmente, direcionar a elaboração do plano de ensaios definitivos.

Antes de apresentar a execução e os resultados dos ensaios piloto, apresentam-se algumas questões, previamente levantadas, sobre o comportamento dos pilares reforçados com cada uma das estratégias apontadas anteriormente:

- **Aumento da seção transversal:** como será a aderência entre a camisa de concreto e o pilar original? Será que a camisa de reforço pode se comportar como o cobrimento de pilares de concreto armado que sofrem o efeito do *cover spalling*? O comportamento do conjunto se assemelha ao de um tubo?
- **Confinamento:** um dos problemas encontrados é a ruptura brusca do pilar reforçado com PRFC, em função da característica frágil deste material. Será que a combinação de diferentes tipos de fibras, carbono e vidro, por exemplo, pode minimizar este problema? Qual a ordem de fibras que possibilita melhores resultados? O efeito do confinamento com cada uma das fibras é sobreposto quando é feita a associação? A protensão da camisa de reforço pode potencializar o efeito de confinamento?
- **Estratégias híbridas de reforço:** a adição de fibras de aço numa camisa de concreto de alta resistência aumenta o efeito de confinamento? Qual o resultado da associação da camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço e a camisa de PRF?

Além destas, outras questões foram levantadas para contornar problemas de execução dos ensaios da série definitiva. O primeiro deles é a regularização das extremidades dos modelos antes dos ensaios. Esta regularização é de extrema

importância, pois se tem observado que a falta de ortogonalidade nas extremidades dos modelos causa carregamentos excêntricos, comprometendo assim os resultados dos ensaios. Problemas de concentração de tensão nas extremidades dos modelos têm causado a sua ruptura prematura, e para tentar contornar este problema foram utilizadas camadas adicionais de PRF com fibra de carbono ou de vidro, nos modelos encamisados. Outro problema enfrentado foi a forma de pré-moldar a camisa de PRF, nos itens seguintes será descrito como a camisa foi moldada neste estágio da pesquisa e os problemas encontrados.

3.1. PREPARAÇÃO DOS MODELOS

Os modelos consistem de 6 pilares de 15 cm de diâmetro e 60 cm de altura. Destes, 1 pilar foi mantido sem nenhum tipo de reforço, sendo este adotado com o modelo de referência, 1 foi encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono, 4 foram reforçados com uma camisa de concreto de alta resistência, sendo 1 sem fibras de aço e os outros 3 com adição de fibras de aço. Dos três modelos que foram encamisados com concreto de alta resistência reforçados com fibras de aço, um deles foi ainda encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibras de carbono, e um outro com uma camada de polímero reforçado com fibra de vidro. Um outro modelo de 18 cm de diâmetro e 60 cm de altura foi feito pra analisar a eficiência do reforço com uma camisa de PRFC protendido. A Tabela 13 apresenta a nomenclatura utilizada para estes modelos.

Tabela 13: Modelos e nomenclatura utilizada na investigação de hipóteses.

Modelo	Descrição
MSC	modelo de referência (pilar original com dimensões 15 cm x 60 cm);
MFC	modelo encamisado com polímero reforçado com uma camada de fibra de carbono (15 cm x 60 cm);
MCAR	pilar original encamisado com concreto de alta resistência sem fibras de aço (20 cm x 60 cm), e;
MCARF	pilar original encamisado com concreto de alta resistência com adição de fibras de aço (20 cm x 60 cm).
MCARFV	pilar original encamisado com concreto de alta resistência com adição de fibras de aço (20 cm x 60 cm) e encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de vidro;
MCARFC	pilar original encamisado com concreto de alta resistência com adição de fibras de aço (20 cm x 60 cm) e encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono;
MCP	pilar original (15 cm x 60 cm) envolvido com uma camisa pré-moldada de polímero reforçado com uma camada de fibra de carbono

Aproveitando o mesmo concreto utilizado nos pilares originais, foram moldados também 6 corpos-de-prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura para serem posteriormente encamisados com PRF, e 6 corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para a determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade, e

resistência à tração na compressão diametral. Na ocasião da concretagem da camisa de reforço sem ou com a adição de fibras de aço, também foram moldados 6 corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para a mesma finalidade.

Os materiais utilizados na composição do concreto dos pilares foram: areia de origem quartzosa proveniente do Rio Mogi-Guaçu, classificada granulometricamente como areia da Zona 3 (média); o agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica oriunda da região da cidade de São Carlos, classificada como Brita 0; o cimento utilizado foi o CP II E-32, já que a resistência requerida é baixa, com consumo de cimento de 239 kg/m^3 , sem a utilização de aditivos ou adições. A dosagem deste concreto é apresentada na Tabela 14.

Tabela 14: Dosagem do concreto dos pilares originais.

Materiais	Traço	
	em massa	em volume
<i>Cimento</i>	1,00	1,00
<i>Areia</i>	3,75	4,47
<i>Brita</i>	4,50	4,86
<i>Água</i>	0,80	2,48

As fôrmas utilizadas foram de PVC com fundo de madeira. A vibração do concreto foi feita com uma mesa vibratória, sobre a qual o modelo foi apoiado (Figura 32-a). Um dia após a concretagem dos pilares, estes foram desformados e alocados em uma câmara úmida (Figura 32-b).

Figura 32: Mesa vibratória e pilares originais na câmara úmida.

Os materiais utilizados no concreto da camisa de reforço foram os mesmos do pilar, com exceção do cimento, que agora foi o CPV ARI PLUS, com consumo de 513 Kg/m³. Em função da baixa relação água/cimento e da necessidade de uma boa fluidez do concreto, foi necessário utilizar um aditivo superplastificante. A dosagem do concreto utilizado na camisa de reforço é apresentada na Tabela 15. Para os pilares que possuem camisa com adição de fibras de aço, foi utilizado 1%, em volume, de uma fibra de aço com 30 mm de comprimento e diâmetro nominal de 0,62 mm com ganchos nas extremidades.

Tabela 15: Dosagem do concreto da camisa de reforço.

Materiais	Traço	
	em massa	em volume
<i>Cimento</i>	1,00	1,00
<i>Areia</i>	1,19	1,42
<i>Brita</i>	2,11	2,28
<i>Água</i>	0,38	1,18
<i>superplastificante (%)</i>	0,50	0,25

Para a execução da camisa de concreto de alta resistência com ou sem fibras de aço, utilizou-se uma fôrma de tubo de PVC com diâmetro de 20 cm com um fundo de madeira, dentro da qual foi posicionado um pilar e, posteriormente, o espaço livre entre este e o tubo de PVC foi preenchido com concreto. A Figura 33 e a Figura 34 apresentam uma seqüência de fotos que ilustram a concretagem da camisa de reforço de concreto de alta resistência sem e com a adição de fibras de aço, respectivamente. Em ambos os casos a vibração foi feita na mesma mesa vibratória apresentada na Figura 32-a. Assim como no caso dos pilares originais, no dia seguinte a concretagem os modelos foram desmoldados e alocados na câmara úmida (Figura 32-b).

Em função do pequeno espaço livre entre a fôrma da camisa de reforço e o pilar original, pensou-se inicialmente em utilizar um concreto auto-adensável. Porém, analisando melhor esta possibilidade, constatou-se que caso este tipo de concreto fosse utilizado, a vibração não seria necessária e, como a vibração do concreto com fibras é essencial para impor uma orientação preferencial das fibras na matriz de concreto, optou-se pela utilização de um concreto fluído, mas não auto-adensável. A medida da fluidez do concreto foi feita pelo *slump test* (Figura 35), resultando num abatimento do tronco de cone de 24 cm para o concreto sem fibras e 9,5 cm para o concreto com fibras de aço.

Figura 33: Sequência da concretagem da camisa de concreto de alta resistência.

Figura 34: Sequência da concretagem da camisa de concreto de alta resistência com fibras de aço.

Figura 35: Slump test do concreto sem e com adição de fibras de aço, respectivamente.

Após cerca de 20 dias na câmara úmida, os modelos foram retirados para serem encamisados com o PRF. Foram utilizados dois tipos de fibras diferentes, um tecido bidirecional de fibra de vidro e um tecido unidirecional de fibra de carbono (Figura 36) cujas características mecânicas fornecidas pelos fabricantes são apresentadas na Tabela 16.

Figura 36: Foto dos tecidos de fibra de vidro e carbono, respectivamente.

Tabela 16: Propriedades das fibras de vidro e carbono, segundo os fabricantes.

Tipo de Fibra	Peso g/m ³	Densidade g/cm ³	Elongação %	Espessura mm	Resistência MPa	Módulo de Elasticidade (MPa)
Vidro	110	2,55	4,8	0,13	1390	72408
Carbono	311	1,76	1,5	0,5	3695	234464

O procedimento de aplicação das fibras foi o seguinte: inicialmente espalhou-se a resina epóxi no pilar; em seguida aplicou-se a fibra, de carbono ou vidro, e com o auxílio de um rolo pressionou-se a fibra contra o pilar para que as bolhas de ar fossem eliminadas e a resina impregnasse a fibra; caso fosse necessária mais uma camada de epóxi era aplicada para terminar o encamisamento, (Figura 37). Para evitar o rompimento prematuro das extremidades dos modelos durante o ensaio, uma camada adicional do tecido de fibra foi aplicada neste local, com largura igual ao diâmetro do modelo. Seguindo as orientações do fabricante, o transpasse utilizado foi de 10 cm, em todos os casos.

Figura 37: Seqüência de aplicação da camisa de PRF.

Para a execução da camisa pré-moldada de PRF foi utilizada uma chapa de zinco enrolada com diâmetro de 18 cm. Ao ser enrolado, o tubo resultante foi envolvido com um filme PVC para que não houvesse aderência entre o tubo e o PRF. Feito isso o procedimento foi o mesmo adotado no encamisamento dos modelos. Após a cura da resina, a chapa interna foi retirada, tendo como resultado final a camisa pré-moldada de PRF. A Figura 38 apresenta a seqüência de operações, o aspecto final seção transversal da camisa pré-moldada, e o pilar original em seu interior.

Figura 38: Camisa pré-moldada de PRF.

Neste ponto já é possível detectar o primeiro problema encontrado nos ensaios piloto. Em função de o molde da camisa pré-moldada de PRF não possuir seção transversal perfeitamente circular, a camisa também não ficou perfeitamente circular. Isto pode causar, e de fato causou como será apresentado adiante, deformações diferenciadas ao longo do perímetro da camisa quando esta sofrer a ação do graute

expansivo. Para minimizar este problema é necessário usar um molde mais rígido, como por exemplo, tubos de PVC ou aço.

Antes do início dos ensaios propriamente ditos, foi necessário regularizar as extremidades dos modelos para evitar excentricidade no carregamento, embora a máquina de ensaios disponha de uma rótula para acomodar pequenas imperfeições, isso se faz necessário para que os resultados sejam confiáveis. Para promover tal regularização, tradicionalmente se utiliza o capeamento com enxofre. Porém, os modelos encamisados a serem ensaiados na série definitiva, possivelmente não serão todos de seção transversal circular com 15 cm de diâmetro, diferentemente de corpos-de-prova normais. Pensando na possibilidade de desenvolvimento de um sistema de capeamento com enxofre independente da forma da seção transversal, decidiu-se utilizar esta técnica para verificar a sua eficiência. Sendo assim, todos os corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm foram capeados com enxofre.

Alternativamente ao capeamento com enxofre, pode-se utilizar uma retífica. Neste caso o modelo é horizontalmente preso numa base e um disco de corte adiamantado é sucessivamente passado em suas extremidades numa posição perfeitamente ortogonal ao eixo do modelo até que suas extremidades estejam planas. A limitação desta técnica é a dimensão dos modelos, sendo aplicável somente em modelos de no máximo 15 cm de diâmetro, para os equipamentos disponíveis na EESC/USP. Esta técnica foi aplicada no modelo de referência e no modelo encamisado com PRFC.

Para os modelos de seção transversal maiores, 20 cm de diâmetro, o capeamento foi feito de forma manual com massa plástica. Esta técnica mostrou-se eficaz, porém de execução bastante trabalhosa. A Figura 39 apresenta os três tipos de regularização utilizados.

Figura 39: Regularização com enxofre, retífica e massa plástica, respectivamente.

A instrumentação, em todos os modelos e corpos-de-prova, foi composta de dois extensômetros elétricos de resistência localizados à meia altura e diametralmente opostos, e dois transdutores de deslocamento, também localizados à meia altura e diametralmente opostos. Contou-se também com os dados relativos ao deslocamento do pistão do atuador hidráulico e com as leituras da força aplicada, por meio de uma célula de carga. Na camisa pré-moldada, foram instalados cinco extensômetros elétricos de resistência igualmente espaçados numa mesma linha ao longo da altura para monitorar as deformações da camisa durante a expansão do graute, e um à meia altura em direção diametralmente oposta, para monitorar a expansão lateral durante o ensaio.

Os ensaios foram realizados em uma máquina universal de ensaios servo-hidráulica com capacidade de aplicação de 2500 kN, e um sistema computadorizado de aquisição de dados. Os ensaios foram conduzidos com controle de deslocamento fixo em 0,005mm/seg com aquisição de dados a cada segundo.

3.2. ENSAIOS E RESULTADOS

Antes da apresentação dos resultados dos ensaios dos modelos e corpos-de-prova encamisados, apresentam-se os ensaios de caracterização dos concretos utilizados. A caracterização foi feita por meio de ensaios de determinação da resistência à compressão axial, resistência à tração na compressão diametral e determinação do módulo de elasticidade, todos realizados em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A Tabela 17 apresenta os resultados médios de três amostras ensaiadas para a determinação de cada uma das características mecânicas dos três tipos de concretos utilizados.

Tabela 17: Caracterização dos concretos utilizados.

Concreto	Idade	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)
	dias	Compressão	Tração	
Pilar original	106	22,84	2,36	34495
Camisa de alta resistência	69	58,12	4,98	46855
Camisa de alta resistência + fibras	69	60,82	6,53	43523

3.2.1. Caracterização dos compósitos poliméricos

Estando caracterizados os concretos utilizados, passa-se agora para a determinação das propriedades mecânicas das fibras e dos polímeros por elas reforçados. Para a obtenção das propriedades mecânicas de interesse, foram realizados ensaios de caracterização segundo as prescrições da norma ASTM D3039 / D 3039M/95. Para tal, foram moldados três corpos-de-prova de 25 cm de comprimento, 1,5 cm de largura e espessura de aproximadamente 1,5 mm, para a caracterização do compósito formado pela fibra de carbono e quatro corpos-de-prova, com as mesmas dimensões, para a caracterização do compósito formado pela fibra de vidro, sendo dois para cada uma das duas direções. Todos os corpos-de-prova foram moldados com apenas uma camada de fibra, sendo que nas suas extremidades foram utilizadas duas camadas adicionais para evitar a ruptura prematura nesta região em função da concentração de tensão introduzida pelas garras do atuador hidráulico.

Segundo a referida norma, antes dos ensaios os corpos-de-prova devem se medidos em três pontos diferentes, ao longo do comprimento, para se determinar as suas dimensões médias, medidas estas apresentadas na Tabela 18. Para o cálculo da resistência à tração das fibras propriamente ditas, é necessária a espessura efetiva do tecido, que é dada pela relação entre a gramatura do tecido e a densidade da fibra. No caso do tecido de fibra de vidro, o valor desta relação deve ainda ser dividido por dois, uma vez que este é bidirecional com igual quantidade de fibras nas duas direções. Os valores da espessura efetiva dos tecidos utilizados também são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Dimensões médias dos corpos-de-prova.

Corpo-de-Prova		Largura Média	Espessura (mm)	
		mm	Média	Efetiva
Carbono	1	13,65	1,73	0,18
	2	14,54	1,92	
	3	13,96	1,82	
Vidro 0°	1	1,87	1,69	0,02
	2	10,0	1,16	
Vidro 90°	1	9,90	1,03	
	2	11,20	1,15	

A instrumentação das amostras foi composta por um extensômetro elétrico de resistência instalado em uma das faces do corpo-de-prova, e por dois extensômetros mecânicos do tipo *clip gage*, com base de medida de 10 cm, sendo um em cada face do corpo-de-prova, todos instalados a meia altura.

A referida norma estabelece que a realização dos ensaios de tração direta deva ser feito com controle de deslocamento. A taxa de deslocamento deve ser escolhida de maneira que a ruptura do corpo-de-prova ocorra no intervalo de um a dez minutos após o início do ensaio. Esta mesma norma sugere que seja adotada a taxa de 2 mm/min, sendo este um valor padrão. O equipamento utilizado nestes ensaios foi um atuador hidráulico com capacidade de aplicação de 160 kN (Figura 40), disponível no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Durante os ensaios houve alguns problemas relevantes. O primeiro deles é que em todos os ensaios o carregamento teve que ser interrompido para a retirada dos *clip gage*, para que estes não sofressem danos no instante da ruptura do corpo-de-prova, o que causou uma anomalia nos diagramas tensão x deformação, conforme será exposto a seguir. Durante o ensaio do corpo-de-prova C1 de fibra de carbono no instante da interrupção do carregamento, houve um erro operacional e ao invés do carregamento ser estabilizado num pré-determinado nível, ocorreu o alívio da carga aplicada, o que provocou uma recuperação da deformação até então sofrida pelo corpo-de-prova. Como a resistência dos corpos-de-prova de fibra de carbono ficou bem abaixo da indicada pelo fabricante, optou-se em realizar o ensaio de um dos corpos-de-prova de fibra de vidro sem o *clip gage* para garantir que uma ruptura prematura não os danificassem, por isso o ensaio da amostra V0 2 foi realizado somente com o extensômetro. O mais grave dos problemas ocorreu durante o ensaio do corpo-de-prova C3 de fibra de carbono, durante o qual houve uma falha no fornecimento de energia elétrica e o atuador hidráulico, descalibrado, causou a ruptura deste corpo-de-prova sem a aquisição dos dados, o que levou à perda deste ensaio.

Figura 40: Equipamento utilizado nos ensaios das amostras da camisa de reforço.

A Tabela 19 apresenta os resultados dos ensaios das amostras, e os diagramas tensão no compósito x deformação de todos os ensaios são apresentados a partir da Figura 41 até a Figura 46.

A primeira observação que se faz sobre estes diagramas é que, com exceção do corpo-de-prova C1, as deformações medidas com o *clip gage* e com o extensômetro são diferentes. Isto ocorre porque a deformação medida com o extensômetro é, na verdade, uma deformação pontual, que a rigor é válida apenas para o local onde está colado. Já a deformação obtida pelos *clip gages*, é a deformação média de um trecho de 10 cm, que é a base de medida deste instrumento. Esta diferença no comportamento das curvas obtidas com estes dois instrumentos de medição demonstra que o corpo-de-prova apresenta deformações diferenciadas ao longo do seu comprimento, o que pode ser atribuído a diferenças na espessura da amostra ao longo do comprimento do corpo-de-prova e das propriedades da resina utilizada. Confrontando a localização da ruptura das amostras com as suas espessuras antes dos ensaios, observa-se claramente que a ruptura ocorre sempre em locais mais próximos das menores espessuras, o que comprova a hipótese de que a espessura e a resina têm grande importância na resistência do compósito.

Tabela 19: Resultados dos ensaios das amostras de PRF.

Corpo-de-Prova		Resistência (MPa)		Deformação	Módulo de Elasticidade (MPa)	
		Compósito	Fibra	Última (%)	Compósito	Fibra
Carbono	1	187,83	1839,06	0,849	19265	188585
	2	134,68	1463,19	0,902	21810	236935
	3	21,98	226,48	0,079	-	-
Vidro 0°	1	20,47	1332,65	0,974	2330	151615
	2	19,45	865,67	0,730	3115	138675
Vidro 90°	1	21,51	1027,50	0,887	3055	146060
	2	32,26	1720,08	1,380	2835	151155

Figura 41: Diagramas do corpo-de-prova C1.

Figura 42: Diagramas do corpo-de-prova C2.

Figura 43: Diagramas do corpo-de-prova V01.

Figura 44: Diagramas do corpo-de-prova V02.

Figura 45: Diagramas do corpo-de-prova V90 1.

Figura 46: Diagramas do corpo-de-prova V90 2.

Outro fato que merece destaque é o aumento da deformação do corpo-de-prova mesmo com o carregamento paralisado, o que lembra muito a fluência que ocorre no concreto, mais caracterizado nos corpos-de-prova com fibra de carbono, especialmente o C 2. Se compararmos a deformação última da amostra C 1 (0,849 %) com a da amostra C 2 (0,902 %) nota-se que são bem próximas, porém as suas resistências são bem diferentes, 1839,06 MPa e 1463,19 MPa, respectivamente. Intuitivamente, era de se esperar que a resistência da amostra C 2 fosse superior à da amostra C 1, já que a sua deformação última foi um pouco maior, porém não é o que se observa. Conclui-se, portanto, que o fator decisivo para a ruptura do PRF não é a resistência da fibra, mas sim a sua deformação última. Esta mesma conclusão não pode ser estendida para os corpos-de-prova com fibra de vidro, uma vez que com a paralisação do carregamento a deformação se manteve praticamente inalterada.

Para concluir esta etapa da caracterização das fibras e compósitos poliméricos utilizados, apresenta-se a Tabela 20 com os valores médios de suas características mecânicas.

Tabela 20: Propriedades mecânicas experimentais do PRF.

Corpo-de-Prova	Resistência (MPa)		Deformação Última (%)	Módulo de Elasticidade (MPa)	
	Compósito	Fibra		Compósito	Fibra
Carbono	161,26	1651,13	0,876	20538	212760
Vidro	23,42	1236,48	0,993	2834	146876

Fica claro que as propriedades mecânicas fornecidas pelo fabricante, Tabela 16, são superiores às obtidas experimentalmente, principalmente no caso da fibra de

carbono. Acredita-se que esta diferença acontece em função de uma incompatibilidade entre o tipo de resina utilizada e esta fibra, visto que nos ensaios de caracterização realizados por SUDANO (2005), os valores encontrados se aproximaram mais dos fornecidos pelo fabricante e que naquela ocasião foi utilizada a mesma fibra e outro tipo de resina. Já no caso da fibra de vidro aparentemente houve uma compatibilidade entre a fibra e a resina, visto que o valor da resistência à tração é bem próximo ao fornecido pelo fabricante.

Em função dos resultados destes ensaios de caracterização, opta-se pela não utilização deste conjunto fibra-resina nos ensaios definitivos, nos quais se pretende utilizar fibras e resina de um mesmo fabricante para minimizar esta incompatibilidade.

3.2.2. Ensaios dos modelos

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios propriamente ditos. A discussão detalhada de tais resultados é feita separadamente, de acordo com a estratégia de reforço adotada. A nomenclatura adotada foi apresentada na Tabela 13.

As extremidades dos modelos com 15 cm de diâmetro foram regularizadas com uma retífica, e os de 20 cm de diâmetro com massa plástica. Em ambos os casos o resultado foi satisfatório, embora a regularização com massa plástica tenha sido muito trabalhosa.

A Tabela 21 apresenta uma síntese dos resultados destes ensaios. Já os diagramas tensão x deformações (axial e lateral) e deformação axial x deformação lateral serão apresentados nos itens seguintes.

Tabela 21: Síntese dos resultados dos ensaios.

Modelo	Força	Tensão	Deslocamento axial	Deformações (%)	
	kN	MPa	mm	Axial	Lateral
MSC	281	15,88	0,584	0,091	0,049
MFC	558	31,62	6,837	1,139	0,908
MCAR	584	18,59	0,964	0,161	0,026
MCARF	723	23,02	0,457	0,076	0,023
MCARFV	765	24,34	0,410	0,068	0,014
MCARFC	1129	35,95	0,547	0,091	0,045
MCP	-	-	-	-	0,122

Destaca-se na Tabela 21 o fato de os resultados relativos ao modelo MCP terem sido omitidos em função de problemas encontrados na execução deste ensaio e que serão relatados no momento oportuno.

A primeira análise que se faz é o fato de a resistência do modelo MSC (15,88 MPa) ser menor que a do seu respectivo corpo-de-prova (22,84 MPa). Este fato é explicado pelo efeito de escala, segundo o qual as maiores dimensões do modelo implicam em menores resistências. Portanto, nas análises que necessitem da resistência do concreto do pilar original, o valor utilizado será 15,88 MPa, eliminando assim a influência do efeito de escala.

Para eliminar também o efeito de escala nos modelos encamisados com concreto de alta resistência sem e com adição de fibras de aço, assume-se que a intensidade deste efeito seja da mesma proporção que no caso do pilar original. Sendo assim, a relação entre a resistência do corpo-de-prova e a resistência do pilar original fornece um coeficiente que minora a resistência obtida em corpos-de-prova para que esta seja equivalente a resistência do concreto no modelo. Para esta etapa do trabalho, o valor deste coeficiente é 1,438 (obtido da relação 22,84/15,88). Sendo assim o valor utilizado para a resistência do concreto de alta resistência sem e com adição de fibras de aço é 40,41 MPa e 42,29 MPa, respectivamente.

Para fazer uma análise mais detalhada destes ensaios faz-se necessário um modelo de previsão da resistência do concreto confinado. Existem vários modelos para isso, sendo um dos mais utilizados o proposto por Miyauchi *et al* (1997), segundo o qual a resistência do concreto confinado, f_{cc} , é dada por

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,50 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \quad (26)$$

onde f_{co} é a resistência do concreto não confinado e f_l é a pressão lateral de confinamento, que para pilares de seção transversal circular é dada por

$$f_l = \frac{2t \cdot f_u}{b_d} \quad (27)$$

onde t é a espessura efetiva da fibra da camisa de PRF, f_u é a resistência à tração das fibras e b_d é o diâmetro do pilar.

Vale salientar que o valor de t e f_u na Equação (27) são relativos apenas às fibras e não ao compósito, sendo o valor de f_u apresentado na Tabela 20 deve ser o valor correspondente às fibras. Já o valor de t , espessura efetiva das fibras, não é a espessura do tecido, pois entre os fios de fibra dos tecidos existem vazios que devem ser descontados. Sendo assim, para a obtenção desta espessura, deve-se dividir a gramatura do tecido pela densidade da fibra. Procedendo-se desta forma, obtêm-se os valores de 0,1767 mm para o tecido de fibra de carbono, e 0,04314 mm para o tecido de fibra de vidro, lembrando que este último deve ser dividido pela metade, uma vez que o tecido de fibra de vidro utilizado é bi-direcional e com igual quantidade de fibras nas duas direções.

Teoricamente, o aumento na capacidade portante do pilar original após o reforço é dado pela soma de cada uma das parcelas que colaboram na resistência final, ou seja, o pilar original, a camisa de concreto com ou sem fibras de aço, e o efeito de confinamento, sendo as duas últimas consideradas apenas quando estas existirem. Procedendo-se desta forma, obtém-se a Tabela 22.

Tabela 22: Previsão da capacidade portante e seu valor experimental.

Modelo	Força Última (kN)					Experimental / Estimada
	Estimada				Experimental I	
	Pilar Original	Camisa de Concreto	Efeito de Confinament o	Total		
MSC	280,62	-	-	280,62	280,62	1,00
MFC	280,62	-	245,09	525,71	558,00	1,06
MCAR	280,62	555,40	-	836,02	584,00	0,70
MCARF	280,62	581,24	-	861,86	723,00	0,84
MCARFV	280,62	581,24	27,19	889,05	765,00	0,86
		723,00		750,19		1,02
MCARFC	280,62	581,24	326,79	1188,65	1129,00	0,95
		723,00		1049,79		1,08
MCP	-	-	-	-	-	-

3.2.2.1. Modelo reforçado apenas com aumento da seção transversal

Apenas para recapitular, o objetivo geral desta série de ensaios é verificar o comportamento de pilares encamisados com concreto de alta resistência sem adição de fibras de aço, buscando responder as questões levantadas anteriormente.

Apresentam-se na Figura 47 e os diagramas tensão x deformação (axial e lateral) e o diagrama de deformação axial x deformação lateral do modelo MSC, de referência, e a Figura 48 os diagramas relativos ao modelo MCAR.

Figura 47: Diagramas do ensaio do modelo MSC.

Figura 48: Diagramas do ensaio do modelo MCAR.

Pode-se observar na Tabela 22 que a carga de ruptura estimada (*total*) para o modelo MCAR é maior que a obtida experimentalmente. A explicação para este fato é que embora a força seja aplicada na seção transversal do pilar de maneira uniforme, os concretos da camisa de reforço e do pilar original são de resistências e módulos de elasticidade diferentes, sendo o da camisa de reforço maior (Tabela 17). Sendo assim, a força, uniformemente aplicada na seção transversal, solicita mais intensamente a camisa

de reforço até que esta atinja a sua capacidade e transfira esta força para o pilar original. Neste estágio, como o nível de carregamento é superior ao que o pilar original pode suportar, a força aplicada começa a diminuir. Portanto, na ausência de armadura de confinamento, a soma das parcelas correspondente ao pilar original e a camisa de reforço não é válida. O que acontece é que a carga de ruptura deva ficar mais próxima da capacidade da camisa de reforço, sendo o pilar original responsável por aumentar a dissipação de energia depois de atingida a carga máxima, ou seja, aumentar a ductilidade do conjunto. Vale salientar que este comportamento só ocorre porque não existe nenhuma restrição da expansão lateral do pilar original, caso contrário a capacidade portante do conjunto poderia aumentar em função da taxa de armadura transversal utilizada para mobilizar o efeito de confinamento.

Este modelo reflete perfeitamente o que foi explicado no parágrafo anterior, já que a camisa de reforço foi responsável por aproximadamente 95 % da carga de ruptura do modelo. Para ilustrar este fenômeno, apresenta-se na Figura 49 fotos do modelo MCAR após o ensaio. Observa-se que, aparentemente, o pilar original no interior da camisa de concreto não apresenta grandes danos, evidenciando que a camisa de concreto de alta resistência foi a principal responsável pela capacidade portante do conjunto.

Assim como no caso do MFC, esta estratégia de reforço duplicou a capacidade portante do pilar de referência, MSC, com uma deformação axial aceitável, 0,16%, porém para que isso fosse possível, foi necessário um aumento de 78% na área da seção transversal do pilar original.

Figura 49: Modelo MCAR após o ensaio antes e depois da retirada da camisa de concreto

Com base nos resultados destes ensaios pode-se responder, em partes, às questões levantadas anteriormente. A primeira delas dizia respeito à aderência entre o concreto novo e o velho, e com base nas observações dos ensaios constatou-se que este não foi um fator determinante para o desempenho do conjunto, caso este fator venha a ser um problema, existem técnicas de dosagem de concretos que apresentam excelente aderência com concretos antigos. O estudo da micro-estrutura do concreto possibilita que a zona de transição pasta-agregado e concreto novo-antigo seja trabalhada de forma que esta zona seja mais íntegra e compacta, usando para isso a micro-sílica, por exemplo, conforme apresentado por FAGURY (2002).

A segunda questão levantada foi se a camisa de reforço se comportava como o cobrimento de pilares de concreto armado que apresentam *cover spalling*. A resposta desta pergunta está diretamente relacionada com a resposta da pergunta seguinte, ou seja, se o comportamento do conjunto pilar original – camisa de reforço se assemelha ao de um tubo vazado. Em primeiro lugar o *cover spalling* é caracterizado pelo destacamento do cobrimento provocado pela ação conjunta do carregamento axial e da expansão lateral do núcleo confinado de pilares de concreto armado. Fazendo uma analogia com o caso em questão, o “núcleo confinado” seria o pilar original e o cobrimento seria a camisa de reforço. De fato a ruptura do modelo ocorreu de maneira semelhante ao *cover spalling*, conforme pôde ser observado na fotografia da seção transversal do pilar após a ruptura (Figura 49), porém a causa deste tipo de ruptura foi diferente da causa do *cover spalling*. É neste ponto que entra a resposta da terceira questão levantada, ou seja, a ruptura observada nos ensaios ocorreu em função da ruptura da camisa de concreto, pois o comportamento do conjunto se assemelhou ao de um tubo vazado. Sendo o concreto da camisa de reforço mais rígido que o do pilar original, esta foi a grande responsável pela resistência do conjunto, e não o “núcleo confinado”.

3.2.2.2. Modelos reforçados apenas com o efeito de confinamento

Este item se divide em duas partes. Na primeira delas são apresentados os resultados do ensaio do modelo MFC, que é o pilar original encamisado com uma camada de PRFC, e a análise de corpos-de-prova encamisados com diferentes associações entre a fibra de carbono e a fibra de vidro para compor a camisa de PRF.

Inicialmente apresenta-se a análise dos resultados do modelo MFC. Para isso, a Figura 50 apresenta os diagramas relativos a este ensaio.

Figura 50: Diagramas do ensaio do modelo MFC.

Como era esperado, o comportamento do diagrama tensão x deformação (Figura 50) é bi-linear, e conforme apresentado na Tabela 22, este modelo apresentou uma carga de ruptura que é praticamente o dobro da carga de ruptura do modelo de referência, MSC, sem nenhuma mudança na área da seção transversal. Este aumento na carga de ruptura é creditado ao efeito de confinamento promovido pela camisa de PRFC. Pode ser observado nesta mesma tabela que a carga de ruptura estimada é muito próxima da obtida experimentalmente, o que revela a boa precisão do modelo de cálculo utilizado.

É importante ressaltar que a máxima força aplicada no pilar só ocorreu quando a deformação axial era de 1,14%, o que, numa situação real de reforço, implica em grandes deformações da estrutura até que este aumento na capacidade portante seja atingido.

Outra informação importante que este ensaio forneceu diz respeito ao tipo de ruptura, que foi extremamente brusca, Figura 51. É justamente neste ponto que fica explícita a importância dos ensaios realizados nos corpos-de-prova encamisados com diferentes tipos e combinações de fibras, tendo como objetivo tornar esta ruptura menos frágil.

Figura 51: Fotos de antes e depois do ensaio do modelo MFC.

Recapitulando o objetivo da série de ensaios dos corpos-de-prova, busca-se responder às seguintes questões: será que a combinação de diferentes tipos de fibras, carbono e vidro, por exemplo, pode tornar a ruptura do pilar reforçado menos frágil? Qual a ordem de fibras que possibilita melhores resultados? O efeito do confinamento com cada uma das fibras é sobreposto quando é feita a associação?

Para responder a estas perguntas foram feitos ensaios de compressão axial com controle de deslocamento em corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura variando-se a composição da camisa de PRF. A seguir são apresentadas a nomenclatura utilizada e a descrição dos corpos-de-prova ensaiados:

- CPC e CPCC: corpo-de-prova 15 cm x 30 cm encamisado com uma e duas camadas de polímero reforçado com fibra de carbono, respectivamente;
- CPV e CPVV: corpo-de-prova 15 cm x 30 cm encamisado com uma e duas camadas de polímero reforçado com fibra de vidro, respectivamente;
- CPCV: corpo-de-prova 15 cm x 30 cm encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono e uma camada de polímero reforçado com fibra de vidro, nesta ordem, e;
- CPVC: corpo-de-prova 15 cm x 30 cm encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de vidro e uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono, nesta ordem.

Em todos os casos, o concreto utilizado foi o mesmo dos pilares originais da série de ensaios anterior, e os corpos-de-prova tiveram suas extremidades regularizadas com enxofre, com o objetivo de avaliar a eficiência desta regularização para poder utilizá-la nos ensaios definitivos.

A Tabela 23 e a Figura 52 apresentam os resultados obtidos.

Tabela 23: Síntese dos resultados dos ensaios dos corpos-de-prova encamisados.

Corpo de Prova	Força kN	Tensão MPa	Deslocamento Axial (mm)	Deformação (%)	
				Axial	Lateral
CPC	553	31,29	2,80	0,934	0,199
CPCC	397	22,47	1,71	0,571	0,114
CPV	339	19,18	1,37	0,457	0,383
CPVV	392	22,18	1,14	0,378	0,536
CPCV	491	27,79	2,66	0,887	0,392
CPVC	588	33,27	2,44	0,813	0,744

Figura 52: Diagramas tensão x deformação dos corpos-de-prova encamisados.

Analisando estes resultados constata-se algumas discrepâncias entre os resultados esperados e os obtidos nos ensaios, como por exemplo a carga de ruptura do corpo-de-prova encamisado com apenas uma camada de fibra de carbono ser maior que a do encamisado com duas camadas de fibra de carbono.

A Tabela 24 apresenta a ordem decrescente de resistência esperada e obtida nos ensaios. Esta discrepância ocorreu em função da ineficiência do sistema de

regularização das extremidades dos corpos-de-prova, neste caso o capeamento com enxofre. Por causa das irregularidades das faces laterais dos corpos-de-prova após o encamisamento, a ortogonalidade entre a base e a face lateral não pôde ser garantida, mesmo com o auxílio de um dispositivo que garanta isso desde que as faces isentas de imperfeições, mas este não era o caso.

Após o capeamento com enxofre, pôde se garantir apenas que as extremidades dos corpos-de-prova estavam planas, porém não necessariamente paralelas. Isso fez com que na hora do ensaio, o carregamento fosse aplicado de forma excêntrica, mesmo com a utilização de uma rótula para acomodar pequenas imperfeições do corpo-de-prova. Sendo o carregamento aplicado de maneira excêntrica, uma porção da seção transversal será mais carregada que a outra, e foi exatamente isso que ocorreu nos ensaios dos corpos-de-prova que apresentaram maiores problemas, o CPCC e o CPCV. A grande concentração de tensões na base destes corpos-de-prova provocou a ruptura da camisa de reforço fora da região central, mesmo com uma camada adicional de fibra de 7,5 cm de largura nas suas extremidades. A Figura 53 retrata o tipo de ruptura esperada e a ocorrida com nestes ensaios, respectivamente.

Tabela 24: Ordem decrescente de resistência esperada e obtida nos ensaios.

Ordem esperada	Ordem obtida
CPCC	CPVC
CPCV ou CPVC	CPC
CPVC ou CPCV	CPCV
CPC	CPCC
CPVV	CPVV
CPV	CPV

Figura 53: Rupturas ocorridas com os corpos-de-prova CPVC, CPCC e CPCV, respectivamente.

Em função dos problemas encontrados com a regularização das extremidades dos corpos-de-prova, os resultados destes ensaios ficaram comprometidos. Portanto não se pode responder nenhuma das questões levantadas inicialmente. Para isso, é necessário refazer estes ensaios a fim de esclarecer estes pontos.

Quanto ao sistema de regularização utilizado, conclui-se que não é possível utilizar o enxofre para o capeamento dos modelos. Poderia se pensar até em fazer o capeamento antes de encamisar os modelos, mas o problema é que depois de solidificar, o enxofre fica muito quebradiço e poderia ser facilmente danificado durante o transporte e aplicação do reforço.

Para refazer estes ensaios utilizou-se a mesma dosagem do concreto, porém com idade diferente da série anterior, e os mesmos procedimentos da série descartada, porém a regularização das extremidades dos corpos-de-prova não foi feita com enxofre, e sim com uma retífica. A Tabela 25 apresenta uma síntese dos resultados desta segunda série de ensaios. Claramente percebe-se que houve uma mudança na ordem decrescente de resistência, sendo assim a Tabela 24 deve ser reescrita, tomando a forma apresentada na Tabela 26. Observa-se nesta nova classificação está de acordo com os resultados que eram esperados e que o corpo-de-prova CPCV apresentou maior resistência que o CPVC, o que significa que na composição da camisa de reforço com diferentes tipos de fibras, a ordem das fibras tem influência no desempenho da própria camisa de reforço e conseqüentemente do pilar reforçado. Esta é a resposta a uma das questões levantadas inicialmente, ou seja, a ordem das fibras na composição da camisa pode melhorar o seu desempenho, sendo que a camisa formada por uma camada de fibra de carbono e uma camada de fibra de vidro, nesta ordem, foi a que apresentou melhores resultados. Este assunto será retomado mais adiante com análises mais aprofundadas.

Tabela 25: Síntese dos resultados da segunda série de corpos-de-prova encamisados.

Corpo-de-prova	Força kN	Tensão MPa	Deslocamento Axial (mm)	Deformação (%)	
				Axial	Lateral
CP	226,54	12,82	0,49	0,163	0,104
CPV	240,96	13,64	0,46	0,154	0,246
CPVV	298,95	16,92	1,95	0,651	0,992
CPC	477,20	27	2,88	0,959	0,75
CPCC	752,65	42,59	4,97	1,658	0,769
CPCV	564,79	31,96	3,86	1,288	0,703
CPVC	535,03	30,28	3,46	1,154	0,796

Tabela 26: Ordem decrescente de resistência da segunda série de ensaios.

Ordem Esperada	Ordem Obtida
CPCC	CPCC
CPCV ou CPVC	CPCV
CPVC ou CPCV	CPVC
CPC	CPC
CPVV	CPVV
CPV	CPV
CP	CP

A seguir apresentam-se os diagramas tensão x deformação (axial e lateral) e os diagramas de deformação axial x deformação lateral dos corpos-de-prova ensaiados nesta segunda série (Figura 54 a Figura 60).

Figura 54: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CP (2ª série).

Figura 55: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPV (2ª série).

Figura 56: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPVV (2ª série).

Figura 57: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPC (2ª série).

Figura 58: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPCC (2ª série).

Figura 59: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPCV (2ª série).

Figura 60: Diagramas do ensaio do corpo-de-prova CPVC (2ª série).

Para se fazer uma análise mais detalhada destes ensaios faz-se necessária a utilização de um modelo de cálculo para prever a resistência do concreto confinado com os diferentes tipos de fibras utilizadas na composição do PRF. Novamente opta-se pela utilização do modelo de Miyauchi *et al* (1997), já apresentado anteriormente. Utilizando os dados da Tabela 25 e o modelo de Miyauchi *et al* (1997), pode-se fazer uma estimativa da resistência dos corpos-de-prova encamisados com as diversas alternativas de composição da camisa de reforço.

A Tabela 27 apresenta os valores da resistência do concreto não confinado, f_{co} , da pressão lateral de confinamento, f_l , gerada pela camisa de fibra de carbono, PRFC, ou pela fibra de vidro, PRFV, e a resistência do núcleo confinado, f_{cc} , estimada com o modelo apresentado e a obtida experimentalmente. Para o cálculo de f_{cc} teórico, o valor

das pressões laterais produzidas pelo PRFC e pelo PRFV foram somados e considerados como um único valor na Equação (26).

Tabela 27: Previsões da resistência do concreto confinado.

Corpo-de-prova	f_{co} (MPa)	Pressão lateral (MPa)		Resistência do Núcleo Confinado (MPa)		
		PRFC	PRFV	Teórico	Experimental	Exp./Teór.
CP		-	-	12,82	12,82	1,00
CPV		-	0,36	14,06	13,64	0,97
CPVV		-	0,71	15,31	16,92	1,11
CPC	12,82	3,89	-	26,44	27,00	1,02
CPCC		7,78	-	40,05	42,59	1,06
CPCV		3,89	0,36	27,68	31,96	1,15
CPVC		3,89	0,36	27,68	30,28	1,09

Analisando a Tabela 27 pode-se constatar que o modelo de Miyauchi *et al* (1997) forneceu resultados satisfatórios na estimativa da resistência do concreto confinado, fornecendo valores quase sempre a favor da segurança. No caso dos corpos-de-prova encamisados com duas camadas de fibra, sendo estas do mesmo tipo ou não, pode-se observar que relação entre o valor experimental e o teórico são maiores que a média dos outros corpos-de-prova, ou seja, nestes casos o modelo de cálculo forneceu valores teóricos que se distanciam mais dos valores experimentais, 10 % em média. Não se pode afirmar categoricamente, mas estes resultados revelam uma tendência de que a superposição dos efeitos de confinamento promovidos por diferentes camadas de fibras pode ser mais conservadora do que no caso da utilização de uma única camada de PRF. Talvez isto ocorra porque as duas camadas de fibras são mais intensamente mobilizadas em instantes diferentes, o que pode provocar um melhor aproveitamento do “potencial confinante” do encamisamento com mais de uma camada de fibras.

Para que se possa fazer uma comparação mais precisa entre os resultados, faz-se necessário que as curvas tensão x deformação axial e de deformação axial x deformação lateral de todos os corpos-de-prova sejam apresentadas no mesmo gráfico, conforme apresenta a Figura 61. Nesta figura fica clara a diferença no comportamento dos corpos-de-prova encamisados com diferentes tipos e volumes de fibras. Estes gráficos, além de reproduzirem os resultados expressos na Tabela 25, fornecem ainda algumas informações importantes e que merecem destaque.

Figura 61: Diagramas de tensão x deformação axial, “a”, e de deformação axial x deformação lateral, “b”, de todos os corpos-de-prova.

A seguir são discutidos os comportamentos de cada um dos corpos-de-prova.

- **Corpo-de-prova CP**

Este corpo-de-prova não possui nenhum tipo de reforço, sendo então considerado como o referencial. O comportamento da curva tensão x deformação axial e a curva de deformação axial x deformação lateral não apresentaram nenhuma surpresa e se comportam de acordo com o esperado. A única observação que se faz é que, na Figura 61-b, observa-se que conforme aumenta a deformação axial deste corpo-de-prova, a deformação lateral também aumenta, porém somente até a deformação lateral de aproximadamente 0,3 %, depois disso a deformação axial continua a aumentar e a deformação lateral passa a diminuir. Isto ocorre porque quando o corpo-de-prova atinge esta deformação lateral, a fissuração do concreto já está num estágio extremamente avançado, e ao invés do concreto continuar a se expandir lateralmente, o que acontece é que a abertura das fissuras existentes passa a aumentar, o que causa uma pseudo-recuperação da deformação lateral, uma vez que esta é medida por extensômetros que registram apenas a deformação pontual e não a global.

- **Corpos-de-prova CPV e CPVV**

O aumento de carga proporcionado pelo confinamento com uma e duas camadas de polímero reforçado com fibra de vidro, foi de cerca de 6 % e 32 % em relação ao CP, respectivamente.

Comparando as curvas tensão x deformação referentes as corpos-de-prova CP e CPV, o que realmente chama a atenção não é o ligeiro aumento na resistência, mas sim a mudança do comportamento pós-pico, sendo que o corpo-de-prova CPV se comporta de maneira semelhante ao aço, ou seja, depois de atingida a carga máxima, esta se mantém constante até o instante da ruptura. Este fato ocorre não por causa da fibra que foi utilizada no PRF, neste caso a de vidro, mas sim pela quantidade de fibra utilizada. Enquanto o tecido unidirecional de fibra de carbono utilizado possui uma gramatura de 311 g/m^2 o tecido bi-direcional de fibra de vidro possui 110 g/m^2 , incluindo as fibras nas duas direções. Para comprovar que este fato deve-se à quantidade e não ao tipo de fibra utilizada, basta analisar a curva correspondente ao corpo-de-prova CPVV, com duas camadas de fibra de vidro.

Incluindo nesta análise o corpo-de-prova CPVV, além de o aumento da resistência ser mais visível, o comportamento do diagrama tensão x deformação deste cilindro pode ser dividido em três trechos distintos: no primeiro deles o comportamento é ascendente e é ditado pelo concreto; no segundo ocorre uma aparente estabilização da carga aplicada, fazendo com que o diagrama se aproxime da horizontal, isto acontece até que a camisa seja mais intensamente mobilizada, onde se inicia o terceiro trecho; ao contrário do corpo-de-prova CPV, o terceiro trecho do diagrama tensão x deformação volta a ser levemente ascendente, o que significa que com o aumento da quantidade de fibra de vidro, ocorre também um aumento na capacidade portante do corpo-de-prova em função do confinamento do concreto.

Já as curvas de deformação axial x deformação lateral destes dois corpos-de-prova são bem diferentes da correspondente ao CP. Isto acontece porque como nestes casos existe uma restrição à expansão lateral do corpo-de-prova, a abertura das fissuras existentes no concreto é contida pela camisa de reforço, que por sua vez deforma de uma maneira mais uniforme até que a sua deformação última seja atingida. Como consequência, tem-se que quanto maior o número de camadas de fibra tiver a camisa de reforço, maior será a sua rigidez, e por isso o CPVV apresentou menores deformações laterais para uma mesma deformação axial, se comparado com o CPV.

- **Corpos-de-prova CPC e CPCC**

O aumento de resistência, relativo ao CP, conseguido nestes dois corpos-de-prova foi de 110 % e 232 %, para uma e duas camadas de fibra de carbono,

respectivamente. É importante ressaltar que este grande aumento na resistência à compressão só foi possível à custa de uma grande deformação axial, aproximadamente 1,0 % e 1,6 %, respectivamente.

Analisando a curva tensão x deformação axial correspondentes a estes corpos-de-prova, Figura 61-a, observa-se que os diagramas são bi-lineares, e que a inclinação do segundo trecho ascendente é bem superior à inclinação do mesmo trecho correspondente aos corpos-de-prova encamisados com fibra de vidro, o que já era de se esperar. Isto acontece em função das características mecânicas da fibra de carbono e da quantidade de fibra utilizada, que embora tenha sido apenas uma camada no caso do CPC, a gramatura deste tecido é de 311 g/m².

Em função da elevada rigidez da camisa de reforço, nestes dois casos o comportamento das curvas de deformação axial x deformação lateral, apresentadas na Figura 61-b, são bem mais inclinadas do que no caso do encamisamento com fibra de vidro, principalmente no caso do CPCC, que foi o que apresentou a menor expansão lateral de todos os corpos-de-prova ensaiados. Sendo a rigidez da camisa de reforço maior, a restrição à expansão lateral do concreto é maior, e, portanto, a restrição à abertura das fissuras também o é, o que causa a menor expansão lateral do corpo-de-prova reforçado.

- **Corpos-de-prova CPVC e CPCV**

O acréscimo de resistência observado nos corpos-de-prova CPVC e CPCV foi de 136 % e 149 %, respectivamente, com deslocamentos axiais de 3,46 % para o CPVC e 3,86 % para o CPCV, (Tabela 25). Isto significa que na composição da camisa de reforço com diferentes tipos de fibras, a ordem das fibras tem influência no desempenho da própria camisa de reforço e conseqüentemente do pilar reforçado.

A análise mais interessante que se tem a fazer sobre a Figura 61-a é a do comportamento destes dois corpos-de-prova, que foi praticamente idêntico do início ao fim do ensaio. A única, e sutil diferença, é que o CPCV apresentou uma curva um pouco mais prolongada, o que significa que a sua ruptura ocorreu em um nível de carga superior ao do CPVC, cerca de 5%. Esta diferença é muito pequena e poderia até mesmo ser considerada com um desvio no resultado de corpos-de-prova idênticos, já que em ambos são utilizados os mesmos materiais, apenas com a inversão da ordem das fibras

na camisa de reforço, e principalmente porque foi ensaiado apenas um corpo-de-prova para cada configuração.

Porém, se incluirmos nesta análise as curvas de deformação axial x deformação lateral destes corpos-de-prova, Figura 61-b, fica claro que existe uma diferença significativa de comportamento. Enquanto o CPVC se comporta de maneira muito próxima ao CPC, tendo uma curva apenas um pouco mais prolongada, o CPCV se aproxima mais do CPCC. Isto indica que no caso de a camisa de reforço ser formada por uma camada de fibra de carbono e uma mais externa de fibra de vidro, resulta numa maior rigidez do que se as fibras aparecessem em ordem inversa. Esta maior rigidez explica o fato do maior acréscimo de resistência observado no caso do CPCV, se comparado com o CPVC. Portanto, embora tenham sido utilizados os mesmos tipos de fibras nos dois casos, a ordem em que elas aparecem na camisa de reforço influencia o seu comportamento e conseqüentemente o comportamento do elemento reforçado.

A explicação para este fato é que a fibra que fica mais próxima ao elemento de concreto é mobilizada antes, e neste caso, como os módulos de elasticidade das duas fibras são diferentes, se a fibra que estiver mais próxima ao corpo-de-prova for a de menor módulo, esta não será capaz de conter a expansão lateral do elemento e irá mobilizar a segunda camada de fibra, que é de módulo de elasticidade maior que a primeira. Por outro lado, se a primeira camada de fibras for de módulo de elasticidade maior que a segunda, esta já é capaz de conter parte da expansão lateral do elemento, transferindo-a mais intensamente para a segunda camada já num estágio mais adiantado do carregamento, quando a segunda camada de fibras, com menor módulo de elasticidade, possibilita ainda um acréscimo na capacidade portante do corpo-de-prova. Foi exatamente isso que ocorreu nestes ensaios, já que o corpo-de-prova que apresentou maior resistência foi o CPCV, ou seja, o que foi reforçado com uma camada de fibra de carbono, com módulo de elasticidade de 212,8 GPa, e uma de fibra de vidro, com módulo de elasticidade de 146,9 GPa, nesta ordem.

3.2.2.3. Modelos reforçados com estratégias híbridas de reforço

Conforme feito nos itens anteriores, as perguntas a serem respondidas são: A adição de fibras de aço numa camisa de concreto de alta resistência aumenta o efeito de confinamento? Qual o resultado da associação da camisa de concreto de alta resistência

com fibras de aço e a camisa de PRF? A protensão da camisa de reforço pode potencializar o efeito de confinamento?

Para responder a estas perguntas, foram realizados ensaios de compressão axial nos seguintes modelos: MCARF, que é o pilar original (15 cm de diâmetro e 60 cm de altura) reforçado por uma camisa de 5 cm de espessura de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço; MCARFV e MCARFC, que são o mesmo modelo anterior encamisado com uma camada de polímero reforçado com fibra de vidro ou fibra de carbono, respectivamente, e; MCP, que é o pilar original envolvido por uma camisa pré-moldada de PRFC com diâmetro 3 cm maior que o diâmetro do pilar original, tendo o espaço vazio preenchido com groute expansivo.

Um resumo dos resultados destes ensaios já foi apresentado na Tabela 21, e seguir, apresentam-se, separadamente, as análises de cada um destes ensaios.

• Modelo MCARF

A Figura 62 apresenta os diagramas de tensão x deformação axial e de deformação axial x deformação lateral deste modelo.

Figura 62: Diagramas do ensaio do modelo MCARF.

Este modelo apresentou quase o mesmo comportamento que o MCAR, analisado anteriormente, mas neste caso a camisa de reforço foi responsável por aproximadamente 80% da carga última, conforme pode ser constatado na Tabela 22. Isso indica que o pilar original foi responsável por uma maior contribuição na capacidade portante do pilar após o reforço, uma vez que no caso do modelo MCAR a contribuição da camisa de

reforço foi de 95 %. Como a única forma de aumentar a contribuição do pilar original é promovendo o seu confinamento, então a adição de fibras de aço na camisa de concreto foi capaz de promover tal confinamento, mesmo que em pequena escala, se comparado com o confinamento promovido pela camisa de PRFC.

Para quantificar a confinamento promovido pelas fibras de aço, utiliza-se a relação entre o valor experimental e o estimado para a carga de ruptura dos modelos MCAR e MCARF (Tabela 22). O modelo MCAR apresentou esta relação igual a 0,70, enquanto a do MCARF foi igual a 0,84. Isto significa que as fibras foram capazes de confinar o pilar original e forçá-lo a colaborar em aproximadamente 15% na capacidade portante do pilar reforçado, se comparado com o MCAR.

Além do efeito de confinamento imposto pelas fibras, o comportamento do modelo MCARF é mais dúctil que o MCAR, já que este modelo apresentou maiores deformações axial e lateral (Tabela 21), o que prova que as fibras de aço podem tornar o comportamento à compressão dos pilares mais dúctil.

Comparando agora o modelo MCARF com o encamisado com polímero reforçado com fibra de carbono, MFC, constata-se que o modelo que possibilita a maior capacidade portante continua sendo o MCARF (Tabela 21). Porém deve-se chamar a atenção para o fato de que isso só foi possível porque houve um aumento de cerca de 78 % na área da seção transversal do pilar original, enquanto que no caso do MFC este aumento é desprezível. Por outro lado, o encurtamento necessário para que a máxima carga fosse atingida foi de 0,457 mm para o MCARF e de 6,837 mm para o MFC. Portanto, estas duas estratégias de confinamento mostraram vantagens e inconvenientes que devem ser cuidadosamente analisados para escolher qual é a mais adequada para a aplicação que se pretende fazer.

- **Modelos MCARFV e MCARFC**

Comparando as máximas forças aplicadas nestes dois modelos com a máxima força aplicada no modelo MCARF (Tabela 21), sem a camisa de PRF, conclui-se que o aumento na máxima força foi de aproximadamente 5,8% e 56% para os modelos MCARFV e MCARFC, respectivamente.

Comparando agora o aumento na capacidade portante do modelo MFC (pilar original encamisado com PRFC) em relação ao MSC (pilar de referência), com o

aumento do MCARFC em relação ao MCARF, obtêm-se valores de 98,5% e os mesmos 56%, respectivamente. Estes valores evidenciam que a eficiência da camisa de PRFC foi menor no modelo que já possuía uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço. Isto acontece porque o concreto de alta resistência apresenta uma baixa deformação lateral e conseqüentemente o efeito de confinamento fica menos evidente.

A seguir apresentam-se os diagramas referentes aos ensaios dos modelos MCARFV e MCARFC.

Figura 63: Diagramas do ensaio do modelo MCARFV.

Figura 64: Diagramas do ensaio do modelo MCARFC.

Mais uma vez observa-se a pequena deformação lateral dos modelos, uma vez que foram encamisados com concreto de alta resistência, e a baixa deformabilidade deste tipo de concreto se reflete no comportamento do modelo como um todo.

Ao contrário do que se esperava o comportamento dos diagramas tensão x deformação dos dois modelos não é bi-linear. A justificativa para este fato pode ter duas frentes de análise distintas. Numa primeira abordagem analisa-se o modo de ruptura destes dois modelos e constata-se que esta não ocorreu na região central, e sim na extremidade superior (Figura 65), mesmo com uma camada a mais de fibra nesta região. Possivelmente isto tenha ocorrido em função do alto nível de força aplicada e da elevada rigidez do concreto da camisa de reforço.

Figura 65: Fotos dos modelos MCARFV e MCARFC com as extremidades rompidas.

Numa segunda abordagem pode-se creditar esta mudança no comportamento do diagrama tensão x deformação axial à presença das fibras de aço no concreto da camisa de reforço que, conforme mostrado na revisão bibliográfica, é capaz de aumentar a ductilidade de pilares submetidos à compressão. Neste caso, a camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço passa a ter um papel triplo no desempenho do pilar reforçado, pois o concreto incrementa a capacidade portante do pilar, em função da sua própria resistência à compressão, introduz no conjunto o efeito de confinamento, pela ação das fibras de aço, e, por último, funciona também como um substrato de transição entre o pilar original e a camisa de PRFC, que pelo processo de transferência de tensão através das fissuras da matriz de concreto promovida pelas fibras de aço e pelo arrancamento ou ruptura das próprias fibras, dissipa parte da energia envolvida no processo de ruptura do modelo, resultando nesta mudança de comportamento do diagrama tensão x deformação.

Infelizmente, tanto o MCARFV quanto o MCARFC sofreram o mesmo tipo de ruptura, ou seja, a partir de suas extremidades. Por esta razão, não se pode afirmar categoricamente qual foi a real causa da mudança do comportamento do diagrama tensão x deformação destes modelos, podendo, inclusive, ter ocorrido em função de uma combinação dos dois fatores apontados anteriormente.

Assim como foi feito anteriormente, utiliza-se o modelo de Miyauchi *et al* (1997) para estimar a resistência do concreto confinado com estas técnicas, apresentada na Tabela 22, e procede-se uma análise mais detalhada sobre o comportamento destes dois modelos.

Analisando o modelo MCARFV na Tabela 22, percebe-se que o valor da carga devido ao efeito de confinamento é bem pequeno. Isto ocorre porque a quantidade de fibra de vidro utilizada é bem pequena, cerca de 21 g. Como consequência do pequeno efeito de confinamento, a contribuição do pilar original não pode ser considerada com o seu valor total se a estimativa da capacidade portante deste pilar for feita pelo somatório das parcelas correspondentes a cada uma das partes do pilar (Tabela 22). Por outro lado, se considerarmos como o núcleo confinado o pilar original mais a camisa de concreto com fibras de aço, ou seja, o modelo MCARF, com carga de ruptura experimental igual a 723 kN, a estimativa da capacidade portante do pilar reforçado é válida, confirmando mais uma vez a boa precisão do modelo de cálculo utilizado.

Já no caso do MCARFC, a carga de ruptura estimada é muito próxima da experimental, seja ela calculada pelo somatório das parcelas correspondentes a cada uma das partes do pilar ou considerando a carga de ruptura do modelo MCARF como sendo a parcela correspondente ao núcleo confinado. Isto significa que mesmo com a ruptura prematura da extremidade do modelo, a camisa de PRFC já estava bem próxima da sua capacidade e prestes a romper, o que reforça a hipótese levantada anteriormente de a camisa de concreto de alta resistência reforçada com fibras de aço também atuar como um agente dissipador da energia envolvida na ruptura do modelo, tornando-a mais dúctil. Além disso, isto também mostra que o grau de confinamento imposto neste modelo tornou possível considerar a contribuição completa do pilar original na capacidade portante do conjunto, fazendo com que este deixasse de se comportar como um tubo.

- **Modelo MCP**

Observa-se de imediato na Tabela 21 que o único resultado obtido para o modelo MCP foi a deformação lateral da camisa de reforço. Isto ocorreu porque o ensaio de compressão axial não pôde ser realizado, pois este modelo foi rompido, juntamente com a camisa pré-moldada de reforço, em função da expansão excessiva do graute utilizado.

Segundo catálogo técnico fornecido pelo revendedor do graute expansivo, a pressão lateral provocada pela expansão do graute é uniformemente distribuída e em torno de 80 MPa. Em ensaios realizados por SUDANO (2005) com o mesmo tipo de fibra de carbono utilizado nesta análise, constata-se que se a camisa de reforço for submetida a uma tensão de 80 MPa, a deformação esperada (obtida em ensaios de caracterização do compósito) seria de aproximadamente 0,25%, bem inferior a deformação última de 2,43%. Portanto antes que o modelo fosse carregado, a camisa de reforço já estaria mobilizada pela pressão interna gerada pelo graute expansivo.

Em testes preliminares realizados com este agente expansivo, verificou-se que seu poder de expansão era realmente grande, chegando até a inutilizar algumas fôrmas de aço utilizadas nestes testes (Figura 66). Para evitar que a camisa pré-moldada fosse rompida antes do ensaio, decidiu-se diminuir a dosagem recomendada pelo fabricante em cerca de 60%, misturando areia para isso.

Figura 66: Testes preliminares de dosagem do graute expansivo.

Para evitar que a expansão do graute acontecesse preferencialmente pela parte superior do modelo, onde não existia restrição, conforme fora observado nos testes preliminares, foi utilizado um pórtico de reação para impor tal restrição e fazer com que a expansão do graute mobilize de fato a camisa de reforço. Para monitorar a deformação da camisa de reforço foram instalados cinco extensômetros elétricos de resistência, ligados a um sistema de aquisição de dados que fazia as leituras a cada 20 segundos.

Mesmo diminuindo a dosagem do agente expansivo, a solicitação na camisa foi maior do que ela poderia suportar e rompeu-se prematuramente. O pilar original no interior da camisa também foi rompido em 4 posições diferentes, em função da elevada solicitação lateral. A Figura 67 apresenta uma sequência de fotos antes e depois da expansão do graute que provocou a ruptura da camisa e do pilar original.

Figura 67: Modelo MCP antes e depois da expansão do graute.

A princípio, se a pressão fosse realmente uniforme, o pilar original não deveria romper, já que estaria submetido à pressão hidrostática. Porém, o molde utilizado pra pré-moldar a camisa de reforço não apresentava seção transversal perfeitamente circular, e conseqüentemente a camisa pré-moldada também não, como pôde ser observar na Figura 38. Esta imperfeição possibilitou maior concentração do agente expansivo em determinadas posições, causando assim pressões diferenciadas, o que levou o pilar original à ruptura.

A Figura 68 apresenta as leituras dos extensômetros durante a expansão do graute. Nas primeiras 3 horas a deformação da camisa foi praticamente nula, sendo registrada apenas a deformação causada pelo preenchimento do espaço entre o pilar original e a camisa. Após este tempo a reação teve início e o graute começou a expandir, mobilizando assim a camisa. Por volta de 3,58 horas após o preenchimento a

deformação na camisa atinge o seu valor máximo, 0,12 %, quando houve a ruptura da camisa. Deste ponto em diante a camisa continuou a se deformar até atingir o estado retratado na Figura 67.

Figura 68: Deformação da camisa de reforço ao longo do tempo.

Analisando o modelo após a ruptura constatou-se que após a expansão, o graute utilizado não é coeso, o que nos leva a concluir que mesmo se este graute for dosado de maneira compatível com as características mecânicas da camisa de reforço, ele não poderia ser utilizado por não apresentar nenhuma coesão, o que impossibilita a sua aplicação com esta finalidade. Talvez o material mais indicado para esta aplicação seria um expansor utilizado para injeção em bainhas de concreto protendido com pós-tração.

Em função das dificuldades encontradas na protensão da camisa de PRF, e por não ser este o principal objetivo da presente pesquisa, optou-se em abandonar esta técnica de reforço e direcionar a pesquisa para as outras técnicas.

****

A seguir apresenta-se uma comparação entre todas as estratégias de reforço aplicadas aos pilares originais.

3.2.2.4. Comparação entre as estratégias e técnicas de reforço abordadas

Para tornar a comparação entre todas as estratégias e técnicas de reforço aplicadas nos modelos, constrói-se os gráficos tensão x deformação axial e deformação axial x deformação lateral de todos os modelos sobrepostos (Figura 69).

Figura 69: Diagramas tensão x deformação e deformação axial x deformação lateral.

Comparando as curvas da Figura 69-b percebe-se que o modelo MCAR é o que possui a menor deformação lateral, devido à elevada rigidez do concreto de alta resistência de sua camisa de reforço. Com a adição de fibras (MCARF), a deformação lateral passa a ser maior do que no caso anterior, pois estas atuam no controle da abertura das fissuras, fazendo com que esta seja mais lenta e gradual. Já os modelos MCARFV e MCARFC apresentaram curvas muito semelhantes, fato este explicado pelo tipo de ruptura destes modelos, que ocorreu na extremidade superior e não na região central como era esperado. O comportamento das curvas referentes aos modelos MSC e MFC não apresentou nenhuma irregularidade, estando de acordo com o esperado.

Fazer a comparação em termos da tensão não parece ser a melhor maneira, uma vez que os modelos possuem diferentes áreas de seção transversal. Sendo assim, entende-se que a melhor forma de proceder é fazê-la em termos do aumento na capacidade portante do modelo. Para isso constrói-se o gráfico da relação de reforço em função da deformação axial. Defini-se relação de reforço como sendo o aumento na capacidade portante do modelo após o reforço, dada pela relação entre a força instantânea aplicada no modelo e a máxima força aplicada no pilar original (Figura 70).

Figura 70: Diagramas tensão x deformação e deformação axial x deformação lateral.

Fica claro na Figura 70 que o sistema de reforço que possibilitou o maior aumento na capacidade portante do pilar original foi o MCARFC, ou seja, o modelo encamisado com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço e com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono. Porém algumas observações devem ser feitas.

O modelo MFC, que é o pilar original encamisado com apenas uma camada de PRFC, apresentou praticamente o dobro da capacidade portante do pilar original sem nenhum aumento na área da seção transversal. Por outro lado, os modelos com cerca de 78 % de aumento na área da seção transversal do pilar original, apresentaram aumentos na capacidade portante substancialmente maiores que no MFC, chegando até quatro vezes a do pilar original no caso do MCARFC.

Fica explícita na Figura 70 a atuação das fibras de aço na camisa de reforço do modelo MCARF quando este é comparado com o MCAR. Já quando o MCARF é comparado com o MCARFV, conclui-se que o comportamento destes dois modelos é muito similar, evidenciando que o encamisamento com o polímero reforçado com a fibra de vidro não foi muito eficiente. Porém, mais uma vez ressalta-se que isto ocorreu não por causa do tipo de fibra que foi utilizado, mas sim pela baixa quantidade de fibra, o que foi suficiente para aumentar a capacidade portante do pilar em apenas 27,19 kN, conforme mostrado na Tabela 21.

ANÁLISE EXPERIMENTAL E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Capítulo 4

Uma vez averiguada a hipótese de utilização de diferentes técnicas para o reforço de pilares e comprovada a sua consistência, passa-se agora a uma análise experimental mais detalhada, calcada nos conceitos teóricos até agora abordados e atestados, em parte, no Capítulo 3.

Nesta etapa da pesquisa foram ensaiados modelos com diferentes estratégias, técnicas de reforço, totalizando 26 configurações diferentes. Como foram feitos dois exemplares de cada configuração, foram realizados 56 ensaios em modelos de pilares. Cada uma das configurações é descrita nos itens a seguir.

4.1 FUNDAMENTAÇÃO DAS ESTRATÉGIAS A SEREM ABORDADAS.

As estratégias e respectivas técnicas a serem utilizadas na série definitiva de ensaios são:

- *confinamento puro*: encamisamento com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC);
- *aumento da seção transversal, sem mudança na forma, e confinamento*: encamisamento com concreto de alta resistência (CAR) reforçado com armadura transversal contínua, e; encamisamento com CAR reforçado com fibras longas e curtas de aço;
- *aumento da seção transversal, com mudança na forma, concomitantemente a confinamento*: encamisamento com CAR reforçado com armadura transversal contínua, e; encamisamento com CAR reforçado com fibras longas e curtas de aço. Em ambos os casos tem-se a alteração na mudança da forma da seção transversal do pilar original;
- *aumento da seção transversal, com e sem mudança na forma concomitantemente a confinamento com concreto reforçado armadura*

contínua ou descontínua e, posteriormente novamente reforçado por confinamento com PRFC: estratégia que reúne todas as anteriores.

Se se levar “ao pé da letra” o significado da palavra *híbrida*, e analisarmos as estratégias apresentadas, a única que não é híbrida é a de confinamento puro, pois não está associada a nenhum outro mecanismo de reforço. Já as outras alternativas visam a potencialização do reforço, utilizando como recurso a combinação (“*hibridização*”) de diferentes estratégias e técnicas para se utilizar o que de melhor cada uma tem a oferecer.

A seguir detalha-se cada uma destas estratégias.

a. Confinamento puro

Nesta estratégia o reforço se dá única e exclusivamente pelo efeito de confinamento do pilar original. Esta estratégia tem sido bastante estudada, é de eficiência comprovada, e portanto dispensa mais justificativas. O mecanismo de reforço é o confinamento do pilar pré-existente causado pela restrição de sua expansão lateral imposta por uma camisa de polímero reforçado com fibras (PRF).

Para a composição da camisa de PRF, opta-se pela fibra de carbono por ser esta uma fibra facilmente encontrada no mercado e que possui excelentes propriedades mecânicas.

b. Aumento da seção transversal, sem mudança na forma, e confinamento

Talvez esta seja a forma mais tradicional de reforçar pilares de concreto armado, o que justifica a sua consideração nesta pesquisa.

Na realidade, esta é uma estratégia híbrida de reforço, já que nela estão embutidos dois mecanismos: o aumento da área da seção transversal e o efeito de confinamento. O primeiro deles aumenta a capacidade portante do pilar em função da própria resistência à compressão do concreto utilizado na camisa de reforço. Já o efeito de confinamento é gerado por algum dispositivo, que via de regra é uma armadura transversal contínua que envolve o pilar original, evitando assim a sua expansão lateral.

Embora nesta estratégia exista também o efeito de confinamento, assim como no item “a”, o comportamento do pilar reforçado é bem diferente, uma vez que nesta estratégia o efeito de confinamento não é mais dado pelo PRF. Como o comportamento

do PRF é elástico linear até a ruptura, a pressão de confinamento por ele promovida, é crescente até que a camisa de reforço atinja o seu limite. Já no caso do confinamento com armadura contínua de aço, a pressão de confinamento atinge o seu ápice no instante em que o aço atinge a sua tensão de escoamento, e daí em diante se mantém constante até que a armadura transversal da camisa de reforço se rompa. Como o efeito de confinamento depende basicamente desta pressão lateral, esta diferença de comportamento se reflete no comportamento do pilar reforçado.

A primeira técnica inserida nesta estratégia é o aumento da seção transversal do pilar original, mantendo-se a sua forma, com concreto de alta resistência (CAR) e armadura transversal contínua em aço. Como dito anteriormente, o CAR colabora na capacidade portante do pilar com a sua própria resistência à compressão, e a armadura transversal contínua pelo efeito de confinamento imposto ao pilar original.

Insere-se ainda nesta estratégia, uma outra técnica que demonstrou potencial nos ensaios de investigação das hipóteses iniciais, que é o encamisamento com CAR reforçado com fibras de aço.

Assim como na técnica anterior, o encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço também é uma estratégia híbrida de reforço, uma vez que existem os mesmos dois mecanismos de reforço apontados no item anterior, ou seja, o aumento da área da seção transversal e o efeito de confinamento, sendo que agora o efeito de confinamento passa a ser promovido no conjunto pela fibras de aço adicionadas ao concreto da camisa de reforço. Os ensaios apresentados no capítulo anterior comprovaram que a adição de 1% de fibras de aço com 25 mm de comprimento na camisa de reforço foi capaz de aumentar a colaboração do pilar original na resistência do pilar reforçado em aproximadamente 15%, se comparado com o pilar encamisado com o mesmo concreto sem a adição das fibras de aço, e também de alterar o comportamento pós-pico do pilar reforçado, tornando-o mais dúctil. Portanto esta técnica se justifica pelos bons resultados obtidos nos ensaios iniciais de investigação.

Para potencializar o efeito de confinamento gerado pelas fibras de aço, pode-se trabalhar melhor o compósito formado pelo concreto e as próprias fibras. Recentemente, alguns trabalhos desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, dentre eles o de FERRARI (2007), têm demonstrado que a associação de fibras de aço com diferentes comprimentos é capaz de aumentar a resistência à tração e à fadiga do compósito em níveis consideráveis. Tais aumentos são de grande interesse

para o reforço de pilares de concreto armado, uma vez que a geração da pressão de confinamento depende diretamente da resistência à tração do material que compõe a camisa de reforço, e tendo em vista que a natureza da solicitação nos pilares é variável, principalmente no caso de pontes e viadutos, a resistência à fadiga também assume um papel importante.

Para a composição do concreto reforçado com fibras de aço com diferentes comprimentos, serão utilizadas no presente trabalho fibras de 25 mm de comprimento, comumente encontrada no mercado, e de 13 mm de comprimento, ambas com ganchos de ancoragem em suas extremidades. A fibra de 13 mm de comprimento não é fornecida comercialmente, pois ainda está em fase de desenvolvimento. Para a determinação da composição ideal entre as fibras longas e curtas, serão utilizados os conceitos de volume e comprimento críticos, desenvolvido por BENTUR & MINDESS (1990).

O roteiro para a obtenção da proporção ideal entre as fibras longas e curtas é apresentado a seguir:

- determinar o volume crítico de fibras longas de aço, já que se deseja priorizar o ganho de ductilidade do compósito;
- considera-se como matriz para a determinação do volume de fibras curtas o compósito formado pela matriz original (concreto sem fibras) mais o volume crítico de fibras longas;
- determina-se então o volume de fibras curtas de aço para esta nova matriz, com o intuito de aumentar a resistência à tração do compósito inicial;
- com este volume faz-se algumas combinações semelhantes a apresentada na metodologia anterior, afim de confirmar os volumes adotados.
- uma vez determinados os volumes da fibra longa e da fibra curta, V_{cl} e V_{cp} , respectivamente, passa-se à combinação de taxas das fibras mantendo-se a matriz de concreto. As combinações são apresentadas na tabela a seguir

Tabela 28: Combinações entre fibras longas e curtas.

		Volume de fibras longas (V_l)		
		$V_l = V_{cl}$	$V_l < V_{cl}$	$V_l > V_{cl}$
Volume de fibras curtas (V_p)	$V_p = V_{cp}$	X	X	X
	$V_p < V_{cp}$	X	X	X
	$V_p > V_{cp}$	X	X	X

Com estas combinações são feitos ensaios de compressão, axial e diametral, em corpos-de-prova 10 cm x 20 cm e, com base nos resultados destes dois conjuntos de ensaios é possível determinar qual é a composição ideal de fibras longas e curtas que fornece os melhores resultados para a aplicação que se pretende fazer.

c. Aumento da seção transversal, com mudança na forma, e confinamento

Neste item estão agrupadas duas técnicas que envolvem mudança na forma da seção transversal do pilar original. Assim como no item “b”, esta também é uma estratégia híbrida de reforço, já que conta com o aumento da área da seção transversal e também com o efeito de confinamento.

O intuito da mudança da forma da seção transversal do pilar a ser reforçado é torná-la mais favorável à distribuição das pressões de confinamento. No caso de distribuição de pressões mais homogênea, a concentração de tensões nos cantos da armadura transversal e nos cantos da camisa de PRF diminui, e estes materiais serão utilizados de maneira mais eficiente, uma vez que a ruptura localizada causada por esta concentração de tensões será inibida. Sendo assim, para que a armadura transversal ou a camisa de PRF se rompa é necessária uma maior mobilização destes materiais, que só é alcançada em níveis mais elevados do carregamento no pilar, se comparado com pilares com formas da seção transversal desfavoráveis à distribuição da pressão de confinamento.

Já que esta estratégia exige a mudança na forma da seção transversal e a introdução do efeito de confinamento, para potencializar o ganho na capacidade portante do pilar, esta mudança deve ser feita com concreto de alta resistência, e para promover o efeito de confinamento, pode-se utilizar a armadura transversal contínua de aço ou então com fibras de aço, sendo que cada uma destas alternativas configura uma técnica

diferente. Para a técnica que envolve a utilização de barras de aço, a armadura transversal da camisa de reforço deve ter a forma da seção transversal, após o reforço, que ofereça uma melhor distribuição da pressão de confinamento.

Para o reforço com esta estratégia, as formas das seções transversais dos pilares reforçados devem ser as mesmas estudadas em SUDANO (2005), ou seja, circular, quadrada e retangular com os cantos arredondados, elíptica e composta por semicírculos. Neste trabalho, esta última forma não será estudada, visto que, segundo SUDANO (2005), o seu desempenho foi muito semelhante ao da seção transversal elíptica, porém com grande dificuldade de execução. O projeto destes modelos foi feito de forma que todos tivessem aproximadamente a mesma área de seção transversal, o que elimina uma variável na análise dos resultados. A Figura 71 apresenta tais seções.

Figura 71: Seções dos pilares após o reforço.

d. Aumento da seção transversal, sem mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Inicialmente, define-se como confinamento interno aquele gerado pela armadura transversal contínua ou descontínua da camisa de reforço. Já o confinamento externo é o gerado por uma camisa de PRF, aderida externamente ao pilar.

Extrapolando o conceito de estratégias híbridas de reforço, também se pode pensar em promover o aumento da seção transversal do pilar original, inicialmente sem alteração na forma, com concreto de alta resistência e armadura contínua ou descontínua, cada uma configurando uma técnica diferente, e posteriormente encamisá-lo com polímero reforçado com fibra de carbono. Sendo assim, esta estratégia consiste basicamente na estratégia “b” com o efeito adicional do confinamento promovido pela

camisa de PRFC aderida externamente ao pilar já reforçado com a camisa de CAR e armadura contínua ou descontínua.

e. Aumento da seção transversal, com mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

De forma semelhante ao caso anterior, nesta estratégia promove-se o reforço com o aumento da seção transversal com CAR e armadura transversal contínua ou descontínua, cada uma configurando uma diferente técnica, porém com a mudança na forma da seção transversal e o posterior encamisamento com PRFC. É de se esperar que esta seja a alternativa que forneça os melhores resultados, uma vez que todos os mecanismos de reforço estão envolvidos nesta estratégia.

4.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Pensando em simular um pilar que necessita de reforço, opta-se por utilizar modelos formados por um pilar original que sofrerá algum tipo de intervenção, seja o encamisamento simples com PRF ou até mesmo uma mudança na forma de sua seção transversal. Sendo assim, adotam-se para os pilares originais as formas de pilares comumente encontrados na prática, ou seja, circular, quadrada e retangular. Quanto à resistência do concreto a ser utilizado, novamente tendo em vista situações reais de reforço, opta-se por uma resistência inferior a 20 MPa. Para facilitar as análises e não correr o risco de atingir a capacidade de aplicação de carga do atuador hidráulico do sistema de ensaio disponível, limitada em 2500 kN, opta-se pela não utilização de armaduras longitudinal e transversal nos pilares originais.

Para que as dimensões dos pilares após o reforço sejam as mesmas estudadas por SUDANO (2005), conforme a Figura 71, fixa-se a espessura da camisa de concreto de alta resistência em 2,5 cm. Portanto, as dimensões da seção transversal dos pilares originais passam a ser as apresentadas na Figura 72 e, assim como nos modelos ensaiados em SUDANO (2005), a altura de todos os modelos é de 60 cm.

Figura 72: Seções dos pilares originais.

A seguir são descritas as peculiaridades dos pilares a serem ensaiados em cada uma das alternativas apresentadas no subitem anterior.

a. Confinamento Puro

No caso dos pilares da Figura 72 serem encamisados com PRFC, para que não haja ruptura prematura da camisa de reforço, é necessário que os modelos de seção transversal quadrada e retangular, tenham suas arestas arredondadas. Sendo assim, adota-se a mesma relação entre o raio de arredondamento dos cantos (r) e o lado da seção transversal do pilar (b_d) adotada por SUDANO (2005), ou seja, r/b_d igual a 0,14 para o modelo de seção transversal quadrada, e r/b_d igual a 0,20 para o de seção retangular. Adotando-se estes valores, obtêm-se raios de arredondamento de 1,80 cm e 1,50 cm para os pilares de seção transversal quadrada e retangular, respectivamente.

b. Aumento da seção transversal, sem mudança na forma, e confinamento

Para a execução da camisa de reforço de concreto armado com armadura contínua ou descontínua, a resistência do concreto deve ser em torno de 60 MPa, uma vez que este é considerado de alta resistência e é facilmente obtido na prática.

Para os pilares que forem reforçados com armadura transversal contínua na camisa de reforço, adota-se, para todos os tipos de seção transversal, 4 barras de 8 mm de diâmetro de aço CA-50 como armadura longitudinal e a utilização de estribos de 5 mm de diâmetro de aço CA-60 com espaçamento de 5 cm. No caso do pilar reforçado com seção transversal circular, a armadura transversal será na forma de espiral, por ser esta mais eficiente que os estribos convencionais. A tabela a seguir apresenta as taxas de armaduras e as pressões de confinamento resultantes para cada uma das seções transversais.

Na Figura 73 são apresentadas as seções transversais dos pilares antes (em preto) e depois do reforço (em vermelho), e também a área da seção transversal do pilar

original e a sua relação com a área do pilar depois do reforço. Percebe-se que mesmo com uma camisa de reforço de apenas 2,5 cm de espessura, o aumento na área da seção transversal é considerável, chegando ao dobro da seção original no caso do pilar retangular.

Tabela 29: Taxas de armadura e pressão de confinamento por elas gerada.

Seção Transversal após o reforço	Taxas de Armadura (%)		Pressão de confinamento (MPa)	
	Longitudinal	Transversal	Em x	Em y
Circular	0,94	0,95		2,84
Quadrada	0,90	0,52		3,14
Retangular	1,00	0,85 0,36	5,13	2,16

Figura 73: Seções dos pilares após o reforço.

Os modelos que foram reforçados com CAR reforçado com fibras de aço, são idênticos aos anteriores, porém ao invés da armadura contínua de aço será utilizada uma combinação de fibras longas e fibras curtas de aço com volumes pré-definido, segundo já fôra exposto.

c. Aumento da seção transversal, com mudança na forma, e confinamento

Esta análise envolve mudanças na forma da seção transversal. Tais mudanças são, em parte, as sugeridas no trabalho de SUDANO (2005), ou seja, transformar a seção transversal quadrada em circular, e a retangular em elíptica. A Figura 74 apresenta a seção dos pilares após a mudança na seção transversal e a relação entre a nova área e a área da seção transversal do pilar original. A princípio pode-se achar que o aumento da seção é muito grande, porém se compararmos com os casos da Figura 73, onde se utiliza uma camisa de reforço com 2,5 cm de espessura, percebe-se que este aumento é da

mesma ordem de grandeza, com a vantagem de se obter uma forma mais favorável para a distribuição da pressão de confinamento.

Figura 74: Seções dos pilares após a mudança na seção transversal.

Como tais mudanças provocam maior concentração do material de enchimento em determinadas partes, logo de início já se descarta a possibilidade de utilizar o graute expansivo como material de enchimento, uma vez que isto provocaria deformações diferenciadas ao longo do perímetro da camisa, conforme se constatou nos ensaios de investigação de viabilidade (Capítulo 3). Sendo assim a técnica de reforço a ser aplicada, seguindo esta estratégia, é utilizar o mesmo concreto dos itens anteriores, ou seja, com aproximadamente 60 MPa de resistência à compressão, com ou sem a adição de fibras de aço. Salienta-se que na presença de armadura transversal de aço, esta deve ter a mesma forma da seção após o reforço, para que se possa tirar vantagem da melhor distribuição da pressão de confinamento. Para os casos da utilização de armadura contínua, as taxas de armadura e a pressão de confinamento estimada são apresentadas na Tabela 30.

Tabela 30: Taxas de armadura e pressão de confinamento por elas gerada nos modelos com alteração na forma da seção transversal.

Seção Transversal após o reforço	Taxas de Armadura (%)			Pressão de confinamento (MPa)	
	Longitudinal	Transversal		Em x	Em y
Quadrada - Circular	0,94	0,95		2,84	
Retangular - Elíptica	0,65	0,81	0,35	4,86	2,10

d. Aumento da seção transversal, sem mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Os modelos representativos desta estratégia são os mesmos modelos do item “b”, observando-se sempre a mesma relação entre o raio de arredondamento dos cantos (r) e o lado da seção transversal do pilar (b_d), r/b_d igual a 0,14 para o modelo de seção transversal quadrada, e r/b_d igual a 0,20 para o de seção retangular. Adotando-se estes valores, obtêm-se raios de arredondamento iguais a 2,5 cm para ambos os casos.

e. Aumento da seção transversal, com mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Como os pilares desta estratégia já prevêem a alteração da forma da seção para circular, ou elíptica, nenhum cuidado especial precisa ser tomado antes do encamisamento com PRFC, uma vez que a alteração na forma da seção eliminou as arestas vivas das seções inicialmente quadrada e circular.

****

A Tabela 31 apresenta uma estimativa da força de ruptura dos pilares a serem ensaiados. Para o cálculo estimado desta força de ruptura foram feitas algumas simplificações, tais como a consideração do efeito de confinamento gerado pela adição de fibras de aço ao concreto ser da mesma ordem de grandeza que a observada nos ensaios piloto (15%) e a consideração da resistência do pilar original ser igual a 25 MPa, prevendo a possibilidade de atraso no cronograma de ensaios, deixando assim uma margem de segurança para não se atingir a capacidade do equipamento de ensaio. A força de ruptura do pilar com seção transversal elíptica após o reforço com concreto de alta resistência e armadura transversal contínua, não foi calculada em função da dificuldade de determinação da área efetivamente confinada pela armadura transversal em aço, o que é indispensável para esta previsão.

Tabela 31: Estimativa da carga de ruptura dos pilares a serem ensaiados.

<i>Seção Transversal Original</i>							
<i>Seção Transversal</i>	<i>Dimensões (cm)</i>	<i>Tipo</i>	<i>Área (cm²)</i>	<i>Altura (cm)</i>	<i>Índice de Esbeltez</i>	<i>Carga de Ruptura (KN)</i>	<i>r/l -</i>
<i>Circular</i>	D = 15	referência 1 PRFC	176,71	60	16,00	441,78 689,17	-
<i>Quadrada</i>	12,9 x 12,9	referência 1 PRFC	166,41	60	16,12	416,03 490,15	0,14
<i>Retângular</i>	7,6 x 20,2	referência 1 PRFC	153,52	60	x = 10,29 y = 27,40	383,80 431,09	0,20
<i>Aumento da Área da Seção Transversal</i>							
<i>Circular</i>	D = 20	CAR+Aço	314,16	60	12,00	1537,64	-
		CAR+Aço+PRFC				1867,36	
		CAR+Fibra				1304,39	
		CAR+Fibra+PRFC				1634,26	
<i>Quadrada</i>	17,9 x 17,9	CAR+Aço	315,05	60	11,79	1573,38	-
		CAR+Aço+PRFC				1684,36	0,14
		CAR+Fibra				1382,53	-
		CAR+Fibra+PRFC				1497,44	0,14
<i>Retângular</i>	12,6 x 25,2	CAR+Aço	312,15	60	x = 8,37	1507,59	-
		CAR+Aço+PRFC				1574,09	0,20
		CAR+Fibra			y = 16,71	1413,06	-
		CAR+Fibra+PRFC				1480,48	0,20
<i>Elíptica</i>	a=25,8 b=15,4	CAR+Aço	312,05	60	x = 9,30	-	-
		CAR+Aço+PRFC				-	
		CAR+Fibra			y = 15,58	1378,73	
		CAR+Fibra+PRFC				1974,20	

4.3. PROJETO DAS FÔRMAS

As fôrmas utilizadas para moldar os modelos são de madeira ou de PVC, sendo que a escolha do tipo de material utilizado depende da facilidade de execução e peculiaridades de cada configuração da seção transversal.

As fôrmas dos modelos de seção transversal circular, tanto a do pilar original quanto a do pilar reforçado, foram feitas com tubos de PVC de 150 mm e 200 mm de diâmetro, respectivamente, com um fundo em madeira. Para facilitar o processo de desfôrma dos modelos, estas fôrmas apresentam um corte longitudinal, e para garantir a estabilidade durante a concretagem, devem ser utilizadas presilhas metálicas para impedir que elas abram durante a vibração do concreto. A Figura 75 apresenta os detalhes das fôrmas de PVC dos pilares originais e dos pilares reforçados.

As fôrmas dos pilares originais e dos pilares reforçados de seção transversal quadrada e retangular são inteiramente de madeira e são apresentadas na Figura 76 e Figura 77, respectivamente. No caso dos pilares originais que receberão uma camisa de concreto de alta resistência e uma camisa de PRF, os cantos das fôrmas da camisa de

reforço de concreto já possuem os cantos arredondados. Se este detalhe fosse feito em madeira, seria necessário um rebaixo na fôrma para que não existam dentes sobressalentes nos cantos dos modelos. Para evitar tal rebaixo, decidiu-se fazer este detalhe com peças pré-moldadas de massa plástica. Estas peças foram feitas pressionando a massa plástica em uma cantoneira com um tubo com diâmetro de 5 cm.

Figura 75: Detalhe das fôrmas de PVC do pilar original e do pilar reforçado, respectivamente.

Figura 76: Detalhe das fôrmas de madeira dos pilares originais de seção quadrada e retangular.

As fôrmas dos modelos de seção transversal elíptica também tiveram toda a sua estrutura feita em madeira, porém foram revestidas internamente com chapa zincada. Na Figura 78 são apresentados os detalhes destas fôrmas.

Figura 77: Detalhe das fôrmas de madeira dos modelos reforçados.

Figura 78: Detalhe das fôrmas dos pilares reforçados de seção transversal elíptica.

Apenas para ilustrar, a Figura 79 apresenta uma foto de cada um dos tipos de fôrmas utilizadas.

Figura 79: Foto das fôrmas dos modelos

4.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Estando as dimensões dos modelos definidas, passa-se então para a definição da série de ensaios propriamente dita. Inicialmente devem ser realizados ensaios nos modelos de referência, ou seja, nos modelos que não apresentam nenhum tipo de reforço, cujas seções transversais são apresentadas na Figura 72 (3 ensaios).

Para a realização dos ensaios contemplados no *item a*, os modelos da Figura 72 são encamisados com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono (3 ensaios). No *item b* são previstos ensaios de pilares reforçados com camisa de concreto de alta resistência e armadura transversal (3 ensaios). Também serão realizados ensaios com os modelos, após a execução da camisa de reforço com concreto de alta resistência e armadura transversal, encamisados com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono (3 ensaios). No *item c* serão ensaiados pilares de concreto encamisados com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço (3 ensaios). Assim como no *item b*, também serão realizados ensaios com os modelos, após a execução da camisa de reforço com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço e encamisados com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono (3 ensaios). Os ensaios do *item d* envolvem a mudança na forma da seção transversal com concreto de alta resistência e armadura transversal ou adição de fibras de aço, sendo que o pilar original de seção quadrada será transformado em circular, com a armadura transversal (1 ensaio) e com as fibras de aço (1 ensaio), e o de seção retangular será transformado em elíptica, também com armadura transversal (1 ensaio) e com fibra de aço (1 ensaio). Extrapolando a idéia de estratégias híbridas de reforço, também serão realizados ensaios com os pilares originais reforçados com mudança na forma da seção transversal com concreto de alta resistência e armadura transversal ou com adição de fibras de aço, e

encamisados com uma camada de PRFC, resultando num reforço com três estratégias diferentes (4 ensaios).

A seguir apresenta-se uma tabela que resume todos os modelos que serão ensaiados na série definitiva. Para introduzir uma certa representatividade nos resultados, tais ensaios devem ser repetidamente realizados, porém, em função de limitação de tempo e disponibilidade do laboratório, estes serão realizados em apenas dois exemplares de cada uma das técnicas de reforço apontadas anteriormente, resultando assim em 52 modelos a serem ensaiados, o que já é uma série bastante extensa.

Tabela 32: Resumo dos ensaios dos modelos da série definitiva.

Seção transversal	Ref.	Mesma forma da seção transversal original					Mudança na forma da seção transversal			
		PRFC	CAR + Arm. Trans.	CAR + Fibras	CAR+Arm +PRF	CAR+Fibra +PRF	CAR + Arm.	CAR + Fibras	CAR+Arm +PRF	CAR+Fibra +PRF
Circular	x	x	x	x	x	x	-	-	-	-
Quadrada	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Retangular	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Os ensaios a serem realizados nos modelos definitivos são todos de compressão axial com controle de deslocamento fixo em 0,005 mm/s. A taxa de deformação sugerida pelo RILEM TC 148-SSC (2000)¹² *apud* LIMA JUNIOR (2003), é de 0,005 mm/m.seg, o que, para estes modelos com 60 cm de altura, resultaria em uma taxa de deslocamento igual a 0,008 mm/s, porém em ensaios anteriores realizados com uma taxa inferior a esta, 0,005mm/s, já foi observado uma ruptura extremamente brusca dos modelos encamisados com PRFC. Portanto por questões de segurança e de preservação da integridade do equipamento de ensaio e seus operadores, opta-se em continuar utilizando a taxa de 0,005mm/s.

Estes ensaios serão realizados numa máquina servo-hidráulica com capacidade de aplicação de 2500 kN e um sistema de aquisição de dados computadorizado (Figura 80).

¹² RILEM TC 148-SSC. Test method for measurement of the strain-softening behavior of concrete under uniaxial compression. *Materials and Structures*, v.33, July, 2000, pp.347-351.

Figura 80: Máquina de ensaio e sistema de aquisição de dados.

A instrumentação dos modelos será feita utilizando um sistema computadorizado de aquisição dos dados coletados por transdutores de deslocamento e extensômetros elétricos de resistência, além do deslocamento vertical do pistão do atuador hidráulico. Serão instalados quatro transdutores de deslocamento com base de medida de 30 cm, sendo um em cada face dos modelos, localizados à meia altura. A distribuição dos extensômetros elétricos de resistência e dos transdutores de deslocamento é apresentada na Figura 81.

Em função das suas dimensões, no caso do pilar de seção transversal retangular sem alteração na área de sua seção, com ou sem a camisa de PRFC, serão utilizados também transdutores de deslocamento fixos numa base externa para medir possíveis deslocamentos transversais de seus maiores lados.

Para garantir a ortogonalidade de extremidades, todos os modelos devem ter as suas extremidades retificadas ou regularizadas com massa plástica, uma vez que, nos ensaios piloto, o capeamento com enxofre se mostrou ineficiente.

Figura 81: Localização dos extensômetros.

4.5 MATERIAIS UTILIZADOS

Neste item são apresentados os materiais utilizados na produção dos pilares da série definitiva de ensaios e, quando for o caso, a determinação das características mecânicas de interesses. A seqüência apresentada se inicia pelo aço, polímero reforçado com fibra de carbono, e termina com o concreto, por ser este o mais complexo.

4.5.1 Aço

A configuração de alguns dos modelos a serem ensaiados prevê a utilização de armaduras de aço, tanto longitudinal quanto transversal. Para tal são utilizados dois diferentes tipos de aço. Para a armadura longitudinal são utilizadas barras de aço CA-50 de 8 mm de diâmetro e para a armadura transversal são utilizadas barras de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro.

Para a determinação das propriedades mecânicas dos aços utilizados, foram feitos ensaios de tração direta em três amostras de cada um dos tipos de aço utilizados. A Figura 82 e a Tabela 33 apresentam os resultados destes ensaios. Na Tabela 33 os valores relativos à tensão de escoamento do aço CA 60 referem-se ao valor correspondente a uma deformação residual de 0,2 %, já que neste tipo de aço não ocorre o escoamento antes da ruptura.

Figura 82: Diagramas tensão x deformação dos tipos de aços utilizados.

Tabela 33: Propriedades mecânicas de interesse dos aços utilizados

Diâmetro (mm)	Barra	Resistência à Tração (MPa)		Deformação		Módulo de Elasticidade (GPa)
		Escoamento	Última	Escoamento	Última	
5	1	695,62	742,22	0,0056	0,0213	205,60
	2	656,76	695,62	0,0055	0,0193	200,00
	3	683,95	726,68	0,0054	0,0209	206,00
	Média	678,78	721,51	0,0055	0,0205	203,87
8	1	531,31	628,46	0,0045	0,0528	155,80
	2	546,49	657,31	0,0044	0,0780	192,70
	3	534,34	631,51	0,0043	0,0783	188,50
	Média	537,38	639,09	0,0044	0,0697	179,00

Com base nestes ensaios, os valores adotados nas análises, quando necessários, são os valores representados em negrito na Tabela 33.

4.5.2 Polímero Reforçado com Fibra de Carbono

Para a execução do encamisamento com PRFC, optou-se pela utilização de um conjunto no qual, tanto a resina quanto a fibra fossem produzidas por um mesmo fabricante para não correr o risco de ocorrer algum tipo de incompatibilidade entre os constituintes da camisa de reforço. A seguir apresenta-se cada um destes constituintes.

- **Resina**

A resina utilizada na camisa de reforço é uma resina epóxi. A escolha do tipo de resina teve como fatores determinantes a sua disponibilidade no mercado e a sua

compatibilidade química com o concreto e o tipo de fibra utilizada. A Tabela 34 apresenta as propriedades físicas e mecânicas fornecidas pelo fabricante.

Tabela 34: Propriedades mecânicas da resina epóxi.

<i>Material</i>	<i>Densidade (kg/dm³)</i>	<i>Resistência à Tração</i>	<i>Módulo de Elasticidade (MPa)</i>
Epóxi	1,31	30	4500

- **Fibra**

Para compor a camisa de reforço, foi utilizado um tecido unidirecional de fibra de carbono diferente do utilizado nos ensaios piloto. O uso deste tipo de fibra justifica-se pelo seu elevado módulo de elasticidade e resistência à tração, sendo assim, o efeito de confinamento imprimido aos pilares estudados é mais pronunciado.

Para a realização dos ensaios para a determinação das propriedades mecânicas de interesse, foi utilizada a mesma metodologia já apresentada no capítulo anterior, baseada na norma ASTM D3039 / D 3039M/95, e que por este motivo não se faz necessário descrevê-la novamente. A Tabela 35 e a Figura 83 apresenta os resultados destes ensaios.

Segundo o fabricante, a fibra de carbono apresenta densidade de 1,79 g/cm³, resistência à tração de 3900 MPa, módulo de elasticidade de 230 GPa e deformação última de 15 %.

Confrontando os valores fornecidos pelo fabricante com os obtidos nos ensaios, observa-se uma certa coerência nos valores do módulo de elasticidade e da deformação de ruptura, porém constatou-se uma diferença de aproximadamente 23% na resistência da fibra, sendo assim, quando for necessário, o valor adotado é o obtido experimentalmente, ou seja 3169 MPa.

Tabela 35: Resistências e deformações das amostras da camisa de reforço.

Amostra	Largura Média (mm)	Espessura Média (mm)	Força de Ruptura (kN)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo (GPa)	Deformação ‰
Compósito						
1	15,50	1,41	8,56	391,87	29,10	13,48
2	16,42	1,39	8,25	361,57	27,70	12,38
3	16,04	1,28	8,43	410,39	30,90	13,39
4	16,97	1,32	9,19	410,28	31,80	13,26
5	14,88	1,33	7,57	382,47	-	-
Média	15,96	1,35	8,40	391,32	29,88	13,13
Fibra						
1	15,50		8,56	3330,00	225,00	13,48
2	16,42		8,25	3022,00	235,00	12,38
3	16,04	0,166	8,43	3169,00	230,00	13,39
4	16,97		9,19	3259,00	245,00	13,26
5	14,88		7,57	3065,00	-	-
Média	15,96	0,17	8,40	3169,00	233,75	13,13

Figura 83: Diagramas de tensão x deformação das amostras da camisa de reforço.

4.5.3 Concretos

Este item apresenta os materiais utilizados na produção dos concretos. Vale ressaltar que os ensaios de determinação das propriedades mecânicas de interesse não são abordadas neste item, e sim no item relativo aos ensaios dos pilares propriamente ditos, uma vez que os concretos foram feitos em datas diferentes e, portanto, suas características são diferentes, mesmo utilizando-se da mesma dosagem.

Apresenta-se ainda neste item o estudo detalhado da dosagem do concreto com fibras de aço de diferentes comprimentos utilizado na camisa de reforço de alguns dos pilares.

A seguir são descritos os materiais utilizados no preparo dos concretos.

- **Cimento**

Foram utilizados dois tipos diferentes de cimento. Para o concreto dos pilares originais foi utilizado o cimento CP-II-E-32, já que a resistência requerida para este concreto é baixa. Já para o concreto da camisa de reforço, com ou sem fibras de aço, cuja resistência é relativamente alta, o cimento utilizado foi o CP V de alta resistência inicial.

- **Agregado Miúdo**

Foi utilizado como agregado miúdo areia do tipo quartzosa proveniente do Rio Mogi-Guaçu, classificada como areia do tipo média (zona 3)

- **Agregado Graúdo**

O agregado graúdo utilizado foi rocha britada de origem basáltica, oriunda da região de São Carlos. Em função das aplicações feitas, foram utilizadas britas de diferentes graduações. Para o concreto do pilar original a brita utilizada foi a brita 2. Já para o concreto da camisa de reforço, a brita utilizada foi a brita 0, por ser esta de dimensões menores, o que era uma exigência, já que a espessura da camisa de reforço é pequena e a presença de armadura diminui ainda mais o espaço disponível para o fluxo do concreto.

- **Água**

A água utilizada foi a proveniente da rede de abastecimento público da cidade de São Carlos.

- **Fibras de aço**

Conforme justificado anteriormente, foram utilizadas fibras de aço com comprimentos de 13 mm e 25 mm, ambas com ganchos de ancoragem nas extremidades, seção transversal circular, com 0,75 mm de diâmetro, produzidas com aço de resistência à tração de 1100 MPa, módulo de elasticidade de 210 GPa e alongação de 3‰, dados este fornecidos pelo próprio fabricante destas fibras.

4.5.3.1 Dosagem do Concreto com Fibras de Aço

A determinação do volume ideal de cada uma das fibras de aço a ser adicionada no concreto é apresentada neste item.

Com o intuito de evidenciar a atuação das fibras de aço na camisa de reforço, seria interessante que a resistência à compressão do concreto com fibras fosse a mesma do concreto sem fibra, e por este motivo optou-se em utilizar a mesma dosagem para ambos os concretos, diferindo apenas na presença ou não das fibras de aço. Porém, observando o aspecto do concreto sem fibras ainda no estado fresco, constatou-se que o teor de argamassa neste concreto estava no limite, e que a adição das fibras de aço poderia evidenciar ainda mais esta deficiência e acarretar em problemas, como por exemplo, falhas de concretagem, o que não é tolerável, visto que a espessura da camisa de reforço é de apenas 2,5 cm e uma falha de concretagem influenciaria negativamente o desempenho mecânico do pilar reforçado.

Tendo em vista este possível problema, antes de iniciar o processo de determinação do volume de fibras de aço a ser adicionado ao concreto da camisa de reforço, fez necessária a determinação do teor ideal de argamassa do concreto que seria utilizado. Para isso, partindo-se da mesma dosagem do concreto sem fibras, foi adotado um volume relativamente alto de fibras longas (25 mm de comprimento) e curtas (13 mm de comprimento), 1 % e 2 % respectivamente, para ser adicionado a este concreto, e variou-se a proporção entre agregados graúdos e miúdos, de forma que as relações aglomerante/agregados e água/cimento se mantivessem constantes. Procedendo desta forma, foram obtidas 4 dosagem diferentes, para as quais foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 cm para avaliar, além do teor de argamassa da mistura, a resistência à compressão e a trabalhabilidade, medida com base no *slump test*. A Tabela 36 apresenta as dosagens, o valor do *slump test* e a resistência à compressão de cada um dos concretos analisados. Já a Figura 84 apresenta o aspecto físico destes mesmos concretos. Ressalta-se que na dosagem 1 ocorreu um erro na pesagem da água e por isso a relação água/cimento neste caso é menor que nas outras dosagens, diferença esta que se reflete no *slump* e na resistência à compressão do concreto correspondente.

Tabela 36: Dosagens, slump e resistência à compressão dos concretos

Denominação	Dosagem							Slump (cm)	Resistência à compressão
	Cimento	Areia	Pedrisco	água/cimento	Superplastificante	Fibra longa	Fibra curta		
sem fibras	1	1,19	2,11	0,45	0,07%	0,00	0,00	12,83	64,84
1	1	1,65	1,65	0,36	0,07%	1,00%	2,00%	2,93	64,80
2	1	1,98	1,32	0,45	0,07%	1,00%	2,00%	21,17	52,57
3	1	1,19	2,11	0,45	0,07%	1,00%	2,00%	6,33	54,47

Figura 84: Aspecto físico dos concretos analisados.

Após avaliação dos resultados, constata-se que a dosagem 2 apresenta teor exagerado de argamassa, a dosagem 1 ainda apresenta excesso de argamassa, porém em menor quantidade que na dosagem 2, já a dosagem 3 apresenta carência de argamassa. Sendo assim, optou-se em utilizar uma dosagem intermediária entre a 1 e a 3 representada por: 1:1,49:1,81 com $a/c=0,45$. Quanto a quantidade de superplastificante, foi necessária uma nova dosagem, visto que houve uma alteração no lote utilizado, resultando assim em 0,18 % de superplastificante, quantidade esta determinada empiricamente.

Tendo sido definido a dosagem do concreto sem fibras, passou-se então a definição do volume de fibras longas e curtas de aço a serem adicionadas ao concreto.

Nesta etapa do trabalho adota-se a metodologia apresentada na alínea *c* do item 4.1 Fundamentação das estratégias a serem abordadas.

Para a realização dos ensaios previstos nesta metodologia foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm. A opção pelos corpos-de-prova menores justifica-se pela intenção de se obter a curva tensão-deformação completa, o que seria mais problemático em função da elevada carga de ruptura de corpos-de-prova maiores, e que poderia causar uma ruptura brusca, mesmo com a utilização de fibras de aço, e causar algum dano ao equipamento de ensaio e seus operadores. Os volumes iniciais de fibras longas adotados foram de 0,00 %, 0,75 %, 1,125 % e 1,50 %. A denominação utilizada para os corpos-de-prova foi *SF* para o concreto sem fibras, *FLn* para o concreto com fibras longas com *n* podendo ser 0,75 %, 1,125 % ou 1,5 % de volume destas fibras.

Tabela 37: Resistência e índice de vazios, para dosagem das fibras longas.

	<i>CP</i>	<i>Vol Fibras</i> %	<i>Massa (Kg)</i>		<i>Índice de</i> <i>Vazios %</i>	<i>Resistência (MPa)</i>	
			<i>Teórico</i>	<i>Real</i>		<i>Compressão</i>	<i>Tração</i>
<i>Fibras Longas</i>	<i>SF</i>	0,00	4,53	3,85	15,01	55,58	2,93
	<i>FL 075</i>	0,75	4,64	3,85	17,03	52,33	3,10
	<i>FL 1,125</i>	1,13	4,70	3,85	18,09	49,45	3,65
	<i>FL 1,5</i>	1,50	4,75	3,95	16,84	52,93	4,93

Observa-se agora na Tabela 37 que os valores da resistência à tração dos corpos-de-prova aumenta conforme se aumenta o volume de fibras adicionado, o que é coerente. Por outro lado se observa também que os valores do índice de vazios de todos os corpos-de-prova analisados são substancialmente maiores do que os do caso anterior.

A Tabela 38 apresenta o cálculo do volume e comprimento críticos para a fibra longa e a matriz adotada. Conforme pode-se observar, o volume crítico resultou em 2,59 %, sendo este o volume a ser adicionado na matriz para dar continuidade a metodologia adotada, sendo o próximo passo a determinação do volume crítico para as fibras curtas. Quanto ao comprimento crítico, este resultou num valor muito elevado, 134,70 mm, o que inviabiliza a sua utilização, e como o comprimento adotado permanece sendo 25 mm, consideravelmente menor que o comprimento crítico, segundo as indicações de BALAGURU & SHAH (1992), é de se esperar que as fibras sejam arrancadas antes que seja desenvolvida uma tensão suficientemente grande para rompê-las.

Tabela 38: Volume e comprimento críticos para as fibras longas (2ª análise).

CP	Tensão de Aderência (MPa)		Volume Crítico %	Comprimento Crítico (mm)
	Individual	Média		
SF	-	-	-	-
Fibras Longas	FL 0,75	2,06	2,59	134,70
	FL 1,125	5,38		
	FL 1,5	10,94		

Seguindo a metodologia, passou-se então para o cálculo do volume crítico da fibra curta numa matriz que já contenha o volume crítico da fibra longa. Para tal os volumes iniciais de fibras curtas adotados foram de 0,00 %, 1,00 %, 2,00 % e 3,00 %, lembrando que a mistura já continha 2,59 % de fibras longas.

A Tabela 39 apresenta a resistência à compressão, à tração e o índice de vazios dos corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm. A nomenclatura utilizada foi *FL2,59 FCm*, com *m* variando de 0,0 % a 3,0 %, indicando o volume de fibras curtas adicionada ao concreto já com 2,59 % de fibras longas. Esta tabela mostra um aumento da resistência à tração com o aumento do volume de fibras curtas adicionada, com exceção da dosagem *FL2,59 FC1,0*, na qual ocorreu uma pequena diminuição da resistência se comparado com o concreto sem fibras curtas, *FL2,59 FC0*. Em todos os casos houve uma diminuição considerável da resistência à compressão, mais uma vez justificada pelo aumento do índice de vazios do concreto. Nesta série de ensaios, o índice de vazios médio é menor do que na série anterior, porém deve-se esclarecer que a massa destes corpos-de-prova foi determinada quando eles ainda estavam saturados, sendo assim, parte dos vazios estavam preenchidos com água, o que de certa forma mascara estes resultados, porém como todos os corpos-de-prova foram pesados sob as mesmas condições, a comparação destes valores entre os corpos-de-prova desta série é válida.

Tabela 39: Resistência e índice de vazio, para dosagem das fibras curtas no concreto já com fibras longas.

	CP	Vol Fibras	Massa (Kg)		Índice de	Resistência (MPa)	
		%	Teórico	Real	Vazios %	Compressão	Tração
Fibras Curtas	FL2,59FC0	0,00	4,10	3,85	6,10	50,42	4,80
	FL2,59FC1	1,00	4,22	3,87	8,37	45,35	4,54
	FL2,59FC2	2,00	4,35	3,97	8,81	46,86	5,73
	FL2,59FC3	3,00	4,47	3,98	10,89	43,08	4,99

A Tabela 44 apresenta o cálculo do volume e comprimento críticos para a fibra curta na matriz que já continha fibra longa. Em função da diminuição da resistência à tração ocorrida com a dosagem *FL2,59 FC1,0*, a sua respectiva tensão de aderência resultou num valor menor que zero, e por este motivo este valor foi desconsiderado no cálculo da tensão de aderência média.

Tabela 40: Volume e comprimento críticos para as fibras curtas para uma matriz que já contém fibras longas (2ª análise).

	CP	Tensão de Aderência (MPa)		Volume Crítico %	Comprimento Crítico (mm)
		Individual	Média		
Fibras Curtas	<i>FL2,59FC0</i>	-	-	-	-
	<i>FL2,59FC1</i>	-3,32			
	<i>FL2,59FC2</i>	7,88	4,81	10,37	171,53
	<i>FL2,59FC3</i>	1,73			

Conforme pode ser observado na Tabela 44, o valor do volume crítico para as fibras de 13 mm de comprimento resultou em 10,37 % o que é inviável em função da grande perda de trabalhabilidade do concreto com a adição de fibras, conforme é mostrado a seguir, ainda mais se considerarmos que este volume deva ser adicionado a uma matriz que já contém fibras de 25 mm de comprimento, o que resultaria num volume total de aproximadamente 13,0 %. Quanto ao comprimento crítico, se é que tem sentido em utilizar este termo para fibras curtas, uma vez que estas são mobilizadas ainda no estágio inicial do carregamento, também resultou num valor extremamente alto, e é de se esperar que, assim como as fibras longas, elas sejam arrancadas da matriz antes da sua ruptura.

Em busca de uma explicação para o elevado valor do volume crítico de fibras curtas encontrado, recorreu-se a revisão bibliográfica já realizada para uma análise mais crítica e consistente.

HANNANT (1978) define volume crítico de fibras como sendo o volume que, após a fissuração suporta o carregamento que o compósito suportava antes de fissurar-se. Tendo em vista esta definição, é possível entender porque o volume crítico de fibras curtas resultou num valor elevado. O que acontece é que neste caso a matriz para a fibra curta é um compósito que já contém as fibras longas, e conseqüentemente a resistência à tração deste material já é elevada, se comparada com a do concreto sem nenhum tipo de

fibras, portanto, quando este compósito fissurar, o carregamento aplicado é elevado, e se utilizando da definição de HANNANT (1978), o volume de fibras necessário para suportar tal carregamento também será elevado. Deve-se ressaltar ainda que os conceitos de volume e comprimento críticos foram formulados para matrizes que contenham fibras com apenas uma configuração, o que não é o caso deste estudo, uma vez que as fibras utilizadas possuem diferentes comprimentos, embora sejam feitas do mesmo material e apresentem a mesma forma. Estes dois fatores podem explicar o porque do elevado volume crítico de fibras curtas encontrado, aproximadamente 10 %.

Passa-se agora à busca de subsídios que norteiem a definição do volume de fibras curtas a ser adicionado ao concreto da camisa de reforço dos pilares. Para tal, mais uma vez recorreu-se a uma cuidadosa análise da revisão bibliográfica.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), quando o volume de fibras adicionado for maior que o volume crítico, $V_f > V_c$, o modo de ruptura é caracterizado por fissuração múltipla da matriz, e ocorre numa tensão igual à resistência à primeira fissura do compósito. Por outro lado, quando o $V_f < V_c$, o modo de ruptura será por propagação de uma única fissura, já que o volume de fibras adicionado é insuficiente para suportar o carregamento que atuava na matriz antes dela fissurar. Como, no caso em análise o volume de fibras curtas a ser adicionado é necessariamente menor que o crítico, é de se esperar que o modo de ruptura seja caracterizado pela propagação de “uma única” fissura, porém estas definições foram baseadas na análise de peças estruturais submetidas à flexão.

Em busca de outros parâmetros que auxiliem na escolha do volume de fibras curtas, procedeu-se uma revisão dos objetivos da adição de fibras ao concreto e das propriedades físicas e mecânicas determinadas até então para os compósitos em análise.

A primeira análise que se faz é a da influência da resistência à compressão e à tração do concreto da camisa de reforço no desempenho do pilar reforçado. A pergunta que se tem a responder é: o que é mais importante, a resistência à compressão ou a resistência à tração?

Por um lado a resistência à compressão da camisa de reforço incrementa diretamente a capacidade portante do pilar reforçado em função do aumento da área da seção transversal do pilar original com um concreto de resistência igual ou, preferencialmente, superior à do pilar original. Portanto, quanto maior a resistência à compressão do concreto da camisa de reforço, melhor será o desempenho do pilar

reforçado, e como a resistência à compressão tem se mostrado ser inversamente proporcional ao volume de fibras adicionado, é desejável então um concreto com baixo volume de fibras incorporado.

Por outro lado tem-se o efeito de confinamento. A utilização das fibras de aço na camisa de reforço de concreto tem dois objetivos primordiais. O primeiro deles é buscar introduzir o efeito de confinamento do pilar original pela atuação das fibras de aço, e, portanto, este concreto com fibras deve ter uma elevada resistência à tração, que é o tipo de solicitação que este irá sofrer quando o pilar original passar a expandir-se lateralmente.

O outro objetivo desta adição é a de aumentar a ductilidade do pilar reforçado, inclusive quando se usa uma camisa de reforço adicional de PRFC. Neste caso, quanto mais dúctil for o comportamento da camisa de reforço, maior será a ductilidade do pilar reforçado. Sabe-se que com a adição de fibras de aço ao concreto, a ductilidade é aumentada, sendo assim, quanto maior o volume de fibras no concreto, maior será a sua deformação pós-pico e, portanto, o comportamento dúctil será mais caracterizado.

Estabelece-se então um impasse. Por um lado é desejável uma pequena, ou preferencialmente nenhuma, adição de fibras de aço, e por outro, quanto maior for este volume melhor será o comportamento do pilar reforçado.

Para solucionar este impasse recorre-se aos ensaios piloto. Na Tabela 41 são reapresentados os valores da resistência à compressão e a tração dos concretos, com e sem fibras, utilizados na camisa de reforço dos pilares do ensaio piloto e os valores da força de ruptura teórica e experimental dos pilares reforçados com estes concretos.

Tabela 41: Resultados de interesse dos ensaios piloto.

Corpo-de-prova	Concreto	Resistência (MPa)		Tração		Pilar Reforçado	Força de ruptura (kN)		Experimental
		Compressão	Tração	Compressão	Teórica		Experimental	Teórica	
Sem fibras	58,12	4,48	0,08	836,02	584,00	0,70			
Com fibras	60,82	6,53	0,11	861,86	723,00	0,84			

Conforme as análises apresentadas no capítulo referente aos ensaios piloto, quanto maior for a relação entre a carga de ruptura experimental e a teórica do pilar reforçado, mais eficiente é a configuração do reforço utilizada. Sendo assim, a camisa de reforço de concreto com fibras foi a que obteve o melhor resultado. Analisando agora a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão dos concretos

utilizados, a maior relação foi novamente a do concreto com fibras. Portanto a solução para o impasse criado anteriormente é a adoção de um concreto que tenha uma relação entre a resistência à tração e à compressão elevada, sem grandes prejuízos na resistência à compressão, sem deixar de considerar o módulo de elasticidade, a trabalhabilidade do concreto e o índice de vazios. A Figura 85 apresenta, graficamente, cada uma destas propriedades.

Figura 85: Resistência à compressão, à tração e a relação entre elas (a), módulo de elasticidade (b), slump (c) e índice de vazios (d), dos concretos com fibras longas e curtas de aço.

A Figura 85-a apresenta a resistência à tração, à compressão e, indicado na própria figura, a relação entre elas. Segundo a conclusão anterior, a dosagem que se mostrou ser a melhor escolha foi a *FL2,59FC2,0*, já que apresentou a maior relação entre a resistência à tração e à compressão, 0,122, e a maior resistência à compressão entre as dosagens que continham fibras curtas.

A Figura 85-b mostra que o módulo de elasticidade não sofreu alteração considerável com a variação do volume de fibras curtas que foram adicionadas.

A Figura 85-c é de extrema importância, já que o *slump* reflete a trabalhabilidade do concreto. Neste quesito a dosagem que mostrou o melhor desempenho foi a *FL2,59FC1,0*, melhor até mesmo que a dosagem sem fibras curtas, seguida pela

FL2,59FC2,0, inferior em apenas 1 cm de abatimento do tronco de cone. O pior desempenho, com apenas 5,7 cm de abatimento, foi o da dosagem com 3,0 % de fibras curtas. Este dado é importante porque revela que quando passamos de uma adição de 2,0% para 3,0 % de fibras curtas, ocorre uma diminuição substancial na trabalhabilidade do concreto, o que comprova que a utilização do volume crítico de fibras curtas, 10,37 %, é realmente inviável.

O último diagrama da Figura 85 mostra que o índice de vazios dos corpos-de-prova é diretamente proporcional ao aumento da quantidade de fibras curtas adicionada ao concreto, e que a diferença entre as dosagens com 1,0 % e 2,0 % de fibras é de apenas uma unidade de medida, e que esta diferença passa para duas unidades quando se compara as dosagens com 2,0 % e 3,0 % de fibras, o que mais uma vez comprova que, para esta matriz, as propriedades físicas e mecânicas do concreto com volume de fibras curtas superior a 2,0 % ficam seriamente comprometidas.

Uma outra análise importante é a do comportamento da curva tensão deformação dos corpos-de-prova de cada uma das dosagens. A Figura 86 apresenta a curva do corpo-de-prova que teve o comportamento intermediário dentre os três ensaiados para cada série. Observa-se nesta figura que todos os corpos-de-prova apresentaram comportamentos semelhante para o trecho descendente do diagrama tensão-deformação, com uma queda na capacidade portante lenta e gradual, o que é extremamente interessante quando se avalia a segurança estrutural. A exceção fica a cargo do corpo-de-prova correspondente à dosagem *FL2,59FC1,0* que apresentou uma queda acentuada logo após atingida a carga máxima. Este fato comprova que as fibras curtas pouco, ou quase nada, influenciam o comportamento pós-pico do concreto, mas como apresentado anteriormente modificam algumas características mecânicas do concreto, sobretudo a resistência à tração.

Ainda sobre a Figura 86, observa-se que a deformação axial para a qual ocorre a máxima tensão no corpo-de-prova é praticamente igual no caso das dosagens *FL2,59FC0,0* e *FL2,59FC2,0*, em torno de 0,0030, e bem superior ao valor correspondente a concretos tradicionais, em torno de 0,0020.

Figura 86: Diagrama tensão x deformação dos corpos-de-prova com comportamento intermediário de cada uma das dosagens analisadas.

Com base em todas estas análises apresentadas, a dosagem que apresentou maior número de atributos desejáveis para a aplicação na camisa de reforço foi a que contém adição de 2,59 % de fibras de 25 mm de comprimento e de 2,0 % de fibras com 13 mm de comprimento. Por esta razão opta-se por esta dosagem para a execução da camisa de reforço dos pilares.

4.6. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DOS MODELOS DEFINITIVOS

Os procedimentos utilizados na construção dos modelos a serem ensaiados foram basicamente os mesmos adotados nos ensaios piloto, ou seja, inicialmente foram moldados os pilares originais, com seção transversal circular de 15 cm de diâmetro, quadrada com 12,9 cm x 12,9 cm, e retangular com 7,6 cm x 20,2 cm, todos com 60 cm de altura. A dosagem do concreto utilizado foi a mesma dos pilares originais do ensaio piloto, apresentada na Tabela 14.

Conforme o planejamento da série definitiva de ensaios, alguns modelos são ensaiados sem nenhum tipo de reforço para servir de referência, outros são reforçados com armadura transversal de aço e concreto de alta resistência mantendo a forma da seção transversal original ou alterando-a para uma forma que favoreça a distribuição das pressões de confinamento, outros, além da armadura transversal e aço e o concreto de alta resistência, recebem ainda o reforço com polímero reforçado com fibra de carbono,

e finalmente, os pilares originais restantes recebem o reforço com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço, mantendo-se ou não a forma da seção transversal do pilar original.

As armaduras de reforço dos pilares que a utilizam foram montadas de forma a obedecer às taxas de armadura pré-estabelecidas e apresentadas na Tabela 29. O aço utilizado na armadura longitudinal foi o CA-50 com 8 mm de diâmetro, e para armadura transversal foi o CA-60 com 5 mm de diâmetro.

A instrumentação instalada nas armaduras é composta por extensômetros elétricos de resistência. Na armadura longitudinal, duas das quatro barras tiveram um extensômetro colado à meia altura. Já a disposição dos extensômetros nas armaduras transversais varia de acordo com a forma desta armadura. A Figura 87 apresenta a localização dos extensômetros nas armaduras transversais, e a Figura 88 apresenta fotos das armaduras montadas e devidamente instrumentadas.

Figura 87: Localização dos extensômetros nas armaduras transversais.

Figura 88: Fotos das armaduras montadas e instrumentadas.

Estando as armaduras montadas e instrumentadas, estas foram instaladas ao redor dos pilares originais a serem reforçados e em seguida, os pilares já com a armadura, foram colocados nas fôrmas para se concretar a camisa de reforço. A Figura 89 apresenta esta seqüência de procedimentos que antecede a concretagem da camisa de reforço.

Figura 89: Seqüência de procedimentos que antecede a concretagem.

Para evitar que os pilares originais fossem deslocados de sua posição correta durante a concretagem, em alguns casos, foram utilizados sarrafos de madeira presos nas fôrmas e nos pilares por meio de parafusos. Ao contrário dos pilares originais, a vibração do concreto da camisa de reforço foi feita numa mesa vibratória e não mais com o vibrador do tipo “agulha”, em função da pequena espessura da camisa de reforço e principalmente pela intenção de impor uma orientação preferencial (a horizontal) às fibras de aço, quando utilizadas. A Figura 90 apresenta fotos ilustrativas da concretagem da camisa de reforço e do dispositivo de fixação do pilar original na fôrma. A dosagem do concreto utilizado na camisa de reforço é a mesma utilizada nos ensaios piloto, já apresentada na Tabela 15.

Além do reforço com armadura transversal e concreto de alta resistência, alguns pilares receberam ainda uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC). No caso dos pilares de seção transversal quadrada e retangular que foram encamisados com PRFC, os cantos da seção transversal tiveram que ser previamente arredondados com raios de 1,8 cm e 1,5 cm, respectivamente, para os pilares originais,

e 2,5 cm para os pilares originais já reforçados com armadura transversal e concreto de alta resistência, tanto os com seção transversal quadrada quanto os com seção transversal retangular. Como o espaço disponível entre a fôrma e a armadura transversal da camisa de reforço é limitado, a utilização de gabaritos que promovessem este arredondamento ainda na concretagem da camisa de reforço ficou impossibilitada. Sendo assim, no dia seguinte à concretagem da camisa de reforço, quando os modelos foram desformados, realizou-se o arredondamento dos cantos manualmente com uma lixadeira industrial, conforme ilustra a Figura 91 ilustra este procedimento.

Figura 90: Concretagem da camisa de reforço e dispositivo de fixação do pilar original.

O procedimento de aplicação do PRFC consiste na limpeza da superfície dos pilares para a eliminação da poeira, na aplicação de uma camada de resina epóxi com consumo de aproximadamente $1,2 \text{ kg/m}^2$, envolvimento do pilar com o tecido de fibra de carbono e posterior eliminação das possíveis bolhas de ar existentes com o auxílio de um rolo adaptado, que pressionado contra o tecido já esticado sobre o pilar, promove a impregnação da resina epóxi no tecido, dando origem ao compósito propriamente dito. O transpasse do tecido de fibra de carbono foi de 10 cm, segundo as indicações do fabricante. Nas extremidades dos modelos foi utilizada uma camada a mais de PRFC com 15 cm de largura, para evitar a ruptura prematura destes locais. A Figura 92 apresenta os procedimentos descritos de aplicação do reforço com PRFC.

Figura 91: Arredondamento dos cantos dos pilares de seção quadrada e retangular.

Figura 92: Aplicação do reforço com PRFC.

Antes da realização dos ensaios propriamente ditos, é necessário promover a regularização das extremidades dos modelos para evitar que a força seja aplicada de forma excêntrica. Para tal, utilizou-se uma máquina de corte industrial, na qual os modelos eram deitados, para garantir a ortogonalidade das faces, e uma serra diamantada realizava o corte perpendicularmente às faces dos modelos. Na maioria dos casos as dimensões dos modelos eram maiores que o raio do disco de corte, o que exigiu que quatro cortes, um em cada face, fossem feitos para atingir toda a seção transversal. Para finalizar o trabalho de regularização, as extremidades foram lixadas para eliminar as imperfeições. A Figura 93 apresenta fotos dos modelos sendo cortados e lixados. No caso dos modelos que continham a armadura transversal, a regularização teve que ser

feita com massa plástica, já que os cabos dos extensômetros impediam que o modelo fosse deitado sobre uma das faces, o que impossibilitou o seu corte.

Figura 93: Extremidades dos modelos sendo cortadas e lixadas.

A concretagem dos pilares originais e da camisa de reforço teve que ser dividida em várias etapas, já que o número de modelos é elevado e a produção de fôrmas e concreto suficiente para concretar todos ao mesmo tempo é inviável. Embora tenham sido utilizadas as mesmas dosagens, as propriedades mecânicas dos concretos utilizados variam de série para série, e, portanto na apresentação dos resultados de cada uma das séries de ensaios dos modelos são também apresentadas as características mecânicas de interesse dos concretos utilizados.

4.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS

A seguir apresentam-se os resultados dos ensaios realizados. Tais resultados são o comportamento dos diagramas tensão x deformação axial, deformação axial x deformação lateral, força e tensão máxima e as deformações na qual ocorrem. Análises mais aprofundadas são apresentadas nos itens seguintes.

Para facilitar a apresentação os ensaios foram separados de acordo com o item 4.2 Descrição dos modelos, porém apresenta-se inicialmente o comportamento dos pilares originais, os quais não se enquadram em nenhuma das estratégias de reforço apontadas anteriormente.

- **Pilares originais**

Os pilares originais são os pilares de concreto simples sem nenhum tipo de reforço adicional, adotados como sendo os modelos de referência. As formas da seção transversal são circular, quadrada e retangular, com as dimensões apresentadas na Figura 72.

A nomenclatura utilizada foi XNn , onde X é a forma da seção transversal, sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; N neste caso é sempre 0 , pois não existe reforço com PRF, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2 , já que foram ensaiados dois modelos de cada tipo. Sendo assim, o modelo $R02$ se refere ao pilar de seção transversal retangular, sem nenhum tipo de reforço no seu segundo exemplar.

A Tabela 42 apresenta as características mecânicas do concreto utilizado nesta série.

Tabela 42: Propriedades mecânicas do concreto dos pilares de referência.

<i>CP</i>	<i>Slump (cm)</i>	<i>Idade (dias)</i>	<i>Compressão (MPa)</i>	<i>Tração (MPa)</i>	<i>Módulo (MPa)</i>
<i>1</i>	8,67	79	22,65	2,51	27334
<i>2</i>			22,40	2,23	21179
<i>3</i>			21,94	2,52	29668
<i>4</i>			22,79	2,23	26906
<i>Média</i>			22,45	2,37	26272

A Tabela 43 apresenta as deformações, axial e lateral, nos diferentes pontos instrumentados, conforme Figura 81, dos pilares originais ensaiados nesta série. A começar pela Figura 94 até a Figura 98 são apresentados os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares originais.

Tabela 43: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares originais.

<i>Modelo</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Tensão (MPa)</i>	<i>Deformação Axial</i>	<i>Deformação Lateral</i>			
				<i>Meio face ></i>	<i>Meio face <</i>	<i>Ext. face <</i>	<i>Ext. face ></i>
<i>C01</i>	312,61	17,69	0,002680	0,000320			
<i>C02</i>	309,94	17,54	0,002670	0,001330			
<i>Q01</i>	303,15	18,22	0,002790	0,000417	0,000230		
<i>Q02</i>	291,55	17,52	0,003110	0,000832	0,003520		
<i>R01</i>	298,95	19,47	0,002220	0,000450	0,001584	0,001065	0,011480
<i>R02</i>	293,99	19,15	0,002050	0,000395	0,000650	0,002384	0,000376

Figura 94: Diagramas dos modelos C 0n. *Figura 95: Diagramas dos modelos Q 01.* *Figura 96: Diagramas dos modelos Q 02.*

Figura 97: Diagramas dos modelos R 01.

Figura 98: Diagramas dos modelos R 02.

a. Confinamento Puro

Os pilares sujeitos apenas ao efeito de confinamento são os pilares originais que foram encamisados com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono. Sendo assim, as formas e dimensões da seção transversal são as mesmas do item anterior, ou seja, circular, quadrada e retangular, porém os cantos dos pilares de seção transversal quadrada e retangular tiveram que ser previamente arredondados para evitar a ruptura prematura da camisa de reforço nestes locais, conforme explicado anteriormente.

A nomenclatura utilizada foi XNn , onde X é a forma da seção transversal, sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; N neste caso é sempre I , já que foi

utilizada uma camada de PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2, pois também foram ensaiados dois modelos de cada tipo. Sendo assim, o modelo *Q11* se refere ao pilar de seção transversal quadrada, encamisado com uma camada de PRFC no seu primeiro exemplar.

Como estes pilares foram moldados juntamente com os pilares do item anterior, as características mecânicas do concreto utilizado são as mesmas apresentadas na Tabela 42.

Assim como no item anterior, a Tabela 44 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 44: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com PRFC.

Modelo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial	Deformação Lateral				
				Meio face >	Meio face <	Ext. face <	Ext. face >	Canto
<i>C11</i>	604,93	34,23	0,024040			0,006740		
<i>C12</i>	658,42	37,26	0,023570			0,009800		
<i>Q11</i>	473,84	28,47	0,030180	0,008423		0,091380		0,002322
<i>Q12</i>	469,57	28,22	0,029150	0,001239		0,004189		>0,011654
<i>R11</i>	351,91	22,92	0,010120	0,003155	0,003421	0,001304	0,002780	0,001511
<i>R12</i>	351,52	22,89	0,007770	0,004882	0,002157	0,002420	0,001662	0,003275

Observa-se na Tabela 44 que o valor correspondente à deformação lateral no canto da seção transversal do modelo *Q12* está indicado como sendo maior que 0,011654, isto porque o extensômetro utilizado para a realizar estas leituras tem um curso de 15000 $\mu\epsilon$ (*microstrain*), valor este superado antes de a máxima força aplicada no modelo ser atingida.

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 99 até a Figura 103.

Figura 99: Diagramas dos modelos C 11 e C 12.

Figura 100: Diagramas dos modelos Q 11.

Figura 101: Diagramas dos modelos Q 12.

Figura 102: Diagramas dos modelos R 11.

Figura 103: Diagramas dos modelos R 12.

b. Aumento da seção transversal, sem alteração na forma, e confinamento.

Conforme apontado anteriormente, são duas as técnicas aqui abordadas que se inserem nesta estratégia: o encamisamento com CAR e armadura transversal contínua em aço, e; o encamisamento com CAR reforçado com fibras longas e curtas de aço. Apresenta-se a seguir cada uma destas técnicas.

b.1. Encamisamento com CAR + Armadura transversal contínua de aço

Os pilares encamisados com concreto de alta resistência e armadura transversal em aço são compostos pelos pilares originais reforçados com uma camisa de concreto de

resistência em torno de 60 MPa na qual foi inserida uma armadura com taxas especificadas na Tabela 29. Como nesta série não existe mudança na forma original da seção transversal do pilar, estas continuam sendo circular, quadrada e retangular, porém com dimensões maiores que os pilares originais, sendo estas as apontadas pela Figura 71.

A nomenclatura utilizada foi $XXA Nn$, onde X é a forma da seção transversal, sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; A indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto armado; N neste caso é sempre 0, já que não foi utilizado PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo $CCA01$ se refere ao pilar de seção transversal circular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência e armadura em aço, no seu primeiro exemplar.

Nesta série foram realizadas três concretagens diferentes, sendo uma a dos pilares originais, uma da camisa de reforço dos pilares de seção transversal circular, e uma da camisa de reforço dos pilares de seção transversal quadrada e retangular. A Tabela 45 apresenta as características mecânicas de interesse destes três concretos.

Tabela 45: Propriedades mecânicas dos concretos dos pilares reforçados com CAR + aço sem alteração na forma da seção transversal.

Concreto	Slump cm	Idade dias	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (Mpa)
			Compressão	Tração	
<i>Pilares originais</i>	8,33	119	32,12	2,28	27168,75
<i>Camisa de reforço dos pilares de seção transversal circular</i>	12,83	85	60,53	3,04	31024,00
<i>Camisa de reforço dos pilares de seção quadrada e retangular</i>	10,33	87	58,11	3,10	32026,00

Assim como nos itens anteriores, a Tabela 46 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida a máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 46: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + aço.

Modelo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial		Deformação Lateral							
			Modelo	Arm. Long.	Concreto			Arm. Transversal				
					Meio face>	Meio face<	Ext. face>	Ext. face<	Meio face>	Meio face<	Ext. Face>	
CCA01	1201,40	38,24	0,002480	0,002629			0,000483				0,000145	
CCA02	1199,70	38,19	0,002850	0,004937			0,002821				0,005560	
QQA01	904,26	28,70	0,003840	0,003909	0,000669		0,000248			0,000948		0,000436
QQA02	901,90	28,67	0,003660	0,002801	0,000087		0,000624			0,000585		0,000342
RAA01	944,93	30,26	0,003370	0,005698	0,004992	>0,015795	0,000020	0,000326	0,001248	0,001659		0,000315
RAA02	968,13	31,01	0,003210	0,003751	0,002350	0,000520	0,000301	0,000889	0,001203	0,001153		0,000360

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 104 até a Figura 109

Figura 104: Diagramas dos modelos CCA 01.

Figura 105: Diagramas dos modelos CCA 02.

Figura 106: Diagramas dos modelos QQA 01.

Figura 107: Diagramas dos modelos QQA 02.

Figura 108: Diagramas dos modelos RRA 01.

Figura 109: Diagramas dos modelos RRA 02.

b.2. Pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço sem alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série consistem em promover o reforço do pilar original com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço longas e curtas mantendo a mesma forma da seção transversal do pilar original. A quantidade de fibras de aço utilizada na camisa de reforço dos pilares desta série foi a determinada no item 4.5.3.1 Dosagem do Concreto com Fibras de Aço, ou seja 2,59% de fibras longas (25 mm) e 2,0 % de fibras curtas (13mm). As dimensões finais dos pilares já reforçados são apresentadas na Figura 73.

A nomenclatura utilizada foi $Y-XF Nn$, onde Y é a forma da seção transversal do pilar original, sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; X é a forma da seção transversal do pilar após o reforço, também sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; a letra F indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço; N neste caso é sempre 0, já que não foi utilizado PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo $R-RF 02$ se refere ao pilar de seção transversal original retangular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço longas e curtas sem mudança da forma da seção transversal, sem nenhuma camada de PRFC, no seu segundo exemplar.

Nesta série foram realizadas três concretagens diferentes, sendo uma a dos pilares originais e duas para a camisa de reforço, sendo um mesmo concreto para o

primeiro exemplar de cada seção transversal, e outro para o segundo exemplar de cada seção transversal. A Tabela 49 apresenta as características mecânicas de interesse destes três concretos.

Tabela 47: Propriedades mecânicas dos concretos dos pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço sem alteração na forma da seção transversal.

Concreto	Slump cm	Idade dias	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)
			Compressão	Tração	
Pilares originais	7,33	240	25,40	2,47	30000
Camisa de Reforço 1° Exemplar	16,67	67	43,73	4,47	42696
Camisa de Reforço 2° Exemplar	10,5	67	66,84	8,54	52713

Observa-se na Tabela 47 que embora tenha sido utilizada a mesma dosagem para o concreto da camisa de reforço, as características destes dois concretos são bem distintas. O que aconteceu é que na dosagem do concreto da camisa de reforço dos 1° exemplares houve um erro na pesagem da água de amassamento, constatado apenas após os ensaios de caracterização, o que explica o maior valor do *slump* e menores valores da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade deste concreto.

A Tabela 48 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos. Durante o ensaio do modelo *C-CF 01* houve uma pane no equipamento de ensaio que resultou num grande acréscimo, de forma instantânea, da força aplicada no modelo, impossibilitando a aquisição dos dados relativos a este ensaio, e por este motivo não são apresentados tais resultados.

Tabela 48: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Fibras de Aço sem mudança na forma da seção transversal.

Modelo	Força kN	Tensão MPa	Deformação Axial (-)	Deformação Lateral (-)			
				Meio Face >	Meio Face <	Ext. Face >	Ext. Face <
<i>C-CF 01</i>	-	-	-	-			
<i>C-CF 02</i>	1027,6	32,71	0,0033	0,0012			
<i>Q-QF 01</i>	900,3	28,1	0,0019	0,000405		0,00076	
<i>Q-QF 02</i>	844,29	26,35	0,0026	0,00282		0,00029	
<i>R-RF 01</i>	850,62	26,79	0,0028	0,00076	0,00035	0,00019	0,00018
<i>R-RF 02</i>	904,34	28,48	0,0031	0,00554	0,00005	0,00004	0,00005

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 110 até a Figura 114.

Figura 110: Diagramas do modelo C-CF 02

Figura 111: Diagramas do modelo Q-QF 01

Figura 112: Diagramas do modelo Q-QF 02

Figura 113: Diagramas do modelo R-RF 01

Figura 114: Diagramas do modelo R-RF 02

c. Aumento da seção transversal, com alteração na forma, e confinamento

Assim como na estratégia anterior esta também é aqui abordada com as mesmas duas diferentes técnicas, ou seja, com o uso do CAR e armadura transversal contínua em aço ou com o CAR e fibras longas e curtas de aço, promovendo-se, em ambos os casos, a alteração na forma da seção transversal. A seguir são apresentados os resultados dos ensaios dos pilares reforçados com estas duas técnicas.

c.1. Pilares reforçados com CAR + Aço com alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série consistem em promover o reforço do pilar original com uma camisa de concreto de alta resistência e armadura em aço, alterando a forma da seção transversal do pilar original para uma forma mais adequada a distribuição das pressões de confinamento. A mudança na forma da seção transversal consiste em transformar o pilar originalmente com seção quadrada e retangular em circular e elíptica após o reforço, respectivamente. As dimensões finais dos pilares já reforçados são apresentadas na Figura 74.

A nomenclatura utilizada foi $Y-XA Nn$, onde Y é a forma da seção transversal original do pilar a ser reforçado, Q para quadrada e R para retangular; X é a forma para a qual foi transformada a seção transversal do pilar após o reforço, sendo C para circular e E para elíptica; A indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto armado; N neste caso é sempre 0, já que não foi utilizado PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo $R-Ea02$ se refere ao pilar de seção transversal original retangular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência e armadura em aço com mudança da forma da seção transversal para elíptica, sem nenhuma camada de PRFC, no seu segundo exemplar.

Nesta série também foram realizadas três concretagens diferentes, sendo uma a dos pilares originais, uma da camisa de reforço dos pilares de seção transversal circular

após o reforço, e uma da camisa de reforço dos pilares de seção transversal elíptica após o reforço. A Tabela 49 apresenta as características mecânicas de interesse destes três concretos.

Tabela 49: Propriedades mecânicas dos concretos dos pilares reforçados com CAR + Aço com alteração na forma da seção transversal.

Concreto	Slump cm	Idade dias	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (Mpa)
			Compressão	Tração	
<i>Pilares originais</i>	6,17	107	24,14	2,10	27649,00
<i>Camisa de reforço dos pilares Q-Ca 0n</i>	9,17	38	58,04	3,69	33250,00
<i>Camisa de reforço dos pilares R-Ea 0n</i>	10,17	33	59,21	3,97	34200,00

A Tabela 50 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 50: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Aço com mudança na forma da seção transversal.

Modelo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial		Deformação Lateral					
			Modelo	Arm. Long.	Concreto			Arm. Transversal		
					Meio face>	Meio face<	Intermediária	Meio face<	Meio face>	Intermediária
<i>Q-CA01</i>	1014,20	32,28	0,003370	0,004144		0,001189			0,000685	
<i>Q-CA02</i>	1077,10	34,29	0,002610	0,004263		0,000062			0,000465	
<i>R-EA01</i>	1019,10	32,61	0,032800	0,004127	0,002640	>0,006620	0,000378	0,000121	0,000439	0,000830
<i>R-EA02</i>	992,70	31,77	0,003370	0,005126	0,000199	0,000223	0,000914	0,000683	0,000654	0,001134

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 115 até a Figura 118.

Figura 115: Diagramas dos modelos Q-Ca 01.

Figura 116: Diagramas dos modelos Q-Ca 02.

Figura 117: Diagramas dos modelos R-Ea 01.

Figura 118: Diagramas dos modelos R-Ea 02.

c.2. Pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço com alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série são reforçados com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras longas e curtas de aço. Para melhorar a distribuição das pressões de confinamento, a camisa de reforço promove uma alteração na forma da seção transversal do pilar original para torná-la mais favorável ao reforço.

A quantidade de fibras de aço utilizada na camisa de reforço dos pilares desta série foi a determinada no item 4.5.3.1 Dosagem do Concreto com Fibras de Aço, ou seja, 2,59% de fibras longas (25 mm) e 2,0 % de fibras curtas (13mm).

As dimensões finais e a forma da seção transversal dos pilares já reforçados são apresentadas na Figura 74.

A nomenclatura utilizada foi $Y-XF Nn$, onde Y é a forma da seção transversal do pilar original, sendo Q para quadrada e R para retangular; X é a forma da seção transversal do pilar após o reforço, sendo C para circular, e E para elíptica; a letra F indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço; N neste caso é sempre 0, já que não foi utilizado PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo $R-EF 02$ se refere ao pilar de seção transversal original retangular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência

reforçado com fibras de aço longas e curtas com mudança da forma da seção transversal para elíptica, sem nenhuma camada de PRFC, no seu segundo exemplar.

Nesta série foram realizadas três concretagens diferentes, sendo uma a dos pilares originais e duas para a camisa de reforço, sendo um mesmo concreto para a camisa de reforço dos pilares de seção originalmente quadrada, e outro para os pilares de seção originalmente retangular. A Tabela 51 apresenta as características mecânicas de interesse destes três concretos.

Tabela 51: Propriedades mecânicas dos concretos dos pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço com alteração na forma da seção transversal.

Concreto	Slump cm	Idade dias	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)
			Compressão	Tração	
Pilares originais	7,33	142	23,33	2,45	32595
Camisa de Reforço (quadrado)	13,5	65	52,74	6,70	46619
Camisa de Reforço (retangular)	12,67	65	65,88	8,82	52409

A Tabela 52 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 52: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Fibras de Aço com mudança na forma da seção transversal

Modelo	Força kN	Tensão MPa	Deformação Axial (-)	Deformação Lateral (-)		
				Meio Face >	Meio Face <	Intermediário
Q-CF 01	818,81	26,06	0,002526		0,0003	
Q-CF 02	526,87	16,77	0,002259		0,000045	
R-EF 01	613,55	19,66	0,002054	0,000029	0,000079	0,000066
R-EF 02	858,94	27,53	0,00265	0,001369	0,00046	0,001744

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 128 até a Figura 132.

Figura 119: Diagramas dos modelos Q-CF 01 e Q-CF 02.

Figura 120: Diagramas dos modelos R-EF 01.

Figura 121: Diagramas do modelo R-EF 02.

d. Aumento da seção transversal, sem mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Esta estratégia consiste em encamisar os pilares da estratégia *b* com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono, e, portanto, as técnicas exploradas é o uso do CAR associado com a armadura transversal em barras de aço ou com as fibras longas e curtas, também de aço.

d.1. Pilares reforçados com CAR + Aço + PRFC sem alteração na forma da seção transversal

Os pilares encamisados com concreto de alta resistência e armadura em aço e ainda com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono, sem alteração na forma da seção transversal original, são os mesmos modelos do item *b.1*, porém encamisados ainda com uma camada de PRFC.

A nomenclatura utilizada foi *XXA Nn*, onde *X* é a forma da seção transversal, sendo *C* para circular, *Q* para quadrada e *R* para retangular; *A* indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto armado; *N* neste caso é sempre 1, já que foi utilizado PRFC, e; *n* é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo *QQA12* se refere ao pilar de seção transversal quadrada, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência e armadura em aço e uma camada de PRFC, no seu segundo exemplar.

Os modelos desta série foram moldados juntamente com os do item *b.1* série anterior, sendo assim, as propriedades mecânicas de interesse dos concretos utilizados são as mesmas apresentadas na Tabela 45.

A Tabela 46 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 122 até a Figura 127.

Tabela 53: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Aço + PRFC.

Modelo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial			Deformação Lateral					Arm. Transversal		
			Modelo	Arm. Long.	Meio face>	Meio face<	PRFC		Canto		Arm. Transversal		
							Ext. face>	Ext. face<			Meio face>	Meio face<	Ext. Face>
CCA11	1507,10	47,98	0,006510	>0,009613			0,006885				0,001338		
CCA12	1602,30	51,00	0,010410	0,011984			0,007750				0,002779		
QQA11	1116,30	35,43	0,011570	>0,012770	0,004472		0,004013		0,004482		0,003263		0,002623
QQA12	1114,10	35,36	0,012670	>0,014537	0,006370		0,001232		0,005775		>0,007363		0,001399
RAA11	983,09	31,49	0,009300	>0,010522	0,004644	0,003464	0,003328	0,001816	0,005483		0,001352	0,003535	0,000341
RAA12	1029,10	32,97	0,005920	>0,011273	0,002892	0,001292	0,004702	0,006111	0,039310		0,001501	0,002108	0,001741

Figura 122: Diagramas dos modelos CCA 11.

Figura 123: Diagramas dos modelos CCA 12.

Figura 124: Diagramas dos modelos QQA 11.

Figura 125: Diagramas dos modelos QQA 12.

Figura 126: Diagramas dos modelos RRA 11.

Figura 127: Diagramas dos modelos RRA 12.

d.2. Pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço +PRFC sem alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série são semelhantes aos do item *b.2*, porém, além da camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço, apresentam também uma camisa de polímero reforçado com fibra de carbono.

A nomenclatura utilizada foi $Y-XF Nn$, onde Y é a forma da seção transversal do pilar original, sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; X é a forma da seção transversal do pilar após o reforço, também sendo C para circular, Q para quadrada e R para retangular; a letra F indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço; N neste caso é sempre 1, já que os pilares desta série apresentam uma camisa de reforço de PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo $C-CF 11$ se refere ao pilar de seção transversal original circular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço longas e curtas sem mudança da forma da seção transversal, com uma camada de PRFC, no seu primeiro exemplar.

Os pilares desta série foram moldados juntamente com os pilares do item *b.2*, portanto foram utilizados os mesmos concretos da série anterior, cujas características já foram apresentadas na Tabela 49.

A Tabela 50 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 54: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Fibras de Aço+ PRFC sem mudança na forma da seção transversal

Modelo	Força kN	Tensão MPa	Deformação Axial (-)	Deformação Lateral (-)			
				Meio Face >	Meio Face <	Ext. Face >	Ext. Face <
C-CF 11	1262,8	40,2	0,02059			>0,00115	
C-CF 12	1577,7	50,22	0,01660			0,00949	
Q-QF 11	1079,9	33,7	0,01538	0,00809		0,00366	>0,00964
Q-QF 12	1264,8	39,47	0,01337	0,00583		0,00212	0,00525
R-RF 11	988,43	31,13	0,00556	0,00192	0,00089	0,00167	>0,00702
R-RF 12	1163,2	36,63	0,00540	0,00180	0,00117	0,00117	0,00133

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 128 até a Figura 132.

Figura 128: Diagramas dos modelos C-CF 11 e C-CF 12.

Figura 129: Diagramas do modelo Q-QF 11.

Figura 130: Diagramas do modelo Q-QF 12.

Figura 131: Diagramas do modelo R-RF 11.

Figura 132: Diagramas do modelo R-RF 12.

e. Aumento da seção transversal, com mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Esta estratégia consiste na estratégia do item *c* com o confinamento adicional de uma camisa de polímero reforçado com fibra de carbono. As técnicas empregadas para isso é a mudança na forma com CAR e armadura transversal contínua em aço ou fibras longas e curtas também de aço. Os resultados destas duas técnicas são apresentados a seguir.

e.1. Pilares reforçados com CAR + Aço + PRFC com alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série são idênticos aos do item *c.1*, porém contam ainda com o efeito de confinamento imposto por uma camisa de PRFC, que não existia no caso anterior.

A nomenclatura utilizada foi *Y-XA Nn*, onde *Y* é a forma da seção transversal original do pilar a ser reforçado, *Q* para quadrada e *R* para retangular; *X* é a forma para a qual foi transformada a seção transversal do pilar após o reforço, sendo *C* para circular e *E* para elíptica; *A* indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto armado; *N* neste caso é sempre 1, já que foi utilizado PRFC, e; *n* é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo *Q-Ca 12* se refere ao pilar de seção transversal original quadrada, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência e armadura em aço, com mudança da forma da seção transversal para circular, com uma camada de PRFC, no seu segundo exemplar.

Os modelos desta série foram moldados juntamente com os do item *c.1*, sendo assim as propriedades mecânicas de interesse são as mesmas já apresentadas na Tabela 49.

A Tabela 55 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 55: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Aço + PRFC com mudança na forma da seção transversal.

Modelo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação Axial		Deformação Lateral				
			Modelo	Arm. Long.	PRFC			Arm. Transversal	
					Meio face >	Meio face <	Intermediária rio	Meio face <	Intermediária rio
Q-CA11	1596,40	50,82	0,014750	>0,01246		0,006831			>0,000424
Q-CA12	1442,80	45,93	0,011910	>0,013366		0,005687			0,000857
R-EA11	1291,60	41,33	0,012000	>0,010370	0,002721	0,003893	0,004651	0,004318	0,002123
R-EA12	1301,40	41,64	0,009870	>0,013332	0,005257	0,007833	0,004736	0,000927	0,001253
									0,000259

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 133 até a Figura 136.

Figura 133: Diagramas dos modelos Q-Ca 11.

Figura 134: Diagramas dos modelos Q-Ca 12.

Figura 135: Diagramas dos modelos R-Ea 11.

Figura 136: Diagramas dos modelos R-Ea 12.

e.2. Pilares reforçados com CAR + Fibras de Aço + PRFC com alteração na forma da seção transversal

Os pilares desta série são semelhantes aos do item c.2, porém, além da camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço, apresentam também uma camisa de polímero reforçado com fibra de carbono.

A nomenclatura utilizada foi $Y-XF Nn$, onde Y é a forma da seção transversal do pilar original, sendo Q para quadrada e R para retangular; X é a forma da seção transversal do pilar após o reforço, sendo C para circular e E para elíptica; a letra F indica que o modelo possui uma camisa de reforço de concreto reforçado com fibras de aço; N neste caso é sempre 1, já que os pilares desta série apresentam uma camisa de

reforço de PRFC, e; n é o número do modelo, sendo sempre igual a 1 ou 2. Sendo assim, o modelo *R-EF 11* se refere ao pilar de seção transversal original retangular, reforçado com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço longas e curtas com mudança da forma da seção transversal para elptica, com uma camada de PRFC, no seu primeiro exemplar.

Os pilares desta série foram moldados juntamente com os pilares do item c.2, portanto foram utilizados os mesmos concretos, cujas características já foram apresentadas na Tabela 51.

A Tabela 56 apresenta as deformações correspondentes aos diversos pontos instrumentados, conforme Figura 81, no instante em que foi atingida máxima força aplicada em cada um dos modelos.

Tabela 56: Deformações correspondentes à carga máxima dos pilares encamisados com CAR + Fibras de Aço com mudança na forma da seção transversal

Modelo	Força kN	Tensão MPa	Deformação Axial (-)	Deformação Lateral (-)		
				Meio Face >	Meio Face <	Intermediário
<i>Q-CF 11</i>	1509,6	48,05	0,0199		0,010162	
<i>Q-CF 12</i>	1550,2	49,35	0,17909		0,008845	
<i>R-EF 11</i>	1391,0	44,58	0,01881	0,00972	0,00643	0,005439
<i>R-EF 12</i>	1243,7	39,95	0,014056	0,005039	0,007836	0,00667

Os diagramas de tensão x deformação axial e lateral e os diagramas de deformação lateral x deformação axial de todos os pilares desta série são apresentados desde a Figura 137 até a Figura 139.

Figura 137: Diagramas dos modelos Q-CF 11 e Q-CF 12.

Figura 138: Diagramas do modelo R-EF 11. *Figura 139: Diagramas do modelo R-EF 12.*

4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios definitivos. Tais análises têm o intuito de avaliar a eficiência da adição de fibras de aço de diferentes comprimentos no concreto, a eficiência do reforço em função da forma da seção transversal do pilar, avaliar o aproveitamento dos materiais empregados no reforço e, uma representação analítica do diagrama tensão x deformação axial dos pilares reforçados com diferentes estratégias. Cada uma destas análises é apresentada, separadamente, nos itens que se seguem.

4.8.1 Eficiência da adição de fibras de aço no concreto

A primeira análise que se faz é a da eficiência da adição de fibras de aço longas e curtas na mesma matriz de concreto. A metodologia empregada para a roteiro de

dosagem deste concreto foi a apresentada no item 4.5.3.1. Conforme apresentado no referido item, a dosagem do concreto com fibras foi baseada no conceito de volume crítico de fibras e de resultados experimentais de concretos com diferentes dosagens. Inicialmente, a análise dos resultados não forneceu subsídios conclusivos para a definição da dosagem inicial, sendo então necessário recorrer a resultados de outros trabalhos que utilizavam o concreto reforçado com fibras de aço para o reforço de pilares. Cruzando os dados de trabalhos anteriores com os resultados de ensaios de corpos-de-prova de concreto com diferentes dosagens de fibras, chegou-se à dosagem ideal de fibras longas e curtas de aço, 2,59% de fibras de 25 mm de comprimento e 2,0% de fibras de 13 mm de comprimento.

Estando a dosagem do concreto com fibras definida, passou-se à execução do reforço dos pilares de concreto. Em função do grande volume necessário de concreto com fibras e do reaproveitamento das fôrmas, foi necessário dividir o reforço dos pilares em várias etapas, e conseqüentemente os concretos utilizados para tal apresentam características ligeiramente diferentes, embora tenha sido utilizada sempre a mesma dosagem. A Tabela 57 apresenta a resistência à compressão e à tração dos concretos empregados no reforço de cada série de pilares que utiliza concreto reforçado com fibras de aço.

Tabela 57: Resistência à compressão e à tração dos concretos reforçados com fibras longas e curtas de aço.

Estratégia / Técnica	Pilares	Resistência (MPa)		Relação Tração/Compressão
		Compressão	Tração	
CAR + Fibras sem alteração na forma	C-CF n1			
	Q-QF n1	43,73	4,47	10,22%
	R-RF n1			
	C-CF n2			
	Q-QF n2	66,84	8,54	12,78%
	R-RF n2			
CAR + Fibras com alteração na forma	Q-CF nm	52,74	6,70	12,70%
	R-EF nm	65,88	8,82	13,39%
Concreto sem fibras		55,58	2,93	5,27%

A Tabela 57 revela que em todos os casos a relação entre a resistência à tração e à compressão foi maior que 10 %, chegando até 13,39%, consideravelmente maior que os 5,27% do concreto sem fibras de aço, o que confirma que a combinação de fibras de aço de diferentes comprimentos fornece bons resultados.

Um outro fato que chama a atenção é que existe uma grande variabilidade no valor da resistência à compressão dos concretos com fibras de aço, variando de 43,74 MPa até 66,84 MPa. Tais valores são inferior e superior, respectivamente, ao valor da resistência do concreto sem fibras de aço, que é de 55,58 MPa. Para o concreto com a menor resistência à compressão houve um erro na dosagem da água, só constatado posteriormente, mas ainda assim existe um outro valor que também é abaixo da resistência do concreto sem fibras. Esta variação na resistência à compressão do concreto com fibras de aço revela que este concreto é extremamente suscetível à pequenas variações na dosagem e na energia de vibração a ele empregada. Porém, mesmo com uma variação considerável na resistência à compressão destes concretos, a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão sempre apresentou valores da ordem de 12 %, o que é de extremo interesse para a sua aplicação no reforço de pilares de concreto, conforme mostrado no item relativo à dosagem do concreto reforçado com fibras longas e curtas de aço, o que comprova que a metodologia adotada para a dosagem deste concreto apresentou resultados plenamente satisfatórios.

4.8.2 Eficiência do Reforço

Na análise experimental foram abordadas diferentes estratégias com diferentes técnicas de reforço. A comparação pura e simples da capacidade portante de cada um dos pilares não é a melhor forma para a avaliação da eficiência do reforço, uma vez que os pilares ensaiados possuem diferentes materiais constituintes e diferentes formas. Sendo assim, a análise da eficiência do reforço deve ser criteriosa para que se evidencie apenas a ação diferenciada de cada técnica de reforço.

A análise da eficiência do reforço é feita em função do *coeficiente de reforço*, definido como sendo a relação entre a capacidade portante do pilar antes e após o reforço, independente da estratégia ou técnica utilizada para isso. Como o cálculo do coeficiente de reforço depende da resistência do pilar original e como os pilares originais foram moldados em diferentes etapas, mesmo que com uma mesma dosagem do concreto, faz-se necessário saber qual a resistência real deste pilar. Para isso opta-se

em fazer uma relação entre a resistência do pilar original, em suas dimensões reais, e os respectivos corpos-de-prova 10 cm x 20 cm, para que então, a partir desta relação e dos ensaios de caracterização dos diferentes concretos utilizados, se possa determinar qual a resistência real dos pilares antes do reforço. A Tabela 58 apresenta a relação entre a resistência dos pilares originais em suas dimensões reais e a resistência dos seus respectivos corpos-de-prova. Ressalta-se que independentemente da forma da seção transversal do pilar, foi utilizada apenas uma relação pois, na inexistência de confinamento no pilar, a forma da seção tem influencia muito pequena nesta relação, pois o confinamento existe apenas no contato das extremidades do modelo com os pratos do atuador hidráulico.

Tabela 58: Correlação entre a resistência do pilar original e os seus respectivos corpos-de-prova.

Modelo	Tensão (Mpa)			Correlação
	Individual	Média	Corpo-de-prova	
C 01	17,69	18,27	22,45	0,81
C 02	17,54			
Q 01	18,22			
Q 02	17,52			
R 01	19,47	19,15		
R 02	19,15			

Sabendo a correlação entre a resistência do pilar em suas dimensões reais e os corpos-de-prova, passa-se então a determinação do coeficiente de reforço. Para isso, partindo-se dos resultados dos ensaios de caracterização dos concretos utilizados nos pilares originais, determina-se a resistência deste pilar com a correlação apresentada na Tabela 58. Tendo-se os valores da resistência dos pilares reforçados com as diferentes estratégias e técnicas, determina-se o coeficiente de reforço, dado pela relação entre o pilar reforçado e sem o reforço, já com a sua resistência corrigida. A Figura 140 e a

Tabela 59, apresentam os coeficientes de reforço para cada um dos pilares ensaiados com diferentes estratégias e técnicas de reforço.

Figura 140: Dispersão do coeficiente de reforço.

Com base apenas nesta tabela podemos afirmar que a estratégia de reforço, que forneceu o melhor desempenho foi a de confinamento com aumento e mudança da forma da seção transversal e posterior confinamento com PRFC, apresentando coeficientes de reforço de 2,60 e 2,61 para os pilares Q-CA 11 e Q-CF 12, respectivamente. Porém esta é uma análise leviana, pois considerando apenas este coeficiente de reforço, do jeito como está-se definindo, estamos admitindo que os materiais empregados em todas as estratégias abordadas apresentam as mesmas características mecânicas, e que os pilares reforçados apresentam a mesma área de seção transversal, o que não é verdade, uma vez que os mecanismos responsáveis pelo incremento de resistência são diferentes e os concretos utilizados nas diferentes camisas de reforço apresentam características mecânicas diferentes.

Tabela 59: Coeficiente de Reforço para todos os pilares ensaiados.

Descrição do Reforço		Modelo	Resistência (MPa)		Coeficiente de Reforço
Estratégia	Técnica		Individual	Pilar original correspondente	
Confinamento puro	Encamisamento com PRFC	C 11	34,23	17,62	1,94
		C 12	37,26		2,12
		Q 11	28,47		1,59
		Q 12	28,22		1,58
		R 11	22,92	19,31	1,19
		R 12	22,89		1,19
Confinamento e aumento da seção transversal sem mudança de forma	Confinamento com armadura transversal em aço e concreto de alta resistência	C-CA 01	38,24	26,02	1,47
		C-CA 02	38,19		1,47
		Q-QA 01	28,70		1,10
		Q-QA 02	28,67		1,10
		R-RA 01	30,26		1,16
		R-RA 02	31,01		1,19
	Confinamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras, longas e curtas, de aço	C-CF 01	-	20,57	-
		C-CF 02	32,71		1,59
		Q-QF 01	28,10		1,37
		Q-QF 02	26,35		1,28
		R-RF 01	26,79		1,30
		R-RF 02	28,48		1,38
Confinamento e aumento da seção transversal com mudança de forma	Confinamento com armadura transversal em aço e concreto de alta resistência	Q-CA 01	32,28	19,55	1,65
		Q-CA 02	34,24		1,75
		R-EA 01	32,61		1,67
		R-EA 02	31,77		1,62
	Confinamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras, longas e curtas, de aço	Q-CF 01	26,06	18,90	1,38
		Q-CF 02	16,77		0,89
		R-EF 01	19,66		1,04
		R-EF 02	27,53		1,46
Confinamento, aumento da seção transversal sem mudança de forma e confinamento novamente	Confinamento com armadura transversal em aço, concreto de alta resistência e PRFC	C-CA 11	47,98	26,02	1,84
		C-CA 12	51,00		1,96
		Q-QA 11	35,43		1,36
		Q-QA 12	35,36		1,36
		R-RA 11	31,49		1,21
		R-RA 12	32,97		1,27
	Confinamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras, longas e curtas, de aço e com PRFC	C-CF 11	40,20	20,57	1,95
		C-CF 12	50,22		2,44
		Q-QF 11	33,70		1,64
		Q-QF 12	39,47		1,92
		R-RF 11	31,13		1,51
		R-RF 12	36,63		1,78
Confinamento, aumento da seção transversal com mudança de forma e confinamento novamente	Confinamento com armadura transversal em aço, concreto de alta resistência e PRFC	Q-CA 11	50,82	19,55	2,60
		Q-CA 12	45,93		2,35
		R-EA 11	41,33		2,11
		R-EA 12	41,64		2,13
	Confinamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras, longas e curtas, de aço e com PRFC	Q-CF 11	48,05	18,90	2,54
		Q-CF 12	49,35		2,61
		R-EF 11	44,58		2,36
		R-EF 12	39,95		2,11

Para que a comparação da eficiência das diferentes estratégias e técnicas de reforço seja consistente, é necessário fazer uma análise que considere as diferentes

propriedades mecânicas e quantidades, no caso do aumento da seção transversal, dos materiais utilizados. Como em todas as técnicas abordadas o efeito de confinamento está presente, sozinho ou associado a um aumento da área da seção transversal, uma forma indicada para proceder esta análise seria através da comparação das pressões de confinamento geradas em cada uma delas, porém não existem modelos matemáticos para calcular tais pressões em algumas das técnicas utilizadas e ainda que existissem, estaríamos comparando resultados de diferentes modelos matemáticos para diferentes tipologias de reforço, o que poderia mascarar a eficiência da técnica em si, já que seriam utilizadas diferentes ferramentas com um mesmo objetivo, que é a determinação das pressões de confinamento.

Diante deste cenário, entende-se que a metodologia mais indicada para proceder a análise da eficiência do reforço deve considerar a contribuição teórica, na capacidade portante do pilar reforçado, de cada um de seus constituintes, ou seja, uma formulação aditiva da contribuição do pilar original, da camisa de reforço, com ou sem fibras de aço, e da armadura longitudinal, quando for o caso. Percebe-se que o efeito de confinamento é propositalmente não considerado, e justamente por não ter sido considerado nesta análise aditiva, a diferença entre o valor resultante da adição da colaboração teórica de cada um dos constituintes do pilar reforçado e o valor experimental, é o resultado do efeito de confinamento. Em outras palavras, quanto maior for o *índice de confinamento*, aqui definido como sendo a relação entre força última experimental e a força resistente teórica, resultante da formulação aditiva, maior é o efeito de confinamento.

Ressalta-se que para os casos dos pilares reforçados com o aumento da seção transversal, a resistência do concreto do pilar original é menor que a da camisa de reforço e conseqüentemente o módulo de elasticidade também. Sendo assim, a contribuição do pilar original na capacidade portante do pilar reforçado, na ausência de confinamento adequado, é limitada, já que a camisa de reforço é a principal responsável pela capacidade portante do pilar. Esta situação pode conduzir a um índice de confinamento menor que 1, o que é um forte indicativo de que o efeito de confinamento gerado no pilar em análise não é suficiente para permitir a contribuição plena do pilar original na capacidade portante do pilar reforçado.

Assim como na determinação da resistência do concreto no pilar original a partir dos corpos-de-prova, a resistência dos concretos da camisa de reforço também foi obtida

a partir dos ensaios de caracterização em corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm, utilizando o fator de correlação de 0,81, apresentado na Tabela 58. A Figura 141 e a Tabela 60 apresentam o cálculo do índice de confinamento, utilizando a formulação aditiva, e a dispersão deste índice, respectivamente.

Figura 141: Dispersão do índice de confinamento.

Tabela 60: Cálculo do índice de confinamento utilizando a formulação aditiva.

Modelo	Força (kN)				Índice de confinamento		
	Pilar Original	Camisa de Concreto	Armadura Longitudinal	Total	Experimental	Individual	Médio
C 01	312,61	-	-	312,61	312,61	1,00	1,00
C02	309,94	-	-	309,94	309,94	1,00	
Q 01	303,15	-	-	303,15	303,15	1,00	1,00
Q 02	291,55	-	-	291,55	291,55	1,00	
R 01	298,95	-	-	298,95	298,95	1,00	1,00
R 02	293,99	-	-	293,99	293,99	1,00	
C 11	312,61	-	-	312,61	604,93	1,94	2,03
C 12	309,94	-	-	309,94	658,42	2,12	
Q 11	303,15	-	-	303,15	473,84	1,56	1,59
Q 12	291,55	-	-	291,55	469,57	1,61	
R 11	298,95	-	-	298,95	351,91	1,18	1,19
R 12	293,99	-	-	293,99	351,52	1,20	
C-CA 01	459,80	673,91	108,04	1241,75	1201,40	0,97	0,97
C-CA 02	459,80	673,91	108,04	1241,75	1199,70	0,97	
Q-QA 01	433,00	724,86	108,04	1265,91	904,26	0,71	0,71
Q-QA 02	433,00	724,86	108,04	1265,91	901,90	0,71	
R-RA 01	399,46	771,93	108,04	1279,44	944,93	0,74	0,75
R-RA 02	399,46	771,93	108,04	1279,44	968,13	0,76	
C-CF 01	363,49	486,87	-	850,36	-	-	0,93
C-CF 02	363,49	744,16	-	1107,65	1027,60	0,93	
Q-QF 01	342,31	545,49	-	887,79	900,30	1,01	0,87
Q-QF 02	342,31	833,76	-	1176,07	844,29	0,72	
R-RF 01	315,79	580,91	-	896,70	850,62	0,95	0,85
R-RF 02	315,79	887,90	-	1203,69	904,34	0,75	
Q-CA 01	345,53	646,19	108,04	1099,76	1014,20	0,92	0,95
Q-CA 02	345,53	646,19	108,04	1099,76	1077,10	0,98	
R-EA 01	300,18	760,31	108,04	1168,54	1019,10	0,87	0,86
R-EA 02	300,18	760,31	108,04	1168,54	992,70	0,85	
Q-CF 01	333,93	587,18	-	921,11	818,81	0,89	0,89
Q-CF 02	333,93	587,18	-	921,11	526,87	0,57	
R-EF 01	290,11	845,96	-	1136,07	613,55	0,54	0,76
R-EF 02	290,11	845,96	-	1136,07	858,99	0,76	
C-CA 11	459,75	673,91	108,04	1241,70	1507,10	1,21	1,25
C-CA 12	459,75	673,91	108,04	1241,70	1602,30	1,29	
Q-QA 11	432,95	724,86	108,04	1265,86	1116,30	0,88	0,88
Q-QA 12	432,95	724,86	108,04	1265,86	1114,10	0,88	
R-RA 11	399,42	771,93	108,04	1279,39	983,09	0,77	0,79
R-RA 12	399,42	771,93	108,04	1279,39	1029,10	0,80	
C-CF 11	363,56	486,87	-	850,43	1262,80	1,48	1,45
C-CF 12	363,56	744,16	-	1107,72	1577,70	1,42	
Q-QF 11	342,37	545,49	-	887,86	1079,90	1,22	1,15
Q-QF 12	342,37	833,76	-	1176,13	1264,80	1,08	
R-RF 11	315,85	580,91	-	896,76	988,43	1,10	1,03
R-RF 12	315,85	887,90	-	1203,75	1163,20	0,97	
Q-CA 11	345,53	646,19	108,04	1099,76	1596,40	1,45	1,38
Q-CA 12	345,53	646,19	108,04	1099,76	1442,80	1,31	
R-EA 11	300,18	760,31	108,04	1168,54	1291,60	1,11	1,11
R-EA 12	300,18	760,31	108,04	1168,54	1301,40	1,11	
Q-CF 11	333,93	587,18	-	921,11	1509,60	1,64	1,66
Q-CF 12	333,93	587,18	-	921,11	1550,20	1,68	
R-EF 11	290,11	845,96	-	1136,07	1391,00	1,22	1,16
R-EF 12	290,11	845,96	-	1136,07	1243,70	1,09	

Os valores em destaque não foram considerados no cálculo da vaor médio do índice de confinamento por serem muito inferiores aos demais.

Como se pode observar, o índice de confinamento varia bastante em função das estratégias e técnicas adotadas para o reforço. Para facilitar a análise destes resultados opta-se em dividi-los de acordo com a estratégia adotada para o reforço. A seguir apresenta-se, separadamente, uma análise dos índices de confinamento ocorridos em cada estratégia de reforço.

a) Confinamento Puro

Os pilares que foram reforçados com a estratégia de confinamento puro foram os pilares C11, C12, Q11, Q12, R11 e R12. Para ilustrar melhor o comportamento destes pilares, apresentam-se na Figura 142 os diagramas de tensão x deformação sobrepostos dos pilares de mesma seção transversal com e sem o efeito de confinamento gerado pela camisa de PRFC, e os diagramas de tensão x deformação de todos os pilares encamisados que fazem parte desta estratégia.

A Figura 142 (a, b e c) mostra que o ganho de resistência foi considerável, se comparado com o pilar original, principalmente no caso dos pilares de seção transversal circular. Tal ganho de resistência é reflexo do efeito de confinamento, cujos índices para estes casos foram de 2,03, 1,59 e 1,19 (Tabela 60), para os pilares de seção transversal circular, quadrada e retangular, respectivamente. Em todos os casos o diagrama tensão deformação dos pilares reforçados apresentam uma clara tendência a serem bi-lineares, tendência esta menos pronunciada no caso dos pilares de seção transversal retangular.

Quando se compara todos os pilares encamisados, Figura 142 (d), fica clara a influência da forma da seção transversal no desempenho dos pilares encamisados, sendo que a forma mais propícia para o desenvolvimento das pressões de confinamento é a circular, e a menos propícia a retangular, que mesmo possuindo os cantos arredondados apresentou o menor índice de confinamento dos pilares reforçados com esta estratégia.

Figura 142: Diagramas dos modelos com confinamento puro em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção transversal quadrada; (c) pilares de seção transversal retangular, e; (d) em todos os pilares encamisados.

Um outro fato interessante a ser comentado é que para esta estratégia, o coeficiente de reforço é igual ao índice de confinamento, uma vez que todo o incremento de carga no pilar reforçado só é possível em função do efeito de confinamento, o que já não ocorre quando existe um aumento na área da seção transversal do pilar original.

b) Confinamento e aumento da seção transversal sem mudança de forma

Dentro desta estratégia se encaixam duas técnicas empregadas, que é promover o reforço pelo confinamento com armadura transversal contínua em aço e concreto de alta resistência, ou com concreto de alta resistência reforçado com fibras descontínuas de aço, no qual o confinamento é dado pelas fibras de aço, em ambos os casos não há alteração na forma da seção transversal do pilar original.

A seguir apresentam-se os diagramas de tensão x deformação para os pilares desta estratégia, comparando-os com os respectivos pilares originais, e também uma comparação entre o comportamento dos pilares com armadura transversal contínua em aço e os pilares com fibras descontínuas de aço compondo a camisa de reforço.

Figura 143: Diagramas dos modelos com armadura transversal e CAR, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular, e; (d) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Na Figura 143 (a), (b) e (c) podem ser observados os ganhos de resistência em função do confinamento imposto pela armadura transversal e do acréscimo de área na seção do pilar. Percebe-se ainda que o comportamento pós-pico das curvas dos pilares reforçados é diferente, sobretudo nos pilares de seção circular. Esta diferença no comportamento pós-pico se deve às diferentes configurações dos estribos, já que nos pilares de seção circular, a armadura transversal é formada por uma barra contínua enrolada em forma de espiral com espaçamento de 5 cm, e nos pilares de seção quadrada e retangular foram utilizados os estribos convencionais.

Quando se compara todos os pilares reforçados com esta técnica, Figura 143 (d), verifica-se que os que obtiveram o melhor desempenho foram os de seção circular, e ao contrário do que se esperava, os pilares de seção retangular superaram os de seção quadrada. Este gráfico reproduz os números do coeficiente de reforço apresentados na Figura 140 e

Tabela 59, que foram de 1,47, 1,10 e 1,18 para os pilares de seção circular, quadrada e retangular, respectivamente.

Se compararmos a área da camisa de concreto de alta resistência que foi adicionada ao pilar original, concluímos que esta é de 137,45 cm² para o pilar circular, 154 cm² para o quadrado e 164 cm² para o retangular. Esta maior área de concreto de alta resistência no pilar de seção retangular poderia explicar o fato de este apresentar maior coeficiente de reforço que o de seção quadrada. Porém, quando se analisa o índice de confinamento nota-se que o índice do pilar retangular é de 0,75 e o do quadrado 0,71, ligeiramente inferior, portanto, realmente houve uma eficiência maior no confinamento do pilar de seção retangular, que pode ter sido causado por deficiência de ancoragem dos estribos nos pilares de seção quadrada. Já o índice de confinamento dos pilares de seção circular foi de 0,97, o que significa que apenas 3% da capacidade resistente do pilar original não pôde ser considerada na capacidade resistente do pilar reforçado, o que explica o fato de este pilar apresentar o maior coeficiente de reforço mesmo tendo a menor área da camisa de concreto de alta resistência.

Para averiguar o aproveitamento do aço das armaduras transversais, apresenta-se os gráficos da tensão axial no pilar em função da tensão na armadura transversal destes pilares, Figura 144.

Figura 144: Tensão axial no pilar em função da tensão na armadura transversal para os modelos com CAR e fibras de aço, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular.

A Figura 144 mostra que em todos os casos, em ao menos uma posição instrumentada, a armadura transversal atingiu o patamar de escoamento, até mesmo nos pilares de seção quadrada, portanto mesmo que tenha ocorrido uma deficiência de ancoragem destes estribos, ainda assim a capacidade resistente do aço foi utilizada em sua plenitude. Outro fato que estes gráficos revelam é que em todos os casos o escoamento da armadura ocorreu bem depois da ocorrência da máxima tensão axial no pilar, o que evidência a natureza passiva do efeito de confinamento, uma vez que para o aço ser mais intensamente mobilizado a expansão lateral do pilar original deve ser suficiente para isso, o que só ocorre em estágios mais avançados de deformação axial do

pilar, em outras palavras a armadura transversal só atinge seu potencial máximo quando o pilar já superou a sua resistência máxima.

Passa-se agora a analisar o comportamento dos pilares reforçados com uma camisa de concreto de alta resistência reforçado com fibras longas e curtas de aço. A Figura 145 apresenta os diagramas de tensão x deformação para os pilares de seção transversal circular, quadrada e retangular, respectivamente, sempre apresentando também o comportamento do respectivo pilar original antes do reforço, além da sobreposição de todas as curvas dos pilares reforçados com esta técnica.

Figura 145: Diagramas dos modelos com CAR e fibras de aço, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular, e; (d) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Conforme dito na apresentação dos resultados, houve uma descalibração do atuador hidráulico na ocasião do ensaio do modelo C-CF 01, o que provocou a aplicação, de forma repentina e inesperada, de uma grande força no modelo, causando

sua ruptura sem que o sistema de aquisição de dados pudesse gravar o comportamento deste pilar e por este motivo este não é apresentado.

Assim como nos outros casos percebe-se claramente a alteração do comportamento dos pilares reforçados, independente da sua forma, se comparados com os pilares originais. O que mais chama a atenção é o comportamento pós-pico destes pilares, apresentado um decréscimo suave de resistência e sem mudanças bruscas, ao contrário do confinamento com armadura transversal contínua onde se observa uma forte queda de resistência depois de atingido o pico e que depois se estabiliza com a mobilização mais intensa da armadura transversal. Tal comportamento é creditado às fibras de aço da camisa de reforço, sobretudo as longas, já que o estágio de atuação mais intensa destas fibras é justamente no pós-pico, controlando a abertura de fissuras.

Analisando a Figura 145 (d) se pode notar que o pilar com o melhor desempenho continua sendo o de seção circular e os de seção quadrada e retangular apresentam comportamentos muito semelhantes. A diferença entre o comportamento do circular com os demais já não é tão pronunciada como no caso do confinamento com armadura transversal contínua, e a explicação para este fato pode estar na distribuição da pressão de confinamento.

Ao contrário da estratégia anterior, confinamento puro com PRFC, no caso do aumento da seção transversal, o coeficiente de reforço é maior que o índice de confinamento, pois parte do reforço é promovido pelo concreto da camisa de reforço, seja com ou sem fibras de aço, e não apenas pelo efeito de confinamento, como no caso anterior. Para facilitar as análises, a Tabela 61 reapresenta o coeficiente de reforço e o índice de confinamento para os pilares com aumento, sem alteração, da seção transversal do pilar original.

Tabela 61: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para esta estratégia.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>
C-CA 0n	1,47	0,97
Q-QA 0n	1,10	0,71
R-RA 0n	1,18	0,75
C-CF 0n	1,59	0,93
Q-QF 0n	1,33	0,87
R-RF 0n	1,34	0,85

Observa-se na Tabela 61 que os pilares com fibras de aço apresentam os maiores coeficientes de reforço, porém estes valores dependem da resistência dos concretos

utilizados. Analisando agora os índices de confinamento percebe-se que o maior é o dos pilares de seção circular com armadura transversal contínua de aço, 0,97, mas os pilares circulares com fibras de aço apresentam índice de confinamento da mesma ordem de grandeza, 0,93, o que revela a eficiência desta técnica. Quando se analisa os pilares com seção quadrada e retangular, tanto os com armadura contínua quanto descontínua, apresentam valores praticamente iguais, 0,71 e 0,75 para armadura contínua e 0,87 e 0,85 para fibras de aço. Já quando se compara as técnicas, constata-se que a utilização de fibras de aço possibilitou maiores índices de confinamento que o uso de armadura contínua.

Voltando à discussão da diferença entre os comportamentos das curvas dos modelos circulares e os demais, os índices de confinamento apresentados Tabela 61 reforçam o que foi falado antes, já que a diferença percentual entre o índice de confinamento do modelo circular para os demais é de aproximadamente 33 % quando se usa armadura contínua, e de apenas 8 % com o uso de armadura descontínua, fibras de aço. A explicação para este fato é que com a armadura contínua a o efeito de arqueamento das pressões de confinamento ocorre tanto na direção transversal, em função da forma dos estribos, quanto na direção longitudinal, em função do espaçamento entre os estribos. Já no caso do confinamento com fibras descontínuas de aço, estas são dispersas na matriz de concreto da camisa de reforço, e não concentradas com um determinado espaçamento, como no caso da armadura contínua, isso propicia que a pressão de confinamento seja gerada ao longo de todo o comprimento do pilar e não apenas nos locais onde se localizam os estribos e, portanto, o efeito de arqueamento das pressões de confinamento no sentido longitudinal deixa de existir, o que pode explicar a maior proximidade entre os índices de confinamento, independente da forma da seção transversal do pilar reforçado.

Olhando de outra forma para o arqueamento das pressões de confinamento, tem-se que a sua ocorrência pode provocar o *cover spalling*, que é o desprendimento do cobrimento. Conforme explicado no parágrafo anterior, com a utilização das fibras de aço o arqueamento da pressão de confinamento na direção longitudinal inexistente. Como o *cover spalling* é fortemente dependente deste arqueamento, a utilização das fibras de aço ao invés da armadura contínua inibe a ocorrência deste evento, se é que tem sentido falar em *cover spalling* quando se utiliza apenas as fibras de aço, já que estas são

dispersas em toda a massa de concreto, inclusive na região onde seria o cobrimento e, portanto, este deixa de existir.

Com base nas análises apresentadas até agora, entre estas duas técnicas, a que apresenta os melhores resultados é a de encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras curtas e longas de aço, pois os coeficientes de reforço e os índices de confinamento são maiores. Porém, deve-se atentar para o fato de que a quantidade de aço empregada nas duas técnicas é diferente, conforme apresentado na Tabela 62.

Tabela 62: Quantidade de aço empregado nas duas técnicas de reforço.

Seção Transversal	Volume da camisa de reforço (m ³)	Armadura Descontínua			Comprimento dos estribos (cm)	Armadura Contínua		
		Quantidade de aço (kg)				Quantidade de aço (kg)		
		Fibras Longas	Fibras Curtas	Total		Arm. Trans.	Arm. Long.	Total
Circular-Circular	0,0082	1,71	1,32	3,03	52	1,06		1,98
Quadrada-Quadrada	0,0092	1,91	1,48	3,39	74	1,51		2,43
Retangular-Retangular	0,0098	2,04	1,57	3,61	78	1,59	0,92	2,51
Quadrada-Circular	0,0086	1,79	1,38	3,17	52	1,06		1,98
Retangular-Eliptica	0,0090	1,86	1,44	3,30	71	1,45		2,37

Conforme apresentado na Tabela 62, embora o uso de fibras descontínuas de aço tenha conduzido a maiores índices de confinamento, a quantidade de aço utilizada para tal foi maior que no caso da utilização de barras contínuas de aço. Pensando agora no melhor aproveitamento dos materiais empregados, neste caso o aço, deve-se analisar qual o índice de confinamento produzido por 01 kg de aço, para tal basta dividir os índices de confinamento obtidos para cada um dos pilares pela respectiva quantidade de aço utilizada para gerá-lo. Tais valores são apresentados na Tabela 63.

Tabela 63: Índice de confinamento por quilograma de aço empregado nas duas técnicas de reforço.

Pilar	Índice de Confinamento	Quantidade de aço empregado (Kg)	Índice de confinamento por Kg de aço
C-CA 0n	0,97	1,98	0,49
Q-QA 0n	0,71	2,43	0,29
R-RA 0n	0,75	2,51	0,30
C-CF 0n	0,93	3,03	0,31
Q-QF 0n	0,87	3,39	0,26
R-RF 0n	0,85	3,61	0,24

Conforme se pode observar, o melhor aproveitamento do aço, ou seja, o maior índice de confinamento por kg de aço foi obtido com os pilares de seção transversal circular com armadura transversal contínua. Porém deve-se ater para o fato de que a configuração desta armadura é em espiral, o que dificilmente é conseguido em situações reais. Nos pilares de seção transversal quadrada e retangular, a utilização de barras de

aço também conduziu a um melhor aproveitamento do que se fossem utilizadas fibras de aço, porém com uma vantagem menos pronunciada.

Com todas as análises apresentadas pode-se concluir que dentro desta estratégia, a técnica que forneceu melhores resultados foi a de reforço com aumento da seção transversal com concreto de alta resistência reforçado com fibras curtas e longas de aço, porém com um consumo maior de aço, se comparada com a utilização de armadura contínua. Outro fato a ser levado em consideração é a facilidade de execução, principalmente no caso da utilização de armadura contínua em espiral, que foi a que possibilitou o melhor aproveitamento do aço, porém de difícil execução na prática.

c) Confinamento e aumento da seção transversal com mudança de forma

Este é o mesmo caso anterior, porém com o aumento da seção transversal se promove a alteração da sua forma para uma que possibilite um melhor desenvolvimento das pressões de confinamento, seja ela gerada pela armadura contínua ou pela armadura descontínua. Como a forma ideal para o desenvolvimento da pressão de confinamento é a circular e esta estratégia exige uma mudança na forma da seção, os pilares originais de seção circular não fazem parte desta estratégia, já que esta já é a forma ideal para o reforço. São abordados apenas os pilares com seção originalmente quadrada e retangular que após o reforço passaram a ser circular e elíptica, respectivamente. Ressalta-se que mesmo com a alteração na forma da seção transversal, a sua área permanece praticamente igual à dos pilares que não apresentaram mudança na forma da seção transversal.

Ao contrário do que foi feito até agora, nos diagramas comparativos entre o pilar original e o pilar reforçado, são apresentados também os diagramas dos pilares correspondentes da estratégia anterior, sem a alteração na forma da seção, para evidenciar a influência da forma da seção transversal na eficiência do reforço. A seguir apresentam-se tais diagramas, começando com os pilares com armadura transversal contínua (Figura 146).

Figura 146: Diagramas dos modelos com CAR e armadura contínua, em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica; (c) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Observa-se na Figura 156 (a) que a mudança na forma da seção transversal do pilar original quadrado para circular (modelos Q-CA 01 e Q-CA 02) possibilitou um acréscimo na resistência do pilar reforçado se comparado com a estratégia anterior, na qual a camisa de reforço possui a mesma forma do pilar original (modelos Q-QA 01 e Q-QA 02). Já quando compararmos os modelos Q-CA 0n, nos quais o pilar original é quadrado, com os C-CA 0n, com o pilar original circular, percebe-se que estes últimos apresentaram uma resistência maior. Já nos pilares de seção original retangular, aparentemente a forma da seção não provocou mudanças significativas na resistência do pilar reforçado (Figura 156 - b).

Porém, conforme dito anteriormente esta comparação não é válida para este caso, já que os modelos foram concretados em diferentes etapas e por isso o concreto utilizado não é o mesmo, embora tenha sido utilizada a mesma dosagem. Sendo assim, concentra-se a análise sobre os índices de confinamento de cada um deles. A Tabela 64

reapresenta tais índices dos modelos desta e alguns da série anterior, bem como o coeficiente de reforço e o índice de confinamento por quilograma de aço.

Tabela 64: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares com alteração na forma e armadura transversal contínua.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>	<i>Índice de Confinamento / kg de aço</i>
Q-CA 0n	1,70	0,95	0,48
R-EA 0n	1,65	0,86	0,36
C-CA 0n	1,47	0,97	0,49
Q-QA 0n	1,10	0,71	0,29
R-RA 0n	1,18	0,75	0,30

Conforme dito anteriormente, o coeficiente de reforço é apenas para quantificar o ganho de resistência em relação os respectivos pilares originais, não servindo de parâmetro para comparação entre as técnicas ou estratégias. Comparando o índice de confinamento dos modelos Q-CA 0n e Q-QA 0n, 0,95 e 0,71, respectivamente, fica clara a maior eficiência da estratégia que promove a mudança na forma da seção transversal do pilar inicialmente quadrado, pois neste caso, os estribos da camisa de reforço deixam de ser quadrados e passam a ser circulares, em forma de espiral, que é a situação ideal para o desenvolvimento das pressões de confinamento, fato este comprovado pelo índice de confinamento promovido por quilograma de aço, 0,48 contra 0,29, indicando que na forma de estribos circulares o aço é mais eficiente que na forma de quadrados. Comparando agora os pilares Q-CA 0n e C-CA 0n, no qual o pilar original também era circular, obteve-se índices de confinamento praticamente iguais, 0,95 e 0,97, respectivamente, o que revela que, na ausência de armadura transversal no pilar original, a forma do pilar a ser reforçado não influencia a eficiência do reforço quando este é feito transformando a seção do pilar em circular.

De forma análoga, os pilares R-RE 0n apresentam melhores resultados que os pilares R-RE 0n, ou seja, a mudança na forma do pilar original de retangular para elíptica após o reforço conduziu a um índice de confinamento de 0,86, enquanto que se a forma retangular fosse mantida este índice fica em 0,75. Quanto ao aproveitamento do aço, este também é melhor, sendo o índice de confinamento por quilograma de aço de 0,36 para o pilar reforçado elíptico contra 0,30 para o pilar reforçado retangular.

Comparando agora os dois tipos de seção final do pilar reforçado, circular e elíptica, conclui-se que a circular apresenta os melhores resultados, como já era de se esperar.

Passa-se agora a analisar os pilares encamisados com concreto de alta resistência reforçado com fibras, curtas e longas, de aço. A Tabela 65 o coeficiente de reforço, índice de confinamento e índice de confinamento por quilograma de aço e a Figura 147 apresenta seus respectivos diagramas de tensão-deformação. Conforme dito anteriormente, houve um problema na dosagem do concreto da camisa de reforço dos pilares Q-CF 02 e do R-EF01 e por isso tais resultados são desprezados.

Tabela 65: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares com alteração na forma e fibras curtas e longas de aço.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>	<i>Índice de Confinamento / kg de aço</i>
Q-CF 0n	1,38	0,89	0,28
R-EF 0n	1,46	0,76	0,23
C-CF 0n	1,59	0,93	0,31
Q-QF 0n	1,32	0,87	0,26
R-RF 0n	1,34	0,85	0,24

Ao contrário do que aconteceu no caso da utilização de armadura contínua, a mudança na forma da seção com concreto reforçado com fibras de aço não surtiu muito efeito. Os pilares Q-CF 0n apresentam índice de confinamento de 0,89 e índice de confinamento por quilograma de aço de 0,28, enquanto que nos pilares de seção quadrada após o reforço estes valores são praticamente iguais, 0,87 e 0,26, respectivamente, indicando que não houve praticamente nenhum benefício. No caso dos pilares de seção original retangular não só não melhorou o desempenho como piorou, passou de 0,85 e 0,24 para os pilares com seção retangular após o reforço, para 0,76 e 0,23 para os pilares elípticos após o reforço.

Figura 147: Diagramas dos modelos com CAR e fibras de aço, em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica; (c) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Para explicar a ineficiência desta técnica basta analisar os modelos após os ensaios (Figura 148). O que aconteceu é que, em função da própria geometria dos pilares, a camisa de reforço tem espessura variável ao longo do perímetro do pilar, sendo a menor espessura nas arestas dos pilares originais, tanto o de seção quadrada quanto retangular. A geração da pressão de confinamento depende da restrição da expansão lateral do pilar de forma contínua e, preferencialmente, uniforme ao longo da seção transversal do pilar, situação esta que não acontece com a utilização das fibras de aço, justamente por elas serem dispersas na massa de concreto e pela espessura variável da camisa de reforço, causando descontinuidade na restrição da expansão lateral, sendo as regiões das arestas as menos restringidas, justamente onde ocorreram as fissuras ao longo de toda a altura dos pilares, conforme se pode observar na Figura 148. Esta situação não ocorre com a utilização de armadura contínua justamente por causa da continuidade da armadura, inclusive na região das arestas dos pilares originais.

Figura 148: Fotos dos pilares reforçados após o reforço com CAR e fibras de aço, em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica.

Apenas para ilustrar a comparação, a Figura 149 apresenta os gráficos sobrepostos das duas técnicas abordadas nesta estratégia. Assim como no caso do encamisamento com concreto sem alteração na forma da seção, o trecho pós-pico dos pilares reforçados com barras contínuas é mais suave que os o correspondente aos pilares reforçados com fibras de aço, principalmente no caso dos pilares com seção final circular, em função da atuação da armadura transversal contínua na restrição da expansão lateral do pilar reforçado.

Figura 149: Diagramas dos pilares da estratégia de aumento com alteração da forma da seção transversal; (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica.

Com base nas análises dos resultados dos ensaios dos pilares com alteração na forma da seção transversal do pilar original podemos concluir que esta alteração é muito eficiente quando a alteração na forma é feita com concreto de alta resistência e armadura transversal contínua. Já quando se utiliza fibras de aço como armadura da camisa de reforço, os resultados obtidos não foram satisfatórios em função da ineficiente restrição da expansão lateral do pilar original, principalmente nas regiões de suas arestas. Portanto a mudança na forma do pilar original só é eficiente se esta for feita utilizando armadura transversal contínua.

d) Aumento da seção transversal sem mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo

Esta estratégia compreende duas diferentes técnicas, o encamisamento com armadura transversal contínua e concreto de alta resistência com posterior encamisamento com PRFC, e o encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibra, curtas e longas, de aço com posterior encamisamento com PRFC.

Para a análise dos resultados dos pilares reforçados com esta estratégia, apresenta-se os gráficos de tensão x deformação destes pilares com os seus respectivos pilares da estratégia que não envolvia o encamisamento com PRFC, além do pilar original.

Inicialmente apresenta-se a análise da técnica de encamisamento com armadura transversal, concreto de alta resistência e PRFC. Para tal a Figura 150 apresenta os diagramas de tensão x deformação.

Figura 150: Diagramas dos modelos com CAR+Aço+PRFC sem alteração na forma, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular, e; (d) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Assim como no caso do reforço por confinamento puro, apenas encamisamento com PRFC, o comportamento dos pilares encamisados com o PRFC apresentaram uma considerável alteração no comportamento do diagrama tensão x deformação, com um aumento na resistência do pilar reforçado mais expressiva no caso dos pilares de seção circular, e mais limitada para os de seção retangular.

Ainda sobre o comportamento tensão x deformação, percebe-se na Figura 150, que em todos os casos o comportamento pós-pico é muito parecido com o dos pilares correspondentes sem o encamisamento com PRFC. Isso acontece porque o diagrama pode ser dividido em três etapas distintas, cada uma com diferentes mecanismos resistentes principais. No primeiro trecho, desde a origem até antes da mudança brusca de inclinação do diagrama, o mecanismo resistente predominante é o próprio pilar reforçado sem o PRFC, neste caso o pilar encamisado com concreto de alta resistência e armadura transversal contínua, e por isso todas as curvas, referentes a uma mesma seção

transversal, praticamente coincidem, já que todos os pilares possuem as mesmas características.

Atingida a carga de pico dos pilares sem o PRFC, se inicia o segundo trecho nos pilares encamisados com a fibra de carbono. Neste segundo trecho, a deformação lateral foi suficiente para mobilizar mais intensamente a camisa de PRFC e esta é a que passa a comandar o comportamento do pilar reforçado em função da restrição imposta à expansão lateral. Este segundo trecho se prolonga até que a tensão na camisa de reforço seja igual à sua resistência à tração, o que acontece em diferentes estágios, dependendo da forma da seção transversal dos pilares, sendo o mais propício ao desenvolvimento da máxima pressão de confinamento os de seção circular e o menos propício os de seção retangular, ainda que com os cantos arredondados.

O terceiro e último trecho se inicia quando a camisa de PRFC se rompe, ruptura esta denunciada pela nova mudança na inclinação do diagrama, mas desta vez passando a apresentar uma inclinação negativa. Neste terceiro trecho o comportamento passa a ser governado novamente pela camisa de concreto armado, mais especificamente pela armadura transversal, já que tanto a camisa de PRFC quanto o concreto já atingiram a sua capacidade. Se compararmos os trechos descendentes dos diagramas dos pilares com e sem a camisa de PRFC, nota-se que ambos são muito semelhantes, diferindo apenas no fato de que este trecho para os pilares com o PRFC é um pouco deslocado em direção ao canto superior direito dos gráficos. Isto acontece porque a camisa de PRFC restringe a expansão lateral dos pilares mais intensamente que a armadura transversal, preservando inclusive esta armadura de deformações neste sentido. Depois da camisa de PRFC ser rompida, é a armadura transversal que passa a restringir tal expansão, assim como no caso da não utilização do PRFC, porém, como a tensão à qual o pilar está submetido é maior, e a armadura estava “protegida” desta deformação, o diagrama sofre este deslocamento para o canto superior direito e apresenta um comportamento bem semelhante ao dos pilares não confinados com o PRFC.

Mais uma vez, a forma dos pilares encamisados com PRFC teve um papel decisivo na eficiência do confinamento, conforme apresentado na Tabela 66. Quando comparados com os pilares correspondentes sem a camisa de PRFC, observa-se um aumento considerável no índice de confinamento graças à atuação da fibra de carbono. Tal aumento, nos pilares originais encamisados com o PRFC foi de 2,03, 1,59 e 1,19 para os pilares de seção circular, quadrada e retangular, respectivamente, bem maiores

do que os observados agora. A razão para esta diferença nos índices de confinamento é justamente a forma da seção transversal dos pilares, que embora seja a mesma do pilar original, suas dimensões são maiores, e como a pressão de confinamento é inversamente proporcional às dimensões da seção transversal do pilar, esta é menor para os pilares com maior seção.

Tabela 66: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares confinados com CAR+Aço+PRFC sem alteração na forma.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>
C-CA 1n	1,90	1,25
Q-QA 1n	1,36	0,88
R-RA 1n	1,24	0,79
C-CA 0n	1,47	0,97
Q-QA 0n	1,10	0,71
R-RA 0n	1,18	0,75

Passa-se agora a analisar os resultados dos ensaios dos pilares reforçados com a técnica de encamisamento com concreto de alta resistência reforçado com fibras, curtas e longas, de aço e posterior encamisamento com PRFC. A Figura 151 apresenta os diagramas de tensão x deformação destes pilares e dos seus correspondentes sem a camisa de PRFC, além dos pilares originais. Observa-se claramente que os exemplares número 1 de cada seção, apresentam comportamento inferior ao dos exemplares número 2, isso ocorreu em função da utilização de diferentes concretos, embora com a mesma dosagem, para fazer a camisa de reforço.

Da mesma forma que na técnica anterior, os diagramas revelam o ganho de resistência e mudança no comportamento pós-pico dos pilares encamisados com PRFC, que ao contrário do caso anterior não apresenta o terceiro trecho no diagrama tensão x deformação, já que neste caso a intensa fissuração do concreto impede que as fibras descontínuas da camisa de reforço inibam a expansão lateral do pilar, o que no caso da utilização de armadura contínua esta mesma fissuração não impede que a armadura transversal exerça este papel, apresentando assim o terceiro trecho no diagrama tensão x deformação.

Figura 151: Diagramas dos modelos com CAR+Fibras de Aço+PRFC sem alteração na forma, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular, e; (d) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

A exemplo do que aconteceu no caso dos pilares sem a camisa de PRFC, a técnica com o uso de fibras longas e curtas de aço apresentou índices de confinamento maiores que com a utilização de barras contínuas de aço. A Tabela 67 apresenta os índices de confinamento alcançados com esta técnica, e conforme pode-se observar, são substancialmente maiores que os pilares sem o PRFC, porém ainda inferiores aos pilares com o confinamento puro, reforçados apenas com o PRFC, e o motivo para que isso tenha ocorrido é o próprio aumento da seção transversal que dificulta a geração de pressões de confinamento, conforme explicado na técnica anterior.

Tabela 67: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares reforçados com CAR+Fibras de Aço +PRFC sem alteração na forma.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>
C-CF 1n	2,20	1,45
Q-QF 1n	1,78	1,15
R-RF 1n	1,65	1,03
C-CF 0n	1,59	0,93
Q-QF 0n	1,32	0,87
R-RF 0n	1,34	0,85

Comparando agora as duas técnicas que compõem esta estratégia, a Figura 152 apresenta os gráficos de tensão x deformação sobrepostos para ilustrar a diferença no comportamento. Fica claro nesta figura que os pilares que utilizam barras contínuas de aço ao invés de fibras descontínuas como armadura transversal, apresentam um comportamento pós-pico mais favorável, ou seja, com uma queda mais suave após a ruptura da camisa de PRFC, que conforme dito anteriormente, esta diferença é creditada ao avançado estado de fissuração do concreto da camisa de reforço que impossibilita a atuação das fibras de aço na contenção da expansão lateral do pilar reforçado, o que já não acontece no caso da utilização da armadura transversal contínua, independentemente da forma da seção transversal.

Quando se compara os índices de confinamento das duas técnicas, percebe-se que os pilares que apresentaram os maiores valores são os que utilizaram fibras descontínuas de aço. Algo semelhante aconteceu também na estratégia “b”, na qual os pilares não foram encamisados com PRFC, porém a diferença a favor do uso das fibras era menor.

Figura 152: Diagramas dos modelos com PRFC sem alteração na forma, em: (a) pilares de seção transversal circular; (b) pilares de seção quadrada; (c) pilares de seção retangular.

Analisando ainda os índices de confinamento, como a quantidade de PRFC utilizada nas duas técnicas foi a mesma, era de se esperar que o aumento no índice de confinamento em relação aos pilares sem o PRFC fosse o mesmo. Para o caso da utilização de armadura contínua, o aumento no índice de confinamento para os pilares de seção circular, quadrada e retangular foi de 29 %, 24 % e 5 %, respectivamente. Já para o uso de fibras de aço o ganho foi de 56 %, 32 % e 21 %, para os pilares de seção circular, quadrada e retangular, respectivamente. Portanto, mesmo com quantidades iguais de PRFC, o aumento no índice de confinamento foi substancialmente maior com a utilização das fibras de aço.

O fato de o índice de confinamento ser maior no caso da utilização das fibras de aço, também no caso da utilização da camisa de PRFC, reforça a tese de que o arqueamento das pressões de confinamento na transversal e também na longitudinal, propicia a ocorrência do *cover spalling*. Isto porque depois do encamisamento com PRFC, este só é mais intensamente mobilizado quando o pilar no seu interior atingir a

sua capacidade, neste estágio, nos pilares com armadura contínua, em função do arqueamento das pressões de confinamento, já ocorreu o destacamento do cobrimento. Com a mobilização da camisa de PRFC, esta irá confinar o pilar, porém parte do cobrimento deste pilar já está “destacado” do restante do pilar e, por este motivo, o confinamento desta parte não é tão efetivo como se o cobrimento não tivesse se destacado do restante do pilar. Como com a utilização das fibras de aço o arqueamento da pressão de confinamento não ocorre na longitudinal e consequentemente o *cover spalling* fica inibido, o confinamento promovido pela camisa de PRFC é mais efetivo, pois neste caso o “cobrimento” ainda está aderido no restante do pilar. Isso explica o porquê do aumento no índice de confinamento em relação aos pilares sem a camisa de PRFC ser maior no caso dos pilares que apresentam fibras curtas e longas de aço na camisa de concreto de alta resistência ao invés de barras contínuas de aço.

Com base nas análises apresentadas pode-se concluir que os maiores índices de confinamento atingidos com esta estratégia foram com a utilização do concreto reforçado com fibras curtas e longas de aço para a execução da camisa de reforço intermediária, antes do encamisamento com PRFC, em função da inibição do efeito de *cover spalling* que ocorre no caso da utilização da armadura contínua, o que pode diminuir a eficiência do confinamento promovido pela camisa de PRFC. Por outro lado, a técnica que apresentou o melhor comportamento pós-pico foi a técnica que utiliza armadura contínua na camisa de reforço de concreto, antes do encamisamento com PRFC, pois após a ruptura da camisa polimérica a armadura contínua é mais intensamente mobilizada, controlando assim a expansão lateral do pilar reforçado, o que não é possível com a utilização de fibras descontínuas de aço em função do avançado estado de fissuração do concreto que impede que elas desempenhem este papel.

e) Confinamento, aumento da seção transversal com mudança de forma e confinamento novamente

Os pilares que fazem parte desta estratégia são os mesmos da estratégia “c”, pilares quadrados e retangulares com mudança na forma para circular e elíptico, respectivamente, reforçados ainda com uma camada de PRFC.

Assim como no item “c”, os gráficos de tensão x deformação apresentam o comportamento dos pilares originais, dos pilares com alteração na forma e posterior

encamisamento com PRFC e os pilares encamisados com PRFC, porém mantendo a mesma forma do pilar original. A Figura 153 apresenta os gráficos relativos à primeira técnica desta estratégia, que é promover a alteração na forma da seção transversal com concreto de alta resistência e armadura transversal contínua.

Figura 153: Diagramas dos modelos com CAR e armadura contínua, e PRFC em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica; (c) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Já nestes gráficos fica clara a melhora no desempenho do pilar encamisado com PRFC, se comparado com o pilar sem a camisa polimérica. Assim como no caso do encamisamento sem a mudança na forma da seção transversal, o comportamento pós-pico é governado pela armadura transversal contínua dos pilares reforçados, que neste caso possuem a mesma forma da seção após o reforço. Assim como no caso anterior os diagramas tensão x deformação destes pilares também apresentam os três trechos distintos, cada um deles com mecanismos resistentes distintos e já descritos no item “d”. A Tabela 68 apresenta os coeficientes de reforço e os índices de confinamento dos pilares reforçados com esta técnica e de outros de interesse para a análise.

Tabela 68: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares confinados com CAR+Aço+PRFC com alteração na forma.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>
Q-CA 1n	2,47	1,38
R-EA 1n	2,12	1,11
Q-CA 0n	1,70	0,95
R-EA 0n	1,65	0,86
C-CA 1n	1,90	1,25
Q-QA 1n	1,36	0,88
R-RA 1n	1,24	0,79

A Tabela 68 mostra que o encamisamento com PRFC aumentou o índice de confinamento em 45 % e 29 % para os pilares inicialmente quadrados e retangulares, em relação aos seus correspondentes sem a camisa polimérica. Tais aumentos são superiores aos obtidos com o encamisamento com PRFC sem a alteração na forma, o que indica que, neste caso, o PRFC está sendo melhor utilizado. Quando se compara os índices de confinamento dos pilares com e sem alteração na forma e depois de encamisados com PRFC, fica evidente o efeito benéfico da alteração, que possibilitou que o pilar inicialmente quadrado, o Q-CA 1n, apresente um índice superior até mesmo ao pilar circular encamisado com PRFC, C-CA 1n.

A outra técnica desta estratégia é a utilização de fibras curtas e longas de aço na camisa de reforço intermediária antes do encamisamento com PRFC. Os diagramas de tensão x deformação destes pilares são apresentados a seguir.

Figura 154: Diagramas dos modelos com CAR e Fibras de aço, e PRFC em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica; (c) em todos os pilares com esta técnica de reforço.

Assim como no item “d”, a utilização das fibras de aço não permite que o diagrama tensão x deformação apresente os três trechos, isso porque o terceiro trecho, o pós-pico, seria caracterizado pelo controle da expansão lateral do pilar promovido pela armadura transversal contínua, o que no caso da utilização das fibras de aço, não é possível em função do avançado estado de fissuração que a matriz de concreto apresenta neste estágio, conforme dito anteriormente.

Já o comportamento dos pilares de seção original quadrada e retangular, após a mudança de forma com CAR e fibras de aço, e posterior encamisamento co PRFC, parece ser muito mais próximo entre si do que no caso do uso da armadura transversal contínua.

A Tabela 69 apresenta o coeficiente de reforço e o índice de confinamento atingido pelos pilares reforçados com esta técnica, e por outras técnicas de interesse para a análise.

Tabela 69: Coeficiente de reforço e índice de confinamento para os pilares confinados com CAR+Fibras de Aço+PRFC com alteração na forma.

<i>Pilar</i>	<i>Coeficiente de Reforço</i>	<i>Índice de Confinamento</i>
Q-CF 1n	2,58	1,66
R-EF 1n	2,24	1,16
Q-CF 0n	1,13	0,89
R-EF 0n	1,25	0,76
C-CF 1n	2,20	1,45
Q-QF 1n	1,78	1,15
R-RF 1n	1,65	1,03

Comparando os pilares que após o reforço, inclusive com a camisa polimérica, mantiveram a forma original da seção transversal, com os que tiveram esta alteração, o aumento no índice de confinamento foi de 44 % e 13 % para os pilares de seção original quadrada e retangular, respectivamente. Este aumento no índice de confinamento evidencia o efeito benéfico da alteração na forma da seção transversal para uma que propicie melhor distribuição da pressão de confinamento, neste caso a circular e a elíptica. No caso do pilar de seção original quadrada e que após o reforço ficou circular, o índice de confinamento é maior até mesmo que do pilar de seção original circular antes e após o reforço, assim como ocorreu no caso da utilização da armadura transversal contínua.

Comparando agora o índice de confinamento dos pilares que tiveram a sua forma alterada com e sem a camisa de PRFC, constatou-se um aumento de 87 % e 53 % para os pilares com seção transversal original quadrada e retangular, respectivamente, que apresentam a camisa polimérica. Tais aumentos são cerca do dobro dos aumentos obtidos com a utilização das barras contínuas de aço, a exemplo do que aconteceu quando se comparou estas duas técnicas sem a mudança na forma da seção, o que reforça a tese de que esta melhora deve-se à prevenção do *cover spalling* em função da não ocorrência do arqueamento das pressões de confinamento na longitudinal.

Chama a atenção o fato de que, na ausência da camisa de PRFC, o uso do CAR com fibras de aço para promover a mudança na forma da seção dos pilares quadrados e retangulares, não deu bons resultados em função da variação da espessura da camisa de concreto, causando a ruptura do pilar reforçado nas arestas dos pilares originais,

conforme ilustrado nas fotos da Figura 148. Já quando estes mesmos pilares são ainda encamisados com PRFC, aparentemente o efeito da variação da espessura da camisa de concreto não influenciou o bom desempenho mostrado por estes pilares, que ao contrário do que acontece quando não são encamisados com PRFC, apresentaram melhores resultados do que com o uso da armadura contínua ao invés das fibras de aço. A explicação para este fato é que a camisa de PRFC restringe a expansão lateral do pilar, e consequentemente da camisa de CAR com fibras, que mesmo sendo menos espessa nas arestas do pilar original, não sofre a concentração de tensões de tração nesta região superior às que pode suportar, pois estas são suportadas pelo PRFC, portanto a camisa de CAR com fibras permanece “íntegra” até a ruptura da camisa polimérica, quando então se fissa intensamente e não consegue restringir a expansão lateral. Não existindo mais o problema da ruptura da camisa de CAR retratada na Figura 148, a eficiência do confinamento é aumentada, se comparada com a utilização das barras de aço, em função da não ocorrência do efeito de arqueamento das pressões de confinamento na direção longitudinal, conforme comentado anteriormente.

A Figura 155 apresenta os gráficos de tensão x deformação dos pilares reforçados com estas duas técnicas. Conforme pode-se observar nesta figura, os pilares possuem um comportamento muito semelhante até o pico, independentemente da forma da seção e do material que foi utilizado, barras ou fibras de aço. A única diferença, conforme já comentado anteriormente, fica por conta do comportamento pós-pico, o qual é mais suave no caso da utilização de barras de aço ao invés das fibras, cujo motivo já explicado anteriormente.

Figura 155: Diagramas dos modelos com CAR e Barras ou Fibras de aço, e PRFC em: (a) pilares de seção quadrada e após o reforço, circular; (b) pilares de seção retangular e após o reforço, elíptica.

Baseado nas análises apresentadas conclui-se que a técnica que apresentou o maior índice de confinamento foi a de encamisamento com CAR e fibras curtas, e longas de aço, e posteriormente com PRFC, porém após a ruptura da camisa de PRFC o pilar reforçado não foi capaz de manter parte do carregamento, apresentando uma queda acentuada no diagrama tensão x deformação. Já os pilares reforçados com a técnica que utiliza armadura contínua na camisa de CAR apresentam um terceiro trecho no diagrama tensão x deformação, no qual o comportamento é governado pela armadura transversal que controla a deformação lateral do pilar.

Deve-se chamar a atenção para o fato de que a utilização de fibras de aço ao invés de barras contínuas de aço conduziu a um maior índice de confinamento, porém o consumo de aço é maior. Não foi apresentado o cálculo do índice de confinamento proporcionado por quilograma de aço em função de existir um outro agente que também é responsável pelo confinamento, que é a camisa de PRFC.

Independentemente da técnica utilizada, com armadura contínua ou descontínua, a mudança na forma da seção transversal foi extremamente favorável para o reforço dos pilares, conduzindo a maiores valores do índice de confinamento, quando comparados com os pilares sem mudança na forma da seção, encamisados com PRFC.

4.8.3 Representação Analítica do Diagrama Tensão x Deformação dos Pilares Reforçados com Concreto Armado e PRFC

Este item apresenta uma análise com enfoque diferente da apresentada anteriormente, embora também seja baseada nos resultados dos ensaios. Trata-se de uma primeira abordagem da representação analítica do diagrama tensão x deformação dos pilares reforçados com estratégias híbridas, mais especificamente dos pilares reforçados com concreto armado, sem mudança na forma da seção transversal, posteriormente encamisados com polímero reforçado com fibras de carbono.

Ressalta-se que a intenção destas análises não é a formulação de um novo modelo de previsão do comportamento dos pilares reforçados com a técnica abordada, e sim uma representação de tal comportamento baseada nos modelos de cálculos já existentes com algumas adaptações necessárias a este caso especificamente.

Esta representação restringe-se aos pilares reforçados com concreto armado, sem mudança na forma da seção transversal, posteriormente encamisados com polímero reforçado com fibras de carbono, em função da não existência de modelos de cálculo possam ser utilizados em pilares que tiveram sua seção transversal alterada ou que contemplem a uma utilização de fibras de aço como agente confinante.

Em busca da representação analítica dos resultados obtidos, busca-se na revisão bibliográfica subsídios que a possibilitem. Vários autores têm apresentado modelos teóricos que procuram descrever o comportamento tensão-deformação de pilares de concreto sujeitos ao efeito de confinamento. No caso do confinamento com armadura transversal de aço, alguns modelos foram desenvolvidos, primordialmente, para o dimensionamento de novos pilares de concreto de alta resistência, tendo em vista a natureza frágil dessa categoria de concreto. Nesse tipo de estudo, pesquisadores como Cusson & Paultre (1994) e Razvi & Saatcioglu (1999) consideram em particular os benefícios do confinamento na ductilidade do pilar. No caso de confinamento com PRF, os modelos teóricos, em geral, negligenciam a pré-existência da armadura transversal no pilar a ser reforçado.

Busca-se neste item analisar, com base em alguns dos modelos teóricos apresentados na revisão bibliográfica, os resultados obtidos pela superposição dos efeitos de confinamento gerados pela armadura transversal pré-existente de um pilar e pela camisa de reforço de PRF, comparativamente àqueles obtidos na análise experimental e apresentados nos ítems anteriores.

Com os resultados da simulação experimental, procede-se a presente análise confrontando-se o comportamento tensão-deformação obtido experimentalmente com as curvas sugeridas pelos modelos de cálculo utilizados, considerando-se ou não a superposição dos efeitos de confinamento.

Para proceder tais análises adota-se o modelo proposto por Razvi & Saatcioglu (1999) para o confinamento com concreto armado, e o modelo proposto por Lam & Teng (2003), para o confinamento com PRFC. Conforme será detalhado no momento oportuno, foram necessárias algumas adaptações no modelo de Lam & Teng (2003) para que fosse possível a sua aplicação em pilares de seção transversal diferente da circular, para a qual este modelo foi originalmente formulado. Tais alterações foram feitas utilizando-se alguns conceitos apresentados por Campione & Miraglia (2003).

A metodologia adotada nesta análise consiste em, a partir do pilar original sem armadura, calcula-se a resistência do pilar reforçado com concreto armado, considerando, além da resistência do núcleo confinado, que neste caso é o pilar original, a colaboração do cobrimento de concreto e da armadura longitudinal da camisa de reforço, na capacidade portante do pilar reforçado. Feito isso, considera-se agora o pilar reforçado com concreto armado como sendo o pilar original para a aplicação do modelo de confinamento com PRFC, ou seja, no caso dos pilares reforçados com concreto armado e com PRFC, a hipótese levantada é que a resistência do pilar reforçado é dada pela sobreposição dos efeitos de confinamento gerados pela armadura transversal da camisa de reforço de concreto armado, e da camisa de PRFC.

Na apresentação destas análises, utiliza-se a seguinte nomenclatura: Xmn , onde X pode ser C , Q ou R , para seção transversal circular, quadrada ou retangular, respectivamente; m pode ser 0 ou 1 para os pilares originais encamisados apenas com concreto armado ou com concreto armado e uma camada de PRFC, respectivamente; n pode ser 1 ou 2 , que é o exemplar, já que foram ensaiados 2 exemplares para cada configuração. Para os pilares originais utiliza-se apenas $PO-Xn$, sendo o PO significando pilar original e o X e n com os mesmos significados anteriores. A seguir apresentam-se separadamente os resultados dos pilares ensaiados de acordo com a forma da seção transversal.

4.8.3.1 Pilares de Seção Transversal Circular

A Tabela 70 apresenta a resistência e a correspondente deformação, observadas experimentalmente e calculadas analiticamente, no caso de pilares de seção transversal circular. Para o cálculo analítico, foram utilizados os modelos de confinamento apresentados, conforme a configuração de cada pilar, levando em conta a colaboração do cobrimento de concreto e da armadura longitudinal. As correspondentes curvas tensão-deformação são apresentadas na Figura 156.

Tabela 70: Resistência e deformação dos pilares da série C mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Análítica	Experimental	Análítica
PO-C1	17.69		0.002680	
PO-C2	17.54		0.002670	
C 01	38.24	41,54	0.00248	0.00179
C 02	38.19		0.00285	
C 11	47.98	51.74	0.00651	0.00611
C 12	51.00		0.01040	

Figura 156: Diagramas dos pilares C01 e C02, (a) e dos pilares C11 e C12 (b).

A primeira análise que se faz é que na Figura 156-a, as curvas correspondentes ao modelo proposto por Razvi & Saatcioglu (1999), teoricamente, deveria coincidir com a curva experimental, uma vez que este modelo fornece o comportamento do concreto confinado. Porém para os pilares ensaiados este modelo não se aplica diretamente, uma vez que estes pilares foram feitos em etapas diferentes, ou seja, primeiro foi feito o pilar original sem armadura transversal, depois foi instalada a armadura transversal e longitudinal e, em seguida, foi concretada a camisa de reforço com um concreto de resistência superior a do pilar original, e que por isso o cobrimento de concreto tem um importante papel na capacidade portante do conjunto. Sendo assim, no caso da curva experimental, além da colaboração do núcleo confinado, a capacidade portante do pilar reforçado também tem a colaboração do cobrimento de concreto e da armadura longitudinal. Portanto, teoricamente, a capacidade portante do conjunto é dada pela somatória de cada uma destas contribuições.

Pode-se observar na Tabela 70 e na Figura 156-a que a resistência dos pilares C01 e C02, determinada analiticamente, é superior à obtida nos ensaios, e que suas

correspondentes deformações são menores que as experimentais. A explicação que se dá para este fato é que a simples somatória das resistências do núcleo confinado, da armadura longitudinal e do cobrimento não é válida, posto que nos pilares de concreto de alta resistência é comum a ocorrência do efeito do *cover spalling*, que é a perda repentina do cobrimento de concreto. Neste caso, a somatória simples das componentes da resistência do pilar, as quais foram calculadas considerando-se a colaboração plena do cobrimento, não corresponde à realidade. Tal fato já foi relatado nas análises apresentadas.

Para a aplicação do modelo de confinamento com PRFC, considerou-se como resistência do concreto, f_0 , a resistência analítica média dos pilares C01 e C02, que são superiores às experimentais. Portanto, seria de se esperar que a resistência analítica dos pilares confinados com PRFC também fosse superior à experimental, o que ocorreu apenas no caso do C11, pois para o C12 os resultados mostram-se praticamente iguais, (Tabela 70 e na Figura 156-b). A razão para isso é que, neste caso, o *cover spalling* deixou de ter a importância que teve no caso dos pilares não-encamisados com PRFC, pois a camisa de PRFC confina todo o pilar, inclusive o cobrimento de concreto, e não apenas o pilar original (núcleo) como no caso anterior, o que diminuiu as consequências do *cover spalling*. Portanto, a camisa de PRFC possibilitou que o potencial resistente de cada uma das parcelas fosse preservado na resistência do conjunto.

Já na análise da deformação correspondente à máxima tensão, no caso dos pilares confinados apenas com aço (C01 e C02), a deformação analítica foi menor que a experimental nos dois casos, mais uma vez em função do *cover spalling* que não foi considerado na determinação da curva analítica e por causa disso o pico de tensão além de ser maior, ocorre a uma deformação axial menor no caso analítico do que no experimental. Já para os pilares confinados com aço e com PRFC, praticamente não houve diferença na deformação de pico no caso do C11, e foi um tanto pronunciada no caso do C12.

Quanto ao trecho descendente do diagrama tensão-deformação, na Figura 156-a a não consideração do *cover spalling* impossibilitou uma semelhança de comportamento entre as curvas analíticas e experimentais. Já no caso da Figura 156-b, em ambos os casos os trechos descendentes dos diagramas foram parecidos, já que as consequências do *cover spalling* foram minimizadas com o confinamento adicional promovido pela camisa de PRFC.

4.8.3.2 Pilares de Seção Transversal Quadrada

Para que fosse possível utilizar o modelo de confinamento com PRF de Lam & Teng (2003), foram necessárias algumas adaptações, já que este modelo foi formulado para pilares de seção transversal circular. Tais alterações foram feitas utilizando-se alguns conceitos apresentados por Campione & Miraglia (2003).

A primeira adaptação diz respeito ao cálculo da pressão de confinamento. Para tal, Lam & Teng (2003) sugerem a seguinte equação: $f_{l,a} = \frac{2.E_{prf}.t.\varepsilon_{h,rupt}}{d}$, onde “ d ” é o diâmetro do pilar. Porém, como neste caso se trata de um pilar de seção transversal quadrada, adota-se para o valor de “ d ” a medida do lado da seção.

Ainda no cálculo do f_l , o valor de $\varepsilon_{h,rupt}$, que é a deformação de ruptura da camisa de PRF, foi obtido minorando-se a deformação de ruptura em amostras do PRFC, submetidas à tração direta, por um coeficiente igual a 0,358. Este valor foi obtido por Sudano (2005), que o obteve a partir da relação entre a deformação de ruptura do PRFC em na camisa de reforço de pilares com as mesmas dimensões dos aqui analisados, e em ensaios de tração direta.

A última adaptação necessária foi a introdução do coeficiente k_e , que corresponde à relação entre a área efetivamente confinada e a área da seção transversal do pilar, calculado conforme a equação proposta por Campione & Miraglia (2003)

$$K_e = \frac{\left[b_d^2 - 4 \left(r^2 - \frac{\pi r^2}{4} \right) \right] - \frac{2}{3} (b_d - 2r)^2}{b_d^2 - 4 \left(r^2 - \frac{\pi r^2}{4} \right)} \quad (28)$$

onde “ b_d ” é o lado da seção e “ r ” é o raio de arredondamento dos cantos. Tal coeficiente se faz necessário em função do arqueamento da pressão de confinamento que ocorre em pilares de seção transversal diferente da circular.

Assim como no caso anterior, a Tabela 71 apresenta as resitências e as deformações de pico, observadas experimentalmente e calculadas analiticamente, no caso dos pilares de seção transversal quadrada, e a Figura 157 apresenta as respectivas curvas tensão-deformação.

Tabela 71: Resistência e deformação dos pilares da série Q mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Analítica	Experimental	Analítica
PO-Q1	18.22		0.00279	
PO-Q2	17.52		0.0031	
Q 01	28.70	32.66	0.00385	0.00180
Q 02	28.62		0.00366	
Q 11	35.43	35.39	0.01157	0.00460
Q 12	35.36		0.01267	

Assim como no caso dos pilares circulares, os valores calculados para a resistência dos pilares Q01 e Q02 são superiores aos experimentais (Tabela 71 e Figura 157-a). Analogamente, entende-se que o efeito do *cover spalling* não admite a plena colaboração do cobrimento na capacidade portante do pilar.

Figura 157: Diagramas dos pilares Q01 e Q02 (a), e dos pilares Q11 e Q12 (b).

Percebe-se na Figura 157-a que a diferença entre a curva proposta por Razvi & Saatcioglu (1999) somada com a correspondente a armadura longitudinal, e a obtida experimentalmente é bem pequena, o que significa que a colaboração do cobrimento é menor do que no caso dos pilares de seção circular. Este fato é perfeitamente compreensível, uma vez que os pilares aqui analisados estão sujeitos ao arqueamento das pressões de confinamento, o que aumenta a área não confinada e propicia o *cover spalling*.

Chama a atenção, ainda na Figura 157-a, o trecho descendente das curvas tensão-deformação destes pilares, que diferentemente do caso dos pilares circulares, mostra boa concordância da curva analítica com a experimental. Esta constatação revela a precisão satisfatória do modelo teórico utilizado para o confinamento com armadura transversa de aço, o que de certa forma já era esperado, visto que este foi formulado com base em resultados experimentais de pilares de seção transversal quadrada.

Analizando agora os pilares Q11 e Q12, percebe-se que a carga de ruptura experimental e analítica, ao contrário de suas respectivas deformações de pico, são bem próximas. Este fato revela que todas as alterações feitas no modelo de cálculo proposto por Lam & Teng (2003) são válidas para a determinação da carga de ruptura de um pilar de seção transversal quadrada encamisado com PRF.

A curva tensão-deformação analítica (Figura 157-b) tem uma forma aproximadamente bi-linear, como já era esperado, já que o modelo de cálculo utilizado foi elaborado para pilares de seção circular, para os quais este comportamento é típico. Assim como no caso anterior, após atingida a carga máxima, o diagrama analítico apresenta uma queda brusca até o nível de carregamento que a armadura transversal ainda consegue suportar, e a partir deste ponto o aço continua ou começa a escoar, dependendo da deformação axial sofrida pela armadura transversal, até a sua ruptura.

Analizando o trecho descendente dessas curvas (Figura 157-b), percebe-se uma certa concordância, porém com diferenças significativas nos valores de deformação para uma mesma tensão.

4.8.3.3 Pilares de Seção Transversal Retangular

O procedimento utilizado para o cálculo da pressão lateral gerada pela camisa de PRFC nos pilares de seção retangular foi essencialmente o mesmo utilizado para os pilares de seção quadrada. No entanto, para pilares com a mesma geometria e dimensões da seção transversal do que os aqui estudados, a relação entre a deformação de ruptura da camisa de PRFC e de amostras submetidas a tração direta, passa a ser tomada igual a 0,347, ainda segundo Sudano (2005).

Fez-se ainda necessária uma nova adaptação. Como a seção retangular tem duas dimensões diferentes, foram calculadas duas pressões laterais e dois coeficientes K_e e

em seguida foi calculada a média ponderada, utilizando para isso as dimensões da seção transversal, o que, de certa forma, está de acordo como procedimento adotado por Razvi & Saatcioglu (1999) para o confinamento de seções retangulares com aço.

A Tabela 72 e a Figura 158 apresentam as resistências e deformações, e as curvas tensão-deformação dos pilares de seção transversal retangular, obtidas experimental e analiticamente.

Os pilares de seção transversal retangular, reforçados apenas com a camisa de concreto armado, R01 e R02, foram os que apresentaram maior diferença entre a carga de ruptura experimental e analítica, novamente em função do *cover spalling*, efeito este que foi mais pronunciado neste pilares em função do intenso arqueamento da pressão de confinamento, como consequência da forma mais alongada da seção transversal.

Na Figura 158-a pode-se observar que a previsão do comportamento tensão-deformação fornecida pelo modelo de Razvi & Saatcioglu (1999) ficou muito aquém do comportamento da curva experimental. Quando somada com o comportamento da armadura longitudinal a curva se aproxima da experimental, mas ainda continua abaixo, diferença esta creditada justamente ao *cover spalling*. Todavia, assim como no caso dos pilares de seção quadrada, o trecho descendente do diagrama tensão-deformação foi semelhante ao experimental.

Tabela 72: Resistência e deformação dos pilares da série R mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Analítica	Experimental	Analítica
PO-R1	19.47		0.00222	
PO-R2	19.15		0.00205	
R 01	30.26	36.79	0.00337	0.00178
R 02	30.06		0.00437	
R 11	31.49	38.87	0.00930	0.00421
R 12	32.97		0.00592	

Figura 158: Diagramas dos pilares R01 e R02 (a), e dos pilares R11 e R12 (b).

Já a previsão da resistência dos pilares R11 e R12 realizadas com a metodologia aqui apresentada não forneceu bons resultados, diferentemente dos casos anteriores, nos quais a resistência obtida foi razoavelmente próxima à experimental. O que acontece é que nos pilares retangulares o efeito de arqueamento das pressões de confinamento é mais pronunciado e, portanto, uma parte considerável do cobrimento de concreto não é efetivamente confinada pela camisa de PRFC, daí a estimativa da resistência destes pilares ser tão elevada.

Quanto às deformações, determinadas analiticamente, para as quais ocorrem a máxima tensão aplicada nos pilares reforçados, assim como nos casos anteriores, são inferiores às obtidas experimentalmente.

Conclusões

Antes de apresentar das conclusões decorrentes da extensa análise experimental desenvolvida, julga-se importante destacar que ainda no item 2.3, com base única e exclusivamente na revisão bibliográfica, estabeleceu-se uma diferenciação entre os termos *estratégia de reforço* e *técnica de reforço*, com o pressuposto de que dentro de uma mesma estratégia de reforço existem diferentes técnicas que resultam em desempenhos diferentes, sendo estes governados, sobretudo, pelo tipo de material utilizado para tal. Baseado apenas na revisão bibliográfica, esta diferenciação já se justifica, porém a análise experimental evidenciou a importância desta definição, uma vez que cada uma das estratégias apresentou resultados diferentes com a mudança da técnica empregada, chegando a casos nos quais uma estratégia só é mais eficiente que uma outra com o uso de uma determinada técnica, caso contrário a outra é mais eficiente.

A seguir são apresentadas as conclusões específicas de cada um dos itens abordados no desenvolvimento do trabalho.

5.1 INVESTIGAÇÃO DE VIABILIDADE DAS HIPÓTESES LEVANTADAS

O objetivo deste item foi o de promover um estudo experimental simplificado, porém abrangente, que fornecesse subsídios para uma definição precisa e fortemente calcada em aspectos teóricos e comprovados experimentalmente, mesmo que de forma parcial.

Para comprovar, ou não, as hipóteses levantadas na revisão bibliográfica, foram realizadas uma série de ensaios orientados a esclarecer algum aspecto. A seguir apresentam-se as conclusões de cada um destes ensaios.

- **Aumento da seção transversal**

O objetivo destes ensaios era evidenciar o comportamento de pilares reforçados com uma camisa de concreto de alta resistência. Os resultados dos ensaios comprovaram que, na ausência do efeito de confinamento, a capacidade resistente do pilar reforçado fica a cargo, quase que exclusivamente, da camisa de reforço já que o pilar original pouco colabora com esta capacidade. Tal conclusão já era esperada, sendo esta inclusive uma prática comum entre os projetistas, desprezar a resistência do pilar original no dimensionamento do reforço mesmo com a utilização de armadura transversal neste reforço.

- **Efeito de confinamento**

O principal objetivo destes ensaios era avaliar a eficiência da combinação de diferentes tipos de fibras numa mesma camisa de PRF. O intuito desta combinação é de “ductilizar” e potencializar o efeito de confinamento gerado pelo PRF. Os ensaios revelaram que a combinação de diferentes tipos de fibra, neste caso a fibra de carbono e de vidro, fornece melhores resultados quando a ordem das fibras na camisa de reforço é da que apresenta maior módulo, nas camadas mais internas, para a de menor módulo de elasticidade nas camadas mais externas. A ductilidade dos corpos-de-prova encamisados com diferentes fibras não sofreu alterações significativas, provavelmente em função da pequena quantidade de fibra de vidro utilizada na última camada de reforço.

- **Estratégias híbridas**

As análises que mais contribuíram para a elaboração da série definitiva de ensaios foram as dos ensaios deste item. As questões a serem elucidadas eram: a adição de fibras de aço numa camisa de concreto de alta resistência aumenta o efeito de confinamento? Qual o resultado da associação da camisa de concreto de alta resistência com fibras de aço e a camisa de PRF? A protensão da camisa de reforço pode potencializar o efeito de confinamento?

Os resultados dos ensaios mostraram que a resposta para a primeira pergunta era afirmativa, ou seja, as fibras de aço aumentaram em cerca de 15% a colaboração do pilar original na capacidade portante do pilar reforçado graças, ao efeito de confinamento imposto pelas fibras de aço. Salienta-se que neste estudo inicial foi utilizado apenas 1 %

em volume de fibras longas, com 30 mm de comprimento, numa matriz de concreto com aproximadamente 60 MPa de resistência à compressão.

A resposta para a segunda questão levantada não foi conclusiva, uma vez que a ruptura dos modelos encamisados com CAR e fibras de aço e posteriormente com PRF, ocorreu fora da região central. Porém, o comportamento do diagrama tensão x deformação foi caracterizado por um trecho descendente, deixando de apresentar a ruptura frágil característica de pilares encamisados com PRF, principalmente com fibra de carbono. A conclusão a que se chega é que a nítida mudança de comportamento para um mais dúctil pode ter ocorrido devido à ação conjunta das duas alternativas apontadas, ruptura a partir da extremidade superior e a atuação das fibras de aço controlando a fissuração do concreto.

Quanto à possibilidade de protensão de uma camisa de reforço de PRFC pré-moldada, os materiais empregados não se mostraram adequados para este fim, em função de deformações laterais diferenciadas ao longo da seção transversal do pilar a ser reforçado.

***

Como conclusão geral destes ensaios para averiguação da viabilidade das hipóteses inicialmente levantadas tem-se que:

- o aumento da área da seção transversal do pilar com concreto de alta resistência é eficiente, porém deve-se utilizar algum material que seja capaz de introduzir o efeito de confinamento para poder contar com a colaboração, ainda que parcial, do pilar original na capacidade portante do conjunto;
- o combinação de diferentes tipos de fibras para compor uma camisa de PRF apresenta melhores resultados quando as fibras são ordenadas de tal forma que o módulo de elasticidade das fibras seja decrescente. Tais resultados, embora interessantes, apresentaram-se de interesse limitado para o andamento do trabalho, e por isso não foram explorados nos ensaios definitivos;
- a utilização de fibras de aço, ainda que de um único comprimento, na composição da camisa de reforço com CAR forneceu bons resultados no que diz respeito à introdução do efeito de confinamento por elas gerado e na “ductilização” da ruptura do pilar reforçado quando este recebe ainda

uma camada de PRFC. Portanto, com base nestes resultados, pode-se afirmar que é extremamente interessante a busca por um compósito formado por concreto e fibras, possivelmente de diferentes comprimentos, para potencializar o efeito de confinamento introduzido pelas fibras, e é justamente isso que foi feito nos ensaios definitivos;

- a utilização da protensão de uma camisa pré-moldada de PRFC não foi eficiente devido aos materiais e métodos aplicados. Em função dos bons resultados obtidos na análise das outras hipóteses e da grande quantidade de informações a serem levantadas sobre os outros materiais envolvidos, sobretudo o concreto com fibras de diferentes comprimentos, julgou-se inapropriado a continuidade desta frente de estudos, uma vez que o desenvolvimento de técnicas de execução e de dosagem de matérias expansivos demandaria um extenso estudo teórico e experimental que abordaria apenas uma estratégia de reforço, e por este motivo tal estratégia não fez parte dos ensaios definitivos.

5.2 CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE EXPERIMENTAL DEFINITIVA

Com base na revisão bibliográfica, apresentada no Capítulo 2, e nas análises de viabilidade procedidas no Capítulo 3, planejou-se a análise experimental definitiva. Tal análise foi voltada para a caracterização e o desenvolvimento de novas estratégias e técnicas de reforço, visando explorar e/ou potencializar as virtudes dos materiais comumente empregados no reforço de pilares, bem como desenvolver um material compósito formado por concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço de diferentes comprimentos, com características específicas para a sua aplicação no reforço de pilares de concreto.

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir da análise dos resultados dos ensaios definitivos.

5.2.1 Dosagem do concreto reforçado com fibras de aço com diferentes comprimentos

No item 4.5.3.1 foi apresentado todo o procedimento adotado na determinação do volume ideal fibras longas e curtas de aço a ser incorporado no concreto para que

fosse atingido o máximo desempenho no reforço de pilares com este material compósito. Já o item 4.8.1 apresenta uma análise dos resultados dos corpos-de-prova moldados com o mesmo concreto utilizado na camisa de reforço dos pilares que continha os volumes de fibras, longas e curtas, de aço determinados anteriormente. Com base nestes dois subitens e nos resultados dos ensaios dos pilares encamisados com concreto reforçado com fibras de aço, pode-se afirmar que:

- a opção por determinar inicialmente o volume das fibras longas de aço, antes do volume de fibras curtas, mostrou-se ser eficiente, sendo esta opção justificada pela intenção de se obter um material mais dúctil, principal deficiência do CAR, e a partir daí aumentar o máximo possível a resistência à tração deste material com a adição de fibras curtas.;
- diante de todas as combinações de diferentes volumes de fibras longas e curtas foi necessária uma cuidadosa e criteriosa análises de todos os resultados disponíveis, inclusive de outros trabalhos, para se chegar a uma proporção ideal. Chegou-se à conclusão de que, tendo em vista a aplicação deste concreto com fibras no reforço de pilares, a combinação ideal entre as fibras é a que fornece a maior relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão, chegando-se assim aos volumes de 2,59 % de fibras longas e 2,0 % de fibras curtas. Já na análise dos resultados dos ensaios dos pilares reforçados com CAR contendo estes volumes de fibras, pôde-se constatar o sucesso do procedimento adotado na dosagem do concreto com fibras, uma vez que estes pilares apresentaram eficiência comparada aos que foram reforçados com armadura transversal em espiral, que é a forma mais adequada para se fazer o reforço, e ainda com a vantagem de apresentar maior facilidade de execução do reforço propriamente dito;
- os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova moldados com os concretos com fibras em diferentes lotes de mistura, mesmo que utilizando a mesma dosagem, apresentaram diferentes resultados, porém a relação entre a resistência à tração e à compressão sempre ficou em torno de 12 %, muito superior aos 5,27 % obtidos sem a utilização das fibras de aço. Estes resultados ainda revelaram que este concreto é muito suscetível a variações, mesmo que pequenas, na dosagem de seus

constituintes e à energia de vibração empregada para promover o seu adensamento.

5.2.2 Estratégias e técnicas de reforço

De uma maneira geral, conclui-se que as análises sobre diferentes técnicas e respectivas estratégias de reforço atingiram plenamente os seus objetivos, uma vez que elucidaram o comportamento dos pilares reforçados, evidenciaram o real aproveitamento dos materiais empregados no reforço, introduziram novas formas de se proceder a análise de pilares reforçados e, principalmente, ensejaram o desenvolvimento de novas estratégias e respectivas técnicas de reforço, as quais apresentaram excelentes resultados.

Em função das peculiaridades de cada uma das estratégias abordadas, a uniformização das análises não pôde ser baseada apenas na resistência e deformação de cada um dos pilares reforçados. A utilização de um coeficiente de reforço, dado pela relação entre a resistência do pilares reforçados e a do pilar original, também se mostrou ineficiente, sendo então necessária a utilização de uma *formulação aditiva* das componentes resistentes do pilar, a partir da qual se obtém um *índice de confinamento*, dado pela diferença entre a resistência experimental e a resistência resultante da *formulação aditiva* para cada um dos pilares ensaiados. A partir do *índice de confinamento* foram feitas todas as análises de eficiência do reforço, usando como sempre o mesmo parâmetro de comparação.

Para facilitar a exposição, as conclusões específicas de cada estratégia de reforço são apresentadas separadamente.

- **Confinamento Puro**

Os ensaios dos pilares reforçados com polímeros reforçados com fibras de carbono não apresentaram nenhum comportamento anômalo. Ficou clara a influência da forma da seção transversal no desempenho dos pilares encamisados, sendo que a forma mais propícia para o desenvolvimento das pressões de confinamento foi a circular, e a menos propícia a retangular. Um outro fato interessante a ser comentado é que para esta estratégia, o coeficiente de reforço é igual ao índice de confinamento, uma vez que todo o incremento de carga no pilar reforçado só é possível em função do efeito de

confinamento, o que já não ocorre quando existe um aumento na área da seção transversal do pilar original.

- **Confinamento e aumento da seção transversal sem mudança de forma**

Esta estratégia apresenta as técnicas de reforço com concreto armado ou com concreto reforçado com fibras longas e curtas de aço, em ambos os casos sem a alteração na forma da seção transversal do pilar original. As análises apresentadas permitiram concluir que, dentro desta estratégia, a técnica que forneceu melhores resultados foi a de reforço com aumento da seção transversal com concreto de alta resistência reforçado com fibras curtas e longas de aço, porém com um consumo maior de aço, se comparada com a utilização de armadura contínua. Outro fato a ser levado em consideração é a facilidade de execução, principalmente no caso da utilização de armadura contínua em espiral, que foi a que possibilitou o melhor aproveitamento do aço, porém de difícil execução na prática.

Tal conclusão é de grande interesse, pois ficou comprovado que a utilização de fibras de aço numa camisa de reforço com CAR é uma alternativa viável para o reforço de pilares, desde que a dosagem e a escolha do(s) tipo(s) de fibras utilizadas seja criteriosa e fortemente embasada nos conceitos teóricos apresentados. Uma outra exigência para o emprego desta técnica é que se deve dar atenção especial para o tipo e energia de vibração utilizada para o adensamento do concreto reforçado com fibras.

- **Confinamento e aumento da seção transversal com mudança de forma**

Esta estratégia foi basicamente igual à anterior, inclusive com as mesmas técnicas, porém com a mudança na forma da seção transversal do pilar original. Com base nas análises apresentadas, pode-se concluir que esta alteração é muito eficiente especialmente quando a alteração na forma é feita com concreto de alta resistência e armadura transversal contínua. Já quando se utiliza fibras descontínuas de aço como armadura da camisa de reforço, os resultados obtidos não foram satisfatórios em função da ineficiente restrição da expansão lateral do pilar original, principalmente nas regiões de suas arestas. Portanto a mudança na forma do pilar original só é eficiente se esta for feita utilizando armadura transversal contínua.

- **Aumento da seção transversal sem mudança na forma, confinamento interno e posterior confinamento externo**

Esta estratégia compreende o encamisamento com CAR e armadura transversal contínua ou CAR com fibras longas e curtas de aço posterior encamisamento com PRFC. Com base nas análises apresentadas pode-se concluir que os maiores índices de confinamento atingidos para esta estratégia foram com a utilização do concreto reforçado com fibras curtas e longas de aço para a execução da camisa de reforço intermediária, antes do encamisamento com PRFC, em função da inibição do efeito de destacamento do cobrimento (*cover spalling*) que ocorre no caso da utilização da armadura contínua. Por outro lado, a técnica que apresentou o melhor comportamento pós-pico foi a técnica que utiliza armadura contínua na camisa de reforço de concreto, antes do encamisamento com PRFC, pois após a ruptura da camisa polimérica a armadura contínua é mais intensamente mobilizada, controlando assim a expansão lateral do pilar reforçado, o que não é possível com a utilização de fibras descontínuas de aço em função do avançado estado de fissuração do concreto que impede que elas desempenhem este papel.

- **Confinamento, aumento da seção transversal com mudança de forma e confinamento novamente**

As técnicas desta estratégia são as mesmas da anterior, porém promovendo-se ainda a mudança na forma da seção antes do encamisamento com PRFC. A técnica que apresentou o maior índice de confinamento a que utiliza fibras longas e curtas de aço na composição da camisa de CAR, porém após a ruptura da camisa de PRFC o pilar reforçado não foi capaz de manter parte do carregamento, apresentando uma queda acentuada no diagrama tensão x deformação. Já os pilares reforçados com a técnica que utiliza armadura contínua na camisa de CAR apresentam um terceiro trecho no diagrama tensão x deformação, no qual o comportamento é governado pela armadura transversal que controla a deformação lateral do pilar assim como na estratégia anterior.

Independentemente da técnica utilizada, com armadura contínua ou descontínua, a mudança na forma da seção transversal foi muito favorável para o reforço dos pilares, conduzindo aos segundos maiores índices de confinamento de todas as estratégias abordadas, ficando atrás apenas dos pilares reforçados com o confinamento puro.

***

De uma forma geral salienta-se mais uma vez a grande eficiência do encamisamento de pilares com concreto de alta resistência reforçado com fibras longas e curtas de aço. Esta, se utilizada e dimensionada com critério, pode se tornar uma excelente alternativa para o reforço de pilares de concreto armado, tendo em vista os bons resultados obtidos neste trabalho e pela facilidade de execução, se comparado com a utilização de armadura transversal contínua em aço.

5.2.3 Representação analítica dos diagramas tensão x deformação dos pilares reforçados com estratégias híbridas

Com base nos resultados apresentados sobre a consideração da armadura transversal no reforço de pilares de concreto armado com PRFC, é possível concluir que:

- a consideração da contribuição da camada de cobrimento de concreto na capacidade portante do núcleo confinado deve ser feita com cautela, uma vez que os resultados demonstraram que a sua colaboração é limitada pelo efeito de destacamento do cobrimento (*cover spalling*). Assim como no caso de dimensionamento de pilares de concreto de alta resistência, parte dessa camada não se encontra suficientemente confinada e, portanto, não deve ser considerada na previsão da capacidade resistente última;
- para a consideração da armadura transversal no confinamento com PRFC, com superposição dos efeitos de confinamento, gerados por cada um destes componentes conduziu a bons resultados para efeito de previsão da resistência de pilares reforçados nos casos de seção transversal circular e quadrada, já no caso de pilares de seção retangular, tal procedimento se mostrou insatisfatório, uma vez que neste tipo de seção o efeito de arqueamento das pressões de confinamento é muito pronunciado, o que minimiza ainda mais a colaboração da camada de cobrimento na resistência final;
- em todos os casos, a previsão da deformação última não forneceu resultados coerentes com os obtidos na análise experimental, o que exige uma interpretação criteriosa dos resultados, para efeito de aplicação

prática, assim com sugere a continuidade dos estudos para aperfeiçoamento dos métodos teóricos.

5.3 PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

Embora neste trabalho tenha sido realizada uma extensa análise experimental compreendendo diversos tópicos de interesse, não foi possível eliminar todas as lacunas verificadas antes do início da pesquisa. Ainda no desenvolvimento do trabalho surgiram novas hipóteses que não puderam ser averiguadas em função da limitação de abrangência necessária para o desenvolvimento da pesquisa. Sendo assim, neste tópico da conclusão apresenta-se a seguir algumas propostas para continuidade deste trabalho.

- **Combinação de diferentes fibras no PRF:** uma das hipótese comprovadas foi a de que a combinação de diferentes fibras na composição do PRF traz benefícios ao comportamento global do pilar reforçado. Porém esta conclusão foi baseada apenas em resultados de ensaios de corpos-de-prova encamisados com polímero reforçado com fibra de carbono e de vidro combinadas em diferentes ordens. A proposta é avaliar se este desempenho se confirma quando os modelos utilizados são maiores e aumentando a gama e a gramatura dos tecidos de fibra utilizados.
- **Protensão da camisa de reforço de PRF:** uma das principais hipóteses levantadas inicialmente foi sobre a possibilidade de fazer um reforço com uma camisa de PRF protendida, com o intuito de aumentar o aproveitamento dos materiais envolvidos e diminuir a deformação de pico. Verificou-se que os conceitos e procedimentos envolvidos neste tipo de reforço requerem atenção especial e se distanciam do objetivo central deste trabalho, e por este motivo esta estratégia foi excluída do plano de pesquisa. Sugere-se um trabalho inteiramente voltado ao desenvolvimento de dosagens de materiais expansivos e de procedimentos executivos que permitam o emprego desta estratégia de reforço.

- **Desenvolvimento de métodos melhorados de dosagem do concreto reforçado com fibras de diferentes comprimentos:** o método utilizado para a dosagem do concreto com fibras foi fortemente baseado nem resultados empíricos desta e de outras pesquisas. Em função dos bons resultados, justifica-se o desenvolvimento de novos métodos de dosagem que conduzam a concretos com maiores resistência à compressão e à tração utilizando fibras de aço com diferentes comprimentos. Sugere-se, por exemplo, que se utilize sílica ativa na composição da matriz e os conceitos da Mecânica do Fraturamento como uma forte ferramenta para auxiliar na análise dos resultados.
- **Concreto autoadensável reforçado com fibras:** uma das exigências para se obter bons resultados no uso do concreto reforçado com fibras no reforço de pilares, é garantir que as fibras se orientem, preferencialmente, na horizontal, ao longo de toda a altura da camisa de reforço. Como nesta pesquisa foram utilizados modelos reduzidos de pilares, foi possível a utilização de uma mesa vibratória com energia de vibração vertical para impor esta orientação preferencial às fibras, o que seria impossível numa situação real de reforço. Uma possível solução é a utilização do concreto autoadensável para impor esta orientação preferencial das fibras em função do próprio fluxo do concreto. Para isso sugere-se desenvolver estudos que possibilitem a dosagem deste concreto e a aplicação, por exemplo, utilizando-se formas especialmente projetadas para permitir que este concreto seja bombeado a partir da base do pilar até que atinja a sua extremidade superior.
- **Representação analítica e modelagem numérica:** em função da extensão da simulação e análise experimental não foi possível a representação analítica e modelagem numérica dos resultados obtidos, portanto sugere-se que em trabalhos futuros seja dada uma atenção especial para estes dois tópicos.

- **Desenvolvimento de fluxogramas de tomada de decisão:** atualmente a oferta de estratégias e técnicas de reforço disponíveis na literatura especializada, como mostrado neste trabalho, é grande e cabe ao projetista optar pela estratégia e técnica que melhor atende as exigências específicas do projeto. Sugere-se que diante de todas estas alternativas se proponha um fluxograma de tomada de decisão, baseado nas virtudes e inconvenientes de cada uma das alternativas de reforço atualmente disponíveis. O intuito deste fluxograma, a princípio, seria a sistematização da melhor escolha para cada caso, tendo em vista as restrições e exigências de projeto, disponibilidade de materiais e mão de obra especializada e também restrições orçamentárias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMAD, S. H.; KHALOO, A.R. ; IRSHAID, A. (1991). Behaviour of concrete spirally confined by fibre glass filaments. *Magazine of Concrete Research*, v. 43, p. 143-148.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). Committee 544 (ACI 544.3R-93). Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and steel fiber reinforced concrete. Detroit, USA, 10p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 440.2R. “Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, *ACI COMMITTEE 400*, Farmington Hills, Michigan, USA, 45 p., Oct.,2002.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). *D 3039 / D 3039M/95*: Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. 1978.
- BALAGURU, P. N. ; SHAH, S. P. (1992). Fiber Reinforced Cement Composites. New York: McGraw Hill.
- BARRAGÀN, B. E.; GARDNER, D.; GETTU, R.; FERREIRA, L. E. T. “Study of the distribution and orientation of fibers in cast cylinders”. *Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d’Enginyeria de la Construcció, Laboratori de Tecnologia d’Estructures*, Internal Report RG/BEB/2-00 March 2000.
- BENTUR, A ; MINDESS, S. (1990). Fiber reinforced cementitious composites. United Kingdon. Barking, Elsevier.
- BISBY, L. A.; KODUR, V. K. R.; GREEN, M. F. (2005). Fire Endurance of Fiber-

- Reinforced Polymer-Confined Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, v.102, n.6, p.883-891, November-December.
- CAMPIONE, G., MENDOLA, L. L. (2004). Behavior in compression of lightweight fiber reinforced concrete confined with transverse steel reinforcement. *Cement & Concrete Composites*. v. 26, p. 645-656.
- CAMPIONE, G.; MIRAGLIA, N. (2003). Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites*, Essex, v.25, n.1, p.31-41, Jan.
- CARRAZEDO, R. (2002). Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono. São Carlos, 2002. 173p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CARRAZEDO, R. (2005). *Mecanismos de Confinamento em Pilares de Concreto Encamisados com Polímeros Reforçados com Fibras Submetidos à Flexo - Compressão*. 243p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- CHAN, W. W. L.(1955). The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks. *Magazine of Concrete Research*, v. 7, n.21, pp.121-132.
- CHOI, Y.; YUAN, R. L. (2005). Experimental relationship between splitting tensile strength and compressive strength of GFRC and PFRC. *Cement and Concrete Research*, v.35, p. 1587-1591.
- CUSSON, D.; PAULTRE, P. “Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete”. *J. Structural Engrg.*, ASCE, vol. 121, nº. 3, pp. 468-477, 1995.
- CUSSON, D.; PAULTRE, P. “High strength concrete columns confined by rectangular ties”. *J. Structural Engrg.*, ASCE, vol. 120, nº. 3, pp. 783-804, 1994.
- DAVIES, J. M.; WANG, Y. C.; WONG, P. M. H. (2006). Polymer composites in fire. *Composites Part A: applied science and manufacturing*, v. 37, p. 1131-1141.

- EDWARDS, K.L. (1998). An overview of the technology of fiber-reinforced plastics for design purposes. *Materials and Design*, v.19, p.1-10.
- FAGURY, S. C. (2002). Concretos e pastas de elevado desempenho: contribuição aos estudos de reparos estruturais e ligações entre concretos novo e velho, com tratamento da zona de interface. 143p. Dissertação (Mestrado) – Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- FERRARI, V. J. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. *São Carlos, 2007 328p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.*
- FIB-CEB (1998). Ductility of Reinforced Concrete Structures. CEB Bulletin d'Information, n.242, May.
- FIGUEREDO, A. D. (2005). *Concreto com Fibras*. In: Geraldo Cechella Isaia (editor.). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. 1º ed. São Paulo, 2005, v.2, p. 1195 – 1225.
- FOSTER, S. J. “On behavior of High-Strength Concrete Columns: Cover Spalling, Steel Fibers, and Ductility.” *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 4, pp.583-589, 2001.
- FOSTER, S. K.; BIBSY, L.A. (2005). High Temperature Residual Properties of Externally-Bonded FRP Systems *International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures – ACI Special Publication*. vol. 230, pp.1253-1267.
- GETTU, R. (2002). Utilização de polímeros reforçados com fibras para reparo e reforço. /Palestra proferida no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP em outubro de 2002.
- HANNANT, D. J. (1978). Fibre cements and fibre concretes. Wiley-Interscience Publication: John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (1984). Method of test for compressive

- strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete. JSCE-SF5. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N. 3, June p-63-66.
- JONES R. HANNA S. (1997). Composite wraps for aging infra-structures. *Theoretical and applied fracture mechanics*, v. 28, p. 125-134.
- KARABINIS A. I. ROUSAKIS T. C. (2002). Concrete confined by FRP material: a plasticity approach. *Engineering Structures*, v. 24, p. 923-932.
- KARBHARI V. M. ZHAO L. (2000). Use of composites for 21st century civil infrastructure. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, v. 185, p. 433-454.
- KING, J. W. H. (1946) The Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Confined Concrete. *The Structural Engineer*, v. 24, n.7, p.355-388.
- KODUR, V. K. R.; BIBSY, L.A.; GREEN, M. F.; CHOWDHURY, E. (2005). Fire Endurance of Insulated FRP-Strengthened Square Concrete Columns. *7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures – ACI Special Publication*. vol. 230, pp.1253-1267.
- LAM, L.; TENG, J. G. “Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete.” *Construction and Building Materials*, vol. 17, pp. 471-489, 2003.
- LAM, L.; TENG, J.G. “Strength Models for Fiber-Reinforced Plastic-Confined Concrete.” *J. Structural Engrg.*, ASCE, vol. 128, n°. 5, pp. 612-623, 2002.
- LAU, K.; ZHOU, L. The mechanical behavior of composite-wrapped concrete cylinders subjected to uniaxial compression load. *Composite Structures*, Oxford, v.52, n.2, p.189-198, May, 2001.
- LI G. HEDLUND S. PANG S. ALAYWAN W. EGGERS J. ABADIE C. (2003). Repair of damaged RC columns using fast curing FRP composites. *Composites Part B: engineering*, v. 34, p. 261-271.
- LI G. HEDLUND S. PANG S. ALAYWAN W. EGGERS J. ABADIE C. Investigation

- into FRP repaired RC columns. *Composite Structures*, Oxford, v.62, n.1, p.83-89, Oct, 2003a.
- LI, V. C. (1992). Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: Swamy, R. N. *Fourth Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. Rilem Symposium FRC 92*. Proceedings.
- LIMA JÚNIOR, H. C. (2003). *Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas*. Tese de doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- LIMA, F. B.(1997). Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação. 169p., Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MAALEJ M. TANWONGSVAL S. PARAMASIVAM P. (2003). Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP. *Cement & Concrete Composites*, v. 25, n°2, Pp. 263-276.
- MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. J. T. (1988-b). “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. *Journal of Structural Engineer*, v.114, n°8, pp. 1804 – 1826.
- METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. Pini, Brasil, p. 62, 1994.
- MIRMIRAN, A.; SHAHAWY, M. “Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites.” *J. Structural Engrg., ASCE*, vol. 123, n° 5, pp. 583-590, 1997.
- MIYAUCHI, K.; NISHIBAYASHI, S.; INOUE, S. Estimation of strenghtening effects with carbon fiber sheet for concrete column. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 3., Tokyo. *Proceedings*.Tokyo: Japan Concrete Institute, v.1, p.217-225, 1997.
- MORTAZAVI, A. A.; PILAKOUTAS, K., KI, S. S. (2003). RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP. *Construction and Building Materials*. v.17, p. 491-

497.

NATARAJA, M. C., DHANG, N., GUPTA, A. P. (1999) Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement & Concrete Composites*. v.21, p. 383-390.

NESHELI, K. N., MEGURO, K. (2005). External Prestressing Concrete Columns with Fibrous Composite Belts. In: *7th International Symposium Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, 2005, Kansas City, Missoure, USA. Anais, 1 CD-ROM.

NUNES, L. C. (1998). Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos de matriz de concreto. 193p. Dissertação de Mestrado, São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

PARVIN A. WANG W. (2002). Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic loads. *Composite Structures*, v. 58, p. 539-549.

PESSIKI, S. et al. (2001). Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets. *Journal of Composites for Construction*, New York, v.5, n.4, p.237-245, Nov.

POPOVICS, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 3, n. 4, p. 583-599.

RAZVI, S. R.; SAATCIOGLU, M. Tests of high strength concrete columns under concentric loading. Rep. OCEERC 96-03, Dep. Of Civ. Engrg., Univ. of Ottawa, Canada, 1996.

RAZVI, S. R.; and SAATCIOGLU, M. "Confinement Model for High-Strength Concrete." *J. Structural Engrg.*, ASCE, vol. 125, nº. 3, pp. 281-289, 1999

SAADATMANESH H. (1997). Extending service life of concrete and masonry structures with fiber composites. *Construction and Buildings Materials*, v. 11, p. 327-335.

SAATCIOGLU, M., ASCE, M., YALCIN, C. (2003). External Prestressing Concret

- Columns for Improved Seismic Shear Resistance. *Journal of Structural Engineering*, v. 129, n.8, p. 1057-1070.
- SAATCIOGLU, R.; RAZVI, S. R. "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement". *ACI Structural Journal*, vol. 99, nº. 1, pp. 3-11, 2002.
- SAMAAN, M.; MIRMIRAN, A.; SHAHAWY, M. (1998). Model of concrete confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.124, n.9, p.1025-1031, Sept.
- SHAHAWY M, MIRMIRAN A, BIETELMAN T. (2000). Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns. *Composites Part B: engineering*, v.31, p. 471-80.
- SHEHATA, I.A.E.M.; CARNEIRO, L.A.V.; SHEHATA, L.C.D. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. *Materials and Structures*, v.35, p.50-58, 2002.
- SHEIKH S.A. (2002). Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers. *Engineering Structures*, v. 24, p. 869-879.
- SONG, P. S.; HWANG, S.; SHEU, B.C. (2005-B). Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*, v.35, p. 1546-1550.
- SONG, P. S.; WU, J. C.; HWANG, S.; SHEU, B.C. (2005-A). Statistical analysis of impact strength and strength reliability of steel-polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v.19, p. 1-9.
- STÄHLI, P.; CUSTER, R.; VAN MIER, J. G. M. "On flow properties, fibre distribution and flexural behaviour of FRC." *Materials and Structures, RILEM*, DOI 10.1617/s1527-007-9229-x, 2007.
- SUDANO, A. L. *Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono)*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

- SUDANO, A. L.; TAKEUTI, A. R.; HANAI, J. B. (2003). A influência da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade de pilares de concreto armado. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2003, São Paulo. *Anais*, São Paulo. 1 CD-ROM.
- SUDANO, A. L.; TAKEUTI, A. R.; HANAI, J. B. (2005). Influence of Steel Fibers on Strength, Ductility and Cover Spalling in RC Columns. In: *IV International ACI/CANMET Conference Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing*, 2005, Olinda. *Anais*, Olinda. 1 CD-ROM.
- SUDANO, A. L.; HANAI, J. B. (2003). “Utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) no Reforço de Estruturas”. In: *Workshop “Concreto: Durabilidade, Qualidade e Novas Tecnologias*, *Anais* 1 CD-ROM, Ilha Solteira, Julho, 2004.
- TAKEUTI, A. R. Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho. São Carlos, 2003. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- TENG, J.G.; LAM, L. Compressive behavior of carbon fiber reinforced polymer-confined concrete in elliptical columns. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.128, n.12, p.1535-1543. Dec, 2002.
- TENG, J.G.; LAM, L. “Behavior and Modeling of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete.” *J. Structural Engrg.*, ASCE, vol. 130, nº. 11, pp. 1713-1723, 2004.
- TRIANTAFILLOU, T. AND PAPANICOLAOU, C. “Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as strengthening materials of concrete structures”. *FRPRCS7* p. 99-117, 2005.
- WILLIAMS, B.; BISBY, L.; KODUR, V.; GREEN, M.; CHOWDHURY, E. (2006). Fire insulation schemes for FRP strengthened concrete slabs. *Composites Part A: applied science and manufacturing*, v. 37, p. 1151-1160.