ALEXANDRE LUIS SUDANO

“Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono)”

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

Orientador: Professor Titular João Bento de Hanai

São Carlos
2005

Aos meus pais, irmãos e demais familiares, agradeço o carinho e incentivo ao longo de todos esses anos, e à Sabrina por todo amor e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Gilberto e Maria, meus irmãos, Alessandra, Mateus e Marcos, meu cunhado Eduardo, minha cunhada Andréia, e especialmente a minha namorada Sabrina, por todo o apoio e incentivo nas horas mais difíceis.

Ao Professor Titular João Bento de Hanai, por ter me dado votos de confiança desde a iniciação científica, e pela preciosa orientação e apoio ao longo de quase cinco anos.

Aos Engenheiros e amigos Adilson R. Takeuti e Ricardo Carrazedo pela grande ajuda ao longo de todas as etapas deste trabalho.

A todos os professores do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela valiosa contribuição na minha formação acadêmica e científica.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial aos funcionários do Laboratório, pela dedicação e qualidade dos serviços prestados.

A todos os colegas do Departamento pela amizade e companheirismo. A todos os amigos do CLUBINHO com os quais, fazer Mestrado ficou muito mais divertido!!!!

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

A FAPESP (Fundação de Ampara à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela concessão da bolsa de estudos.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela concessão de apoio financeiro a esta pesquisa.

A SIKA, pelo fornecimento de parte do material utilizado na análise experimental.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS IV
LISTA DE TABELAS VII
RESUMO VIII
ABSTRACT IX

Capítulo 1: Introdução 1
1.1 Generalidades 1
1.2 Objetivos 4
1.3 Justificativas 5
1.4 Metodologia Aplicada 6
1.5 Apresentação da dissertação 7

Capítulo 2: Revisão Bibliográfica 8
2.1 Princípio do reforço de pilares de concreto 8
2.2 Confinamento de pilares de concreto armado 9
2.2.1 Confinamento com armadura transversal de aço 11
2.2.1.1 Fatores que influenciam o confinamento com armadura 13
2.2.1.2 Modelos de Confinamento com aço 14
2.2.2 Confinamento com polímeros reforçados com fibras 16
2.2.2.1 Vantagens e desvantagens do uso de PRF no reforço de pilares 17
2.2.2.2 Propriedades mecânicas das fibras e matrizes poliméricas 19
2.2.2.3 Fatores que influenciam o confinamento com PRF 20
2.2.2.4 Modos de Aplicação do PRF 24
2.2.2.5 Comportamento do PRF na camisa de reforço 26
2.3 Confinamento de pilares de seção transversal diferente da circular 31
2.3.1 Arredondamento dos Cantos 34
2.3.2 Modelos de Cálculo para Seções Quadradas e Retangulares 35
2.4 Tenacidade e Ductilidade 47
2.4.1 ACI 544.2R-89 48

2.4.2 ASTM C 1018-94 50
2.4.3 JSCE SF 5 (1984) 50
2.4.4 Método de Ahmad (1992) 51
2.4.5 Encurtamento percentual 52

Capítulo 3: Programa Experimental 54
3.1 Ensaios Preliminares 53
3.1.1 Mudança da forma da seção transversal 55
3.1.1.1 Diagrama tensão x deformação 57
3.1.1.2 Deformabilidade 60
3.1.1.3 Forma da seção transversal 61
3.2 Ensaios definitivos 62
3.2.1 Planejamento dos ensaios 63
3.2.2 Dimensionamento dos modelos 64
3.2.3 Instrumentação 67
3.2.4 Projeto das fôrmas dos modelos 68
3.3 Ensaios dos modelos definitivos e seus resultados 70
3.3.1 Materiais 70
3.3.2 Preparação dos modelos 77
3.3.3 Ensaios dos modelos 79
3.3.3.1 Resultados dos ensaios dos modelos 82
3.3.3.1.1 Modelos de seção transversal circular 83
3.3.3.1.2 Modelos de seção transversal quadrada 86
3.3.3.1.3 Modelos de seção transversal retangular 89
3.3.3.1.4 Modelos de seção transversal elíptica 93
3.3.3.1.5 Modelos de seção transversal composta 96

Capítulo 4: Análise dos resultados 102
4.1 Aplicabilidade dos métodos de cálculo 102
4.2 Tenacidade e Ductilidade 104
4.3 Análise dos ensaios dos modelos reforçados 107

4.3.1 Configuração do diagrama tensão x deformação dos modelos encamisados de seção transversal circular 107
4.3.2 Relação de reforço dos modelos encamisados 110
4.3.3 Avaliação do coeficiente de forma da seção transversal 112
4.3.4 Efeito do confinamento das extremidades dos modelos 116
4.3.5 Distribuição da pressão de confinamento na seção transversal 117

Capítulo 5: Conclusões 121
5.1 Desempenho da camisa de PRF 121
5.2 Aplicabilidade dos métodos de cálculo 122
5.3 Comportamento do diagrama tensão x deformação de modelos encamisados de seção circular 122
5.4 Análise dos modelos encamisados com PRFC 123
5.5 Ductilidade e Tenacidade 124
5.6 Coeficiente de forma 124
5.7 Proposta para futuras pesquisas 125

Capítulo 6: Referências 126

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ilustração de algumas situações de confinamento 2
Figura 2: Distribuição da pressão de confinamento antes e depois do reforço com PRF e arredondamento dos cantos 3
Figura 3 - Possíveis esquemas de arranjo de reforço transversal 4
Figura 4: Seções transversais dos pilares estudados. 4
Figura 5 – Pilar de seção transversal circular submetido à compressão axial (Carrazedo, 2002) 8
Figura 6 – Pilar envolvido por um tubo de parede fina (Carrazedo, 2002). 9
Figura 7 – Comportamento do concreto confinado (Takeuti, 1999). 11
Figura 8 – Efeito do arqueamento em seções circulares, quadradas e retangulares (Carrazedo, 2002). 12
Figura 9 – Detalhamento proposto por Cusson & Paultre (1994). 15
Figura 10: Efeito da (a) relação de aspecto, (b) número de camadas horizontais de PRF, (c) raio de arredondamento dos cantos, e (d) quantidade vertical de PRF na relação de reforço (Maalej et al., 2003). 22
Figura 11 – Efeito da orientação das fibras no comportamento tensão x deformação (Li et al., 2003). 24
Figura 12: Esquema dos métodos de encamisamento 25
Figura 13 - Diagramas tensão x deformação do concreto confinado com aço e com polímero reforçado com fibras (Samaan et al., 1998). 26
Figura 14 - Modelo de confinamento bi-linear de Samaan (1998). 27
Figura 15: Diagrama tensão-deformação - Miyauchi et al. (1997). 27
Figura 16: Comportamento do concreto confinado passivamente com PRF (Cole & Belardi, 2001). 32
Figura 17: Armaduras utilizadas por ESSAWY & HAWARY (1998). 33
Figura 18: Distância livre máxima, L_u (ACI Committee 318,1995). 33
Figura 19: Variação do raio de arredondamento de pilares quadrados (Rochette& Labossière, 2000). 35
Figura 20: Força máxima x raio de arredondamento dos cantos (Yang, Nanni & Chen, 2001). 36
Figura 21: Arranjo das armaduras utilizadas por Kim & Park (1999). 36

Figura 22: a) espessura equivalente da espiral entrelaçada; b) distribuição da pressão de confinamento 37
Figura 23: Variação do coeficiente K_e em função de r/b_d (Campione & Miraglia, 2003). 47
Figura 24: Índices de tenacidade, ACI 544.2R-89 (1989). 49
Figura 25: Mudança na seção transversal que potencializam o confinamento. 54
Figura 26: Tecido bi-direcional de fibra de vidro. 56
Figura 27: Seções transversais e instrumentação dos modelos utilizados. 56
Figura 28: Máquina de ensaio e sistema de aquisição de dados. 57
Figura 29: Diagramas tensão x Deformação. 58
Figura 30: Comparação entre os modelos de mesma seção transversal. 59
Figura 31: Fotos dos modelos antes e depois do ensaio. 59
Figura 32: Comparação das deformações dos modelos. 61
Figura 33: Influência da seção transversal no reforço. 62
Figura 34: Seção transversal dos modelos. 65
Figura 35: Tecido de fibra de carbono. 66
Figura 36: Tendência de retificação dos lados da seção transversal composta. 66
Figura 37: Dispositivo de contenção lateral do modelo de seção composta. 67
Figura 38: Localização dos extensômetros. 68
Figura 39: Detalhe das fôrmas de madeira. 69
Figura 40: Detalhe das fôrmas de PVC e metálica. 69
Figura 41: Foto das fôrmas dos modelos 70
Figura 42: Foto dos tecidos de fibra de vidro e carbono, respectivamente. 72
Figura 43: Processo de moldagem e aspecto final das amostras de PRFC. 73
Figura 44: Detalhe da instrumentação das amostras da camisa de reforço. 74
Figura 45: Equipamento utilizado nos ensaios das amostras da camisa de reforço. 75
Figura 46: Diagramas de tensão x deformação das amostras da camisa de reforço. 76
Figura 47: Corpos-de-prova da série CPn-0º após o ensaio. 76
Figura 48: Foto dos modelos prontos para serem ensaiados. 79
Figura 49: Gráfico Força x Deslocamento de um modelo genérico. 80
Figura 50: Evolução da correção do deslocamento do pistão. 82
Figura 51: Diagrama Tensão x deformação axial da Série Ci Xn 83

Figura 52: Ruptura característica e ocorrida com o modelo Ci 02.....84
Figura 53:Fotos do ensaio do modelo Ci 21. 85
Figura 54: Deformação lateral x deformação axial da série Ci X n.....85
Figura 55: Diagramas Tensão x Deformação axial da série Q Xn.....87
Figura 56: Deformação Lateral x Deformação axial do modelo Q 22.....88
Figura 57: Diagramas deformação lateral x deformação axial para a série Q Xn 88
Figura 58: Fotos da série Q Xn antes e depois do ensaio. 89
Figura 59:Diagramas Tensão x Deformação axial dos modelos da série R Xn.....90
Figura 60: Deformação lateral x deformação axial do modelo R 21. 91
Figura 61: Deformação lateral x deformação axial dos modelos da série R Xn.....92
Figura 62: Foto de modelos da série R Xn antes e depois do ensaio. 93
Figura 63: Diagrama Tensão x Deformação axial dos modelos da série E Xn.....94
Figura 64: Diagrama de deformação lateral x deformação axial do modelo E 21.....94
Figura 65: Diagramas de deformação lateral x deformação axial da série E Xn. 95
Figura 66: Foto dos modelos da série E Xn antes e depois do ensaio. 96
Figura 67: Detalhe da interface entre a barra lateral e o modelo. 97
Figura 68: Diagramas tensão x deformação axial (série Co Xn). 98
Figura 69: Diagrama de deformação lateral x deformação axial do modelo Co 21. 98
Figura 70: Diagramas de deformação lateral x deformação axial da série Co Xn.....100
Figura 71: Modelo sem reforço, da série Co Xn, antes e depois do ensaio. 100
Figura 72: Modelo reforçado, da série Co Xn, antes e depois do ensaio. 101
Figura 73: Tipo de ruptura dos modelos com maiores índices de tenacidade à compressão. 106
Figura 75: Comportamento dos modelos de seção transversal circular. 108
Figura 77: Diagrama de relação de reforço x deformação axial. 111
Figura 79: Principais pontos onde ocorre flexão da camisa de reforço. 115
Figura 77: Tensões na camisa para a máxima força aplicada no modelo. 118
Figura 82: Tensões na camisa no instante da ruptura. 118
Figura 83: Tensões na camisa para os pontos instrumentados.....120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades mecânicas das fibras de carbono. 20
Tabela 2: Propriedades mecânicas das matrizes. 20
Tabela 3: Dosagem do concreto utilizado. 55
Tabela 4: Propriedades mecânicas do Concreto 55
Tabela 5: Tensões e deformações atingidas pelos modelos. 59
Tabela 6: Propriedades geométricas dos modelos. 65
Tabela 7: Caracterização dos agregados. 71
Tabela 8: Propriedades das fibras de vidro e carbono, segundo os fabricantes. 72
Tabela 9: Dimensões reais das amostras da camisa de reforço 73
Tabela 10: Resistências e deformações das amostras da camisa de reforço. 75
Tabela 11: Propriedades mecânicas da resina epóxi. 77
Tabela 12: Propriedades geométrica e mecânica da cordoalha engraxada. 77
Tabela 13: Dosagem do concreto utilizado nos modelos. 78
Tabela 14: Resistência à compressão do concreto utilizado. 78
Tabela 15: Propriedades mecânicas do concreto. 83
Tabela 16: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série Ci Xn). 86
Tabela 17: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série Q Xn). 89
Tabela 18: Características mecânicas e idade do concreto utilizado na série R Xn. 90
Tabela 19: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série R Xn). 92
Tabela 20: Força máxima e deformações correspondentes para a série E Xn. 95
Tabela 21: Idade e propriedades mecânicas dos concretos utilizados (série Co Xn) 96
Tabela 22: Força máxima e deformações correspondentes da série Co Xn 99
Tabela 23: Resistência dos modelos calculada e experimental. 103
Tabela 25: Índices de tenacidade e ductilidade. 105
Tabela 27: Classificação quanto aos índices de tenacidade e ductilidade. 107
Tabela 29: Relação de reforço dos modelos encamisados. 111
Tabela 31: Determinação do coeficiente K_1 112
Tabela 32: Determinação do coeficiente K_s. 113
Tabela 34: Deformações da camisa em serviço e em ensaios de tração direta. 114
Tabela 36: Valores de K_{ε}, f_l e K_s' 115
Tabela 38: Relação entre a resistência do modelo e do corpo-de-prova equivalente. 117

RESUMO

SUDANO, A. L. (2005). *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.

O efeito de confinamento do concreto em pilares submetidos à compressão axial traz diversos benefícios ao seu comportamento estrutural, dentre os quais destacam-se o aumento na resistência à compressão axial do concreto pela ação das pressões laterais, e a melhoria da ductilidade do elemento estrutural. Em função destas vantagens, o confinamento é uma das principais técnicas de reforço de pilares de concreto. Porém, dependendo da forma da seção transversal, a eficiência do reforço pode ficar comprometida em função da distribuição da pressão de confinamento. No caso de pilares de seção circular, esta distribuição é uniforme. Já em pilares de seção quadrada e retangular, existe concentração de tensão nos cantos da seção transversal, o que, no caso de reforço por encamisamento com PRFC, pode causar a ruptura prematura da camisa, resultando num reforço ineficiente. Com o intuito de considerar as diferentes configurações da distribuição da pressão de confinamento, utiliza-se um coeficiente de forma, que em seções diferentes da circular (para a qual este coeficiente é igual à unidade), minora o valor da pressão de confinamento, o qual é utilizado na previsão da carga de ruptura do pilar reforçado. Este trabalho tem como *objetivo central* o estudo de vários tipos de seção transversal com o intuito de avaliar a sua influência na eficiência do reforço e da ductilidade do elemento estrutural. Para tal, foram realizadas simulações experimentais com pilares de seção transversal circular, quadrada e retangular com os cantos arredondados, elíptica e uma seção composta por semicírculos. Os resultados demonstram que uma forma de seção transversal adequada é essencial para um bom desempenho do pilar reforçado, sendo assim, as seções transversais que apresentaram os melhores resultados foram a circular, a elíptica e a composta por semicírculos.

Palavras-chave: reforço de pilares - confinamento; reforço de pilares - encamisamento; fibra de carbono; ductilidade e tenacidade; forma da seção transversal.

ABSTRACT

SUDANO, A. L. (2005). *Influence of the cross section shape in the confinement of jacketed reinforced concrete columns with CFRP (carbon fiber reinforced polymer).* Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

The effect of the concrete confinement in columns submitted to the axial compression brings many benefits to its structural behavior, amongst them the increase of the axial compressive strength due to the action of the lateral pressures and the improvement of the ductility. In function of these advantages, the confinement is one of the main techniques for strengthening of concrete columns. However, depending on the shape of the cross section, the efficiency of the reinforcement can be impaired by the non-uniformity of the confinement pressure distribution. In the case of circular cross section columns, this distribution is uniform. Otherwise, in square and rectangular cross section columns, there is a pressure concentration at the cross section corners. In case of CFRP jackets, the pressure concentration leads to a premature rupture of the jacket, resulting in an inefficient reinforcement. Intending to consider the different confinement pressure distributions, a *shape coefficient* is applied to cross sections with distinguished shape from the circular one (for which this coefficient is equal to the unit), to correct the confinement pressure value. The corrected pressure is applied in theoretical evaluations of the column's load carrying capacity. The *main objective* of work is to analyze the structural behavior of strengthened concrete columns with different shape cross-sections, evaluating the influences in the efficiency of the jacketing and in the ductility of the structural element. Experimental simulations were made in columns with the following cross section shapes: circular, square and rectangular with rounded corners, elliptical and a section composed by semicircles. The results demonstrated that an adequate shape of the cross-section is essential for a good performance of the strengthened columns. The cross sections that presented the best results were the circular, the elliptical and the one composed by semicircles.

Keywords: *concrete column strengthening - confinement; concrete column strengthening - jacketing; carbon fiber; ductility and tenacity; cross section shape.*

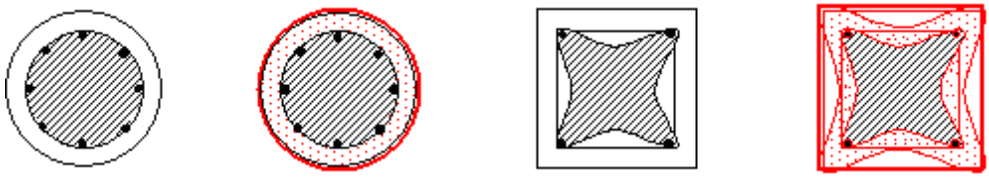
Capítulo 1 Introdução

1.1 Generalidades

Sabe-se que o efeito de confinamento do concreto em pilares submetidos à compressão axial e excêntrica traz diversos benefícios ao seu comportamento estrutural:

a) aumenta a resistência à compressão axial do concreto pela ação das pressões laterais;
b) melhora a ductilidade do elemento estrutural, especialmente importante no caso de aplicação de concreto de alta resistência;
c) favorece a contribuição efetiva do núcleo (seção do pilar de concreto pré-existente) no caso de reforço por encamisamento com concreto armado ou compósitos de alto desempenho, como o de fibra de carbono;
d) favorece a redistribuição de tensões no conjunto concreto antigo/novo, que estão sujeitos aos efeitos de pré-carregamento e deformações do concreto dependentes do tempo.

Ilustra-se na Figura 1 algumas situações de confinamento no caso de pilares de seção transversal circular ou quadrada, sujeitos à compressão axial. Em cada um dos esquemas de seção transversal, as áreas hachuradas correspondem às partes da seção que estão sujeitas a pressões de confinamento dadas pela armadura ou membrana de compósito em seu contorno.



(a) (b) (c) (d)

Figura 1: Ilustração de algumas situações de confinamento

a) seção circular, núcleo confinado pela armadura transversal em espiral;
b) seção circular, núcleo confinado por compósito polimérico aplicado na superfície externa, contando-se ainda com o efeito adicional de confinamento dado pela armadura interna em espiral no núcleo mais interno;
c) seção quadrada, núcleo confinado por estribos e armadura longitudinal;
d) seção quadrada, núcleo confinado por compósito polimérico aplicado na superfície externa, contando-se ainda com o efeito adicional de confinamento dado pela armadura mais interna de estribos.

No caso de reforço de pilares de seção transversal quadrada ou retangular existe o efeito de arqueamento de tensões que provoca uma distribuição de pressões de confinamento não uniforme, com concentração nos cantos da seção transversal. Têm-se estudado maneiras de contornar este problema para proporcionar condições que favoreçam a distribuição da pressão de confinamento. A maior uniformidade na distribuição da pressão de confinamento é especialmente interessante no caso do reforço de pilares com polímeros reforçados com fibras (PRF) uma vez que a concentração de tensões em pontos localizados causa a ruptura prematura do compósito, prejudicando assim o desempenho do pilar reforçado.

Em pilares de seção transversal circular a distribuição da pressão de confinamento é uniforme. Sendo assim, quanto mais próxima desta for a seção do pilar a ser reforçado, mais uniforme será a distribuição das pressões de confinamento e, conseqüentemente, maior será a eficiência do reforço. Para quantificar esta proximidade entre a seção do pilar a ser reforçado e a circular, existe um *coeficiente de forma* que minora a pressão de confinamento para pilares de seção diferente da circular. Quanto mais próximo da unidade for o coeficiente de forma, maior será uniformidade da pressão de confinamento.

A principal alternativa para aproximar o coeficiente de forma da unidade e conseqüentemente potencializar o efeito de confinamento no reforço de pilares de seção transversal quadrada ou retangular, é a mudança da forma de sua seção. Esta mudança é

geralmente feita com o arredondamento dos cantos da seção transversal, diminuindo assim a concentração de tensão nestes pontos (Figura 2).

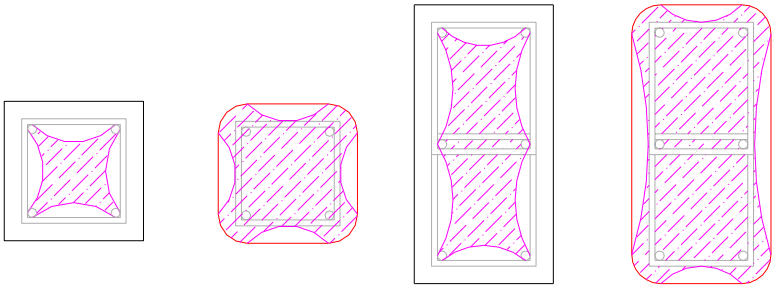


Figura 2: Distribuição da pressão de confinamento antes e depois do reforço com PRF e arredondamento dos cantos

No caso de pilares de seção transversal retangular, o desenvolvimento de pressões de confinamento é particularmente dificultado — nas situações usuais de arranjo da armadura transversal — pela forma mais alongada da seção e pela impossibilidade dos ramos retilíneos dos estribos comuns oferecerem resistência às pressões perpendiculares ao seu eixo, com isso o coeficiente de forma fica muito próximo de zero, ou seja, a eficiência do reforço é praticamente nula. Na tentativa de aumentar o coeficiente de forma e conseqüentemente a eficiência do reforço, pode-se melhorar ainda mais a distribuição da pressão de confinamento. Para isso, pode-se estudar mudanças mais apreciáveis na forma da seção transversal. Esta mudança pode ser, por exemplo, transformar a seção transversal retangular numa elíptica ou em qualquer outra forma geométrica que seja capaz de conduzir a pressões de confinamento mais próximas da uniforme.

Considerando em particular, que as formas geométricas circulares e calotas esféricas são as mais adequadas para resistir por tração à pressão interna radial (efeito de membrana), procura-se nesta pesquisa estudar tais formas, além da elíptica, para verificar a sua eficiência na distribuição das pressões de confinamento, avaliada com base no coeficiente de forma.

Ilustra-se na Figura 3, na forma de esquemas em perspectiva tridimensional, como poderiam ser as membranas de compósito da camisa de reforço.

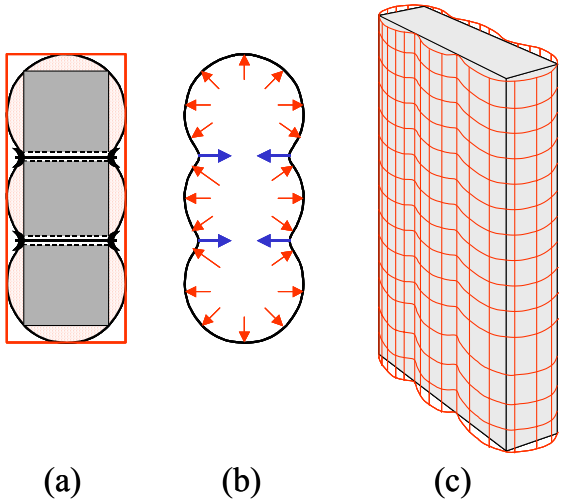


Figura 3 - Possíveis esquemas de arranjo de reforço transversal

a) seção transversal esquemática; b) pressões no reforço transversal; c) reforço transversal com curvatura simples;

Portanto, neste trabalho foram estudados pilares de diversas seções transversais (Figura 4) com o objetivo de determinar a influência da forma da seção transversal no reforço de pilares de concreto encamisados com PRF, bem como fazer um estudo comparativo, baseado na tenacidade e ductilidade e eficiência do reforço, entre os pilares estudados.

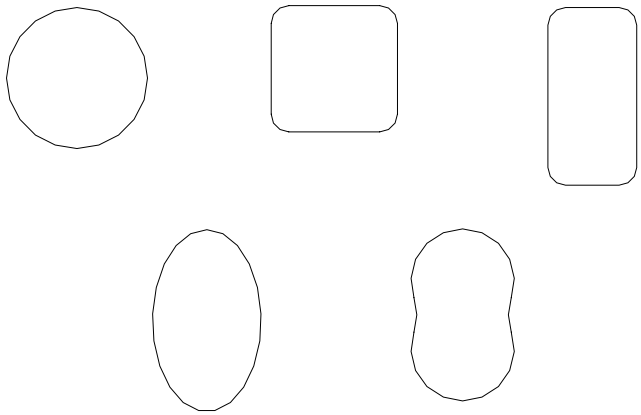


Figura 4: Seções transversais dos pilares estudados.

1.2 Objetivos

O *objetivo central* deste trabalho é avaliar a influência da forma da seção transversal na distribuição da pressão de confinamento para o caso de reforço de pilares

de concreto com PRFC. Paralelamente a este *objetivo central*, procura-se avaliar o desempenho das diversas seções transversais estudadas, com a finalidade de potencializar o efeito de confinamento em pilares de seção transversal retangular. Os estudos partiram da idéia básica de introduzir pressões laterais de confinamento em pilares de concreto com mesma resistência à compressão, mesma área da seção transversal, porém com diferentes formas. Foram ensaiados modelos físicos de pilares reforçados submetidos à compressão axial e aplicados modelos teóricos de avaliação da resistência para a determinação da influência da forma da seção transversal na resistência desses elementos.

1.3 Justificativas

O efeito de confinamento do concreto em pilares submetidos à compressão axial e excêntrica traz diversos benefícios ao seu comportamento estrutural. No caso de pilares de seção transversal retangular, o desenvolvimento de pressões de confinamento é particularmente dificultado pela forma mais alongada da seção. Sendo assim, a forma da seção transversal tem um importante papel no desenvolvimento de pressões de confinamento. Portanto, foram realizadas simulações experimentais no sentido de determinar a real influência da forma da seção transversal na eficiência do reforço e ductilidade de pilares. Com o intuito de aproveitar melhor a capacidade resistente dos materiais e alcançar uma ductilidade satisfatória, são também propostas novas configurações da seção transversal após o reforço no sentido de potencializar ao máximo o efeito de confinamento do concreto, tanto o do substrato como o do reforço.

Existem formulações teóricas que respondem bem às tentativas de previsão da capacidade resistente e da deformabilidade de pilares de concreto confinado. Porém, tais formulações aplicam-se apenas no caso de seções transversais circulares e quadradas reforçadas transversalmente com armadura de aço ou compósitos poliméricos. Busca-se, portanto, desenvolver análises teóricas com base nas referências bibliográficas disponíveis, verificando a aplicabilidade das formulações algébricas existentes para seções circulares e quadradas, em pilares de seção transversal retangular.

1.4 Metodologia Aplicada

A metodologia empregada para o desenvolvimento desta pesquisa envolve três partes: revisão bibliográfica, análises experimentais e análises teóricas.

A revisão bibliográfica teve início com uma visão geral, atentando para os principais temas relativos ao reforço de pilares de concreto armado. Dentre os temas pesquisados foi dada maior ênfase ao efeito de confinamento promovido pelo encamisamento com concreto e aço, e com polímeros reforçados com fibras (PRF). 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 axial com controle de deslocamento. Foi dada também uma atenção especial aos fatores que afetam a eficiência do reforço, tais como geometria do pilar original, sistema de reforço utilizado, espaçamento da armadura transversal, número de camadas de PRF, entre outros. Foram também abordados nesta revisão bibliográfica assuntos relativos à tenacidade e ductilidade de pilares de concreto.

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 do concreto;
2. moldagem de pilares de referência e pilares reforçados por encamisamento em laboratório, utilizando fôrmas especialmente projetadas, com boa precisão dimensional. Desenvolvimento de processos de execução do reforço com formas bidimensionais de caráter especial;
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.

A análise teórica compreende investigações com uso de métodos algébricos, com aplicação de formulações já existentes.

1.5 Apresentação da dissertação

Esta dissertação é apresentada em oito capítulos, cujo conteúdo é apresentado a seguir:

Capítulo 1: apresenta a introdução ao trabalho, com a caracterização do assunto que foi estudado, objetivos, justificativas e metodologia aplicada.

Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica, onde foram abordados os fundamentos do reforço de pilares de concreto, confinamento de pilares com aço e PRF, fatores que influenciam, métodos de previsão do comportamento do pilar reforçado e ductilidade.

Capítulo 3: apresenta um estudo experimental preliminar, o planejamento da análise experimental definitiva - com os procedimentos utilizados no dimensionamento dos modelos de pilares e fôrmas, e a instrumentação utilizada – os procedimentos utilizados na análise experimental e os resultados obtidos na forma de diagramas e tabelas.

Capítulo 4: neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios. Esta análise é baseada na ductilidade e tenacidade dos elementos reforçados, eficiência do reforço e influência da forma da seção transversal nesta eficiência.

Capítulo 5: são apresentadas as conclusões e proposta de continuação desta pesquisa.

Capítulo 6: apresenta as referências bibliográficas dos trabalhos utilizados nesta pesquisa.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Princípio do reforço de pilares de concreto

Antes de estudar o reforço de pilares de concreto armado, é necessário entender o comportamento deste elemento estrutural em serviço. Para facilitar este entendimento, imagine-se inicialmente que o pilar seja constituído por um material elástico-linear e que esteja livre de qualquer restrição lateral (Figura 5). Com a aplicação de uma força axial (F) este pilar tende a sofrer um encurtamento axial proporcional ao seu módulo de elasticidade (E), e uma expansão lateral proporcional a $\upsilon.E$ (onde υ é o coeficiente de Poisson).

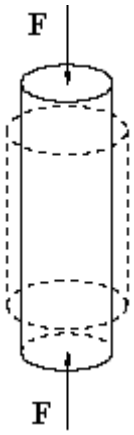


Figura 5 – Pilar de seção transversal circular submetido à compressão axial (Carrazedo, 2002)

O princípio do reforço consiste em restringir a expansão lateral sofrida pelo pilar, o que possibilita um aumento da força F aplicada. Imagine-se agora que o pilar da

figura anterior seja envolvido por um tubo de parede fina antes da aplicação carga *F*, conforme mostrado na Figura 6. Aplicada a força *F*, o tubo restringe a expansão lateral do pilar, desenvolvendo uma pressão interna f_l, que por sua vez provoca uma força de tração no tubo. Portanto, o material de que é formado o tubo deve ser capaz de resistir à tração, o que justifica o emprego de camisas de reforço de concreto armado ou PRF.

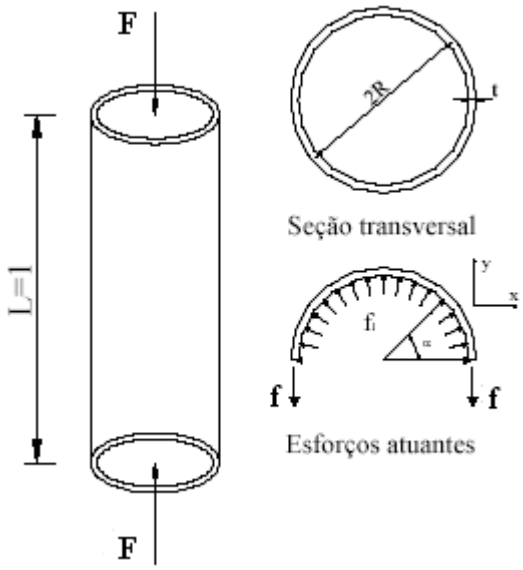


Figura 6 – Pilar envolvido por um tubo de parede fina (Carrazedo, 2002).

O processo de restrição da expansão lateral de pilares de concreto nada mais é do que o confinamento do pilar pré-existente. Portanto o estudo do reforço de pilares deve ser feito a partir do estudo do efeito de confinamento.

2.2 Confinamento de pilares de concreto armado

Os efeitos benéficos do confinamento promovido por reforço lateral, no tocante a 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, o aumento na resistência final foi de 600 %.

O estudo do confinamento de pilares iniciou-se com modelos feitos com concretos de resistências normais 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.

Takeuti (1999), interpretando as informações de Baccin (1998) apresenta um diagrama tensão x deformação comparando o comportamento do concreto não confinado com o concreto confinado (Figura 7). Neste diagrama ficam evidenciados os ganhos de tenacidade e resistência.

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, efeito *spalling*, o que causa uma diminuição da seção transversal do pilar.

O confinamento de pilares de concreto armado pode ser conseguido por meio de uma armadura transversal adequada ou por meio do encamisamento com concreto armado ou PRF. A seguir discute-se cada uma destas alternativas.

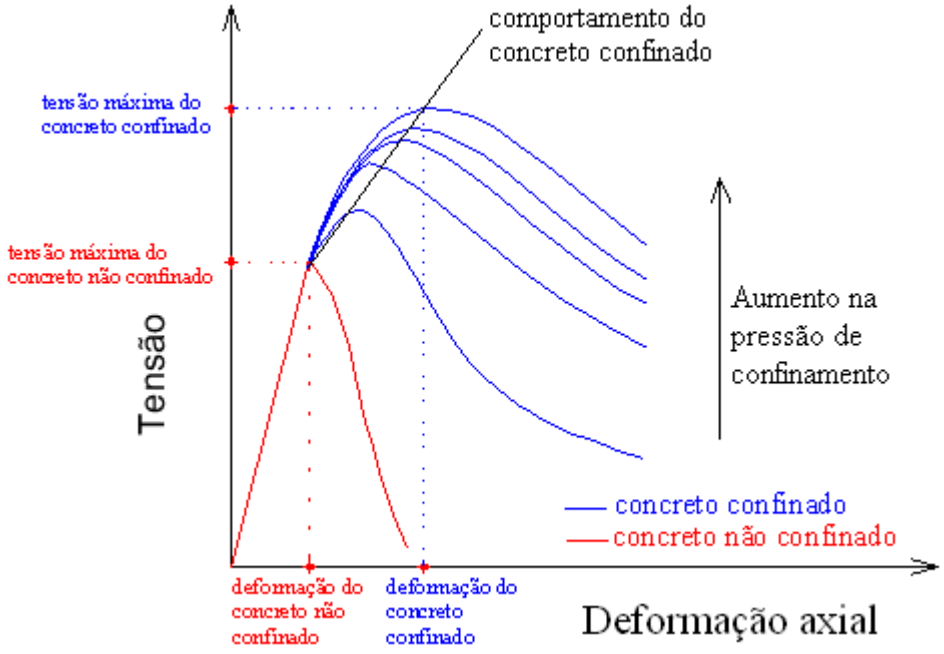


Figura 7 – Comportamento do concreto confinado (Takeuti, 1999).

2.2.1 Confinamento com armadura transversal de aço

Quando se promove o confinamento de pilares com armadura transversal de aço, o pilar terá a sua seção transversal dividida em duas regiões distintas, o núcleo e o cobrimento. O núcleo é a parte da seção transversal que está efetivamente confinada, sendo esta delimitada pela armadura transversal. O cobrimento é a parte mais externa da seção transversal. Estas definições serão importantes para compreender melhor os assuntos aqui abordados.

Neste tipo de confinamento a distribuição de tensões no núcleo confinado de concreto não é uniforme devido ao efeito de arqueamento das tensões. Tal efeito depende da seção transversal do pilar e da configuração da armadura transversal. Em pilares de seção retangular ou quadrada, o arqueamento ocorre tanto no sentido longitudinal como no transversal. Já em pilares de seção circular, com armadura transversal em estribos circulares ou espirais, o arqueamento ocorre apenas no sentido longitudinal, entre as barras transversais, conforme mostrado na Figura 8.

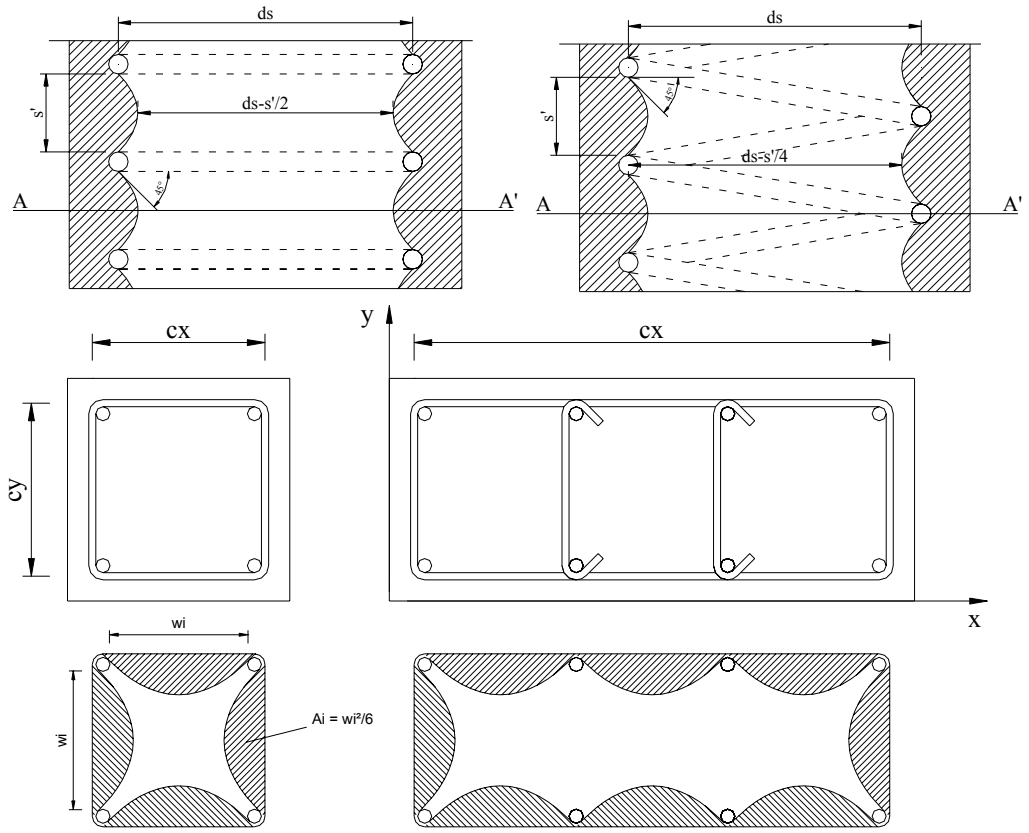


Figura 8 – Efeito do arqueamento em seções circulares, quadradas e retangulares (Carrazedo, 2002).

Cusson, Paultre & Aïtcin (1992) observaram que o comportamento pós-pico dos pilares de concreto de alta resistência é caracterizado pelo destacamento repentino do cobrimento de concreto, causando a perda de parte de capacidade resistente axial. Concluíram ainda que o destacamento do cobrimento é antecipado em virtude do plano de fissuração provocado pelas armaduras.

Cusson & Paultre (1994) ensaiaram 27 pilares de pequenas dimensões. Variaram a resistência ao escoamento da armadura transversal, configuração e espaçamento entre estribos, taxas de armadura transversal e longitudinal. Chegaram à conclusão de que na compressão axial apenas a área do núcleo de concreto, delimitada pelas armaduras transversais, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial, por causa do comportamento de tais pilares que apresentaram rompimento brusco da camada de cobrimento, resultando em perda de capacidade resistente. Por este motivo, no caso da consideração do efeito de confinamento no dimensionamento de pilares, apenas a área do núcleo confinado deve ser considerada nos cálculos. Yong, Nour &

Nawy (1988) constataram em seus ensaios que o limite elástico da armadura de confinamento só é atingido após a perda do cobrimento, o que reforça a afirmação da consideração apenas da área do núcleo confinado no dimensionamento.

Os estudos do confinamento de pilares feitos com concretos de alta resistência iniciaram-se por volta de 1983 com Mugura, Watanabe, Iwashimizu & Mitsueda (1983), que após ensaiarem 14 modelos sem armadura longitudinal e confinados com armadura transversal em espiral, concluíram que o comportamento frágil do concreto de alta resistência pode ser transformado em um comportamento dúctil se for utilizada uma quantidade adequada de armadura de confinamento com um limite elástico elevado. Vários outros pesquisadores chegaram à mesma conclusão, porém este resultado não é atingido quando os estribos utilizados são quadrados, conforme constatou Hwee & Rangan (1990).

2.2.1.1 Fatores que influenciam o confinamento com armadura

Segundo Baccin (1998), os fatores que mais influenciam no comportamento do concreto confinado com armadura transversal são:

1. taxa de armadura transversal: aumentando-se a taxa volumétrica da armadura transversal, aumenta–se diretamente a pressão de confinamento, ocasionando um aumento na resistência e na ductilidade, conforme apresentado na Figura 7;
2. resistência da armadura de confinamento: Razvi e Saatcioglu[1] apud Baccin (1998) indicam que o aumento na resistência da armadura de confinamento proporciona uma melhora na resistência e na tenacidade apenas para pilares bem confinados;
3. espaçamento da armadura de confinamento: este é um parâmetro que afeta a distribuição de pressões de confinamento, pois espaçamentos menores aumentam a uniformidade da pressão lateral e melhoram a eficiência da armadura de confinamento;
4. a geometria da armadura: é sabido que a armadura em espiral é mais eficiente no confinamento do concreto do que os estribos

[1] Razvi,S.R.; Saatcioglu, M.(1994). Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal,* v.91,n.6,p678-687. November-December.

retangulares. Esta superioridade é explicada pela forma geométrica da armadura em espiral, que produz pressões uniformes e contínuas ao redor da circunferência do núcleo. Já os estribos quadrados não produzem pressões uniformes, provocando concentrações de tensões nos cantos, e a eficiência diminui ainda mais com o uso de estribos retangulares, devido a grande distância entre seus ramos paralelos;

Segundo Yong, Nour & Nawy (1988), a resistência do concreto também influencia o efeito de confinamento, o que fora comprovado posteriormente por Cusson & Paultre (1994) que, assim como Young Nour & Nawy (1988), verificaram que o efeito de confinamento nos concretos de alta resistência é menos eficaz que em concretos de resistência normal. Isto acontece porque concretos de menor resistência apresentam maior microfissuração, resultando numa maior expansão lateral, desta maneira, mobilizam mais intensamente a armadura transversal, e conseqüentemente o ganho de resistência é maior. Seguindo este mesmo raciocínio, El-Dash & Ahmad (1995) constataram que o aumento relativo de resistência provocado pelo confinamento, e a ductilidade decrescem com o aumento da resistência do concreto. Para contornar este problema, Cusson & Paultre (1994) propõem um arranjo adequado das armaduras longitudinal e transversal (Figura 9), obtendo-se assim um ganho de resistência e um comportamento dúctil dos pilares, embora em menor escala se comparado com concretos de resistência normal.

2.2.1.2 Modelos de Confinamento com aço

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-b) e Razvi & Saatcioglu (1999-b). Todos estes autores consideram em seus modelos apenas a área efetivamente confinada do núcleo, obtida pela eliminação das áreas decorrentes do efeito de arqueamento. A seguir são apresentados os modelos de cada um desses autores.

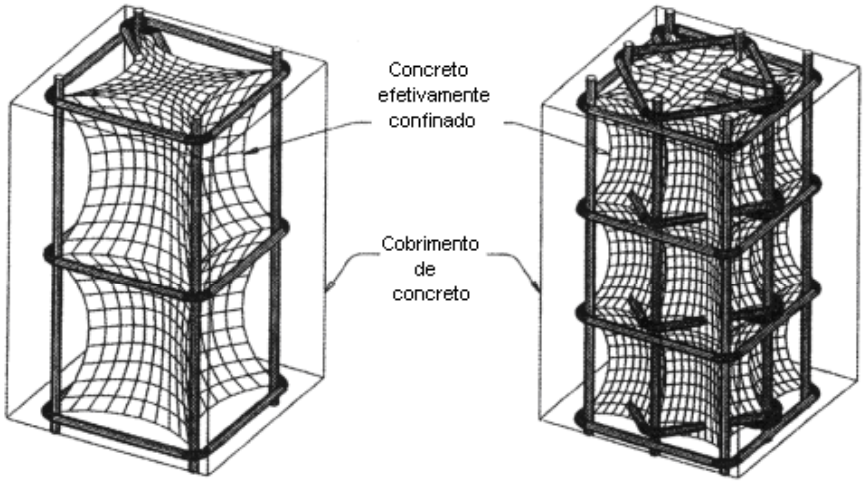


Figura 9 – Detalhamento proposto por Cusson & Paultre (1994).

- **Modelo de Mander *et al.* (1988-b)**

O modelo de Mander *et al.* (1988) atualmente é um dos modelos de confinamento mais utilizados. Considera a área efetivamente confinada do núcleo, obtida pela eliminação das áreas decorrentes do efeito de arqueamento. Em pilares de seção circular, com armadura em espiral ou estribos circulares, o arqueamento ocorre apenas no sentido longitudinal, na região entre barras transversais. Segundo este modelo, a resistência do concreto confinado é dada por:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 . f_l \qquad (1)$$

Onde f'_{co} é a resistência do concreto; K_1 é o coeficiente que é função da mistura do concreto, aqui adotado como sendo 4,1, segundo indicações de Richart *et al.* (1928), e; f_l é a pressão lateral, calculada a partir da equação:

$$f_l = \frac{1}{2} . K_e . \rho_s . f_{yk} \qquad (2)$$

O coeficiente K_e da equação (2) leva em consideração a perda de efetividade causada pelo efeito de arqueamento, que para armadura transversal em espiral é dado por:

$$K_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \qquad (3)$$

onde s' é o espaçamento da espiral; d_s é o diâmetro da espiral, e; ρ_{cc} é a relação entre a área da armadura longitudinal e a área do núcleo confinado.

- **Modelo de Razvi & Saatcioglu (1999)**

Um modelo que pode ser utilizado tanto para concretos de resistência normal quanto para concretos de alta resistência, é o modelo proposto por Razvi & Saatcioglu (1999). Segundo este modelo, a resistência do concreto confinado é expressa em função da resistência uniaxial do concreto, de acordo com a equação seguinte.

$$f_{cc} = f_c + K_1 f_{le} \tag{4}$$

onde f_c é a tensão do concreto.

O coeficiente K_1 é calculado da seguinte maneira:

$$K_1 = 6{,}7.(f_{le})^{-0{,}17}, \text{ com } f_{le} \text{ em MPa} \tag{5}$$

$$f_{le} = K_2 . f_l \tag{6}$$

O valor da pressão lateral uniforme f_{le},, para seções circulares, é o próprio valor da pressão lateral f_l, uma vez que esta já é uniforme por causa da sua forma, portanto o coeficiente de correção K_2 da equação (6) é igual á 1.

A pressão lateral f_l é calculada segundo a equação (7).

$$f_l = \frac{\sum A_{sw} . f_{yt}}{s.b} \tag{7}$$

Onde, s é o espaçamento de centro a centro entre os estribos, e b é a distância de centro a centro da armadura longitudinal.

2.2.2 Confinamento com polímeros reforçados com fibras

A combinação de diferentes materiais para facilitar o uso e aumentar o desempenho estrutural tem sido uma das alternativas mais utilizadas e a que apresenta maior sucesso na obtenção de um único material que apresente características melhoradas, em relação a cada um de seus componentes. Cita-se como exemplo dessa estratégia o surgimento do concreto armado, onde se combinam o cimento portland, agregados miúdos e graúdos, água e aço, formando um material que apresenta boas propriedades mecânicas e facilidade de execução dos mais diversos sistemas estruturais, se comparado com cada um de seus componentes. Seguindo esta mesma filosofia, com a combinação de fibras com uma matriz de resina polimérica, surgem os polímeros reforçados com fibras, onde as fibras resistem a uma solicitação em determinada direção

e o polímero age como um mediador que transfere os esforços para as fibras por adesão e também promove a proteção do material.

Gibson (1994), define os compósitos como materiais formados pela combinação de metais, polímeros e cerâmicas em duas ou mais fases distintas, formando um arranjo estrutural macroscópico. Estas fases são, a matriz, as fibras e eventualmente o filler.

Saadatmanesh (1997) define os polímeros reforçados com fibras como sendo filamentos fibrosos de 3 a 5 microns de diâmetro colocados em uma matriz de resina polimérica. As propriedades mecânicas do compósito variam significativamente dependendo do tipo e orientação das fibras e do tipo de resina. As fibras tipicamente utilizadas nestes compósitos são fibras de vidro, carbono e aramida. Segundo este mesmo autor e Lau & Zhou (2001), o tipo mais comum de fibra utilizada na indústria de compósitos é a fibra de vidro em virtude da sua alta resistência e baixo custo. Karabinis & Rousakis (2002) afirmam que a utilização de fibras de carbono nos compósitos tem provado ser mais eficiente do que outros tipos de fibras por causa da sua elevada durabilidade, alto módulo de elasticidade, comparável com o aço ou até maior, e devido ao seu elevado potencial de confinamento. Embora fibras de carbono e aramida possam levar a compósitos de propriedades mecânicas melhoradas, a sua utilização é menor, se comparada com fibras de vidro, por causa do seu alto custo.

Em pilares de concreto, os polímeros reforçados com fibras (PRF) são utilizados para restringir a expansão lateral, com o objetivo de manter a sua integridade estrutural, minimizar a formação de fissuras e conseqüentemente aumentar a sua resistência e ductilidade (Lau & Zhou, 2001), por este motivo, os PRF vêm sendo largamente utilizados no reforço de estruturas de concreto. Outros métodos de reforço geralmente utilizados são o encamisamento com concreto, que aumenta consideravelmente a massa e a seção transversal do pilar, e o encamisamento com aço, que apresenta dificuldades de aplicação e custo elevado (Shahawy *et al* 2000).

2.2.2.1 Vantagens e desvantagens do uso de PRF no reforço de pilares

Segundo Saadatmanesh & Ehsani (1994), a motivação para o grande crescimento no uso de compósitos nos últimos anos se deve principalmente às altas resistências e módulos de elasticidade em relação ao peso próprio destes materiais e à

sua durabilidade em ambientes corrosivos. Possuem ainda um comportamento à fadiga melhor que o dos metais estruturais.

Karbhari & Zhao (2000) apontam como principais vantagens do uso desse material na construção civil:

1. *Alta resistência e rigidez específicas:* polímeros reforçados com fibras geralmente apresentam altas relações resistência-peso e rigidez-peso, se comparados com materiais como o aço, por exemplo. Isto permite aos projetistas criarem sistemas estruturais cada vez mais arrojados e com vãos livres cada vez maiores;
2. *Elevada resistência à fadiga:* a maioria dos compósitos é considerada como sendo resistente à fadiga, o que conduz a um projeto flexível. A indústria aeroespacial considera esta a maior vantagem de compósitos de grafite e epóxi com relação às estruturas metálicas;
3. *Resistência à corrosão:* compósitos não oxidam, o que os tornam atrativos em aplicações onde a corrosão é um problema;
4. *Propriedades termais controláveis:* em várias aplicações, gradientes de temperatura e expansão e contração induzidas pela temperatura conduzem a deformações térmicas que podem ser de extremo interesse para o projeto;
5. *Junção de elementos:* com o uso de compósitos, é possível fabricar grandes e complexos elementos em uma única etapa usando processos *in situ* como a infusão de resina, diminuindo o número de operações de junção e aumentando a segurança global;
6. *Propriedades associadas:* no confinamento de pilares utilizando aço resulta em aumento da resistência e rigidez do elemento na direção transversal e axial. O aumento da rigidez axial geralmente causa um aumento da capacidade de absorção de esforços solicitantes durante um abalo sísmico, por exemplo. Já com a utilização de compósitos, é possível associar as propriedades apenas na direção de interesse, o que aumenta a eficiência e a economia;
7. *Propriedades não magnéticas:* o uso de polímeros reforçado com fibras de vidro pode ser a solução para estruturas onde não se admitem perturbações magnéticas;

8. *Baixo custo de manutenção:* por causa da resistência à corrosão, a solventes e às intempéries, os polímeros reforçados com fibras exigem menos manutenção, o que resulta em um baixo custo durante o ciclo de vida.

Além do uso do PRF no reforço de estruturas, este material também pode ser utilizado na recuperação de elementos estruturais comprometidos. Segundo Sheikh (2002) as técnicas tradicionais de recuperação, que usam aço e materiais cimentícios, nem sempre apresentam a melhor solução, pois a utilização de PRF pode resultar em uma alternativa mais econômica e tecnicamente superior. Parvin & Wang (2002) afirmam que este material pode ser utilizado, com grandes vantagens, no reparo de pilares de concreto armado, pois oferece facilidade e rapidez de aplicação, durabilidade, resistência contra a corrosão e alta relação resistência-peso, entre outras propriedades comparadas, em particular, com o aço.

Jones & Hanna (1997) destacam ainda como uma importante vantagem do uso dos PRF, a rapidez com que o reforço pode ser feito se comparado com a utilização de materiais convencionais, além disso, os compósitos têm o potencial de conduzir a estruturas com maior resistência a abalos sísmicos.

Segundo Karbhari & Zhao (2000) os polímeros reforçados com fibras apresentam algumas desvantagens que devem ser mencionadas: a) alto custo inicial dos materiais; b) falta de familiaridade do meio técnico; c) falta de guias de projeto padronizados; d) necessidade de uma integração entre projeto, processo e material. Tais desvantagens são apontadas por Jones & Hanna (1997) como as principais causas do uso reduzido destes materiais na construção civil. Citam-se ainda como desvantagens, a exposição do PRF ao fogo e o vandalismo, no caso da inexistência de proteção da camisa de reforço.

2.2.2.2 Propriedades mecânicas das fibras e matrizes poliméricas

As fibras utilizadas nos compósitos são classificadas em básicas e avançadas (Gibson, 1994). As básicas possuem alta resistência à tração, baixo módulo de elasticidade e, em geral apresentam um menor custo. Dentre esta, a fibra de vidro é a mais importante. As fibras avançadas possuem alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade, no entanto apresentam maior custo. Entre as fibras avançadas, a mais utilizada é a fibra de carbono.

Neste trabalho será utilizada fibra de carbono na formação do compósito, por isso será dada maior ênfase a este material. Saadatmanesh & Ehsani (1994) classificam as fibras de carbono em quatro tipos: módulo de elasticidade normal, intermediário e alto, e fibras de piche.

A Tabela 1 apresenta um resumo das principais propriedades mecânicas das fibras de carbono conforme apresenta Gibson (1994).

Tabela 1: Propriedades mecânicas das fibras de carbono.

Tipo	*Resistência à Tração (MPa)*	*Módulo de Elasticidade (GPa)*	*Densidade (g/cm³)*
Carbono (precursor PAN)			
AS-4	4000	228	1,8
IM-7	5413	276	1,77
T-300	3654	231	1,77
T-650/42	5033	290	1,77
Carbono (precursor piche)			
P-55	1724	379	1,99
P-75	2068	517	1,99
P-100	2241	690	2,16

A Tabela 2 apresenta um resumo, feito por Edwards (1998), das propriedades mecânicas das principais matrizes utilizadas.

Tabela 2: Propriedades mecânicas das matrizes.

Material	*Densidade (g/cm³)*	*Resistência à tração (MPa)*	*Módulo de elasticidade (GPa)*	*Deformação de ruptura (%)*
Poliéster	1,1-1,46	42-91	2-4,5	1,25
Vinil-éster	1,15	73	3,5	-
Epóxi	1,11-1,4	28-91	2,4	4-7

2.2.2.3 Fatores que influenciam o confinamento com PRF

Assim como no confinamento com armadura transversal de aço, o confinamento com PRF é influenciado por vários fatores. Conforme citado anteriormente, a resistência

do concreto e a geometria da seção transversal do pilar são fatores decisivos na eficiência do confinamento, independente do material utilizado para promovê-lo. No caso do confinamento com PRF existem outros fatores que influenciam a sua eficiência.

Maalej *et al.* (2003) realizaram um estudo paramétrico utilizando um modelo analítico proposto pelos mesmos autores, para investigar o efeito de vários parâmetros na relação de reforço (definido como a resistência última do pilar reforçado, dividida pela resistência última do pilar sem reforço). Os parâmetros considerados foram a relação de aspecto do pilar (para seção transversal retangular), o raio de arredondamento dos cantos, a quantidade de PRF aplicado na vertical (expresso como porcentagem da área da seção transversal do pilar), e o número de camadas horizontais de PRF. Os resultados obtidos estão expressos na Figura 10.

Na Figura 10 (a) pode ser claramente observado que a relação de aspecto tem um efeito significante na relação de reforço do pilar. Com o aumento da relação de aspecto de 1:1 para 1:6, a relação de reforço caiu de 1,17 para 1,08, uma redução de aproximadamente 10%. É interessante notar também que conforme a relação de aspecto aumenta, a redução na relação de reforço torna-se cada vez menor. Isto provavelmente ocorre porque o confinamento passivo promovido pelo PRF (que controla o aumento da capacidade portante) torna-se significativamente menor com o aumento da relação de aspecto.

A Figura 10 (b) e (c) mostra o efeito do número de camadas horizontais de PRF e do raio de arredondamento dos cantos respectivamente. Ambas as figuras indicam que a relação de reforço aumenta conforme aumenta o número de camadas horizontais de PRF e o raio de arredondamento dos cantos. Porém este aumento depende da relação de aspecto do pilar. Pilares com baixa relação de aspecto sofrem um ganho muito maior de resistência que pilares com relação de aspecto elevada.

Na Figura 10 (d) pode ser observado que, ao contrário dos outros parâmetros, a quantidade de PRF na vertical proporciona um aumento na relação de reforço similar em pilares com diferentes relações de aspecto. Isto acontece porque a contribuição deste parâmetro no reforço é independente da pressão de confinamento passivo promovido pelas camadas horizontais de PRF, mas dependente do perímetro do pilar. Isto indica que para reforçar efetivamente um pilar com alta relação de aspecto, o esquema de reforço deve ser baseado na introdução de um reforço vertical maior ao invés de

aumentar a pressão de confinamento. Para pilares com baixa relação de aspecto, a configuração a ser utilizada para se alcançar uma alta relação de reforço deve basear-se na combinação de um confinamento externo e um reforço vertical.

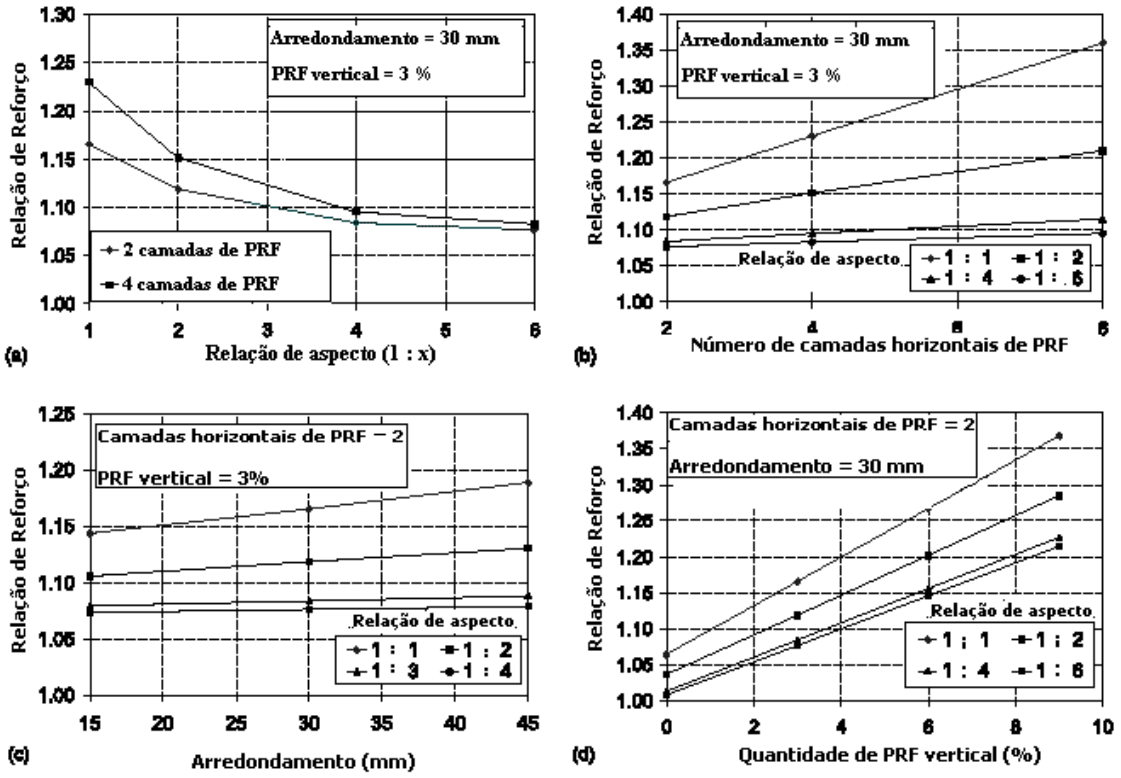


Figura 10: Efeito da (a) relação de aspecto, (b) número de camadas horizontais de PRF, (c) raio de arredondamento dos cantos, e (d) quantidade vertical de PRF na relação de reforço (Maalej et al., 2003).

A seguir são apresentadas constatações de outros autores a respeito dos fatores que influenciam o efeito de confinamento promovido pelo PRF.

- **Propriedades mecânicas e geométricas da camisa de reforço**

Ensaios realizados por Lau & Zhou (2001) demonstram que a deformação axial de cilindros de concreto encamisados com PRF diminui com o aumento do módulo de elasticidade, extensão e espessura da camisa de reforço, e que a capacidade portante de elementos encamisados é governada por propriedades mecânicas da camisa de reforço, como o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. LI *et al.* (2003) confirmam que o efeito do módulo de elasticidade da camisa de reforço tem grande influência na resistência e rigidez do elemento reforçado.

- **Número de camadas de PRF.**

Shehata *et al.* (2002) ensaiaram 18 modelos circulares (150 mm x 300 mm), 18 modelos quadrados (150 mm x 150 mm x 300 mm) e 18 modelos retangulares (94 mm x 188 mm x 300 mm), confinados com uma ou duas camadas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). Os resultados mostraram que o aumento na resistência varia de acordo com a seção transversal e o confinamento promovido pelo PRFC. Para os modelos circulares o aumento de resistência foi de 81% e 138%, para uma e duas camadas de PRFC respectivamente. Os modelos de seção transversal quadrada apresentaram um aumento de 27% e 51% e os modelos de seção transversal retangular de 10% e 37%, para uma e duas camadas de PRFC respectivamente.

Em sua pesquisa, Sheikh (2002) concluiu que o uso de PRFC aumenta significativamente a resistência sísmica de pilares de concreto armado. Foi observado que pilares reforçados com PRFC podem atingir e até superar o desempenho de pilares que tenham sido dimensionados para resistir a abalos sísmicos. Nesta pesquisa, observou-se também que, sob carregamento axial, apenas uma camada de PRFC pode aumentar a dissipação de energia em até 100 vezes, o que resulta em um elemento muito mais dúctil.

- **Orientação das fibras.**

Li *et al. (2003)* investigaram o efeito da orientação das fibras na curva tensão x deformação e concluíram que ao invés das fibras serem dispostas na direção ortogonal ao eixo, as análises mostraram que as fibras devem ser alinhadas com a direção axial para estas sejam mais efetivas. Segundo os autores esse fato é compreensível porque, considerando aderência perfeita entre as fibras e o pilar, a camisa estará sujeita a uma condição bi-axial de tensão. A força axial aplicada no núcleo de concreto será transferida para a camisa de reforço por meio da aderência interfacial, além disso, parte da força será aplicada diretamente sobre ela na direção axial. Com a fragilidade da ligação interfacial, a força transferida para a camisa vai se tornando menor e a diferença entre disposição axial e ortogonal das fibras também irá diminuir. Se não existir aderência interfacial, esta diferença irá quase desaparecer. A Figura 11 mostra os resultados obtidos por Li *et al. (2003)*.

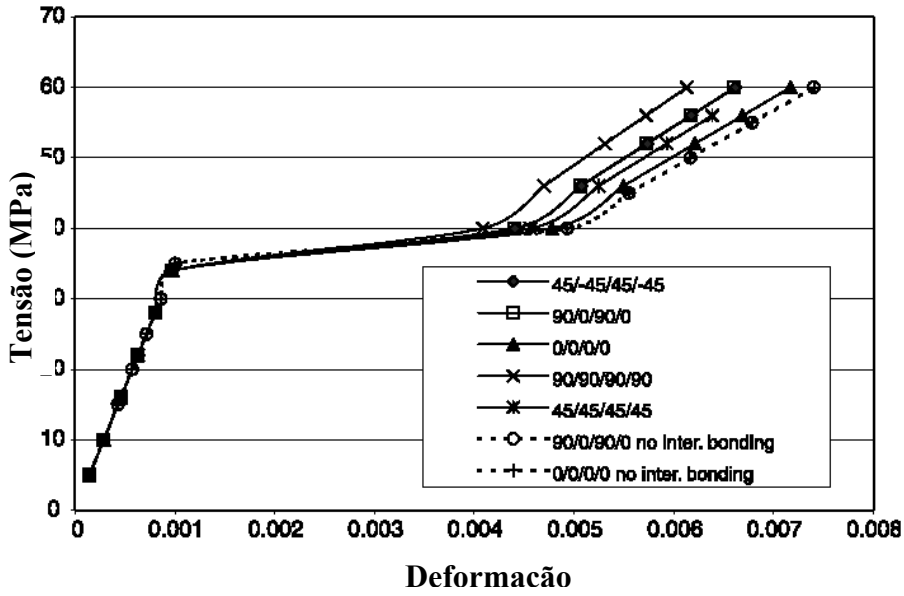


Figura 11 – Efeito da orientação das fibras no comportamento tensão x deformação (Li et al., 2003).

- **Tipo de resina utilizada**

Li *et al.* (2003) estudaram a influência do tipo de resina utilizada no reforço com PRF. Foi avaliado o desempenho de pilares circulares de concreto armado reforçados com PRF, utilizando resina epóxi, resina fenolítica e resina a base de vinil éster de cura sob raios ultra-violeta (UV), sendo estas duas últimas de cura acelerada (1,5 hora e 20 minutos, respectivamente). Os resultados dos ensaios mostraram que as duas resinas de cura rápida atingiram aproximadamente a mesma eficiência no reforço que a atingida pela resina epóxi. Verificaram também que uma boa ligação entre o pilar e o PRF não aumenta muito a resistência à compressão, mas tem grande influência na rigidez do elemento reforçado. Estes autores recomendam a utilização de resinas de cura rápida tendo-se em vista os motivos apontados anteriormente, o baixo custo, se comparado com a resina epóxi, a rapidez na liberação do uso da estrutura e a compatibilidade química entre as resinas estudadas e o concreto.

2.2.2.4 Modos de Aplicação do PRF

Em pilares de concreto armado o uso de polímeros reforçados com fibras (PRF) está intimamente ligado ao reforço destes elementos estruturais por meio do seu encamisamento. Para aumentar a velocidade de aplicação da camisa de reforço, reduzir

a manutenção e aumentar a durabilidade, diferentes tipos de sistemas de aplicação têm sido investigados. Karbhari & Zhao (2000) descrevem quatro diferentes métodos de aplicação: a) o uso de tecidos de fibras que são convenientemente colados no pilar por meio da resina polimérica; b) o uso do processo *filament winding*; c) o uso de camadas de compósitos pré-fabricados; d) o uso do processo de infusão de resina. Além desses processos de aplicação existem também os processos *spray up*, no qual as fibras picadas são jateadas na estrutura juntamente com a resina polimérica (e), e a inserção de fitas pré-impregnadas com a resina no interior do elemento estrutural (f). Na Figura 12 são apresentados todos estes processos na ordem em que foram citados anteriormente.

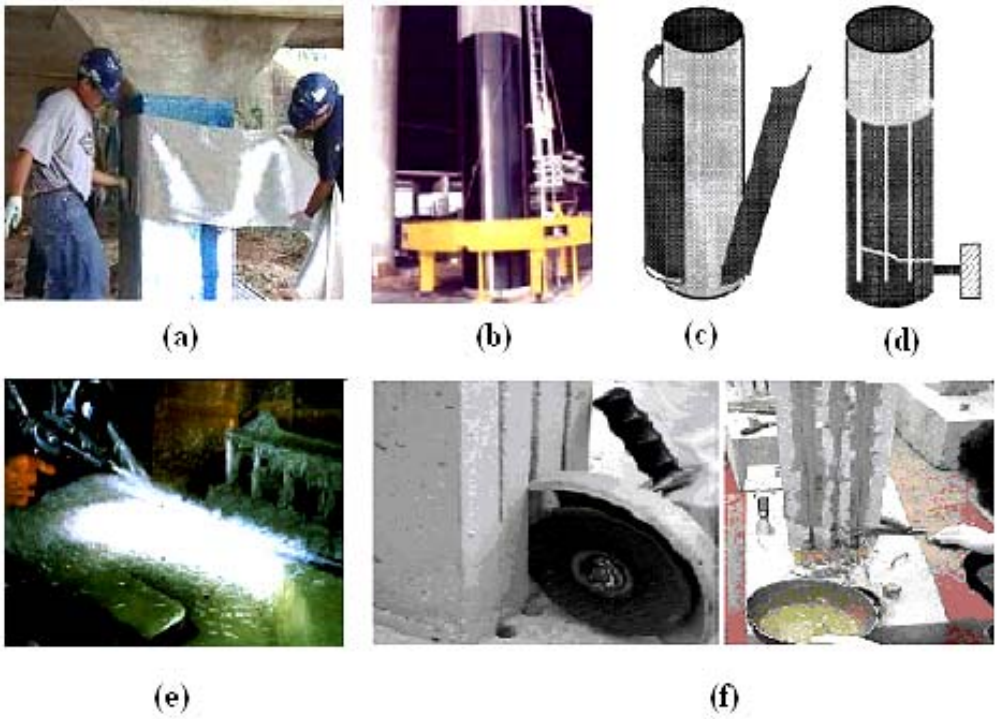


Figura 12: Esquema dos métodos de encamisamento

Para seções transversais retangulares, o mesmo autor enfatiza que os cantos devem ser arredondados antes da aplicação do PRF para aumentar o efeito de confinamento e diminuir a chance de ruptura da fibra em virtude da concentração de tensões neste ponto, especialmente no caso do uso de fibras de carbono, as quais apresentam na seção transversal, propriedades substancialmente menores do que na direção longitudinal. Ainda em se tratando de seções transversais retangulares, existe um consenso de que pilares com grande relação de aspecto apresentam um desafio para que se consiga atingir intensidades satisfatórias de confinamento. Os polímeros

reforçados com fibras podem ser facilmente aplicados a estes pilares, porém por causa da distância entre os cantos, a camisa de PRF não consegue confinar adequadamente a estrutura de concreto se ele for simplesmente colado à superfície, neste caso é necessário que se diminua a distância de confinamento por meio, por exemplo, da ancoragem de ambos os lados do reforço ao longo de todo o seu comprimento.

2.2.2.5 Comportamento do PRF na camisa de reforço

Segundo Edwards (1998), em virtude das baixas deformações de ruptura e a falta de um patamar de escoamento, o compósito possibilita uma pressão crescente até a sua ruptura, o que resulta num diagrama tesão x deformação bi-linear, enquanto que no caso do confinamento com aço, depois de atingido o escoamento deste, a pressão de confinamento se mantém constante até a ruina, conforme retrata Samaan *et al.* (1998), Figura 13.

Samaan *et al.* (1998) propõem um modelo que considera uma resposta, tensão-deformação, bi-linear do pilar confinado com polímero reforçado com fibras, em seções circulares, com um trecho de transição, Figura 14.

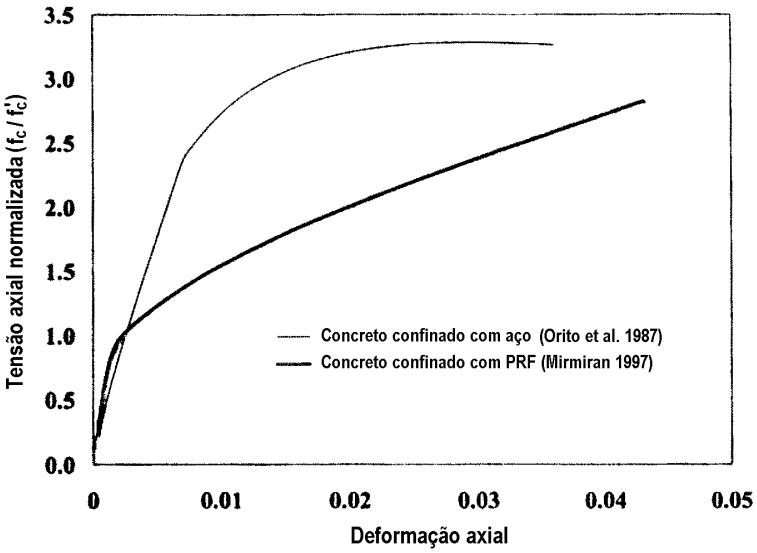


Figura 13 - Diagramas tensão x deformação do concreto confinado com aço e com polímero reforçado com fibras (Samaan et al., 1998).

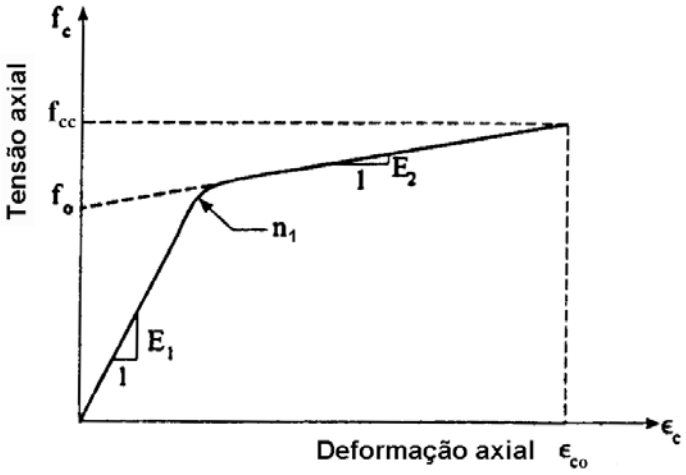


Figura 14 - Modelo de confinamento bi-linear de Samaan (1998).

No modelo proposto por Miyauchi *et al.* (1997), o diagrama tensão-deformação é dividido em dois trechos. O primeiro é parabólico, seguindo o comportamento do concreto não confinado, e o segundo é linear, tangenciando a parábola em um ponto de intersecção, Figura 15.

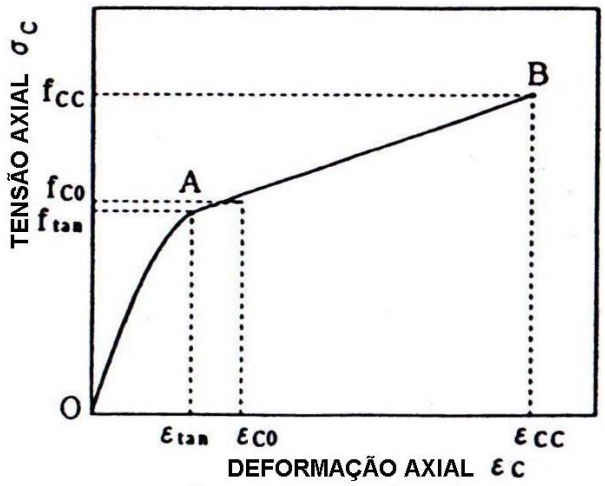


Figura 15: Diagrama tensão-deformação - Miyauchi et al. (1997).

Toutanji[2] *apud* Maalej *et al.* (2003) propõem um modelo analítico para prever a relação tensão x deformação de pilares confinados com PRF. Neste modelo, a curva tensão x deformação é dividida em duas partes distintas. Na primeira parte o comportamento é similar ao do concreto simples, já que a expansão lateral do concreto confinado é insignificante. Na segunda região a camisa de PRF é mobilizada e a curva passa a ser dependente da camisa de reforço. Li & Kidane *et al.* (2003) apontam que a

[2] Toutanji H. Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composites sheet. ACI Mater J 1999;96(3):397-404.

ruptura do concreto sob compressão axial ocorre gradualmente e que por isso deveria existir uma zona de transição entre as duas fases e não uma mudança brusca do comportamento do concreto confinado, como propões o modelo de Toutanji (1999). Em outras palavras, o diagrama tensão x deformação deveria ser dividido em três regiões distintas e não em duas. Esta região a mais seria uma região intermediária entre as duas regiões descritas por Toutanji (1999), onde o concreto seria continua e gradualmente danificado com o aumento da força. Em seus ensaios Li & Kidane *et al.* (2003) encontraram exatamente este comportamento e apontaram como possível "falha" de pesquisadores anteriores o uso de escalas inadequadas de deformação (até 0,02), por isso este trecho (com deformações de 0,001 até 0,005) torna-se imperceptível.

Jones & Hanna (1997) descrevem o comportamento de pilares confinados com PRF dividindo-o em três regiões: pré-pico, pico e pós-pico. Na região de pré-pico tem-se o início do processo de fissuração do concreto, e sua existência parece ter um efeito limitado nas propriedades elásticas do material uma vez que o diagrama tensão x deformação nesta região é aproximadamente linear. Nesta região o comportamento do concreto com e sem o encamisamento é aproximadamente o mesmo. Na região de pico o comportamento do material deixa de ser linear, o que evidencia o início do comportamento inelástico. Nesta região a fissuração do concreto causa uma perda na sua rigidez, e uma aparente tensão de escoamento pode ser definida, tensão esta que no concreto sem o encamisamento causa a sua ruptura. Neste instante o concreto começa a transferir tensões para a camisa de reforço, permitindo que a energia de deformação seja absorvida por ela. Na região pós-pico o comportamento inelástico continua e a curva tensão x deformação neste trecho torna-se linear novamente, esta linearidade reflete o comportamento elástico do PRF. A resistência ultima do concreto encamisado é alcançada quando a camisa de reforço atinge uma deformação radial crítica, o que leva a sua ruptura.

Shahawy *et al.* (2000) também divide o comportamento de pilares confinados com PRF em três regiões distintas, só que em termos da expansão lateral do elemento. A primeira região corresponde à micro-fissuração do concreto e ao crescimento da expansão lateral. O pico da expansão lateral coincide com a deformação última do concreto sem confinamento. Neste ponto a camisa começa a agir reduzindo o incremento na expansão lateral, até que este seja constante, até o instante da ruptura.

Jones & Hanna (1997), Shahawy *et al.* (2000) e Li & Kidane *et al.* (2003) descrevem o diagrama tensão x deformação do concreto confinado com PRF como sendo bi-linear. Karabinis & Rousakis (2002) afirmam que o limite entre as duas regiões é em torno do par tensão-deformação da máxima resistência do concreto não confinado, e que aumentando a rigidez da camisa de reforço, a inclinação do segundo trecho da curva tensão x deformação aumentará, o que resulta em maiores resistência e deformação na ruptura.

Li *et al.* (2003) afirma que a espessura da camisa de reforço tem um efeito significativo na resistência e rigidez de elementos confinados com PRF. Novamente a curva tensão x deformação é dividida em três regiões distintas. Na primeira região, o efeito da espessura pode ser desprezado. Com o aumento da solicitação da camisa, o efeito da espessura torna-se cada vez maior. O uso de uma camisa de reforço de grande espessura pode aumentar consideravelmente a resistência e a rigidez do pilar reforçado. Com o aumento da espessura das camadas de PRF, a região de transição vai ficando cada vez menor. Provavelmente isto ocorre porque as grossas camadas de PRF promovem maior confinamento do pilar, o que faz com que estas camadas sejam solicitadas antes.

Teoricamente, a ruína de um elemento reforçado externamente com PRF submetido a uma força axial, ocorre quando a sua deformação lateral atinge a deformação última da camisa de reforço. Porém, ensaios realizados por Shahawy *et al.* (2000) e Matthys *et al.*[3] *apud* Shahawy *et al.* (2000) demonstraram ruína prematura, se comparada com ensaios de caracterização da camisa de reforço. Shahawy *et al* (2000) apontam três razões principais para este fato:

1. O mecanismo de solicitação da camisa de reforço é, de fato, bi-axial. As tensões de compressão ao longo do pilar são transferidas para a camisa por meio do próprio atuador e da aderência com o concreto. Este estado bi-axial geralmente diminui a deformação última.
2. A pressão radial no pilar não é uniforme, varia ao longo do comprimento e ao longo do perímetro do mesmo. A não uniformidade da pressão radial em torno do perímetro é produzida pela heterogeneidade do concreto. Esta não

[3] Matthys S, Taerwe L, Audenaert K. Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping. In: Dolan CW, Rizkalla S, Nanni A, editors. Proceedings of the 4th Internacional Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, SP-188, American Concrete Institute, 1999. p. 243-53.

uniformidade provoca concentração de tensões na camisa muito maior que a máxima pressão de confinamento.

3. Finalmente, qualquer variação na ortogonalidade das extremidades, em relação ao eixo do pilar, pode causar um carregamento excêntrico e concentração de tensões na camisa de reforço.

Myiauchi *et al.* (1997) ensaiaram corpos-de-prova cilíndricos de concreto de 30 MPa e 50 MPa de resistência, encamisados com 1, 2 e 3 camadas de fibras de carbono e não encamisados como referência. As fibras apresentavam 3481 MPa de resistência à tração e 230,5 GPa de módulo de elasticidade. Os ganhos de resistência à compressão axial ficaram entre 31,5 % e 225,9 %. Observaram que o aumento da deformação última do concreto confinado é menor para concretos de maior resistência.

Katsumata *et al.*[4](1988) *apud* Saadatmanesh & Ehsani (1994) realizaram ensaios com pilares de seção transversal quadrada de 20 cm x 20 cm reforçados com compósitos de fibras de carbono. Os ensaios consistiam em forças laterais cíclicas com força axial constante. Concluíram que o deslocamento último e a dissipação de energia aumentam linearmente com a quantidade de compósito, que a capacidade resistente a sismos pode ser relacionada à de pilares armados transversalmente com espirais de aço e que a quantidade de reforço transversal de fibra de carbono e de aço podem ser convertidos mutuamente por meio da taxa relativa de resistência.

Parvin & Wang (2002) modelaram, utilizando uma análise não linear em elementos finitos, pilares de concreto armado (com 762 mm de diâmetro e 4978 mm de altura) encamisados com PRF, solicitados axialmente e submetidos a forças laterais cíclicas. Os resultados obtidos revelaram que tais pilares tiveram um aumento significativo tanto na resistência quanto na ductilidade se comparados com os pilares sem o encamisamento. Sob o efeito da força lateral não cíclica, o deslocamento lateral de pilares encamisados foi quatro vezes maior que os pilares sem reforço e a resistência aumentou aproximadamente 80%. Sob efeito da força lateral cíclica, o deslocamento lateral foi duas vezes menor que o do pilar sem reforço, e a resistência aumentou aproximadamente 70%. Além disso, observaram que não houve diminuição da rigidez

[4] Katsumata, H.; Kobatake, Y.; Takeda, T. (1988). Study With Carbon Fiber for Earthquake-Resistant Capacity of Existing Reinforced Concrete Columns, *Proceedings of Ninth world Conference on Earthquake Engineering*, Aug. 2-9, 1998, Tokyo, v.7, pp. 517,522.

do elemento submetido a forças laterais cíclicas, enquanto que em pilares sem o reforço com o PRF, esta diminuição foi de uma vez e meia.

2.3 Confinamento de pilares de seção transversal diferente da circular

Sabe-se que o comportamento pós-pico de pilares de concreto não confinado, especialmente os de alta resistência, quando submetidos à compressão axial, caracteriza-se por uma queda repentina no diagrama tensão-deformação, o que evidencia a sua baixa rigidez e ductilidade, e perda de resistência após ter atingido a máxima tensão. Porém, a rigidez e a ductilidade são propriedades extremamente importantes para qualquer elemento estrutural de concreto, para a prevenção de colapsos repentinos (Khaloo & Bozorgzadeh, 2001). Em elementos de concreto armado como, por exemplo, pilares, o uso de reforço lateral aumenta consideravelmente a rigidez e ductilidade do pilar confinado.

Cole & Belardi (2001) estudaram o comportamento de pilares com e sem o reforço com PRF. Tais autores afirmam que a inclinação do diagrama tensão-deformação na zona elástica é essencialmente a mesma para o pilar com e sem o reforço (Figura 16). A razão para isso é que o concreto apresenta pequena expansão lateral provocada por forças relativamente pequenas e, portanto a restrição à expansão lateral promovida pela camisa de reforço não é ativada, o que impossibilita a geração de pressões de confinamento. A zona plástica ocorre imediatamente após o pico de resistência. Neste ponto, o pilar expande-se rapidamente e a camisa de reforço é totalmente ativada. Na zona plástica, um pequeno aumento na tensão provoca uma grande expansão lateral, que por sua vez provoca duas conseqüências. A primeira delas é a deterioração da estrutura interna do concreto. A segunda é o aumento na pressão de confinamento, uma vez que as fibras da camisa de reforço apresentam um comportamento elástico-linear até a ruína. Estes dois fatores definem a inclinação do diagrama na zona plástica. Se o pilar de concreto for bem confinado, a inclinação do diagrama tensão-deformação será positiva e aproximadamente linear, indicando que a pressão de confinamento é suficiente para conter a deterioração do concreto, possibilitando assim um aumento na tensão aplicada. Se o pilar não estiver bem confinado o pico de carregamento será similar ao de pilares concreto não confinado, indicando que a pressão de confinamento não é suficiente para se sobrepor à degradação

do concreto provocada pela expansão lateral sofrida. Na prática, se a finalidade da camisa de PRF for evitar a ruptura frágil, a inclinação da curva na zona plástica não precisa ser alta, uma vez que o ganho na deformação plástica é mais importante que o ganho na capacidade de carga.

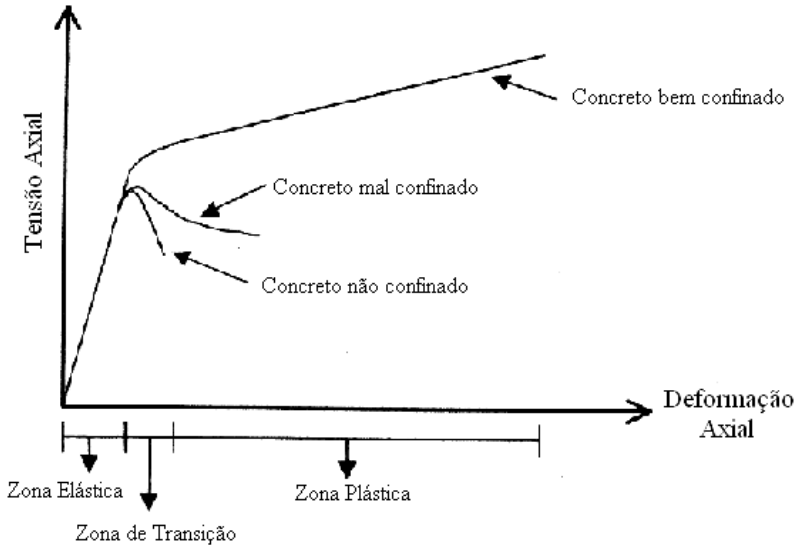


Figura 16: Comportamento do concreto confinado passivamente com PRF (Cole & Belardi, 2001).

Em pilares de concreto armado de seção transversal circular não existem maiores problemas para se promover uma pressão de confinamento adequada, podendo ser utilizada para isso o encamisamento com polímeros reforçados com fibra (PRF), por exemplo. Já os pilares de concreto armado com seção transversal quadrada ou retangular, como conseqüência do efeito do arqueamento de tensões, apresentam uma distribuição de tensões não uniforme, com concentração nos cantos, este fato dificulta a aplicação do reforço com PRF, e no caso de seções retangulares, à distância entre os cantos provoca uma diminuição na eficiência do confinamento.

Essawy & Awary (1998) estudaram a influência da forma da armadura transversal na resistência e ductilidade de pilares de concreto armado com seção transversal retangular. Para isso, foram feitos modelos com 225 cm^2 de área da seção transversal e 50 cm de altura. A armadura longitudinal foi composta com oito barras de 8 mm de diâmetro e a transversal com cinco estribos retangulares com barras de 4 mm. Além da armadura transversal em estribos, utilizaram também espirais com diferentes espaçamentos. Uma fotografia das armaduras utilizadas neste trabalho é apresentado na

Figura 17. Os resultados dos ensaios (compressão axial) revelaram que a inclusão da armadura em espiral aumentou a capacidade resistente e a ductilidade dos pilares. Verificaram também que a resistência do pilar independe das dimensões do núcleo (parte interna da espiral), para os modelos investigados.

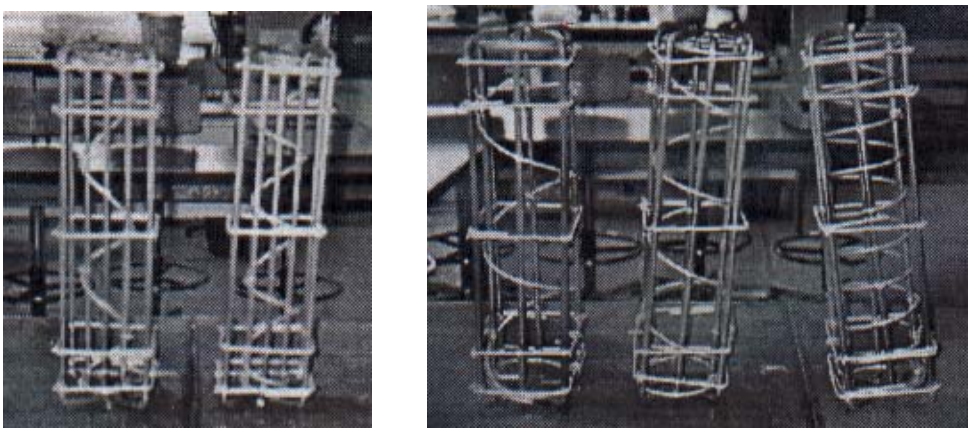


Figura 17: Armaduras utilizadas por ESSAWY & HAWARY (1998).

Para que se possa considerar o efeito de confinamento na resistência e ductilidade de pilares de concreto armado com seção transversal retangular, o ACI Committee 318 (1995) limita a distância livre, L_u, à 355 mm, sendo esta definida como a distância entre dois cantos da armadura transversal (Figura 18). Esta restrição garante um aumento na capacidade resistente e na ductilidade de tais pilares.

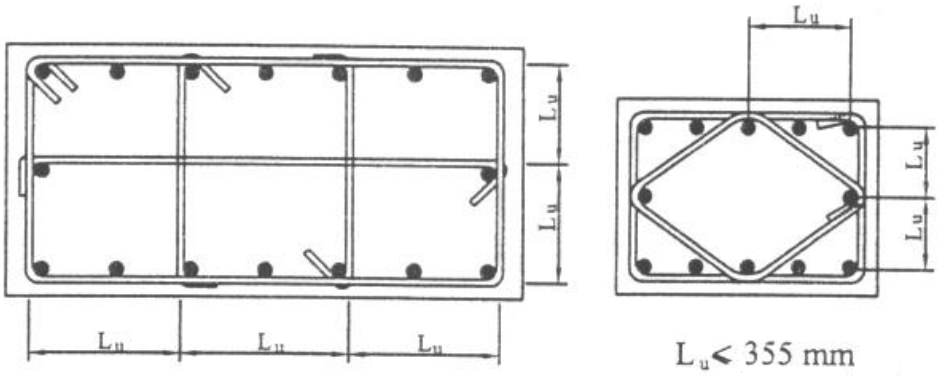


Figura 18: Distância livre máxima, L_u *(ACI Committee 318,1995).*

Além da distância L_u, um outro fator muito importante que afeta o desempenho da camisa e a eficiência do confinamento em seções quadradas e retangulares é a presença das arestas vivas, que causam concentração de tensões e conseqüentemente o rompimento prematuro da camisa de PRF. Para contornar este problema, antes da

aplicação do reforço, os cantos devem ser arredondados com uma curvatura suficiente para minimizar a concentração de tensão neste ponto.

2.3.1 Arredondamento dos Cantos

Campione & Miraglia (2003) afirmam que a eficiência do reforço com PRF é menor no caso de seções transversais quadradas, se comparada com seções transversais circulares, por causa da concentração de tensões nos cantos da seção quadrada, e também por causa da menor eficiência do núcleo confinado. Como conseqüência, para que pilares de seção transversal quadrada obtenham o mesmo desempenho, em termos de resistência, que os de seção transversal circular, é necessário um aumento na taxa volumétrica de PRF e/ou uma mudança na seção transversal, arredondando os cantos com um raio de curvatura adequado. Outra maneira de se obter o desempenho desejado é transformar a seção transversal quadrada em uma circular ou elíptica antes da aplicação do PRF, acrescentando concreto nos lados da seção quadrada até se obter a forma desejada.

Ensaios realizados por Rochette & Labossière (2000) revelam que para qualquer intensidade de tensão axial, a deformação transversal, medida no meio das faces laterais de pilares de seção transversal retangular, é sempre maior que a medida na direção diagonal. Isso revela que a pressão de confinamento no meio das faces é menor que próximo aos cantos. Existindo a concentração de tensão nos cantos dos pilares, a forma deste canto passa a desempenhar papel importante na eficiência do confinamento produzido pela camisa de PRF, uma vez que é mais fácil ocorrer a ruptura da camisa numa aresta viva do que num canto arredondado, independentemente do número de camadas de PRF. Na Figura 19 pode ser claramente observado que a eficiência do confinamento aumenta gradualmente com o aumento da relação entre a maior dimensão da seção transversal do pilar (D) e o raio de arredondamento dos cantos (R). Além disso, as curvas revelam três tipos de comportamento pós-pico diferentes. Para R = 5 mm o comportamento pós-pico é definido por uma intensa queda. Para R = 25 mm um comportamento perfeitamente plástico é obtido. Finalmente, para grandes raios de arredondamento, observa-se um aumento na inclinação da curva tensão-deformação, evidenciando um aumento na rigidez pós-pico do pilar.

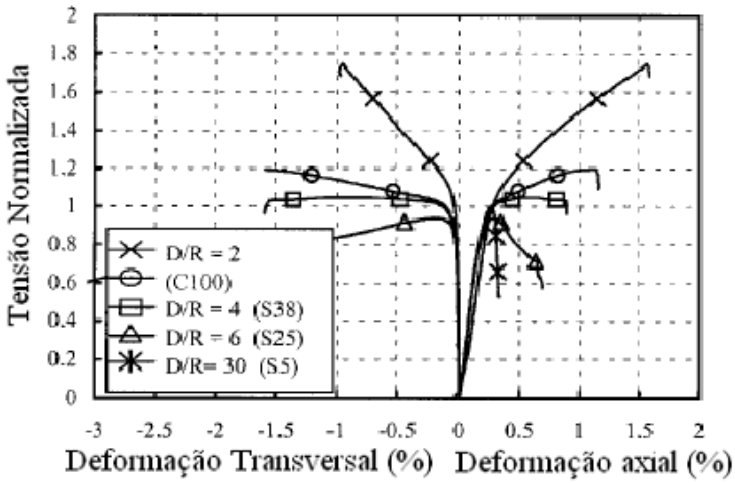
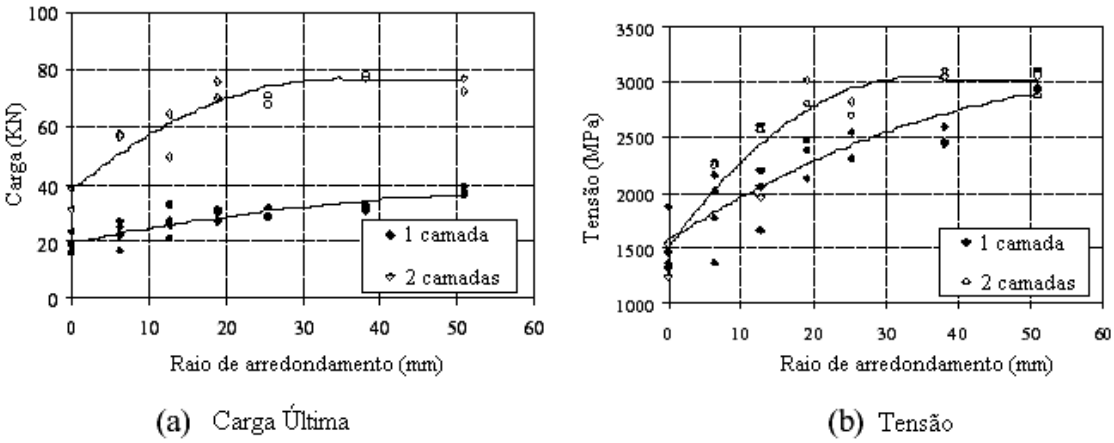


Figura 19: Variação do raio de arredondamento de pilares quadrados (Rochette& Labossière, 2000).

Yang, Nanni & Chen (2001) realizaram ensaios para verificar a influência da curvatura dos cantos, sendo esta variável entre 0 (zero) e 50,8 mm, e constataram que a capacidade resistente dos pilares reforçados aumenta com o aumento do raio de curvatura dos cantos, e que apenas 67% da resistência última à tração da fibra, medida em ensaios de tração direta, foi obtida na camisa de reforço dos modelos de seção transversal circular. Na Figura 20 são apresentados as forças máximas para cada raio de curvatura utilizado e para uma e duas camadas de PRF. Quanto às deformações, observa-se que nos modelos com raio de curvatura menores, as maiores deformações ocorrem nos cantos, indicando que ainda existe concentração de tensões nestes pontos. Com o aumento do raio de curvatura, as maiores deformações passaram a ocorrer nas faces do pilar, e a diferença entre estas e as deformações dos cantos diminui. Porém as deformações de ruptura observadas nos ensaios foram cerca de 67 % menores que as observadas nos ensaios para determinar as propriedades das fibras.

2.3.2 Modelos de Cálculo para Seções Quadradas e Retangulares

Uma maneira de se promover adequado confinamento em pilares de concreto armado com seção transversal quadrada ou retangular é pelo do uso de armadura transversal em forma de espirais entrelaçadas (Figura 21).



(a) Carga Última (b) Tensão

Figura 20: Força máxima x raio de arredondamento dos cantos (Yang, Nanni & Chen, 2001).

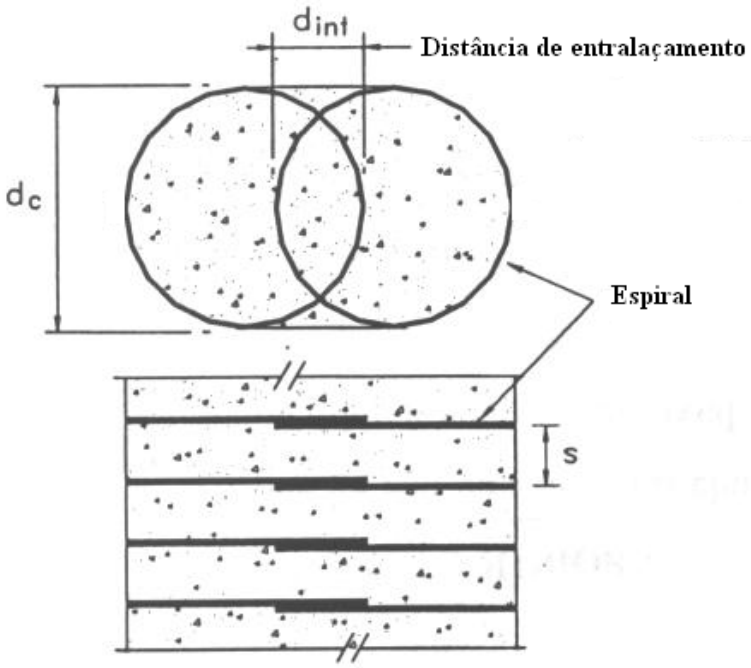


Figura 21: Arranjo das armaduras utilizadas por Kim & Park (1999).

Para avaliar o efeito de confinamento provocado pelas espirais entrelaçadas, KIM & PARK (1999) propõem que as espirais sejam idealizadas como tubos entrelaçados com uma espessura equivalente t_{eq}, dada por:

$$t_{eq} = \frac{A_{sp}}{s}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \tag{8}$$

onde A_{sp} é a área da seção transversal da espiral, s é o espaçamento da espiral e d_c é o diâmetro da espiral conforme indicado na Figura 21.

O mecanismo de confinamento imposto pelos tubos entrelaçados é o seguinte. A tensão de tração na armadura transversal é gerada como um resultado da expansão lateral do concreto confinado. No estágio inicial de carregamento a deformação lateral do modelo confinado não é grande o suficiente para gerar grandes tensões de tração. A pressão de confinamento da zona B, da Figura 22, é maior que a da zona A, uma vez que o concreto da zona A também confina a zona B, isto faz com que a tensão de tração nos ramos exteriores da espiral seja maior que no ramo interior. Com o aumento da tensão axial, o concreto confinado começa a fissurar, a expansão lateral aumenta rapidamente e toda a armadura transversal atinge o escoamento. Finalmente a magnitude da pressão de confinamento permanece constante. Neste caso, baseado na analogia de tubos finos, a pressão de confinamento na zona B (p_b) é duas vezes a pressão de confinamento da zona A (p_a). Por causa dessa diferença, para que seja estabelecido um estado triaxial equivalente, o valor (p_b-p_a) deve ser distribuído no perímetro do concreto confinado. Conseqüentemente, a pressão de confinamento por espirais entrelaçadas pode ser calculada a partir da equação:

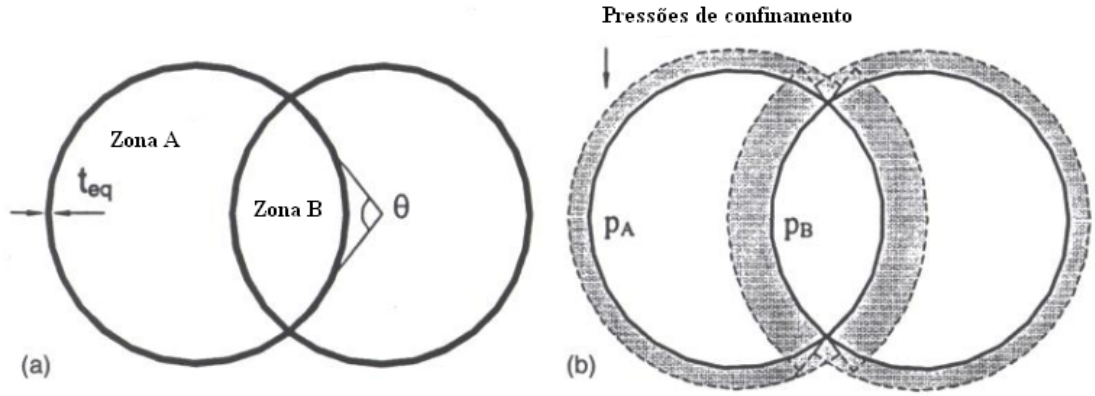


Figura 22: a) espessura equivalente da espiral entrelaçada; b) distribuição da pressão de confinamento

$$\left(f_{l,i}'\right)_{\max} = \frac{2A_{sp}f_y}{d_c s}\left(1-\frac{s}{d_c}\right)\left(1+\frac{\theta}{360-\theta}\right),\ 0 \le \theta \le 180 \qquad (9)$$

onde θ é medido em graus como definido na Figura 22. Para o caso da barra em espiral não ter entrado em escoamento, a pressão de confinamento é dada por:

$$f_{l,i}' = \frac{2A_{sp}f_s}{d_c s}\left(1-\frac{s}{d_c}\right)\left(1+\frac{\theta}{360-\theta}\right) \tag{10}$$

onde $f_{l,i}'$ é a pressão de confinamento para uma dada deformação, f_s é a tensão medida no ramo exterior da espiral.

Com esta pressão de confinamento, Kim & Park (1999) propõem que o cálculo da resistência equivalente do concreto confinado seja feito com a seguinte equação:

$$f_{oc,i} = f_o\left\{1+\left[3{,}8+5{,}0\left(\frac{d_{\text{int}}}{d_c}\right)^2\right]\left(\frac{f_{l,s}'}{f_o}\right)^{0{,}9}\right\} \tag{11}$$

onde $f_{oc,s}$ é a resistência do concreto confinado, f_o é a resistência do concreto, d_{int} e d_c definidos conforme a Figura 21. O termo f_{ls}' é a pressão de confinamento promovido por uma única espiral, dada por:

$$f_{l,s}' = \frac{2A_{sp}.f_s}{d_c s}.\left(1-\frac{s}{d_c}\right), \text{com } f_s \le f_y \tag{12}$$

Já a deformação axial do modelo, segundo Kim & Park (1999), é calculada por:

$$\varepsilon_{oc} = \varepsilon_o + 0{,}9\frac{\left(f_{l,i}'\right)}{f_o^{1{,}7}} \tag{13}$$

onde $\varepsilon_o = 0{,}001648 + 1{,}65.10^{-5} f_o$, e $f_{l,i}'$ e f_o são em MPa.

Pessiki *et al.* (2001) realizaram uma série de ensaios para comparar o desempenho do reforço com PRF em modelos de seção transversal circular e quadrada. As variáveis desta análise experimental foram o tipo e disposição das fibras, número de camadas de PRF e dimensões dos modelos (modelos reduzidos e em escala real). Os cantos dos modelos de seção transversal quadrada foram arredondados com um raio de aproximadamente 38 mm. O aumento na resistência à compressão dos modelos circulares variou entre 128 % e 244 %, dependendo do tipo e orientação das fibras, e do número de camadas da camisa de reforço. Já nos modelos de seção transversal quadrada este aumento chegou apenas a 70 % dos valores alcançados nos modelos circulares. As

deformações da camisa na ruptura, a exemplo do que relata Yang, Nanni & Chen (2001), foram cerca de 42 %, para os modelos em escala real, e 60 %, para os modelos reduzidos, dos valores obtidos nos ensaios para determinação das propriedades das fibras, o que mostra que a capacidade de deformação do PRF não é totalmente utilizada antes da ruptura da camisa. Para explicar este fato, os autores propõem dois fatores: um fator de forma, que depende da geometria da seção confinada de concreto; e um fator de eficiência da deformação, que considera as diferenças entre as propriedades do PRF em ensaios de determinação de suas propriedades e depois de aplicado à estrutura.

As camisas de reforço de PRF apresentam uma rigidez à tração muito alta no plano das fibras, porém, por causa do fato de elas serem tipicamente muito finas, apresentam rigidez à flexão relativamente baixa fora do plano das fibras. A pressão uniforme de confinamento, resultante das tensões circunferenciais de tração na camisa de reforço, confinam a área total de pilares de seção transversal circular. Já os pilares de seção transversal quadrada ou retangular não são submetidos a pressões de confinamento constantes, uma vez que estas são maiores nos cantos do que nos lados da seção transversal, isso acontece porque as pressões de confinamento nos lados são governadas pelo comportamento flexível da camisa de reforço ao invés do comportamento da camisa na tração. Em virtude dessa diferença na distribuição da pressão de confinamento ao longo de seções transversais quadradas ou retangulares, um fator de eficiência do confinamento (K_s) deve ser utilizado. Este fator relaciona a área efetivamente confinada com a área total da seção transversal, similarmente ao núcleo de concreto confinado com armadura transversal de aço. O valor de K_s pode ser determinado a partir das propriedades geométricas da seção transversal,

$$K_s = \frac{1 - \left[\dfrac{(b-2r)^2 + (d-2r)^2}{3db}\right] - \rho}{1-\rho} \tag{14}$$

onde, b e d são a largura e altura da seção transversal, r é o raio de arredondamento dos cantos e ρ a taxa de armadura longitudinal. Com isso, a pressão teórica de confinamento efetivo (f_{con}) do núcleo de seções quadradas é dada por:

$$f_{con} = \frac{2n\overline{f}_{fr}}{D} K_s \tag{15}$$

onde n é o número de camadas de PRF, $\overline{f}_{fr}$ é a resistência à tração do PRF e D é a largura da seção transversal. Para pilares sem os cantos arredondados, o valor de K_s é de aproximadamente 0,33, enquanto que para os pilares com os cantos arredondados este valor é de aproximadamente 0,50.

A diferença entre a resistência à tração, ou deformação última, do PRF obtida em ensaios para determinar as propriedades, e em serviço (na camisa de reforço), têm sido discutida em vários trabalhos (Lam & Teng, 2003). Lam & Teng (2003) apontam como as duas principais causas desta diferença (a) deformação localizada nas fissuras do concreto, levando a uma distribuição não uniforme de tensões na camisa, o que provoca a ruptura prematura do PRF, e (b) o efeito da curvatura do PRF na resistência à tração do material.

Para considerar a diferença entre a deformação de ruptura da camisa de PRF nos modelos (ε_{jr}), e a deformação de ruptura do material em ensaios de tração, Pessiki *et al.* (2001) propõe a utilização de um fator de eficiência de deformação (K_ε) calculado por:

$$K_\varepsilon = K_{\varepsilon 1} K_{\varepsilon 2} \tag{16}$$

O fator da localização da deformação, $K_{\varepsilon 1}$, é a relação entre a máxima deformação ao longo do perímetro da camisa, ε_{ju}, e a deformação de ruptura do modelo ε_{jr},

$$K_{\varepsilon 1} = \frac{\varepsilon_{ju}}{\varepsilon_{jr}} \tag{17}$$

O fator das propriedades do PRF na camisa de reforço, $K_{\varepsilon 2}$, é a relação entre a deformação de ruptura *in situ*, ε_{ju}, e a capacidade de deformação do material obtida em ensaios de tração, ε_{fr},

$$K_{\varepsilon 2} = \frac{\varepsilon_{ju}}{\varepsilon_{fr}} \tag{18}$$

A maior deformação da camisa *in situ* ao longo de todo o seu perímetro no instante em que ocorre a ruptura, ε_{ju}, deve ser determinada pela medida da capacidade de deformação do material, ε_{fr},

$$\varepsilon_{ju} = \varepsilon_{fr} K_{\varepsilon 1} K_{\varepsilon 2} \tag{19}$$

Assim, quando a eficiência de deformação para uma camisa circular for considerada, a pressão de confinamento teórica, f_{con}, é dada por:

$$f_{con} = \frac{2n\overline{E_{fs}}}{D}\varepsilon_{ju} = \frac{2n\overline{E_{fs}}}{D}\varepsilon_{fr} K_{\varepsilon 1} K_{\varepsilon 2} \tag{20}$$

Pessiki *et al.* (2001) apontam como causas da diferença entre a deformação de ruptura do PRF *in situ* e nos ensaio de tração, os seguintes fatores: desalinhamento ou danos provocados nas fibras da camisa durante o processo de aplicação; a atuação de tensões residuais, tensões estas que são provocadas no processo de instalação, por falhas de moldagem, efeito térmico, fluência, retração, e incompatibilidade entre o concreto e a camisa de PRF.

No caso do encamisamento, com PRF, de pilares de seção transversal quadrada ou retangular, é necessário que os cantos sejam arredondados. Em geral, a eficiência do confinamento aumenta conforme se aumenta o raio de arredondamento dos cantos. Porém a eficiência deste sistema de reforço fica limitada pela presença da armadura interna do pilar original, uma vez que esta limita o raio de arredondamento. Para contornar este problema, Teng & Lam (2002) propõem que a seção transversal do pilar seja transformada em elíptica. Esta mudança na seção transversal pode ser feita de duas maneiras distintas. A primeira delas se dá pelo aumento da seção transversal com acréscimo da área de concreto, transformando-a em elíptica, e posterior aplicação do reforço com PRF. Alternativamente, a camisa de reforço pode ser pré-moldada na forma elíptica, instalada ao redor do pilar a ser reforçado e preenchendo-se o espaço entre esta e o pilar original com concreto com aditivos que minorem o efeito da retração. Com isso, além do ganho de resistência por causa do aumento da seção transversal, o confinamento promovido pela camisa de PRF será mais efetivo do que na seção transversal retangular.

A eficiência deste tipo de reforço depende da relação entre os semi-eixos maior (*a*) e menor (*b*) da elipse, quanto menor esta relação, maior será a eficiência do confinamento. Este fato justifica-se pela semelhança existente entre uma seção transversal elíptica com baixa relação *a/b* e uma circular, onde as pressões laterais de confinamento são máximas.

O comportamento tensão-deformação do pilar reforçado também é afetado pela relação *a/b*. Ensaios realizados por Teng & Lam (2002) revelam o comportamento bi-linear de pilares circulares e elípticos com relação *a/b* igual a 5/4, o que já não foi observado para seções transversais elípticas com relação *a/b* maior, no caso da camisa de reforço ser formada por apenas uma camada de polímeros reforçado com fibra de carbono (PRFC). Quando o reforço foi feito com duas camadas de PRFC, o comportamento bi-linear do diagrama tensão-deformação também se estendeu aos pilares de seção transversal elíptica com relação *a/b* igual a 5/3. Aparentemente, para pilares elípticos com alta relação *a/b* e confinados com pequena quantidade de PRFC, a curva tensão-deformação não apresenta o segundo trecho linear, sendo este substituído por um trecho descendente, o que indica que o confinamento é limitado nestes pilares. Quanto à deformação axial na força de pico, os mesmos autores observaram que esta diminui à medida que a relação *a/b* aumenta.

A distribuição das pressões de confinamento ao longo de seções transversais elípticas, ao contrário do que acontece com seções circulares, não é uniforme, portanto a eficiência do confinamento é reduzida se comparada com a que ocorre em pilares de seção transversal circular. Por este motivo, a pressão de confinamento utilizada na previsão da tensão axial máxima deve ser substituída por uma pressão de confinamento efetiva, obtendo-se assim a seguinte equação

$$f_{cc}^{'} = f_{c0} + k_1 . f_l^{'} \tag{21}$$

onde f'_{cc} é a tensão axial de pico, f_{c0} é a resistência do concreto, K_1 é coeficiente de efetividade do confinamento e $f_l^{'}$ é a pressão efetiva de confinamento, calculada por

$$f_l^{'} = K_s . f_l \tag{22}$$

onde K_s é o fator de forma e f_l é a pressão de confinamento em um pilar de seção transversal circular equivalente. Para um pilar elíptico encamisado com PRF, o pilar de seção transversal circular equivalente é considerado como sendo um pilar com a mesma taxa volumétrica de PRF que na seção elíptica. Portanto a pressão de confinamento equivalente é calculada por

$$f_l = \frac{\rho_{PRF} \cdot f_{PRF}}{2} \tag{23}$$

onde f_{PRF} é a resistência à tração do PRF, e ρ_{PRF} é taxa volumétrica de PRF, que para a seção transversal elíptica é dada por

$$\rho_{PRF} = \frac{\left[1{,}5.(a+b) - \sqrt{a.b}\right]t}{a.b} \tag{24}$$

sendo a e b os semi eixos maior e menor da elipse, respectivamente, e t é a espessura da camisa de reforço de PRF. Para o cálculo do fator de forma K_s, Teng & Lam (2002) propõem a seguinte equação:

$$K_s = 1{,}06.\left(\frac{a}{b}\right)^{-2{,}30} \tag{25}$$

Com isso, a previsão da máxima tensão axial alcançada por pilares de seção transversal elíptica encamisado com PRF pode ser determinada.

Mander *et al.* (1988) propõem um modelo para calcular o aumento na resistência à compressão de pilares de concreto confinados com armadura transversal. Este modelo foi estendido para o caso de pilares circulares e quadrados encamisados com PRF (Wang & Restrepo[5] *apud* Tan, 2002). Para seções transversais circulares a resistência do concreto confinado (f'_{cc}) é dada por

[5] Wang, Y. C., e Restrepo, J. I. "Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber- reinforced polymer jackets." *ACI Structural Journal,* vol. 93, nº. 3, pp. 377-385, 2001.

$$f'_{cc} = f'_c\left(2{,}25\sqrt{1+7{,}9\frac{f_l}{f'_c}} - 2\frac{f_l}{f'_c} - 1{,}25\right) \tag{26}$$

onde f_l = pressão de confinamento promovida pelas camadas de fibras transversais e f'_c = resistência do concreto. Para seções retangulares, as pressões de confinamento são diferentes em duas direções ortogonais, f_{lx} e f_{ly}, por isso a resistência do concreto confinado é

$$f'_{cc} = \alpha_1\alpha_2 f'_c \tag{27}$$

onde

$$\alpha_1 = 1{,}25\left[1{,}8\sqrt{\left(1+7{,}84\frac{f_{lx}}{f'_c}\right)} - 1{,}6\frac{f_{lx}}{f'_c} - 1\right] \tag{28}$$

e

$$\alpha_2 = \left[1{,}4\frac{f_{ly}}{f_{lx}} - 0{,}6\left(\frac{f_{ly}}{f_{lx}}\right)^2 - 0{,}8\sqrt{\frac{f_{lx}}{f'_c}} + 1\right] \tag{29}$$

com $f_{lx} > f_{ly}$.

Por causa do efeito de arqueamento das tensões, causado pela configuração da armadura dos pilares, deve-se considerar as áreas efetivamente confinadas. Para a consideração desta área, Mander *et al.* (1988) propuseram o coeficiente de efetividade do confinamento (K_e), definido como a área de concreto efetivamente confinado dividida pela área total,

$$K_e = 1 - \sum\frac{\left(w_{jx}^2 + w_{jy}^2\right)}{\left[6(1-\rho_s)bh\right]} \tag{30}$$

onde w_{jx} e w_{jy} são as distâncias entre pontos de ancoragem consecutivos (formados pelos cantos e intersecções da armadura transversal) na maior e menor direção da seção transversal, respectivamente.

Com isso, as pressões laterais nas direções *x* e *y* são respectivamente

$$f_{lx} = 2\left(\frac{2t_p}{b}\right)K_e f_{tf} \tag{31}$$

$$f_{ly} = 2\left(\frac{2t_p}{h}\right)K_e f_{tf} \tag{32}$$

onde t_p é a espessura da camisa de PRF, f_{tf} é a tensão na fibra longitudinal para a força de pico, igual a $E_f . \varepsilon_{tf}$, onde ε_{tf} é a deformação transversal.

Segundo Tan (2002) o *American Concrete Institute Committee 440 (2002)*[6] não apresenta nenhuma recomendação sobre o reforço com PRF, de pilares de seção transversal quadrada ou retangular. Ainda segundo o mesmo autor, a *International Conference of Building Officials (ICBO) (1997)*[7] recomenda que para o cálculo do ganho de resistência em pilares de seção transversal retangular com relação de aspecto (h/b) menor que 1,5, seja utilizada a seguinte expressão

$$f'_{cc} = f'_c\left(1 + 5\rho_f \cos^2\theta\right) \tag{33}$$

onde θ (ângulo de inclinação das fibras em relação ao eixo longitudinal) ≤ 45º, $\rho_f = 2t_f \frac{(b+h)}{bh}$, sendo t_f a espessura da camisa de PRF. Para pilares com relação de aspecto maior que 1,5, a ICBO (1997) recomenda que seja realizada uma análise experimental detalhada para prever o ganho de resistência.

Campione & Miraglia (2003) recomendam a utilização do modelo de Mander *et al.* (1988), porém com algumas correções que levem em consideração a forma da seção transversal e a utilização do PRF. Tais considerações se fazem necessárias porque no modelo de Mander *et al.* (1988), a pressão de confinamento se mantém constante após as barras de aço terem atingido o escoamento, porém isso não é válido para o confinamento com PRF, uma vez que este apresenta um comportamento elástico-linear até a ruptura, e por isso a pressão lateral de confinamento aumenta continuamente até a ruptura da camisa (Lam & Teng, 2003).

Segundo Campione & Miraglia (2003) no caso de seções transversais circulares, a tensão na fibra do PRF pode ser considerada uniforme ao longo do perímetro da

[6] American Concrete Institute (ACI) Committee 440. " Guide for Design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures." Detroit, 2002.
[7] International Conference of Building Officials (ICBO). "Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using fiber-reinforced composite systems." *AC125,* Whittier, California.

circunferência; já no caso de seções transversais quadradas isso não acontece em virtude da concentração de tensões nas regiões próximas aos cantos. Uma maneira aproximada de se considerar este fato na resistência última do concreto confinado é com a utilização de uma tensão reduzida, adotada como sendo uniforme ao longo do perímetro igual a f_r.

$$f_r = f_u\left[\left(1-\frac{\sqrt{2}}{2}K_i\right)\frac{2r}{b_d}+K_i\frac{\sqrt{2}}{2}\right] \tag{34}$$

onde f_u é a resistência última do PRF, r é o raio de arredondamento dos cantos, b_d é a dimensão do núcleo de concreto, e K_i é um fator de redução da tensão determinado experimentalmente, que leva em consideração a concentração de tensões nos cantos. Os autores deste modelo de cálculo sugerem que o valor de K_i seja 0,2121, valor este obtido numa análise de regressão com fator de correlação de 92 %.

Considerando o equilíbrio de forças atuantes em seções transversais submetidas a pressões internas de confinamento (f_l), obtêm-se os valores de f_l para diferentes seções transversais:

$$\left.\begin{array}{ll} f_l = \dfrac{2t.f_u}{b_d} & \text{para seções circulares} \\ f_l = \dfrac{2tf_r}{b_d} & \text{para seções quadradas com os cantos arredondados} \\ f_l = \dfrac{\sqrt{2}tf_u}{b_d}K_i & \text{para seções quadradas.} \end{array}\right\} \tag{35}$$

O fator de eficiência do confinamento, K_e, para pilares confinados com PRF é dado por:

$$K_e = \frac{\left[b_d^2-4\left(r^2-\dfrac{\pi r^2}{4}\right)\right]-\dfrac{2}{3}(b_d-2r)^2}{b_d^2-4\left(r^2-\dfrac{\pi r^2}{4}\right)} \tag{36}$$

Este fator assume o valor de $K_e=1$ para seções circulares e $K_e= 1/3$ para seções quadradas. A Figura 23 apresenta a variação do coeficiente K_e em função da relação

r/b_d. Em função da eficiência do confinamento, para que pilares de concreto com mesma resistência e seção transversal quadrada e circular obtenham a mesma resistência depois de reforçados, os pilares de seção transversal quadrada requerem maiores porcentagens de PRF.

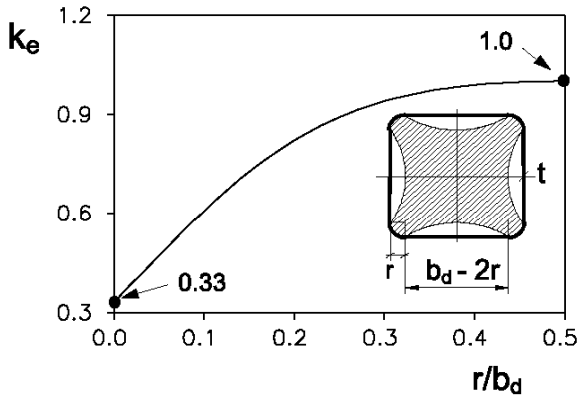


Figura 23: Variação do coeficiente K_e em função de r/b_d (Campione & Miraglia, 2003).

2.4 Tenacidade e Ductilidade

As propriedades dos materiais utilizados no concreto armado melhoraram muito no que diz respeito à resistência, porém a baixa capacidade de deformação e a diminuição do alongamento sofrido pelo aço na ruptura acompanham este aumento de resistência. A ocorrência simultânea destes dois efeitos resulta na baixa ductilidade do concreto armado.

A *ductilidade* é um atributo desejável em qualquer tipo de estrutura ou elemento estrutural, uma vez que ela representa a sua capacidade de deformação plástica antes da ruptura, sendo assim, uma estrutura ou elemento estrutural de pouca ou nenhuma ductilidade é qualificado como frágil. Já a *tenacidade* é uma medida da quantidade de energia que é absorvida por um material durante o processo de fraturamento. Um parâmetro indicativo da tenacidade é a área total sob a curva tensão-deformação do material, obtida em ensaio com deformação controlada, abrangendo as fases pré-pico e pós-pico de resistência.

Segundo o FIP - CEB 242 (1998), a importância da ductilidade dos elementos de concreto armado é evidenciada pela possibilidade de:

- advertência antes do colapso de estruturas estaticamente determinadas e indeterminadas, por grandes deflexões;

- análise elástica - linear com redistribuição de momentos, quando se requer uma capacidade de rotação nas áreas plásticas para calcular o suposto grau de redistribuição;
- análise elasto – plástica, quando é baseada na superposição da plasticidade indefinida de um elemento;
- métodos de equilíbrio, válidos somente se a compatibilização dos deslocamentos for obtida. Para aplicar estes modelos, a armadura necessária deve ser suficientemente dúctil para permitir a mudança da distribuição elástica de tensões (particularmente na armadura de combate ao cisalhamento);
- resistência contra deformações impostas, quando requer adaptabilidade plástica da estrutura para evitar tensões inaceitáveis, usualmente não calculadas;
- habilidade para resistir a impactos locais imprevistos e forças acidentais externas;
- redistribuição das forças internas em estruturas estaticamente indeterminadas sob ataque de fogo, e;
- energia dissipada em carregamento cíclico.

Não existem normas específicas para, quantificar comportamento da ductilidade dos elementos de concreto armado. No entanto, existem normas como a ACI 544.2R-89(1989), ASTM C1018-94 (1994) e JSCE SF5 (1984), que calculam índices de tenacidade para o concreto armado reforçado com fibras em peças solicitadas à flexão, que servem de indicativos da ductilidade. A seguir, cada uma destas normas, bem com outros métodos alternativos, são apresentados.

2.4.1 ACI 544.2R-89

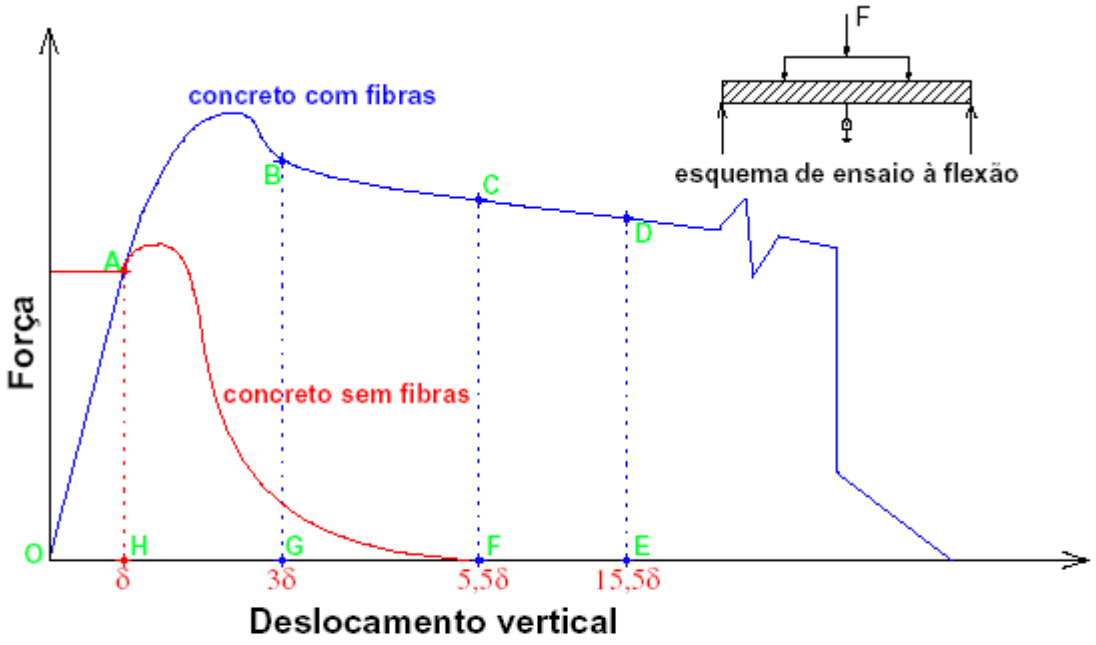
Esta norma se aplica a concreto reforçado com fibras, as quais podem ser de aço, polímeros ou naturais, em elementos sujeitos a flexão.

A tenacidade à flexão depende de fatores como dimensões do elemento, tipo de carregamento aplicado e tipo de controle de ensaio (força, deslocamento ou deformação). Para minimizar a influência destes fatores, é sugerida a avaliação da

tenacidade relativa, ou seja, a capacidade de absorção de energia de um elemento com fibras é comparada com a de um elemento sem armadura. Ambos devem possuir as mesmas dimensões e serem submetidos às mesmas condições de ensaio. Da divisão de tais capacidades resulta o índice de tenacidade I_t que representa a melhoria na capacidade de absorção de energia, relativa à adição de fibras.

O índice I_t apresenta valor próximo a 1,0 se o elemento tiver comportamento frágil, uma vez que o material de referência tem comportamento frágil. A medida que I_t atinge valores superiores a unidade, o elemento armado com fibras tende a apresentar um comportamento dúctil.

De forma similar ao que faz a norma ASTM C 1018 (1994), podem se calculados também os índices de tenacidade I_5, I_{10} e I_{30} correspondentes aos deslocamentos de 3, 5,5 e 15,5 vezes o deslocamento relativo a abertura da primeira fissura no elemento armado com fibras, respectivamente. Tais índices são calculados considerando as áreas da Figura 24.



$$I_5 = \frac{\text{Area OABG}}{\text{Area OAH}} \qquad I_{10} = \frac{\text{Area OABCF}}{\text{Area OAH}} \qquad I_{30} = \frac{\text{Area OABCDE}}{\text{Area OAH}}$$

$\delta =$ deslocamento vertical na primeira fssura

Figura 24: Índices de tenacidade, ACI 544.2R-89 (1989).

Os índices I_5, I_{10} e I_{30}, Têm valor mínimo de 1,0 para um elemento com comportamento elástico frágil e valores 5, 10 e 30 para elementos com comportamento elasto-plástico perfeito, ou seja, elástico até a abertura da primeira fissura e perfeitamente plástico depois. A área de referência é dada pela área do gráfico Força x Deslocamento, onde o deslocamento δ corresponde à abertura da primeira fissura.

2.4.2 ASTM C 1018-94

O comportamento do concreto quanto à tenacidade é avaliado com o índice de tenacidade, determinado pela divisão da área do gráfico Força x Deslocamento em pontos de deslocamento pré-definidos.

É preciso conhecer o deslocamento correspondente à abertura da primeira fissura, que corresponde ao ponto de início do comportamento não-linear, ou seja, onde ocorre a mudança de inclinação do gráfico força x deslocamento.

A tenacidade correspondente ao ponto da primeira fissura é dada pela área sob o gráfico força x deslocamento relativo à primeira fissura. Já os índices de tenacidade são calculados da mesma maneira que o ACI 544.2R-89 sugere (Figura 24).

Esta norma define também relações de tenacidade que representam o percentual entre a capacidade portante de um trecho do comportamento pós-fissuração, compreendido entre as deflexões dos índices I_a e I_b, e a resistência do compósito na primeira fissura. As relações de tenacidade são dadas por:

$$R_{5,10} = 20.(I_{10} - I_5)$$
$$R_{10,30} = 5.(I_{30} - I_{10}) \qquad (37)$$

2.4.3 JSCE SF 5 (1984)

A avaliação da ductilidade é feita em termos da tenacidade do concreto. Para isto, será utilizada a norma JSCE SF5 (1984). Esta norma é aplicável à avaliação da tenacidade do concreto submetido à compressão.

A tenacidade à compressão é expressa pelo índice de tenacidade, calculado pela seguinte equação.

$$\overline{\sigma_c} = \frac{4.\tau_c}{\pi.d^2.\delta_{tc}} \tag{38}$$

Onde: $\overline{\sigma_c}$ é o índice de tenacidade à compressão, τ_c é a área sob a curva força x deslocamento, obtida através de ensaios com controle de deslocamento e com os deslocamentos medidos no meio do vão central, até o limite de deslocamento, δ_{tc} é o deslocamento vertical (limite de deslocamento) correspondente a 0,75% de L/2, e; d é o diâmetro do corpo-de-prova.

Se a ruína do elemento ocorrer antes que o deslocamento limite seja atingido, o valor de δ_{tc} utilizado no cálculo de $\overline{\sigma_c}$, deve ser igual ao máximo deslocamento registrado.

2.4.4 Método de Ahmad (1992)

Ahmad (1992), analisa o trecho descendente do diagrama tensão-deformação de ensaios de compressão axial para a quantificação da ductilidade do concreto. Ahmad caracteriza a ductilidade do concreto pela relação:

$$ID_1 = \frac{\varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{c,o}} \tag{39}$$

onde $\varepsilon_{0,5}$ é a deformação do concreto, no trecho descendente do diagrama tensão x deformação, correspondente a $0,5 \cdot f_{co}$, sendo f_{co} e ε_{c0} referentes ao pico da curva.

Pode-se também analisar a ductilidade pelo trecho ascendente, utilizando a relação:

$$ID_2 = \frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_e} \tag{40}$$

onde ε_e é a deformação elástica equivalente à tensão máxima obtida com o módulo tangente à origem. Em ambas as formulações a ductilidade do concreto reduz-se com o aumento da resistência.

2.4.5 Encurtamento percentual

Uma vez que a ductilidade é a capacidade de deformação plástica antes da ruptura, o estudo da ductilidade de barras de aço pode ser feito baseando-se no seu alongamento percentual. Analogamente, podemos analisar o comportamento de pilares de concreto submetidos à compressão, pelo seu encurtamento percentual, dado por:

$$E_{\%} = \frac{\left| l_f - l_0 \right|}{l_0}.100 \tag{41}$$

Neste trabalho, os métodos de cálculo da tenacidade e ductilidade utilizados são o método proposto pela norma japonesa, para o cálculo da tenacidade, e os métodos de Ahmad (1992) e do Encurtamento percentual pára a ductilidade.

Capítulo 3

Programa Experimental

3.1 Ensaios Preliminares

O reforço por encamisamento com PRF, de pilares de concreto armado consiste na restrição da expansão lateral do pilar original. A expansão lateral é provocada por pressões internas distribuídas de acordo com a seção transversal e configuração da armadura do pilar original (efeito de arqueamento das tensões na seção transversal). Para restringir a expansão lateral do pilar, a camisa de PRF deve propiciar a pressão interna, e como a distribuição desta pressão varia de caso para caso, a configuração da camisa de reforço também deve variar para que o reforço seja potencializado.

Em pilares de seção transversal circular e sem armadura, o caso mais simples possível, a distribuição da pressão interna é uniformemente distribuída ao longo do perímetro. Por causa dessa uniformidade da pressão interna, a forma mais adequada da camisa de reforço é a mesma da seção transversal do pilar, ou seja, circular. A eficiência do reforço neste pilar é máxima, sendo o coeficiente de forma, que uniformiza a distribuição da pressão lateral, igual a 1, uma vez que esta já é uniforme.

Pilares de seções transversais quadrada e retangulares apresentam pressões internas distribuídas parabolicamente em cada uma de suas faces com uma inclinação inicial de aproximadamente 45º, o que causa uma concentração de tensões nos cantos. Esta concentração provoca a ruptura pré-matura da camisa de PRF e a eficiência do reforço diminui, uma vez que a área do núcleo efetivamente confinado é apenas uma parcela da área total da seção transversal. Para pilares de seção transversal quadrada

com arestas vivas o valor do coeficiente de forma é em torno de 0,33 (Campione & Miraglia, 2003). Para aumentar a eficiência do confinamento é necessário que os cantos sejam arredondados, uma vez que o coeficiente de forma aumenta com o aumento do raio de arredondamento (equação 35). Conforme se aumenta o raio de arredondamento dos cantos, a seção transversal quadrada vai se aproximando cada vez mais da forma circular, com isso a distribuição das pressões internas também vai se aproximando da uniforme, portanto, teoricamente, se transformarmos uma seção transversal quadrada em circular, a eficiência do confinamento será máxima. No caso de pilares com seção transversal retangular, a transformação na forma da seção transversal em circular se torna inviável em virtude do diâmetro muito grande que a nova seção deveria apresentar. Alternativamente a esta solução, a seção transversal retangular pode ser transformada em elíptica ou em uma seção composta por semicírculos. Aparentemente estas soluções são eficazes, uma vez que as arestas vivas da seção retangular serão eliminadas e a pressão interna será distribuída de uma maneira mais próxima da uniforme.

A Figura 25 apresenta de forma esquemática as possíveis alternativas de mudança na forma da seção transversal para potencializar o efeito de confinamento.

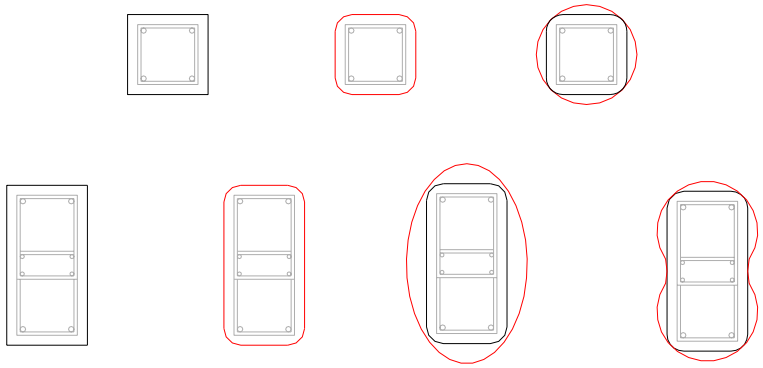


Figura 25: Mudança na seção transversal que potencializam o confinamento.

Por causa da distribuição da pressão interna em pilares de seção transversal quadrada, já comentada anteriormente, existe uma tendência de transformação desta seção em circular. Para confirmar esta tendência, foram feitos ensaios preliminares em pilares de seção transversal quadrada e circular, encamisados com polímero reforçado com fibra de vidro. Tais ensaios são descritos no item seguinte.

3.1.1 Mudança da forma da seção transversal

Com o intuito de verificar a eficiência da utilização do reforço com PRF e da tendência de transformação da forma da seção transversal quadrada em circular, foram feitos ensaios de compressão axial, com controle de deslocamento, em 6 modelos de pilares encamisados ou não. Os modelos apresentavam seção transversal circular (19 cm de diâmetro e 57 cm de altura) e quadrada (20 cm de lado e 60 cm de altura), em ambos os casos a relação entre a seção transversal e a altura se manteve em 1:3.

A estimativa da resistência para o concreto utilizado foi de 8 MPa de resistência à compressão aos 14 dias. A dosagem deste concreto é apresentada na Tabela 3. O uso deste concreto de baixa resistência se justifica pela sua alta deformabilidade, uma vez que na ausência de aditivos, a resistência à compressão e a deformabilidade do concreto são inversamente proporcionais. Nestes modelos se faz necessária à utilização de um concreto que apresente alta deformabilidade porque se pretende observar uma "transformação" da seção transversal quadrada em circular, o que, teoricamente, é possível por causa da distribuição da pressão de confinamento. Em função de um atraso no cronograma de ensaios do Laboratório de Estruturas, os ensaios só puderam ser realizados 74 dias após a moldagem dos modelos, e por isso a resistência do concreto na data de ensaio não correspondeu à estimada. As propriedades mecânicas deste concreto são apresentadas na Tabela 4.

Tabela 3: Dosagem do concreto utilizado.

Traço em massa			
Cimento	***Areia***	***Brita***	***Água/Cimento***
1	4,5	3	1,12

Tabela 4: Propriedades mecânicas do Concreto.

CP	***Compressão***	***Tração***	***Módulo de Elasticidade***
	MPa	***MPa***	***MPa***
1	14,74	1,92	21500
2	14,78	2,03	21529
Média	14,76	1,98	21515

O tipo de fibra utilizada no PRF foi um tecido bi-direcional de fibra de vidro (Figura 26), e o polímero foi uma resina epóxi. A escolha da fibra de vidro justifica-se pelo seu baixo módulo de elasticidade se comparado com a de carbono ou aramida. Para

minimizar a concentração de tensões nos cantos dos modelos de seção transversal quadrada encamisados com PRF, estes foram arredondados com um raio de 3 cm, com isso, a relação r/b_d, segundo a figura 23, resulta em 0,21, o que conduz a um coeficiente de efetividade de aproximadamente 0,83 (ainda segundo a figura 23), apenas 17 % inferior ao *Ke* de modelos de seção circular. A seção transversal dos modelos é apresentada na Figura 27.

Figura 26: Tecido bi-direcional de fibra de vidro.

A instrumentação utilizada nos modelos circulares é composta por dois extensômetros elétricos de resistência, colados em posições diametralmente opostas, e nos modelos quadrados por quatro, dos quais dois são colados em faces opostas e dois nos cantos opostos. Em ambos os casos, também se utilizou um transdutor de deslocamento, que a exemplo dos extensômetros, também se localiza à meia altura dos modelos. A Figura 27 apresenta um desenho esquemático das seções transversais com a instrumentação dos modelos utilizados nos ensaios.

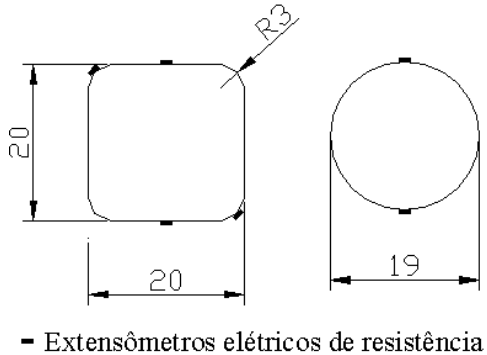


Figura 27: Seções transversais e instrumentação dos modelos utilizados.

Os ensaios realizados foram de compressão axial com controle de deslocamento, sendo este fixo em 0,005 mm/seg. A escolha da velocidade de deslocamento foi baseada em experiências anteriores realizadas em outros trabalhos no Laboratório de Estruturas.

Estes ensaios foram realizados numa máquina servo-hidráulica com capacidade de aplicação de 2500 kN e um sistema de aquisição de dados computadorizado (Figura 28).

Figura 28: Máquina de ensaio e sistema de aquisição de dados.

Para facilitar a identificação dos modelos é adotada a seguinte nomenclatura: C*n* e Q*n*, onde as letras C e Q referem-se aos modelos de seção transversal circular e quadrada, respectivamente, e a letra *n* ao número de camadas de PRF, variando de zero a duas camadas.

3.1.1.1 Diagrama tensão x deformação

Como uma primeira análise dos resultados dos ensaios, obtém-se os diagramas tensão-deformação de cada um dos modelos, expressos na Figura 29. Para evidenciar a atuação da camisa de PRF, desenhou-se no mesmo gráfico o comportamento dos modelos de mesma seção transversal com nenhuma, uma e duas camadas de PRF (Figura 30). Percebe-se claramente que a utilização do PRF aumenta consideravelmente a tenacidade do modelo, e que este aumento é diretamente proporcional ao número de camadas de PRF que é utilizado. Porém, o aumento na capacidade resistente do modelo não foi significativo, especialmente nos modelos de seção transversal quadrada, o que se deve às propriedades mecânicas da camisa de reforço utilizada.

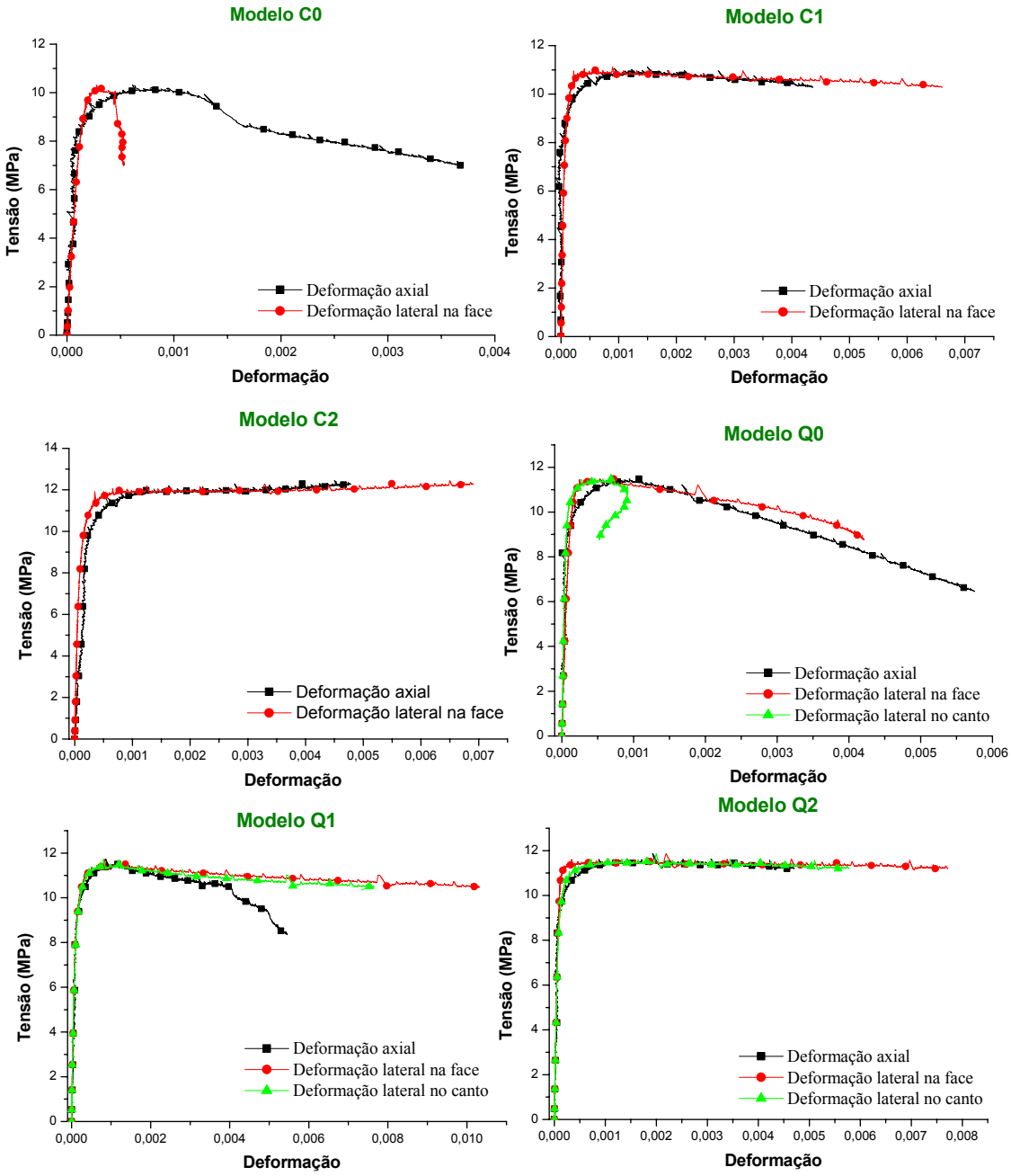


Figura 29: Diagramas tensão x Deformação.

Apresenta-se na Tabela 5 os valores das forças e das deformações dos modelos no pico. Esta tabela mostra que conforme se aumenta o número de camadas de PRF, a deformação axial para a força máxima também aumenta. Isto acontece porque aumentado-se o número de camadas de PRF, a resistência à tração da camisa aumenta, o que possibilita a ocorrência de uma deformação axial maior.

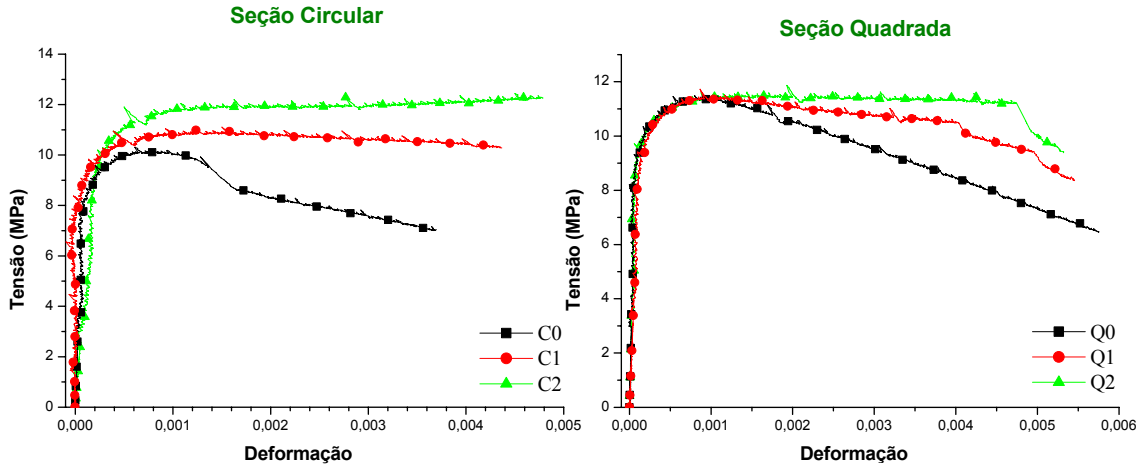


Figura 30: Comparação entre os modelos de mesma seção transversal.

Tabela 5: Tensões e deformações atingidas pelos modelos.

Modelo	*Tensão*	*Tensão*	*Deformação*		
	MPa	*Normalizada*	*Axial*	*Face*	*Canto*
C 0	10,30	1,00	0,00061	0,00028	-
C 1	11,10	1,08	0,00150	0,00089	-
C 2	12,29	1,19	0,00470	0,00690	-
Q 0	11,49	1,00	0,00080	0,00040	0,00046
Q 1	11,65	1,01	0,00088	0,00083	0,00082
Q 2	11,63	1,01	0,00200	0,00210	0,00200

Apresenta-se na Figura 31 fotos dos modelos de seção transversal circular e quadrada, respectivamente, encamisados com duas camadas de polímero reforçado com fibra de vidro, antes e depois do ensaio.

Figura 31: Fotos dos modelos antes e depois do ensaio.

3.1.1.2 Deformabilidade

Uma outra análise interessante é a da deformabilidade dos modelos. Nesta análise serão comparadas as deformações dos modelos de seção transversal diferentes com o mesmo número de camadas de PRF. Pretende-se comparar as deformações da seção transversal que ocorreram nos modelos quadrados com as dos modelos circulares, tidas como uniformemente distribuídas no perímetro da seção, uma vez que a pressão interna que provoca tais deformações é uniformemente distribuída neste tipo de seção transversal. Os gráficos com tais comparações são apresentados na Figura 32. Observa-se que em todos os casos as deformações laterais dos modelos de seção transversal quadrada são maiores que as da seção circular. Percebe-se também, que nos modelos de seção transversal quadrada, a grande diferença existente entre a deformação lateral da face e do canto no modelo sem reforço foi praticamente eliminada com a presença da camisa de PRF. A relação r/b_d igual a 0,21 mostrou-se ser suficiente para minimizar a concentração de tensões nos cantos dos modelos de seção transversal quadrada reforçados com PRF, uma vez que a deformação neste ponto é muito próxima à deformação da face do modelo.

Os gráficos da Figura 32 revelam que a deformação da face dos modelos encamisados tendem a superar a deformação dos cantos após um determinado valor, principalmente no modelo com duas camadas de PRF. A explicação para este fato é que a pressão lateral exercida na camisa de reforço pelo concreto tende a se uniformizar. Em busca desta uniformização, a pressão lateral aumenta a deformação nos pontos onde a pressão de confinamento é menor, ou seja, nas faces do modelo. Em uma situação extrema, na qual o concreto do modelo é muito deformável, e portanto com baixíssima resistência à compressão, e a camisa de reforço com altíssima resistência à tração, a seção transversal quadrada tende a se transformar em circular por causa da uniformização da pressão lateral, uma vez que na seção transversal circular esta é uniformemente distribuída.

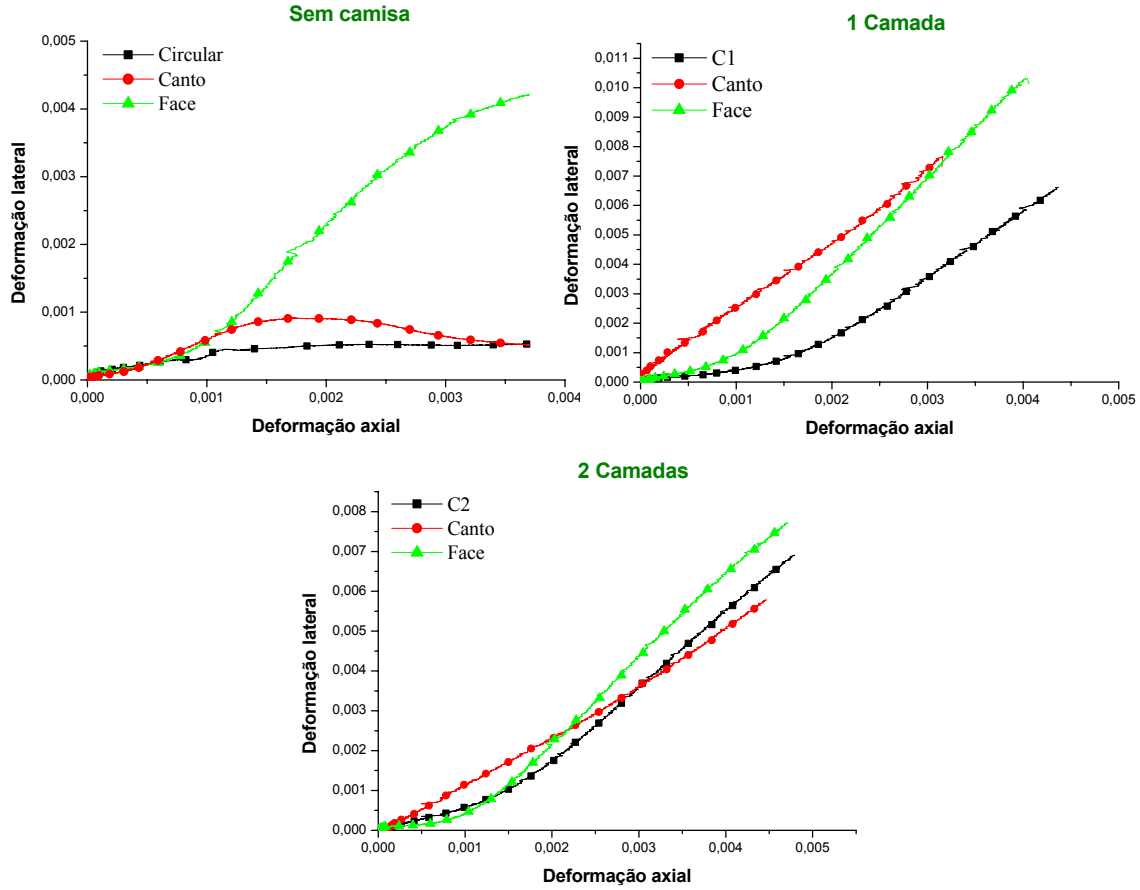


Figura 32: Comparação das deformações dos modelos.

3.1.1.3 Forma da seção transversal

Conforme já mostrado na Revisão Bibliográfica, a forma da seção transversal é um fator de grande importância na eficiência do reforço com PRF. Para comprovar isto se construiu um gráfico que apresenta a tensão atuante no modelo encamisado em relação ao modelo de mesma seção transversal sem o reforço para uma mesma deformação axial. Este gráfico é apresentado na Figura 33.

Observa-se que os modelos de seção transversal circular apresentam maior eficiência no reforço que os de seção transversal quadrada. Observa-se também que o reforço promovido pela camisa é diretamente proporcional ao número de camadas de PRF utilizadas.

A importância da forma da seção transversal fica mais evidente quando comparamos os modelos C1 e Q2. Os gráficos revelam que mesmo tendo uma camada de PRF a mais, o reforço do modelo de seção transversal quadrada, Q2, não consegue

atingir a mesma eficiência que a do modelo de seção transversal circular com apenas uma camada de PRF, C1. Ou seja, mesmo que os cantos da seção transversal quadrada ou retangular sejam arredondados, o número de camadas de PRF necessário para se atingir a mesma eficiência do reforço de um pilar de seção transversal circular, será maior por causa da concentração de tensões nos cantos, que ocorre mesmo com grandes raios de arredondamentos, e também pelo fato de pilares circulares e quadrados com mesma da área de seção transversal apresentarem diferentes áreas efetivamente confinadas.

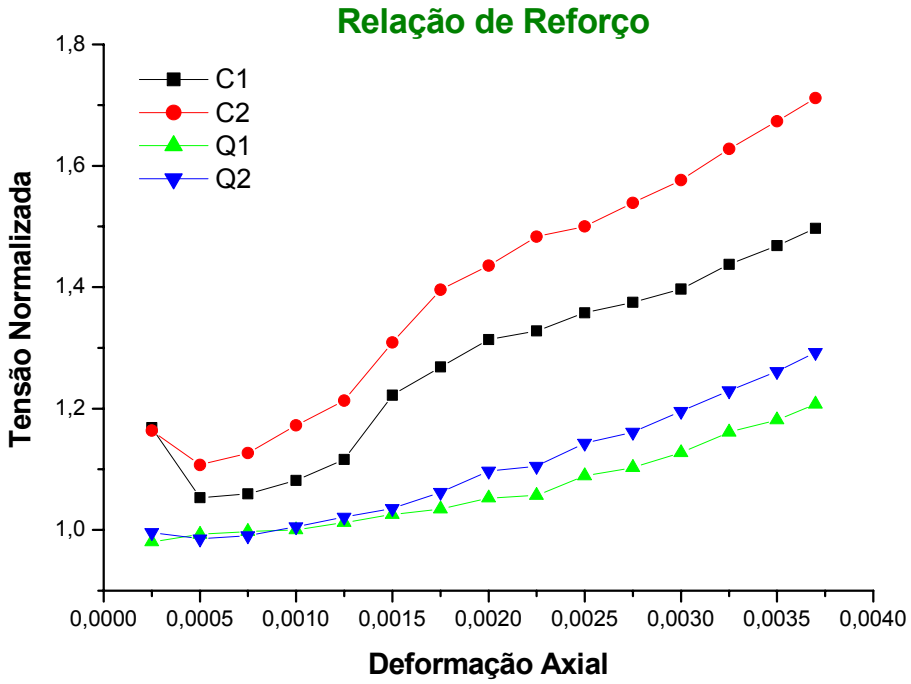


Figura 33: Influência da seção transversal no reforço.

3.2 Ensaios definitivos

Os resultados dos ensaios preliminares comprovam que a eficiência do reforço de pilares de concreto armado está diretamente relacionada com a eficiência do confinamento promovido pela camisa de PRF, que por sua vez, depende da distribuição da pressão interna, sendo esta governada pela forma da seção transversal. Em outras palavras, a eficiência do reforço depende da forma da seção transversal do pilar após o reforço. Por este motivo, o foco principal deste trabalho está voltado para a eficiência do confinamento de pilares de concreto com diferentes formas de seção transversal. Para se

obter uma comparação com maior exatidão, todos os modelos analisados possuem a mesma área de seção transversal, mesmo número de camadas de PRF e mesma altura, o que resulta em índices de esbeltez muito próximos, sendo todos os modelos considerados como pilares curtos. As seções transversais analisadas neste trabalho são a circular, quadrada e retangular com os cantos arredondados, elíptica e uma seção composta

3.2.1 Planejamento dos ensaios

Neste tópico são definidos os ensaios que devem ser feitos para determinar as propriedades da camisa de PRF e do concreto, e os ensaios dos modelos definitivos.

A determinação das propriedades mecânicas da camisa de PRF deve ser feita em função dos dados necessários para a análise dos resultados dos modelos reforçados. Analisando a formulação matemática envolvida na previsão do comportamento do pilar reforçado, conclui-se que as propriedades mecânicas da camisa que são necessárias na análise dos resultados são a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Para a obtenção destes parâmetros devem ser realizados ensaios de tração direta, cujos resultados fornecem a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Tais ensaios devem ser realizados segundo as prescrições da norma ASTM D 3039/ D 3039 M.

Assim como na caracterização da camisa de reforço, a caracterização do concreto utilizado nos modelos também deve ser feita em função dos dados necessários na análise dos resultados. Portanto a caracterização do concreto deve ser fornecer a resistência à compressão axial, a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Tais ensaios serão feitos segundo as prescrições das normas NBR 5739:1980, NBR 7222:1983 e NBR 5822:1984, respectivamente.

Os ensaios que devem ser feitos nos modelos definitivos são os mesmos que foram realizados nos ensaios preliminares, ou seja, compressão axial com controle de deslocamento.

3.2.2 Dimensionamento dos modelos

O projeto dos modelos foi feito com a preocupação de manter a mesma área para os diferentes tipos de seção transversal e mesma classificação quanto ao índice de esbeltez.

O projeto inicia-se com a definição do concreto que será utilizado. Pensando na possibilidade de mudança na forma da seção transversal do pilar original e tendo em vista a potencialização do aumento de resistência do pilar reforçado, sugere-se que a mudança na forma da seção transversal seja feita com um concreto resistência um pouco mais alta que a convencional, sendo assim, para simular com maior exatidão o comportamento do pilar reforçado, adota-se um concreto de resistência à compressão de 35 MPa aos 14 dias.

Como a área da seção transversal dos modelos será a mesma, teoricamente o que deverá apresentar maior resistência é o de seção transversal circular reforçado, em função da distribuição de pressões internas. Por este motivo, o modelo de seção transversal circular foi o primeiro a ser dimensionado. A partir da área da seção transversal do modelo circular e com uma pré-determinada proporção entre as dimensões, todos os outros modelos foram dimensionados. A determinação da altura foi feita de maneira que a proporção entre esta e o diâmetro do modelo circular fosse igual a 1:3. A mesma altura foi mantida para os outros modelos, pois mesmo que haja uma pequena diferença entre os índices de esbeltez dos modelos, todos são considerados como pilares curtos.

No modelo de seção transversal retangular a relação entre os lados foi fixada em 1:2. Já no modelo elíptico a relação entre os semi-eixos maior e menor foi adotada como sendo 5/3, valor este apontado por Teng & Lam (2002) como sendo uma relação que fornece resultados satisfatórios. Como tanto o modelo elíptico quanto o de seção composta são idealizados para o estudo do reforço de pilares de seção transversal retangular, seria interessante que as dimensões dos dois modelos fossem semelhantes, por isso adotou-se a mesma relação de 5/3 entre as dimensões do modelo de seção composta. A Tabela 6 e a Figura 34 apresentam um resumo das propriedades geométricas e forma da seção transversal de todos os modelos em estudo.

Os modelos de seção transversal quadrada e retangular devem ter os cantos arredondados para minimizar a concentração de tensões neste ponto e evitar assim a

ruptura prematura da camisa de reforço. Pensando no reforço de pilares de edifícios usuais localizados em zonas urbanas, com cobrimento mínimo de 3 cm, segundo a NBR 6118:2004, adota-se um raio de arredondamento de 2,5 cm, o que resulta numa r/b_d (figura 23) igual a 0,19.

O tipo de fibra a ser utilizada no PRF deve apresentar uma resistência à tração elevada e alto módulo de elasticidade. O tipo de fibra que se enquadra nesta descrição é a fibra de carbono, portanto este é o tipo de fibra utilizada neste trabalho (Figura 35). A resina deve ser compatível com o tipo de fibra utilizada e com o concreto. Nestas circunstâncias, a resina freqüentemente utilizada neste tipo de aplicação é a epóxi, e por isso este é tipo de resina utilizada. Quanto ao número de camadas que camisa deve ter, vários estudos têm demonstrado que duas camadas são suficientes para fornecer um grau de confinamento adequado, e por isso este número é adotado em todos os modelos que serão reforçados. Conforme indicações fornecidas pelo fabricante da fibra de carbono, no caso do reforço ser feito com mais de uma camada, o traspasse deve ser de 10 cm.

Tabela 6: Propriedades geométricas dos modelos.

Seção Transversal	*Dimensões cm*	*Área* cm^2	*Altura cm*	*Índice de Esbeltez*	A_{ef}/A_0 -	r/b_d -
Circular	D = 20	314,16	60	12	1	-
Quadrada	17,9 x 17,9	315,05	60	11,79	1,0023	0,19
Retangular	12,6 x 25,2	312,15	60	em x = 8,37 em y = 16,71	0,9936	0,12
Elíptica	a = 25,8 b = 15,4	312,5	60	em x = 9,30 em y = 15,58	0,99328	-
Composta	a = 24,4 b = 14,64	303,05	60	em x = 9,35 em y = 15,73	0,96464	-

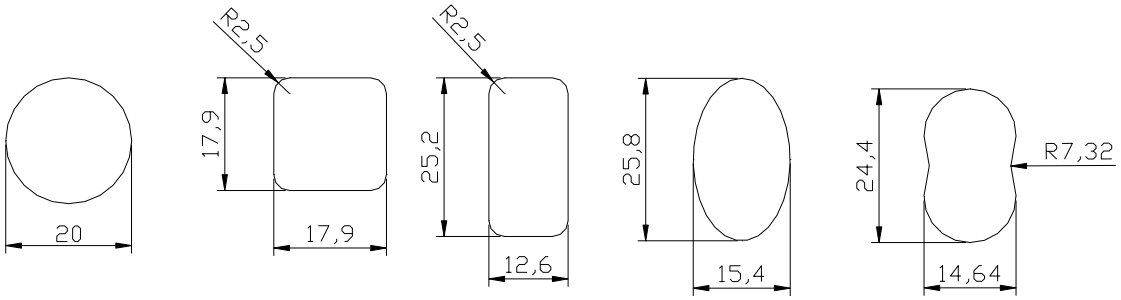


Figura 34: Seção transversal dos modelos.

Figura 35: Tecido de fibra de carbono.

Analisando cuidadosamente o modelo de seção transversal composta, percebe-se que quando este for submetido à compressão axial, existirá a tendência de retificação dos lados maiores. Esta tendência surge em função da distribuição das pressões internas e no trecho em vermelho da Figura 36.

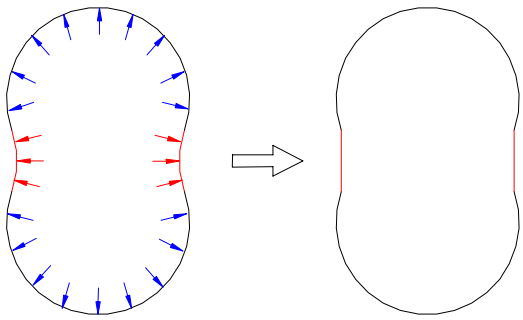
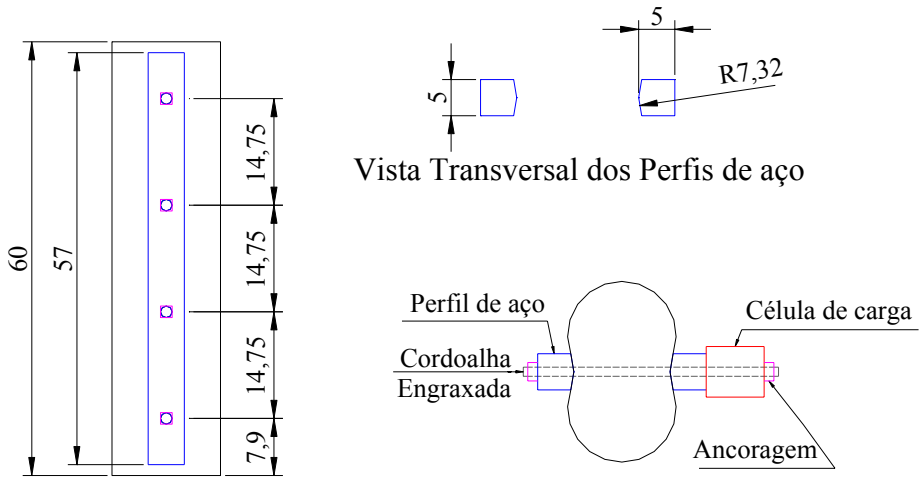


Figura 36: Tendência de retificação dos lados da seção transversal composta.

Para garantir que o modelo mantenha esta forma, faz-se necessário o uso de um dispositivo que impeça que o trecho em questão mude a sua forma. Tal dispositivo é composto por duas peças rígidas de aço com seção transversal inicialmente quadrada de 5 x 5 cm porém, para que haja um encaixe perfeito entre estas peças e o modelo, um dos lados da peça de aço deve apresentar a mesma curvatura do trecho em questão. Estas peças são presas ao modelo por meio de tirantes que o atravessam. Os tirantes devem ser espaçados ao longo da altura do modelo de maneira que o máximo esforço que estes suportem seja maior ou igual à pressão interna que irá atuar na sua área de influência.

Devido à complexidade envolvida na determinação da pressão interna que irá solicitar os tirantes, estes são dimensionados para resistir a um esforço igual à

resistência última da camisa. Porém acredita-se que o modelo chegue ao colapso antes que a pressão interna seja igual à resistência última da camisa, portanto adota-se uma cordoalha engraxada de 22,7 mm de diâmetro, com resistência última de 120 KN, a cada 14,75 cm. Uma pequena força de protensão deve ser igualmente aplicada à todas as cordoalhas para garantir que elas empeçam a mudança na forma do modelo. O controle da força aplicada nas cordoalhas deve ser feito com células de carga instaladas em cada uma delas. Para que as barras laterais não colaborem na capacidade portante dos modelos, estas devem ser instaladas de maneira que fiquem cerca de 5 mm distantes das extremidades superior e inferior. Dessa maneira, o comprimento das barras deve ser de 59 cm. Apresenta-se na Figura 37 um desenho esquemático do dispositivo utilizado.



Vista Longitudinal do Modelo

Vista Transversal dos Perfis de aço

Vista Transversal do Modelo

Figura 37: Dispositivo de contenção lateral do modelo de seção composta.

3.2.3 Instrumentação

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, 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 38.

3.2.4 Projeto das fôrmas dos modelos

As fôrmas utilizadas para moldar os modelos são de madeira, PVC e metálica, sendo que a escolha do tipo de material utilizado depende da facilidade de execução e peculiaridades de cada configuração da seção transversal. Um dos problemas encontrados no projeto foi o detalhe dos cantos arredondados das fôrmas dos modelos de seção transversal quadrada e retangular. 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. As fôrmas dos modelos de seção transversal elíptica também tiveram toda a sua estrutura feita em madeira e foram revestidas internamente com chapa zincada. Na Figura 39 são apresentados os detalhes das fôrmas de madeira.

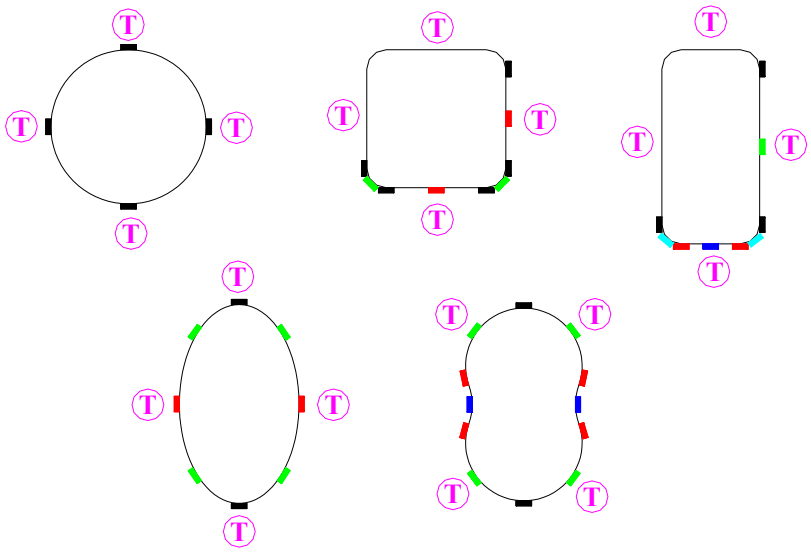


Figura 38: Localização dos extensômetros.

As fôrmas dos modelos de seção transversal circular foram feitas com tubos de PVC de 200 mm 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. Em virtude da complexidade de sua forma, a fôrma do modelo de seção composta foi feita com uma composição de tubos de aço com

150 mm de diâmetro. A Figura 40 são apresentados os detalhes da fôrma de PVC e metálica. Na Figura 41 são apresentadas fotos das fôrmas utilizadas.

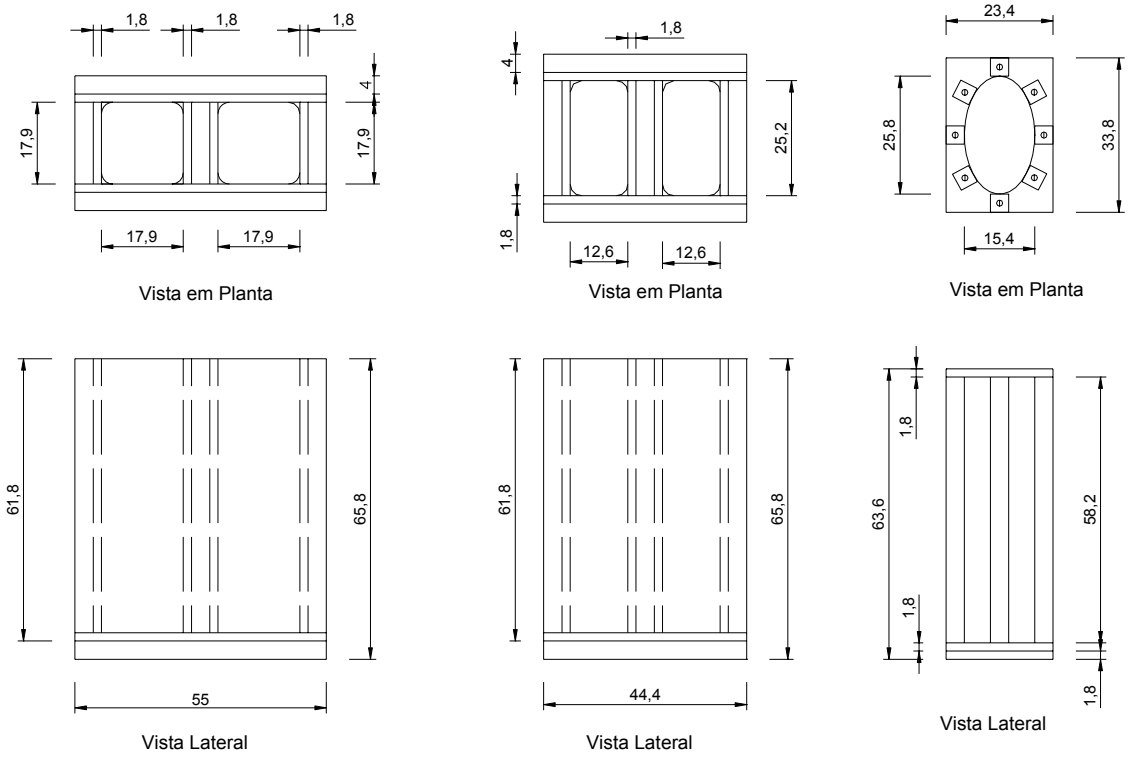


Figura 39: Detalhe das fôrmas de madeira.

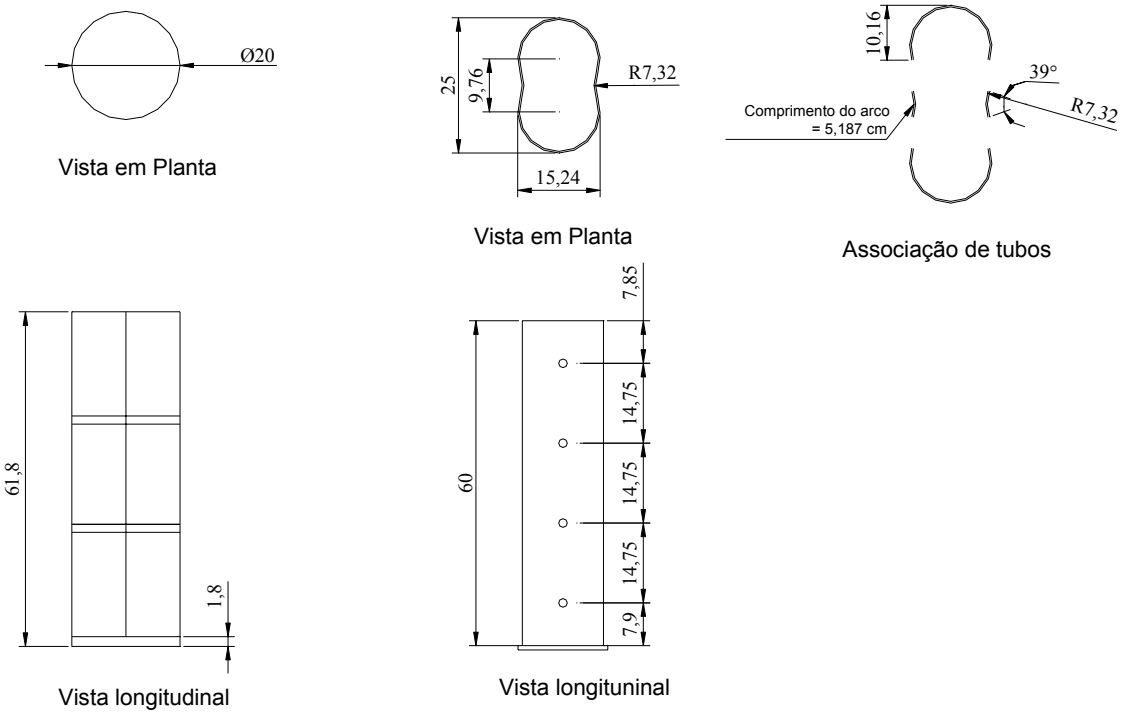


Figura 40: Detalhe das fôrmas de PVC e metálica.

Figura 41: Foto das fôrmas dos modelos

3.3 Ensaios dos modelos definitivos e seus resultados

Neste item são descritos os aspectos envolvidos na análise experimental, tais como, materiais utilizados, procedimentos de moldagem, instrumentação e ensaios dos modelos, determinação das propriedades mecânicas do concreto e da camisa de reforço, e apresentação dos resultados dos ensaios dos modelos.

3.3.1 Materiais

Neste item são descritos os materiais utilizados neste trabalho.

- **Cimento**

O cimento utilizado foi o CP V ARI Plus. O uso deste tipo de cimento justifica-se pelo fato de que a resistência do concreto feito com este cimento se estabiliza rapidamente, o que possibilita uma certa folga quanto a idade com que os modelos são ensaiados.

O CP V ARI Plus é formado, a grosso modo, por: clínquer com alta concentração de C_3S (Silicato tri-cálcico), gipsita e pouco filer calcário. Pelo fato de este cimento possuir uma granulometria menor, e pela alta concentração de C_3S, a reação de hidratação é mais rápida, o que proporciona resistências maiores a menores idades. Porém estes dois fatores aliados, também provocam o aumento no calor de hidratação, o que pode ocasionar a fissuração do concreto, isso faz com que sejam tomados maiores cuidados com a cura para evitar a ocorrência de tal patologia.

Segundo o fabricante, a massa específica do cimento utilizado, varia entre 3100 e 3150 Kg/m^3, obtida através de ensaios de caracterização indicados na NBR 6474 (1984): Cimento Portland e outros matérias em pó – Determinação da massa específica.

- **Agregado Miúdo**

Foi utilizado como agregado miúdo areia do tipo quartzosa proveniente do Rio Mogi-Guaçu. A caracterização deste material é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7: Caracterização dos agregados.

Material	*Massa Específica (g/cm^3)*	*Massa unitária ($Kg/dm^{3)}$*	*Graduação*
Agregado miúdo	2,89	1,60	Zona 3 (Média)
Agregado graúdo	2,61	1,60	Brita 0

- **Agregado Graúdo**

O agregado graúdo utilizado foi pedra britada de origem basáltica, oriunda da região de São Carlos. A caracterização deste material é apresentada na Tabela 7.

- **Fibra**

Foram utilizados dois tipos diferentes de fibra para o reforço dos modelos. Numa primeira etapa, onde se pretendia verificar uma possível transformação da seção transversal quadrada em circular, foi utilizado um tecido bi-direcional de fibra de vidro. A escolha da fibra de vidro justifica-se pelo seu baixo módulo de elasticidade se comparado com a de carbono ou aramida. Já na segunda parte da pesquisa, onde se pretende estudar a influência da forma da seção transversal na eficiência do reforço, foi

utilizado um tecido unidirecional de fibra de carbono. 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 modelos estudados é mais pronunciado. A Tabela 8 e a Figura 42 apresentam as propriedades mecânicas e geométricas, fornecidas pelo fabricantes, e fotos dos tecidos de fibra de vidro e de carbono, respectivamente.

Tabela 8: Propriedades das fibras de vidro e carbono, segundo os fabricantes.

Tipo de Fibra	*Peso* g/m^2	*Densidade* g/cm^3	*Elongação* %	*Espessura* mm	*Resistência* MPa	*Módulo de Elasticidade (MPa)*
Vidro	110	2,55	4,8	0,13	230	72408
Carbono	311	1,76	1,5	0,5	1306	234464

Figura 42: Foto dos tecidos de fibra de vidro e carbono, respectivamente.

Para a realização dos ensaios para a determinação das propriedades mecânicas de interesse, foram moldadas amostras da camisa de reforço segundo as especificações da ASTM D 3039/ D 3039 M. As amostras possuem 2 camadas de tecido unidirecional de fibra de carbono e têm comprimento nominal de 24,5 cm e largura nominal de 1,5 cm. A orientação das fibras é de 0º em relação a direção de aplicação da carga. A moldagem das amostras foi realizada com o auxilio de chapas de aço para garantir que os corpos-de-prova fossem perfeitamente planos e sem bolhas de ar entre as camadas. Nas extremidades das amostras, por onde estas foram presas pela máquina de ensaio, foram adicionadas quatro camadas a mais, resultando em seis camadas de PRFC nestes locais. A Figura 43 apresenta o processo de moldagem das amostras e o seu aspecto final

Figura 43: Processo de moldagem e aspecto final das amostras de PRFC.

Para a análise dos resultados dos ensaios das amostras da camisa de PRFC são necessárias as dimensões exatas de cada uma delas. A norma ASTM D 3039/ D 3039 M determina que sejam medidas, em três pontos igualmente espaçados, a largura e a espessura das amostras, e que valor utilizado para a determinação da resistência final deve ser a média destas três medidas. Sendo assim, os valores médios de cada uma das amostras são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Dimensões reais das amostras da camisa de reforço.

Amostra	*Largura real cm*	*Espessura real cm*	*Área cm^2*
1	1,44	0,109	0,157
2	1,37	0,108	0,148
3	1,46	0,102	0,149
Média	1,42	0,106	0,151

A instrumentação das amostras foi feita com dois extensômetros elétricos de resistência do tipo “roseta” (Figura 44), sendo um de cada lado do corpo-de-prova,

localizados no meio do seu comprimento. Estes extensômetros devem coletar dados sobre as deformações longitudinal e transversal das amostras.

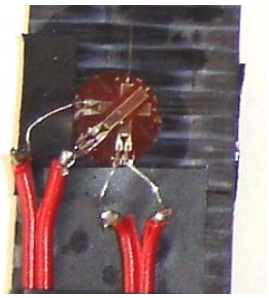


Figura 44: Detalhe da instrumentação das amostras da camisa de reforço.

A norma que rege a realização dos ensaios determina que o ensaio de tração direta deve 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 45), disponível no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

O ensaio da amostra CP-1 foi realizado com uma taxa de deslocamento de 0,033 mm/seg. A ruptura do corpo-de-prova aconteceu 1 minuto, aproximadamente, após o inicio do ensaio. Para garantir que a ruptura das outras amostras acontecesse dentro do intervalo de tempo estipulado pela norma citada anteriormente, a taxa de deslocamento nos outros ensaios foi modificada para 0,025 mm/seg. Com isso a ruptura dos outros dois corpos-de-prova ocorreu com aproximadamente 2 minutos após o início do ensaio.

Apresenta-se na Tabela 10 um resumo das propriedades, de interesse, das amostras da camisa de reforço. Na Figura 46 são apresentados os diagramas tensão x deformação das amostras ensaiadas. O diagrama referente ao corpo-de-prova CP 1 apresenta um comportamento inesperado quanto às deformações longitudinal e transversal. Analisando o corpo-de-prova após o ensaio, percebe-se claramente que uma fissura passa exatamente por cima do extensômetro, o que possivelmente causou esta anomalia na leitura das deformações, quanto a sua resistência última, esta condiz com os valores obtidos nas outras amostras, por isso no cálculo dos valores médios (Tabela 10) apenas as deformações últimas são desconsideradas.

Figura 45: Equipamento utilizado nos ensaios das amostras da camisa de reforço.

Tabela 10: Resistências e deformações das amostras da camisa de reforço.

Corpo-de-prova	*Força*	*Tensão*	*Módulo de Elasticidade (MPa)*	*Deformação (%)*	
	kN	*MPa*		*Longitudinal*	*Transversal*
CP 1	10,70	681,6	31531	1,51	0,66
CP 2	11,94	805,9	29276	2,66	0,95
CP 3	11,56	768,1	33847	2,21	0,88
Média	11,40	751,9	31551	2,43	0,92

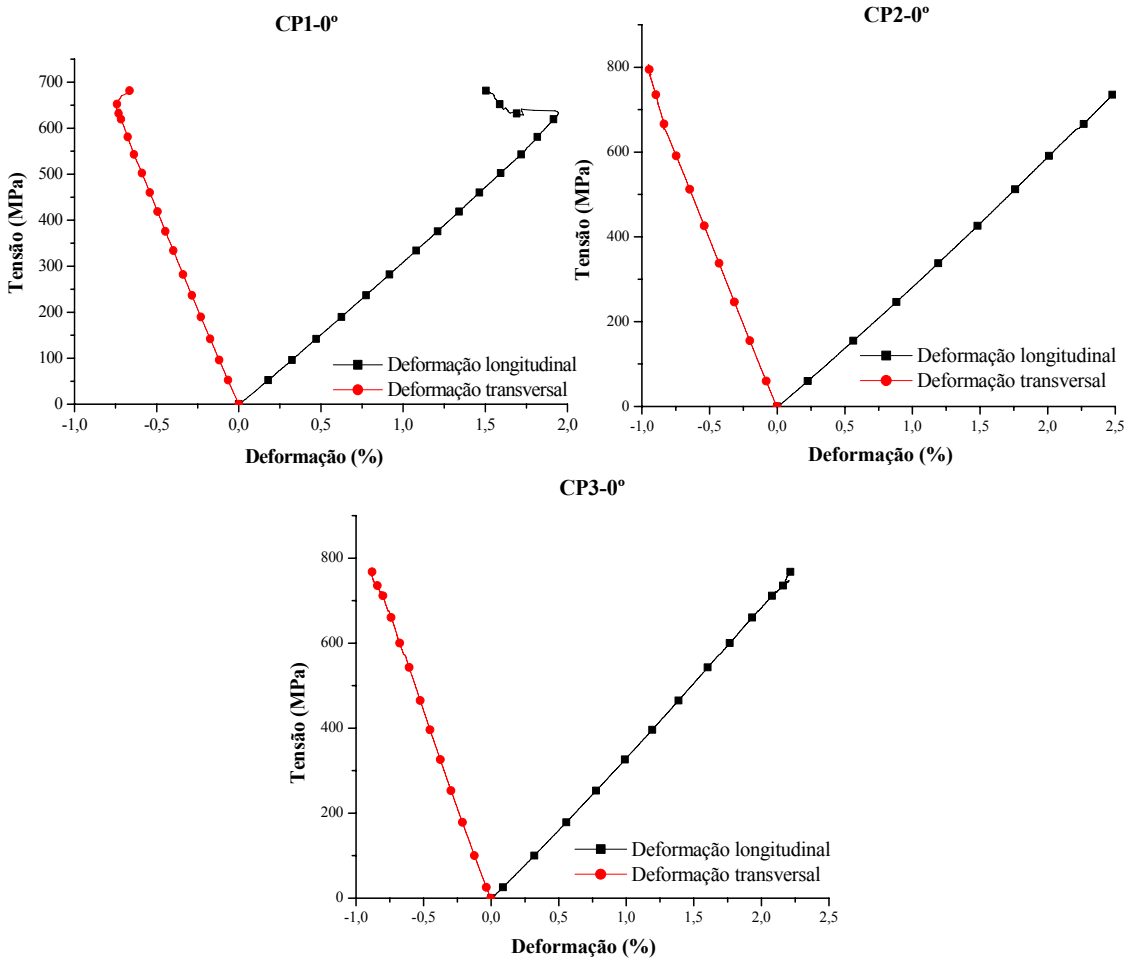


Figura 46: Diagramas de tensão x deformação das amostras da camisa de reforço.

A Figura 47 apresenta os corpos-de-prova após o ensaio.

Figura 47: Corpos-de-prova da série CPn-0º após o ensaio.

- **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 11 apresenta as propriedades físicas e mecânicas fornecidas pelo fabricante da resina epóxi.

Tabela 11: Propriedades mecânicas da resina epóxi.

Material	*Densidade (Kg/dm^3)*	*Resistência à Tração (MPa)*	*Módulo de Elasticidade à flexão (MPa)*
Epóxi	1,31	30	3800

- **Cordoalha engraxada**

A cordoalha engraxada foi utilizada no ensaio do modelo composto como parte do dispositivo de contenção lateral. As propriedades geométricas e mecânicas da cordoalha são fornecidas pelo fabricante e são apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12: Propriedades geométrica e mecânica da cordoalha engraxada.

Diâmetro (mm)	*Área (mm^2)*	*Carga de ruptura (kN)*	*Módulo de elasticidade (kN/mm$^{2)}$*
12,85	99,9	200	208

3.3.2 Preparação dos modelos

Antes da preparação dos modelos propriamente dita, foram feitos alguns ensaios para a aferição da dosagem do concreto que já vinha sendo utilizado a algum tempo no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (Tabela 13). Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram feitos em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. Os resultados destes ensaios e a conversão do valor da resistência à compressão para corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 de altura são apresentados na Tabela 14. Esta conversão faz-se necessária visto que o valor do f_{ck} é definido para corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura ensaiados aos 28 dias. Esta conversão é feita multiplicando-se o valor da resistência do corpo-de-prova 10 cm x 20

cm por 0,95, segundo especificações do Concrete Manual (1975)[8] *apud* MEHTA & MONTEIRO (1994)

Tabela 13: Dosagem do concreto utilizado nos modelos.

	Traço em massa	Traço em volume
Cimento	1,00	1,00
Areia	2,95	3,51
Brita	3,50	3,82
Água	0,70	2,19

Tabela 14: Resistência à compressão do concreto utilizado.

Corpo-de-prova	*Resistência à compressão (MPa)*	
	10 x 20 cm	*Conversão para 15 x 30 cm*
1	38,5	36,6
2	40,7	38,7
3	40,3	38,3
Média	39,8	37,8

Paralelamente a definição da dosagem do concreto, se deu a montagem das fôrmas utilizadas para moldar os modelos. Estando esta etapa concluída, teve início a concretagem dos modelos. Em função da capacidade da betoneira utilizada, a concretagem dos modelos não se deu em uma única etapa. Para cada tipo de seção transversal foram moldados quatro modelos, dos quais dois foram posteriormente encamisados com duas camadas de PRFC. Numa primeira etapa foram moldados os modelos de seção transversal circular e quadrada, em seguida os modelos de seção transversal retangular e elíptica. Em função do alto custo de produção das fôrmas dos modelos de seção transversal composta, feitas em aço, foram fabricadas apenas duas, sendo assim a concretagem dos quatro modelos teve que ser feita em etapas diferentes. Para cada etapa da concretagem dos modelos, foram também moldados seis corpos-de-prova cilíndricos, 10 cm x 20 cm, para a determinação da resistência à compressão, resistência à tração e do módulo de elasticidade do concreto utilizado.

Tanto os corpos-de-prova quanto os modelos definitivos foram moldados com o auxílio de um equipamento que promove o adensamento do concreto. No caso dos corpos-de-prova foi utilizada uma mesa vibratória, já no caso dos modelos foi utilizado

[8] *"Concrete Manual"*, US Bureau of Reclamation, 1975,pp. 574-75.

um vibrador do tipo “agulha”. No dia seguinte a concretagem os modelos e corpos-de-prova foram desmoldados e levados a uma câmara úmida, onde permaneceram durante 14 dias. No caso dos modelos que são reforçados com PRFC, o encamisamento foi feito um dia após a sua retirada da câmara úmida.

Seguindo a disposição dos extensômetros apresentada anteriormente, a instrumentação foi feita após o tempo de cura da resina epóxi da camisa de PRFC. Em virtude de algumas imperfeições das fôrmas utilizadas, alguns modelos apresentaram falhas na ortogonalidade de suas extremidades. Para corrigir este defeito foi feito o capeamento, com massa plástica, das extremidades de todos os modelos. Na Figura 48 são apresentados os modelos prontos para serem ensaiados na seguinte seqüência: modelos de seção transversal circular, quadrada, retangular, elíptica e composta, com e sem a camisa de reforço.

Figura 48: Foto dos modelos prontos para serem ensaiados.

3.3.3 Ensaios dos modelos

Os ensaios realizados nos modelos foram ensaios de compressão axial com controle de deslocamento. Esta etapa sofreu um atraso em função de problemas técnicos, e por isso os ensaios só puderam ser realizados com cerca de cinco meses de

atraso. Como conseqüência deste atraso, os modelos, que eram para serem ensaiados com 14 dias, apresentaram resistência acima do esperado em função da maior hidratação do cimento, que mesmo com a cura em câmera úmida sendo interrompida aos 14 dias, a própria umidade relativa do ar continuou a promover tal hidratação.

Os resultados são expressos em função dos diagramas tensão x deformação axial e deformação lateral x deformação axial. A primeira providência tomada na construção dos diagramas foi a correção da curva força x deslocamento do pistão hidráulico. Analisando a Figura 49 observa-se claramente comportamentos diferentes para as curvas força x deslocamento obtidas com o deslocamento do pistão do atuador hidráulico e com a média dos transdutores.

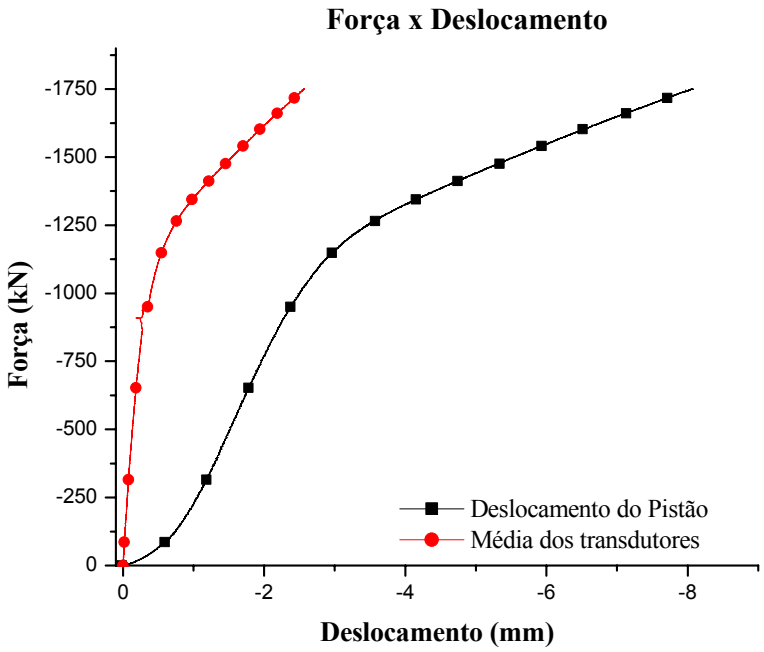


Figura 49: Gráfico Força x Deslocamento de um modelo genérico.

A primeira causa desta diferença nos valores dos deslocamentos deve-se a diferença na base de medida dos sensores de deslocamentos. Os transdutores possuem uma base de deslocamento de 30 cm, já a base de medida do pistão hidráulico é de 60 cm, e com bases de leitura diferentes, estas medidas representam regiões diferentes do modelo. Os resultados obtidos com os transdutores referem-se apenas à região central dos modelos, a mais deformável. Já as leituras do pistão englobam o comprimento inteiro do modelo, sendo estas, deslocamentos referentes ao elemento estrutural. Outras

causas para esta diferença de leituras são o princípio de ação e reação (conforme o pistão aplica uma força de compressão no modelo, este aplica esta mesma força com sentido oposto no pórtico de reação, sendo este tracionado), a acomodação do modelo no equipamento de ensaio (eliminando assim possíveis folgas, inclusive dos pratos do atuador), e também deformação do material utilizado no capeamento do modelo.

Para a correção da leitura do pistão, deve-se determinar a equação do trecho linear da curva deslocamento do pistão x força. Aplica-se esta equação desde o primeiro ponto do gráfico até o início do trecho onde foi determinada a equação (curva preta da Figura 50). Em seguida, o trecho correspondente à acomodação deve ser eliminado subtraindo –se este valor do deslocamento do pistão. Do valor obtido para os deslocamentos sem a acomodação inicial, deve-se subtrair a média das leituras dos transdutores. O valor residual corresponde aos deslocamentos resultantes da deformação do pórtico de reação. Faz-se o gráfico força x deslocamento do pórtico (curva verde da Figura 50) de reação e determina-se a inclinação do trecho linear desta curva. Em seguida, dividi-se o valor da força pela inclinação da reta. Finalmente, o deslocamento corrigido do pistão (curva azul da Figura 50) é dado pela subtração do valor encontrado no passo anterior, do valor do deslocamento sem acomodação. Comparando esta curva com a curva dada pela média dos transdutores (curva vermelha da Figura 50), observa-se que o primeiro trecho das curvas coincidem, revelando o validade do tratamento dado às leituras do deslocamento do pistão do atuador hidráulico.

O tratamento das leituras do pistão mostrava-se necessário já que em alguns modelos ensaiados não foi possível obter a curva tensão-deformação completa com leituras dos transdutores, uma vez que estes poderiam ser danificados no instante da ruptura da camisa de reforço. Além disso, notou-se uma certa variabilidade nas leituras dos transdutores, principalmente a carregamentos elevados (correspondentes a tensões acima da resistência do concreto não confinado, o que pode ser observado no segundo trecho linear das curvas vermelha e azul da Figura 50).

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios dos modelos. Tais resultados são expressos na forma dos diagramas tensão x deformação axial e deformação lateral x deformação axial, ambos considerando o deslocamento corrigido do pistão do atuador hidráulico.

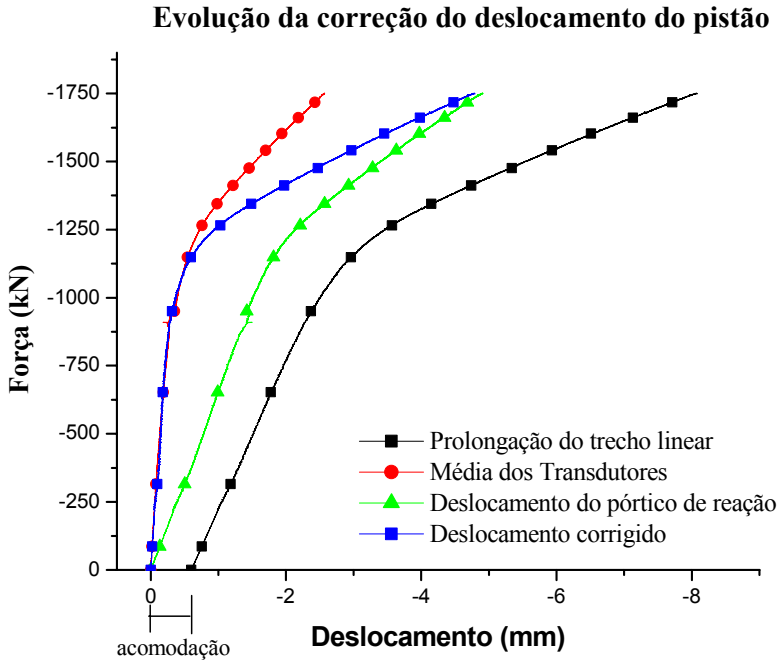


Figura 50: Evolução da correção do deslocamento do pistão.

3.3.3.1 Resultados dos ensaios dos modelos

Conforme comentado anteriormente, em função da capacidade da betoneira utilizada, a concretagem dos modelos não se deu em uma única etapa. Para cada tipo de seção transversal foram moldados quatro modelos, dos quais dois foram posteriormente encamisados com duas camadas de PRFC, e seis corpos-de-prova cilíndricos, 10 cm x 20 cm, para a determinação da resistência à compressão, resistência à tração e do módulo de elasticidade do concreto utilizado. As propriedades mecânicas do concreto utilizado em cada tipo de seção transversal também são apresentadas neste tópico.

Para facilitar a identificação dos modelos, foi adotada a seguinte nomenclatura: *Ci, Q, R, E* e *Co* para os modelos de seção transversal circular, quadrada, retangular, elíptica e composta, respectivamente, seguidos do número *Xn*, onde *X* é o número de camadas de PRFC e *n* é o número do modelo.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de cada uma das séries dos modelos.

3.3.3.1.1 Modelos de seção transversal circular

As propriedades mecânicas e idade do concreto utilizado nestes modelos são apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15: Propriedades mecânicas do concreto.

Idade	*Resistência (Mpa)*			*Módulo de*
dias	Compressão (10 x 20 cm)	*Compressão (15 x 30 cm)*	*Tração*	*Elasticidade (Mpa)*
127	44,7	42,5	3,7	27414

A Figura 51 apresenta os diagramas Tensão x Deformação axial dos modelos desta série sobrepostos. A velocidade de carregamento foi de 0,005 mm/seg e a aquisição de dados foi a cada 0,3 seg. Observa-se um comportamento não esperado dos modelos Ci 02 e Ci 21. No primeiro caso, a anomalia no comportamento do modelo deve-se a irregularidade das extremidades do modelo, o que causou uma concentração de tensões numa determinada seção do modelo. O fato que permite tal conclusão é o tipo de ruptura que este modelo apresentou, característica da concentração de carregamento em algum ponto. A Figura 52 apresenta uma comparação entre fotos de rupturas características de ensaios de compressão axial e a que ocorreu com este modelo.

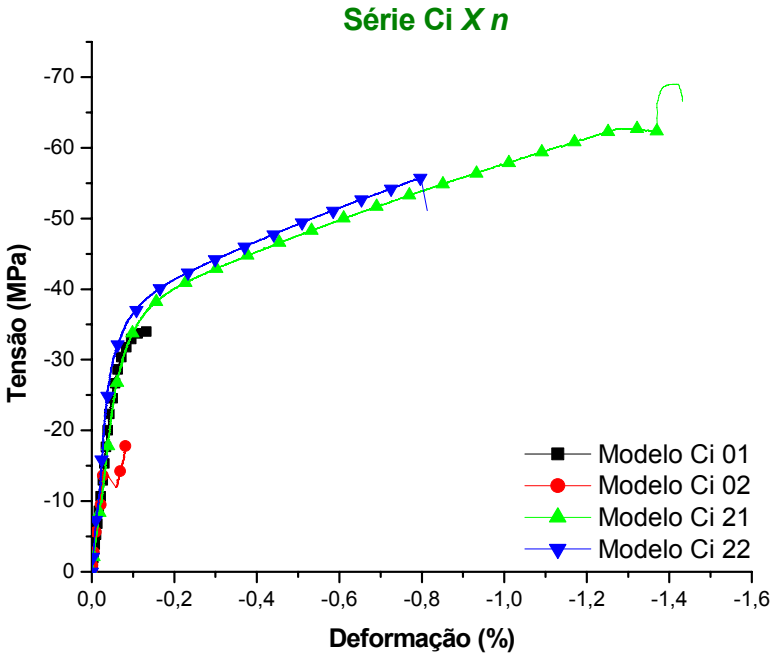


Figura 51: Diagrama Tensão x deformação axial da Série Ci Xn.

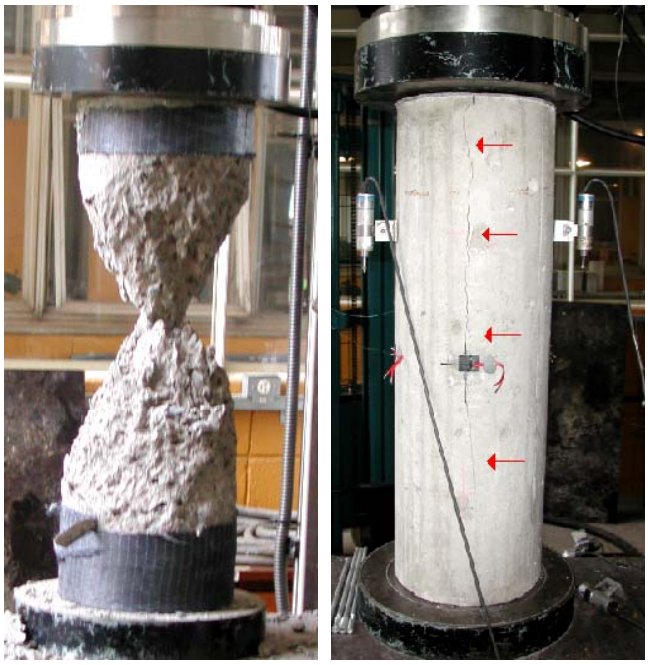


Figura 52: Ruptura característica e ocorrida com o modelo Ci 02.

Já a curva do modelo Ci 21 apresenta um aparente ganho na rigidez do modelo instantes antes da ruptura. Na verdade este não é um ganho na rigidez e sim um reflexo da ruptura do modelo. Neste ensaio, a carga de ruptura foi de aproximadamente 2000 kN e como a ruptura da camisa de reforço é extremamente frágil, toda a energia envolvida no sistema modelo-atuador hidráulico, foi liberada de uma só vez. Isto fez com que a célula de carga do equipamento de ensaio fosse descalibrada. Como conseqüência, surgiu este aparente ganho de rigidez do modelo, mas que na verdade deve ser desprezado, sendo a carga de ruptura do modelo o maior valor antes deste trecho do diagrama. Em função da grande quantidade de energia acumulada, a ruptura deste modelo foi extremamente violenta e causou danos aos transdutores de deslocamento, rompeu cabos do sistema de aquisição de dados e os estilhaços do modelo poderiam ter causado ferimentos às pessoas próximas ao local de ensaio. Para evitar que isto se repetisse no ensaio do modelo Ci 22, este foi interrompido quando a carga era de 1750 kN. A Figura 53 apresenta fotos do ensaio Ci 21.

(a) *(b)* *(c)* *(d)*

Figura 53:Fotos do ensaio do modelo Ci 21.

(a) início do ensaio

(b) maiores partes do modelo após a ruptura

(c) detalhe da camisa de reforço rompida

(d) o que sobrou do modelo após a ruptura.

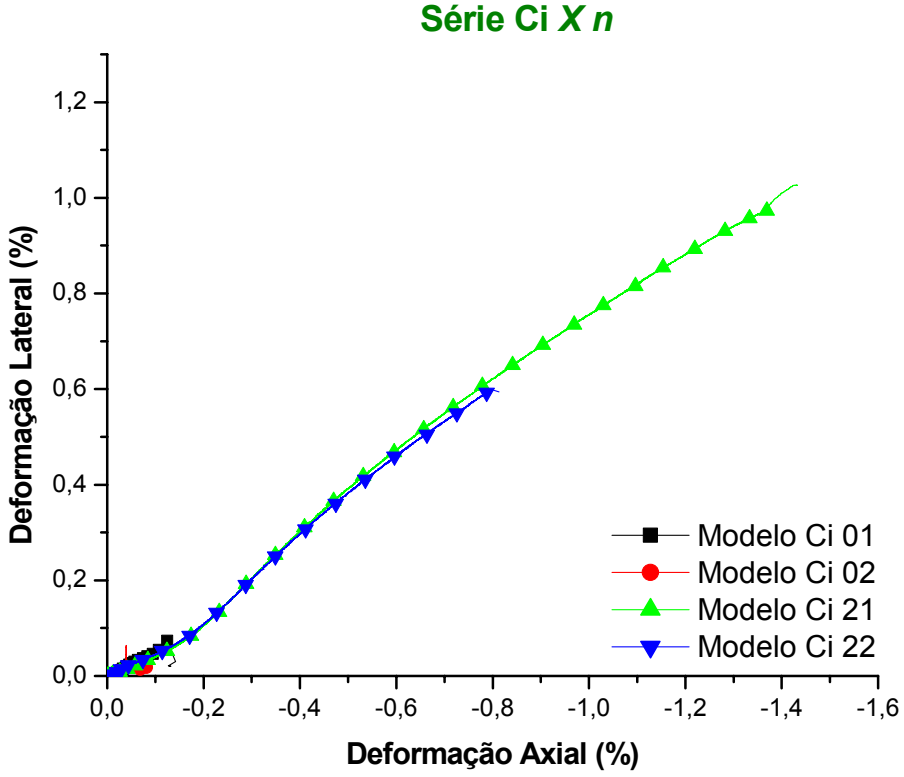


Figura 54: Deformação lateral x deformação axial da série Ci X n.

São apresentadas na Tabela 16 a carga, deformações axial e lateral máximas de cada um dos modelos de seção transversal circular.

Tabela 16: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série Ci Xn).

Modelo	*Força*	*Tensão*	*Deformação (%)*	
	kN	*MPa*	*Axial*	*Lateral*
Ci 01	1067,70	34,0	0,13	0,02
Ci 02	572,96	18,2	0,08	0,02
Ci 21	196,60	62,4	1,37	0,97
Ci 22	1751,60	55,7	0,80	0,60

3.3.3.1.2 Modelos de seção transversal quadrada

Os modelos de seção transversal quadrada foram moldados com o mesmo concreto e ao mesmo tempo que os de seção transversal circular, por isso as propriedades mecânicas e idade do concreto utilizado nestes modelos são as mesmas apresentadas anteriormente (Tabela 15).

Numa tentativa de minimizar as conseqüências da ruptura frágil, a velocidade de carregamento foi alterada para 0,003 mm/seg e a taxa de aquisição de dados foi mantida em 0,3 seg. Para evitar danos aos transdutores de deslocamento, estes foram retirados do modelo quando a força aplicada era de 1000 kN. Para a retirada dos transdutores, o carregamento foi paralisado, porém a aquisição de dados continuou.Durante a plotagem dos diagramas tensão x deformação axial notou-se que na verdade, o carregamento foi aliviado durante o tempo decorrido para a retirada dos transdutores. Sendo assim, os dados adquiridos durante o tempo que o ensaio estava paralisado, foram eliminados para não causarem nenhuma perturbação nos diagramas.

Na Figura 55 são apresentados os diagramas Tensão x Deformação axial dos modelos de seção transversal quadrada com os cantos arredondados. Observa-se claramente que o ganho de resistência nos modelos reforçados não foi muito significativa, porém houve um aumento considerável na ductilidade. Provavelmente o reduzido ganho de resistência tenha sido um reflexo da dificuldade do desenvolvimento de pressões de confinamento suficientemente grandes para produzir um ganho de resistência considerável. Esta dificuldade está diretamente relacionada com a relação entre o raio de arredondamento e o lado da seção transversal, r/b_d, aqui adotada com sendo 0,19. Quanto maior for esta relação, mais o modelo se aproxima da seção transversal circular, para a qual a pressão de confinamento é máxima. Sendo assim, para

que o ganho de resistência seja maior, utilizando o mesmo número de camadas de PRFC, o raio de arredondamento dos cantos deve aumentar.

Outro fato interessante no comportamento dos modelos reforçados é que após a resistência do concreto ser atingida a resistência do modelo praticamente permanece inalterada durante algum tempo e depois começa a aumentar novamente. Isto provavelmente acontece porque neste intervalo a seção transversal do modelo está passando por uma mudança da sua forma, se aproximando da circular. Este fato já foi observado em ensaios anteriores, descritos no item 3.1. Para caracterizar esta mudança na forma da seção transversal, Figura 56 apresenta o gráfico de deformação lateral x deformação axial. Fica claro que a deformação lateral no meio da face do modelo é maior que nos outros pontos, o que evidencia a tendência de mudança da forma da seção transversal.

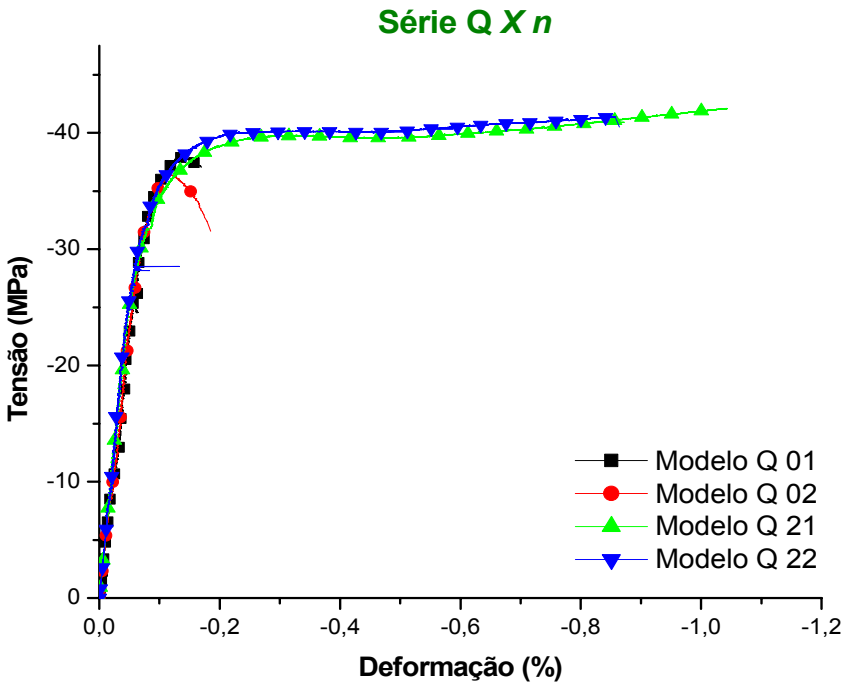


Figura 55: Diagramas Tensão x Deformação axial da série Q Xn.

A seguir são apresentados os diagramas de deformação lateral x deformação axial para cada um dos pontos de instrumentação nos diferentes modelos de seção transversal quadrada com os cantos arredondados.

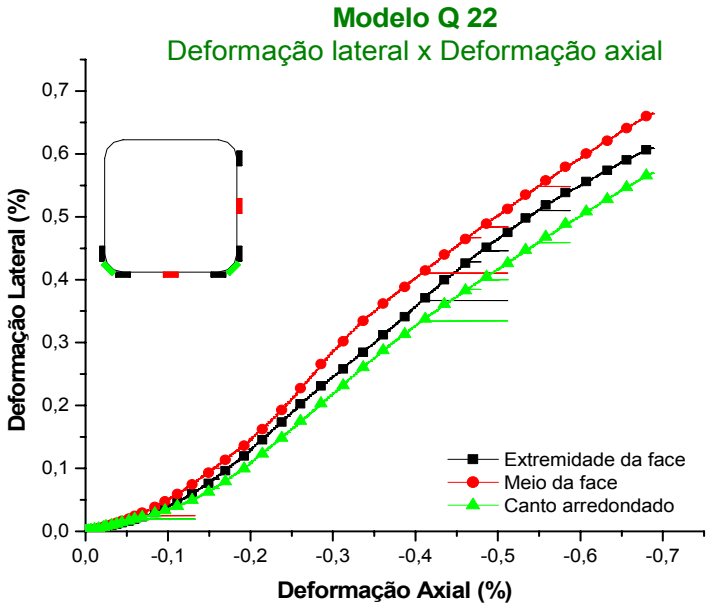


Figura 56: Deformação Lateral x Deformação axial do modelo Q 22.

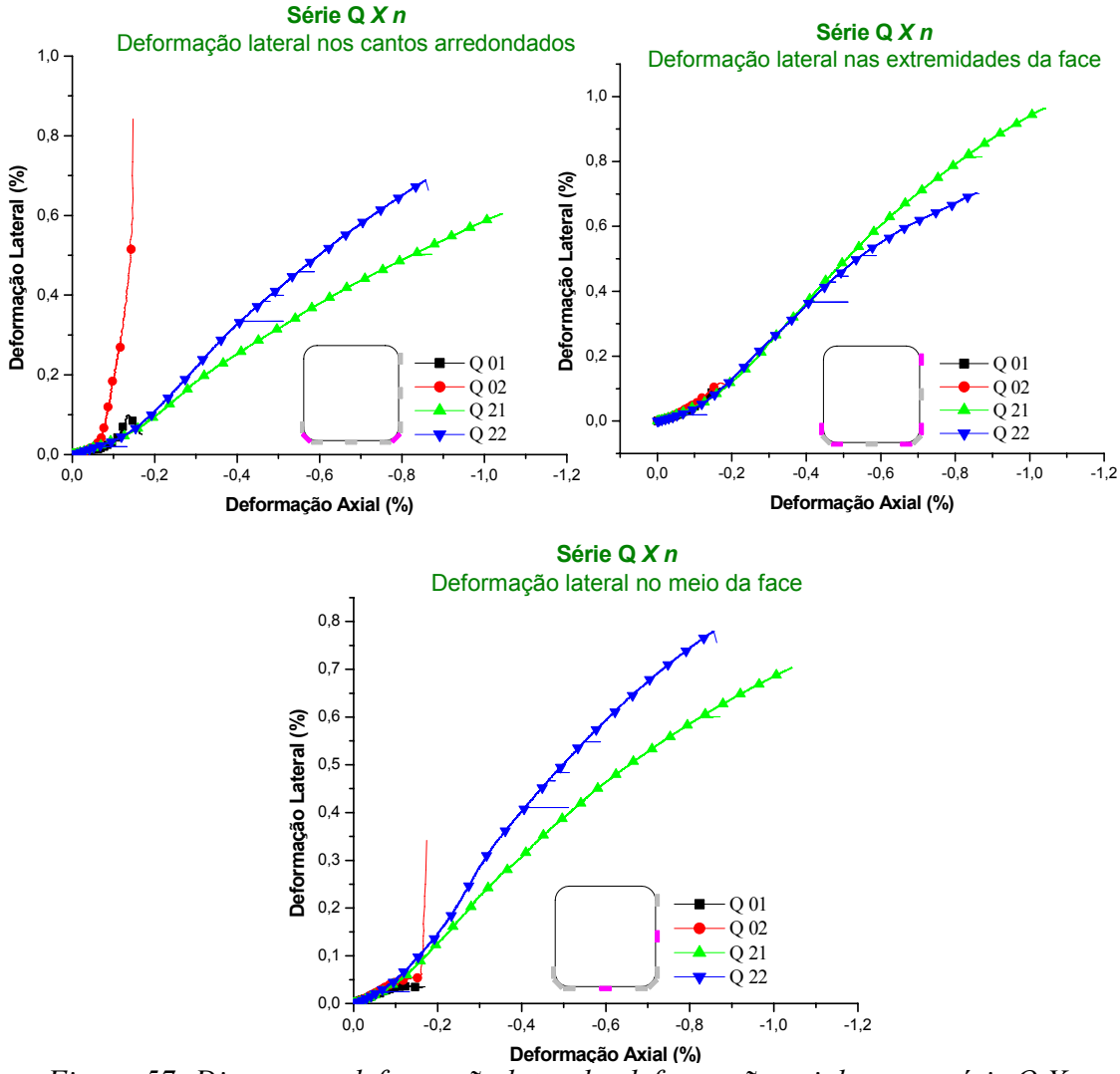


Figura 57: Diagramas deformação lateral x deformação axial para a série Q Xn

São apresentadas na Figura 58 fotos dos modelos desta série antes e depois do ensaio. Observa-se que no caso do modelo sem a camisa de reforço a ruptura não ocorreu no trecho central do modelo. Isto aconteceu porque existiu uma concentração de tensões próxima às extremidades e como estes locais não apresentavam nenhum tipo de reforço, a ruptura teve início exatamente nestes locais. Já no caso dos modelos reforçados, as extremidades apresentavam uma camada a mais de PRFC e isto induziu o modelo a romper no trecho central.

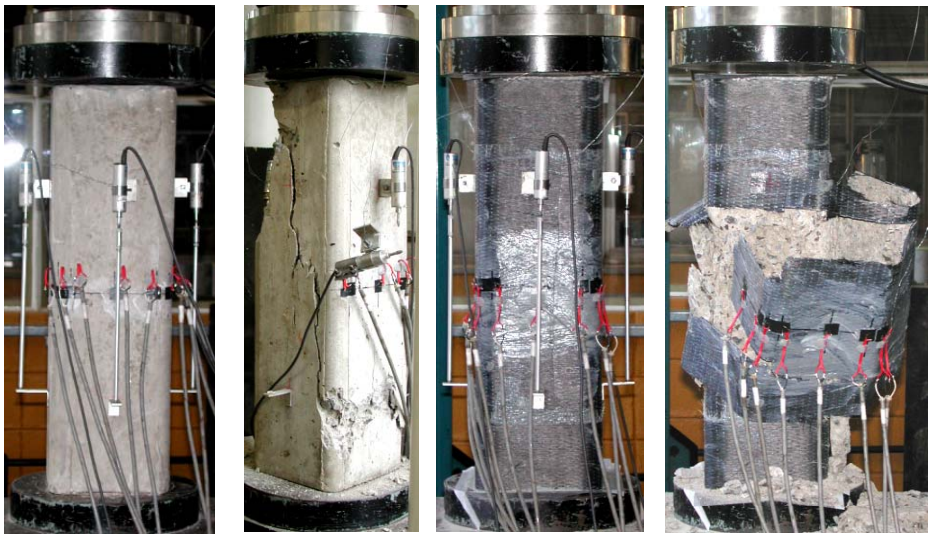


Figura 58: Fotos da série Q Xn antes e depois do ensaio.

Um resumo da resistência e deformações máximas dos modelos de seção transversal quadrada com os cantos arredondados é apresentado na Tabela 17.

Tabela 17: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série Q Xn).

Modelo	*Força*	*Tensão*	*Deformação*	*Deformação Lateral (%)*		
	KN	*MPa*	*Axial (%)*	*Extremidade da face*	*Meio da face*	*Canto*
Q 01	1193,90	37,9	0,130	0,073	0,036	0,098
Q 02	1146,60	36,4	0,120	0,067	0,049	0,280
Q 21	1326,50	42,1	0,038	0,963	0,702	0,603
Q 22	1304,00	41,4	0,856	0,702	0,779	0,687

3.3.3.1.3 Modelos de seção transversal retangular

As propriedades mecânicas e idade do concreto utilizado nestes modelos são apresentadas na Tabela 18.

A exemplo do que aconteceu na série *Q Xn*, os ensaios dos modelos foram feitos com controle de deslocamento fixo em 0,003 mm/seg, a aquisição de dados foi feita a

cada 0,3 seg e os transdutores de deslocamento foram retirados quando a força aplicada chegou a aproximadamente 1000 kN pelo mesmo processo descrito anteriormente.

Tabela 18: Características mecânicas e idade do concreto utilizado na série R Xn.

Idade	*Resistência (MPa)*			*Módulo de*
Dias	*Compressão (10 x 20 cm)*	*Compressão (15 x 30 cm)*	*Tração*	*Elasticidade (MPa)*
119	39,9	37,9	3,44	25495

Durante o ensaio do modelo *R 02* houve um problema com a aquisição de dados. Em função deste problema todas as leituras de carga, deformações e deslocamentos foram perdidos. O único dado deste ensaio que foi possível recuperar foi a carga de ruptura do modelo, que foi de 823,5 kN. Na Figura 59 são apresentados os diagramas tensão x deformação axial dos outros modelos desta série.

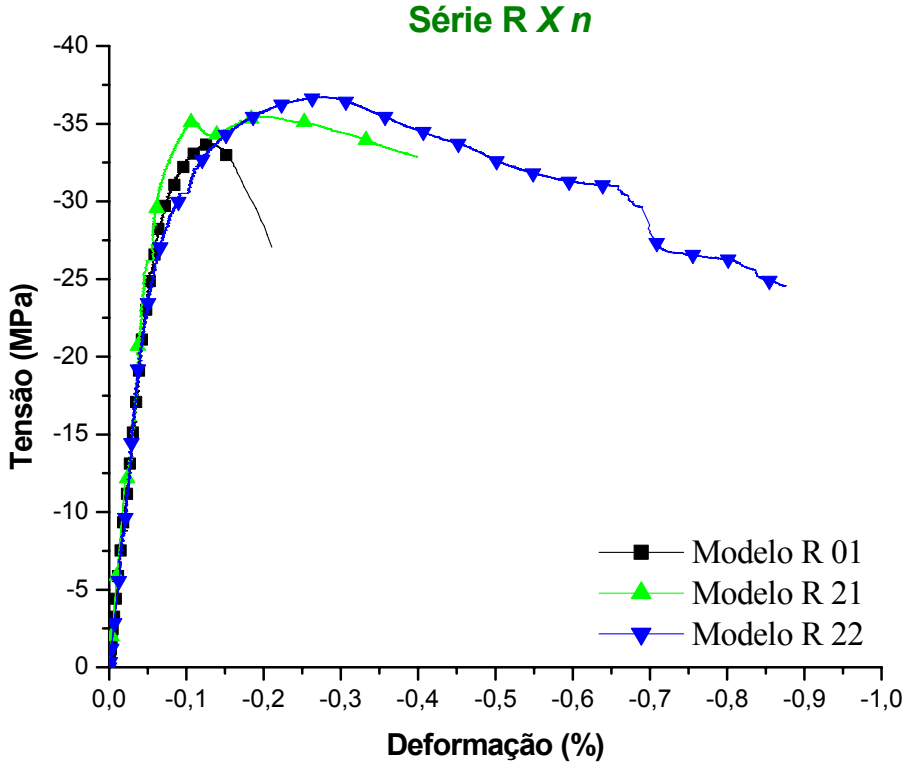


Figura 59:Diagramas Tensão x Deformação axial dos modelos da série R Xn.

Analisando a Figura 59 observa-se que a curva correspondente ao modelo *R 21* apresenta uma anomalia próximo a carga de pico. Esta anomalia aconteceu em virtude de uma mudança na velocidade de carregamento durante o ensaio. Até que o sistema operacional do equipamento de ensaio calibrasse a taxa de aplicação de carga, houve uma diminuição na carga que já estava aplicada conseqüentemente o diagrama tensão x

deformação axial reproduz esta queda no carregamento. Quanto ao acréscimo de resistência ocorrido nos modelos, a exemplo do que aconteceu com a série *Q Xn*, não foi considerável. A explicação para este fato está na baixa relação r/b_d. Nos modelos da série *Q Xn* esta relação foi de 0,19, já nos modelo de seção transversal retangular esta relação é de 0,12, portanto este baixo ganho de resistência já era esperado. Os diagramas tensão x deformação axial dos modelos reforçados da série *Q Xn* dão um indicativo da tendência de mudança da forma da seção transversal, o que já não ocorre nesta série. Para tentar observar esta tendência é preciso analisar o diagrama deformação lateral x deformação axial de um modelo reforçado desta série (Figura 60). Enquanto nos modelos de seção transversal quadrada a tendência era a transformação numa seção circular, neste a tendência é a transformação numa seção elíptica. Isto fica explicito porque as deformações da maior face é maior do que as da face menor e ambas são maiores que a deformação do canto arredondado.

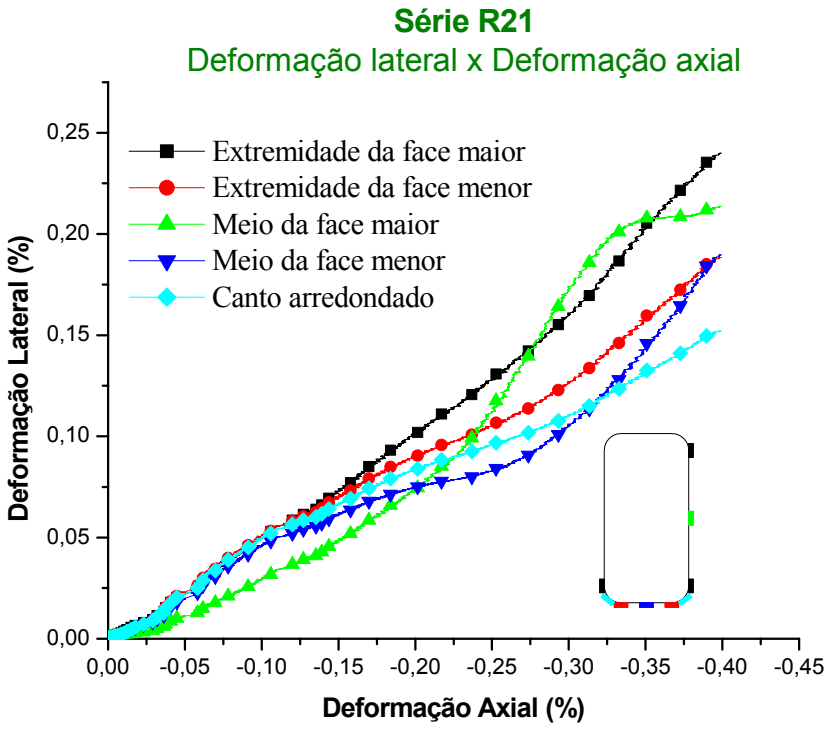


Figura 60: Deformação lateral x deformação axial do modelo R 21.

A Figura 61 mostra os gráficos das deformações laterais em diferentes pontos *versus* deformação axial.

A Tabela 19 apresenta as forças máximas atingidas em cada modelo desta série e as deformações correspondentes a estas forças.

São apresentadas na Figura 62 fotos dos modelos deste série antes e depois do ensaio. Observa-se que o tipo de ruptura destes modelos são semelhantes as que ocorreram com os modelos da série *Q Xn*, sendo assim, valem as mesmas explicações dadas anteriormente.

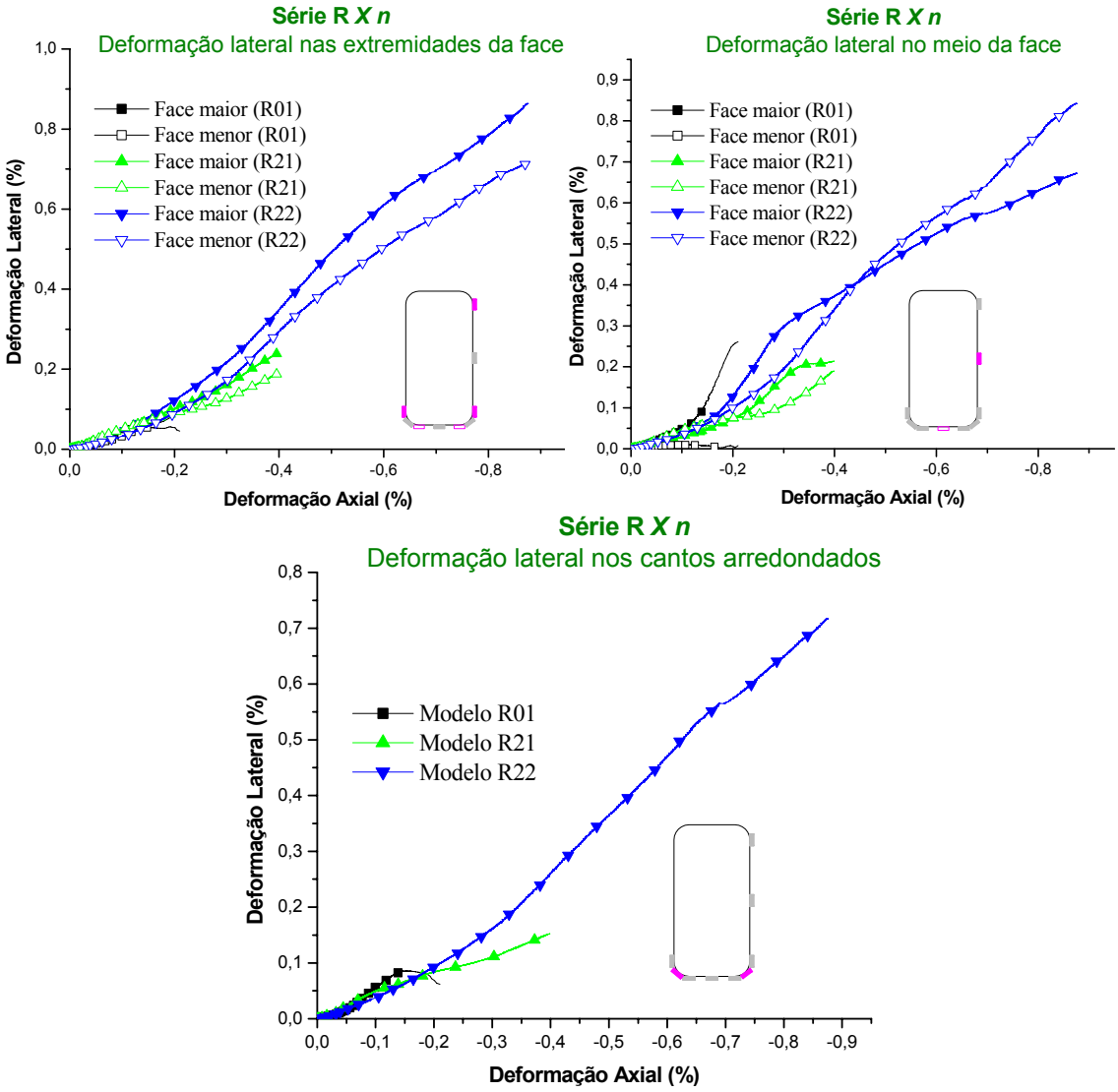


Figura 61: Deformação lateral x deformação axial dos modelos da série R Xn.

Tabela 19: Carregamento máximo e deformações neste ponto (Série R Xn).

Modelo	*Força*	*Tensão*	*Deformação Axial*	*Deformação Lateral (%)*				
				Extremidade face		*Meio da Face*		*Canto*
	kN	*MPa*	*%*	*Maior*	*Menor*	*Maior*	*Menor*	
R 01	1052,10	33,7	0,129	0,055	0,049	0,079	0,009	0,078
R 02	832,50	26,7	-	-	-	-	-	-
R 21	1107,60	35,5	0,196	0,099	0,089	0,072	0,074	0,082
R 22	1146,70	36,7	0,271	0,188	0,145	0,259	0,164	0,140

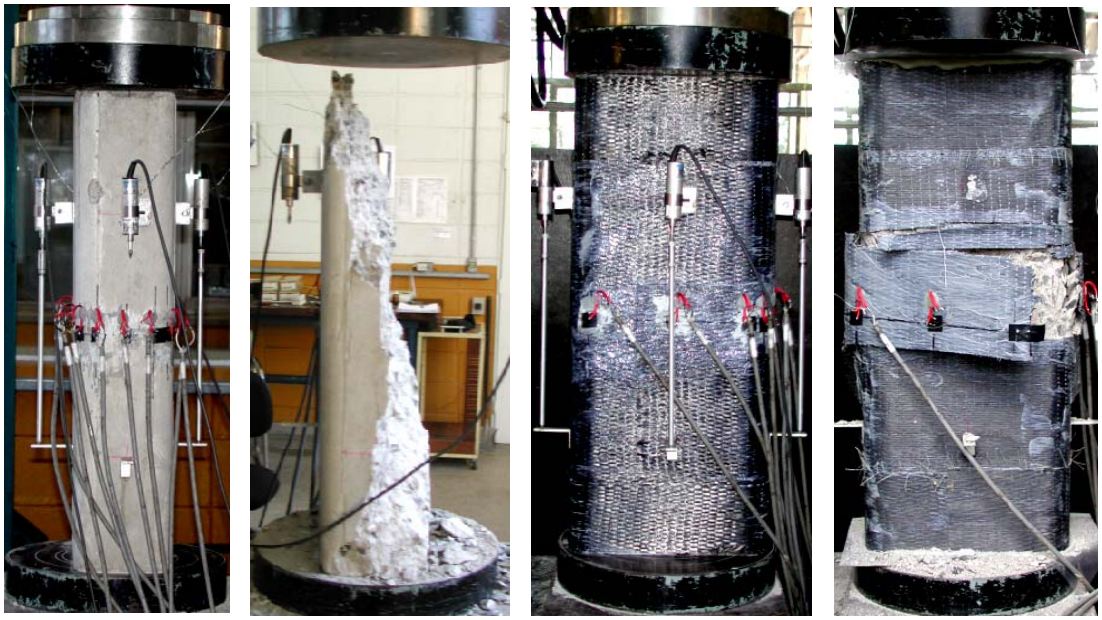


Figura 62: Foto de modelos da série R Xn antes e depois do ensaio.

3.3.3.1.4 Modelos de seção transversal elíptica

Os modelos de seção transversal elíptica foram moldados com o mesmo concreto e ao mesmo tempo que os de seção transversal retangular, por isso as propriedades mecânicas e idade do concreto utilizado nestes modelos são as mesmas apresentadas anteriormente (Tabela 18).

Os ensaios desta série também foram feitos com controle de deslocamento fixo em 0,003 mm/seg, a aquisição de dados se deu a cada 0,3 seg e os transdutores de deslocamento foram retirados quando a força aplicada no modelo era de aproximadamente 1000 kN. A Figura 63 apresenta os diagramas tensão x deformação axial dos modelos de seção transversal elíptica. Fica claro que o ganha de resistência ocorrido nos modelos reforçados é considerável. É interessante observar que o comportamento dos modelos reforçados após a resistência do concreto ser atingida se aproxima de uma reta, que é uma característica do comportamento de modelos reforçados de seção transversal circular, onde a distribuição de pressões internas é uniforme. Este é um forte indício de que a distribuição das pressões de confinamento em pilares de seção transversal elíptica, com relação entre o semi-eixo maior e menor igual a 5/3, é bem próxima da uniforme. Porém, se analisarmos a Figura 64, fica claro que a distribuição de pressões de confinamento não é próxima da constante, uma vez

que a deformação lateral da camisa, provocada pela pressão interna, no meio da maior face é maior que nos outros pontos instrumentados.

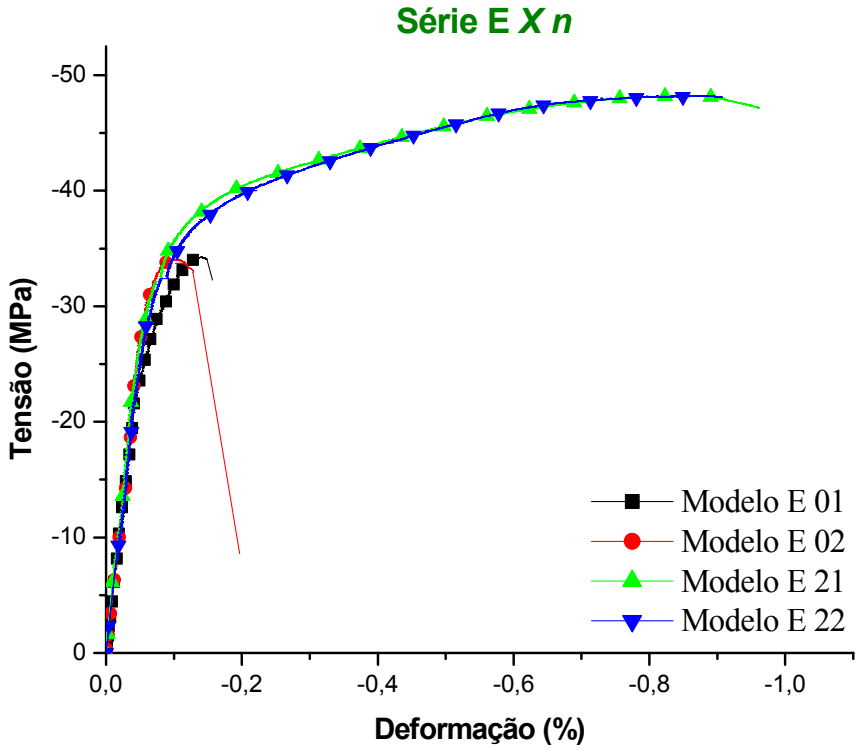


Figura 63: Diagrama Tensão x Deformação axial dos modelos da série E Xn.

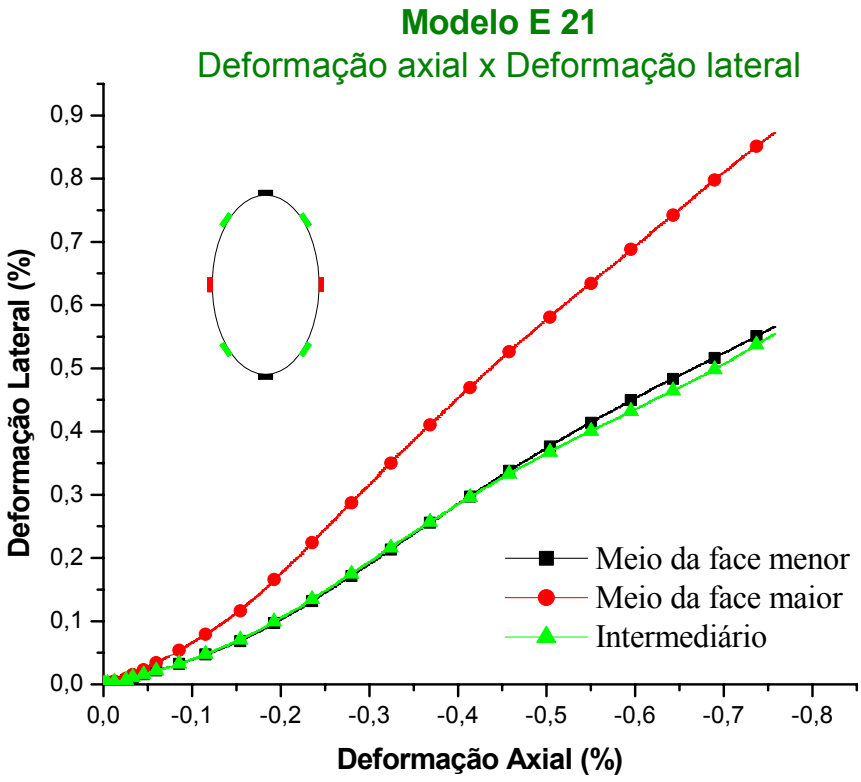


Figura 64: Diagrama de deformação lateral x deformação axial do modelo E 21.

Os diagramas de deformação lateral x deformação axial dos modelos desta série são apresentados na Figura 65.

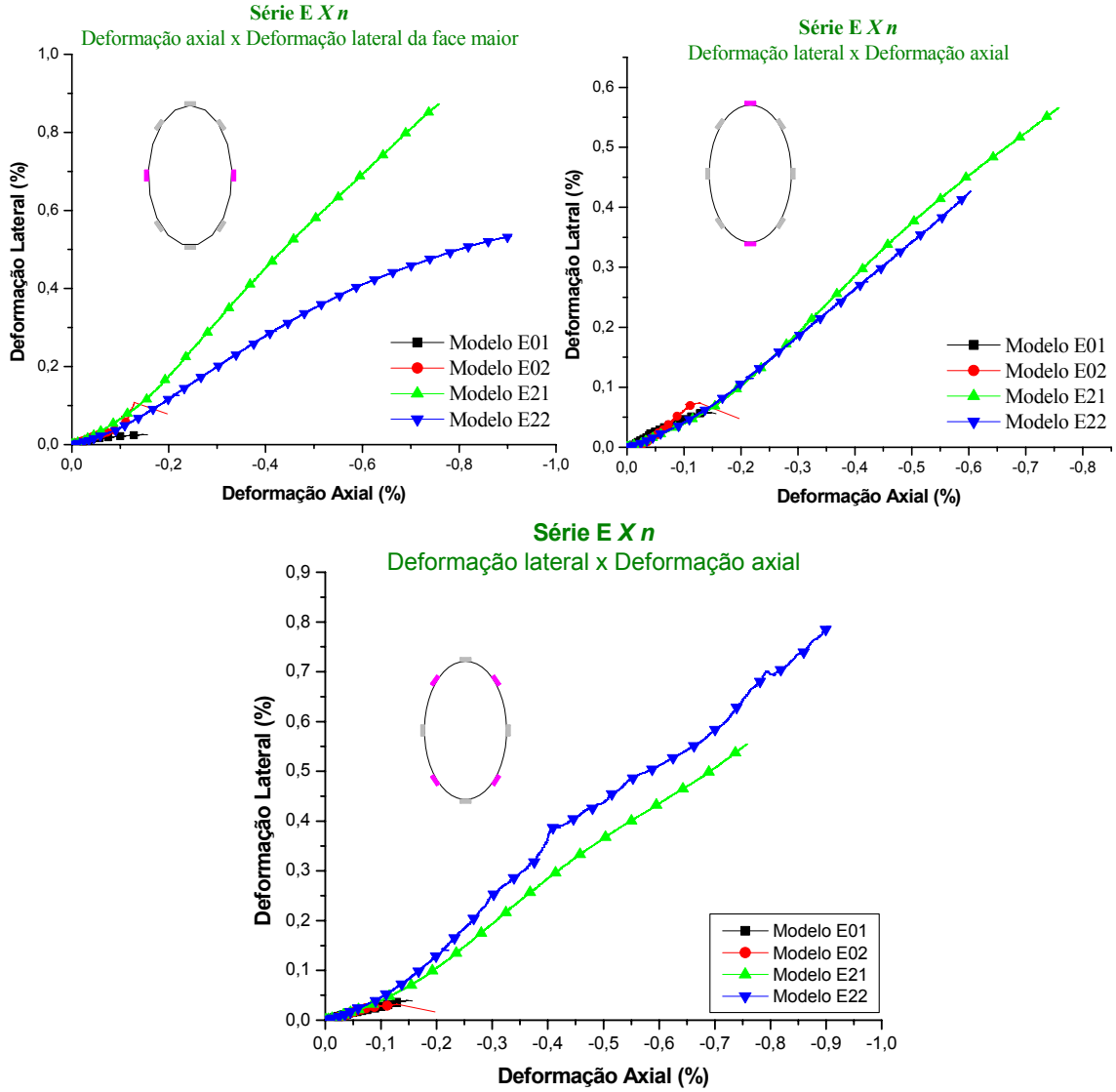


Figura 65: Diagramas de deformação lateral x deformação axial da série E Xn.

A Tabela 20 apresenta as forças máximas atingidas em cada modelo desta série e as deformações correspondentes a estas forças.

Tabela 20: Força máxima e deformações correspondentes para a série E Xn.

Modelo		*Tensão*	*Deformação*	*Deformação Lateral (%)*		
	kN	*MPa*	*Axial (%)*	*Face menor*	*Face maior*	*Intermediário*
E 01	1070,00	34,3	0,140	0,058	0,025	0,038
E 02	1066,20	34,2	0,100	0,061	0,042	0,028
E 21	1507,90	48,3	0,851	0,638	0,964	0,638
E 22	1505,80	48,3	0,837	0,696	0,515	0,723

São apresentadas na Figura 66 fotos dos modelos deste série antes e depois do ensaio. Mais uma vez, a ruptura dos modelos sem a camisa de reforço se deu pelo esmagamento das extremidades, já os modelos reforçados tiveram ruptura semelhante, inclusive quanto a violência, a dos modelos de seção transversal circular, exibindo o cone característico de ensaios de compressão axial.

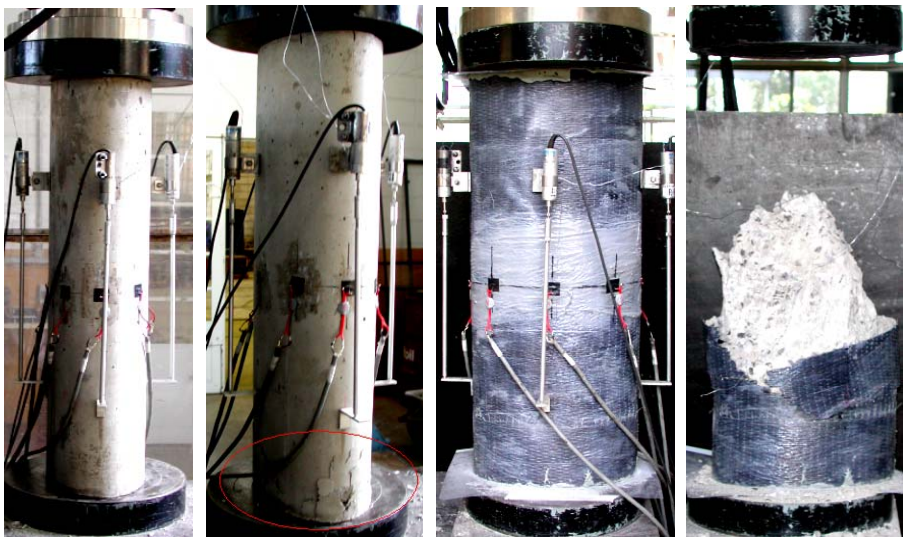


Figura 66: Foto dos modelos da série E Xn antes e depois do ensaio.

3.3.3.1.5 Modelos de seção transversal composta

Em função do alto custo de produção das fôrmas metálicas utilizadas nestes modelos, foram feitas apenas duas, e por isso a moldagem dos quatro modelos desta série teve que ser feita em duas etapas. Em cada uma destas etapas foram moldados dois modelos, sendo que um deles foi posteriormente reforçado, e nove corpos-de-prova 10 x 20 cm para a determinação das propriedades mecânicas do concreto utilizado (Tabela 21).

Tabela 21: Idade e propriedades mecânicas dos concretos utilizados (série Co Xn).

Modelo	*Idade*	*Resistência (MPa)*			*Módulo de*
	dias	*Compressão (10 x 20 cm)*	*Compressão (15 x 30 cm)*	*Tração*	*Elasticidade (MPa)*
Co X1	113	34,3	32,6	3,06	26065
Co X2	112	42,7	40,7	2,73	25785

Os ensaios dos modelos também foram feitos com controle de deslocamento fixo em 0,003 mm/seg, com aquisição de dados a cada 0,3 seg e com retirada dos

transdutores de deslocamento quando a força aplicada era de aproximadamente 1000 kN. A única diferença deste para os outros ensaios é que antes do início do ensaio, as cordoalhas que atravessam o modelo tiveram que ser protendidas. O intuito desta protensão é apenas fazer com que as barras laterais ficassem perfeitamente encostadas no modelo para que este mantivesse a mesma forma durante o ensaio e por isso, a força aplicada nas cordoalhas não precisa ser grande. Sendo assim, a protensão foi feita manualmente, alcançando assim uma força de aproximadamente 0,4 kN. Depois que protensão foi aplicada verificou-se que as barras laterais não ficaram perfeitamente encostadas no modelo (Figura 67) em função de imperfeições que estes apresentavam, e mesmo que fossem aplicadas grandes forças de protensão, dificilmente isso seria conseguido, portanto o ensaio foi feito desta maneira mesmo. Cada uma das cordoalhas possuía uma célula de carga para medir as forças que estavam sendo nelas aplicadas durante o ensaio. Tais forças foram em torno de 20 kN.

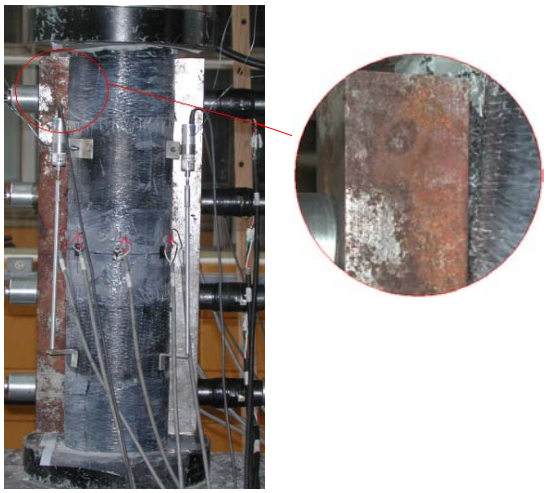


Figura 67: Detalhe da interface entre a barra lateral e o modelo.

A Figura 68 apresenta os diagramas tensão x deformação dos modelos de seção transversal composta. Analisando estes diagramas constata-se que houve um ganho considerável de resistência nos modelos reforçados, e, além disso, é interessante observar que o comportamento dos modelos reforçados se aproxima muito do comportamento de pilares de seção transversal circular, ou seja, um comportamento bi-linear. Este é um ótimo indicativo de que a distribuição das pressões de confinamento deve ser aproximadamente constante. Para idealizar a distribuição de pressões de

confinamento, devemos analisar o diagrama deformação lateral x deformação axial de um modelo reforçado (Figura 69).

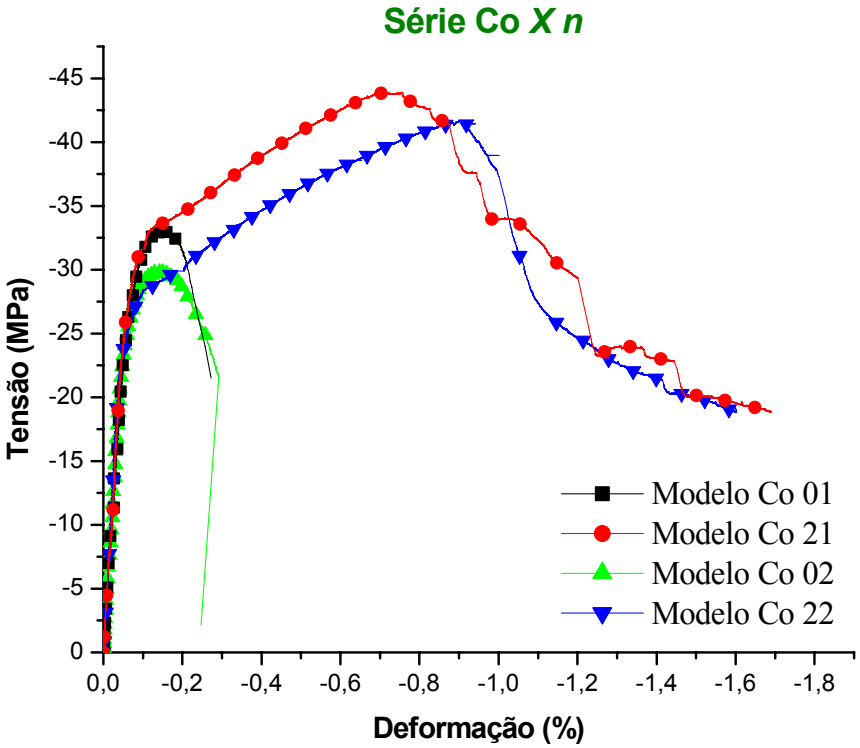


Figura 68: Diagramas tensão x deformação axial (série Co Xn).

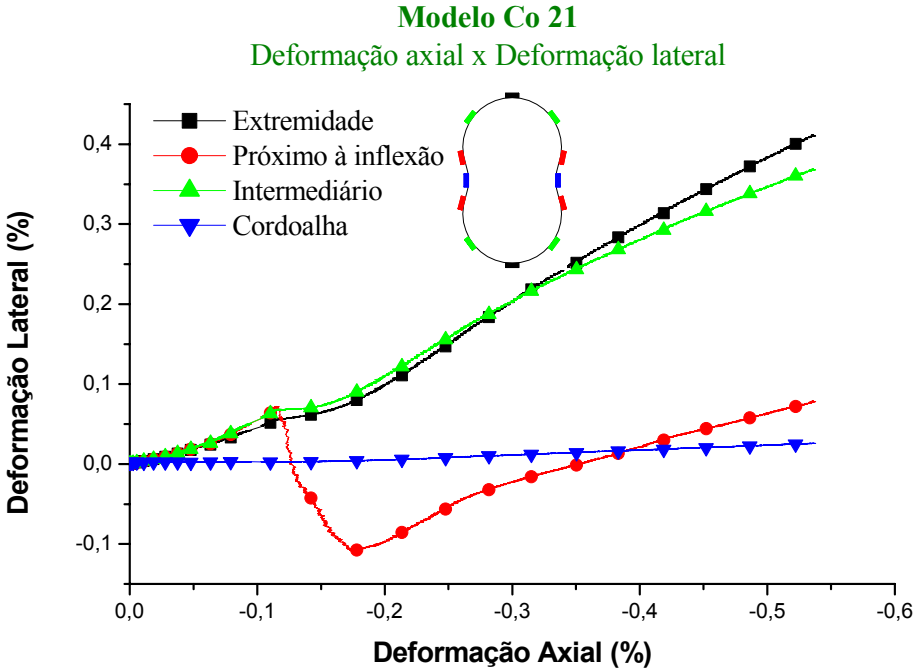


Figura 69: Diagrama de deformação lateral x deformação axial do modelo Co 21.

Fica claro na Figura 69 que a deformação da camisa nos trechos onde a seção transversal é formada pelos maiores trechos de círculos é praticamente igual. Isso significa que a distribuição das pressões internas nestes trechos é constante. A deformação dos trechos côncavos da seção transversal, indicada pela deformação das cordoalhas, é praticamente nula, isso porque a rigidez introduzida pelas barras laterais ligadas pelas cordoalhas inibe a deformação deste trecho. Já os pontos localizados na inflexão da seção transversal têm um comportamento igual ao dos outros pontos até um determinado instante, provavelmente até que o espaço existente entre o modelo e a barra de contenção lateral seja eliminado. Neste instante, a deformação deste ponto passa a ser contrária à que era antes, ou seja, este ponto deixa de estar tracionado e passa a ser comprimido por algum tempo e logo depois, volta a ser tracionado. Esta compressão surge em função da expansão lateral do restante da seção transversal, e como as barras laterais impedem que esta expansão ocorra nestes pontos, surge ai uma flexão da camisa de PRFC que provoca a sua compressão. Após a resistência do concreto ter sido atingida, ocorre uma reacomodação interna, o que leva a uma mudança quase imperceptível na forma da seção transversal do modelo, mas suficiente para que camisa de reforço encontre uma configuração de "equilíbrio", o que faz este ponto voltar a ser tracionado.

A seguir são apresentados os diagramas de deformação lateral x deformação axial para os diversos pontos instrumentados (Figura 70).

Na Tabela 22 são apresentadas as cargas máximas e as deformações axial e lateral em cada uma das posições instrumentadas correspondentes a estas forças.

Tabela 22: Força máxima e deformações correspondentes da série Co Xn.

Modelo	*Força*	*Tensão*	*Deformação*	*Deformação Lateral (%)*			
	kN	*MPa*	*Axial (%)*	*Extremidade*	*Próx. Curva*	*Intermediário*	*Cordoalha*
Co 01	1052,30	33,1	0,140	0,035	0,423	0,091	0,004
Co 02	949,44	29,8	0,138	0,087	0,221	0,080	0,004
Co 21	1396,50	43,9	0,722	0,555	0,189	0,484	0,036
Co 22	1326,00	41,7	0,899	0,771	0,393	0,495	0,055

Mais uma vez, a ruptura dos modelos sem o reforço ocorreu em virtude da concentração de tensões nas extremidades dos modelos (Figura 71). Quanto a ruptura dos modelos reforçados, esta se deu exatamente em baixo das barras laterais (Figura 72). Isto ocorreu não por causa do esmagamento da camisa, mas sim porque neste ponto

a camisa é submetida a esforços de tração de mesma intensidade e direções opostas, fenômeno este resultante da forma da seção transversal do pilar.

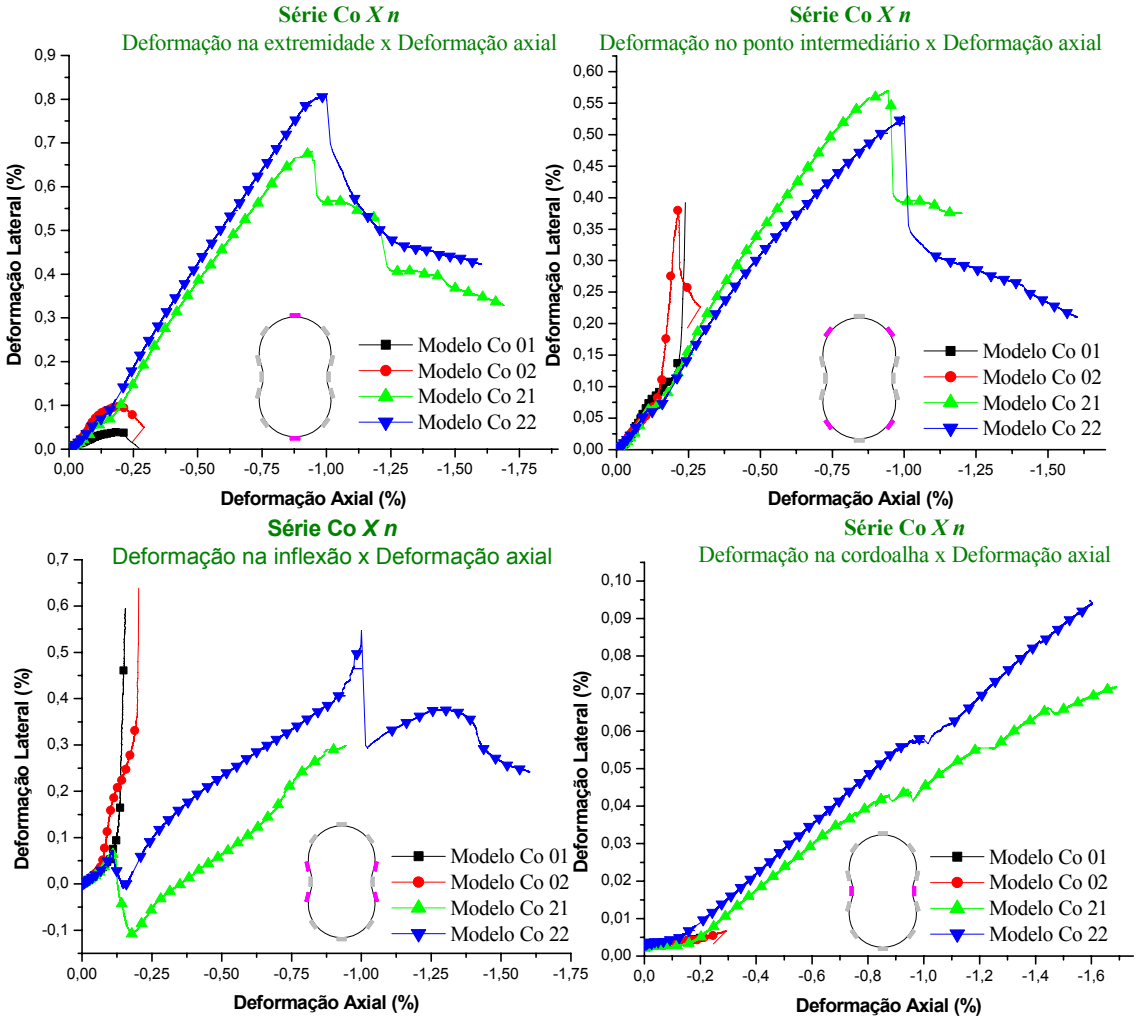


Figura 70: Diagramas de deformação lateral x deformação axial da série Co Xn.

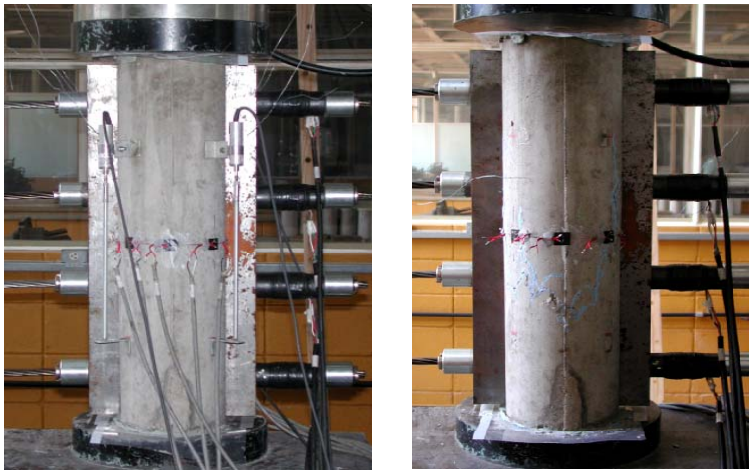


Figura 71: Modelo sem reforço, da série Co Xn, antes e depois do ensaio.

Figura 72: Modelo reforçado, da série Co Xn, antes e depois do ensaio.

Capítulo 4

Análise dos Resultados

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos nos ensaios dos modelos. Foram analisadas a ductilidade e a tenacidade, e o comportamento do diagrama tensão x deformação do modelo encamisado de seção transversal circular. Além disso, a eficiência do reforço, o coeficiente de forma e a distribuição da pressão de confinamento na seção transversal também são avaliados.

4.1 Aplicabilidade dos métodos de cálculo

Para verificar a aplicabilidade de alguns modelos de cálculo propostos por outros pesquisadores, realizou-se a previsão da resistência dos modelos encamisados com PRFC e comparou-se com os resultados experimentais.

A previsão da resistência do pilar de seção circular foi feita com o método de Miyauchi *et al.* (1997), que, baseados em resultados de ensaios com corpos de prova cilíndricos de concreto encamisados com PRFC, propuseram para a previsão da resistência do concreto confinado uma equação semelhante à de Richart *et al*. (1929). Introduziram um coeficiente de efetividade k_e de 0,85, resultando em:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3{,}50 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \qquad (42)$$

Para o pilar de seção quadrada foi utilizado o modelo de Campione & Miraglia (2003). Para o pilar de seção retangular, este mesmo modelo também foi utilizado, só que no calculo da pressão de confinamento foi utilizada a maior dimensão da seção

transversal. Além deste, também foi utilizado o modelo de Mander *et al* (1988), modificado por Wang & Restrepo (2001).

A previsão da resistência do pilar de seção elíptica foi feita com o modelo de Teng & Lam (2002).

Já para o de seção composta, foi utilizado o modelo de Kim & Park (1999), com algumas alterações. Estas alterações foram necessárias porque este modelo foi formulado originalmente para o confinamento com armadura transversal em espirais entrelaçadas. As alterações foram utilizar a resistência do PRFC no lugar da resistência do aço, e a espessura da camisa no lugar da relação entre a área da seção transversal da barra de aço e o espaçamento entre espirais consecutivas ao longo da altura do pilar.

São apresentados na Tabela 23 os resultados teóricos e experimentais.

Tabela 23: Resistência dos modelos calculada e experimental.

Seção	*Miyauchi*	*Campione*	*Wang*	*Teng*	*Kim*	*Experimental*	*Ex/ calc.*
	MPa	*MPa*	*MPa*	*MPa*	*MPa*	*MPa*	-
Circular	61,86	-	-	-	-	62,41	1,008
Quadrada	-	41,89	-	-	-	41,75	0,997
Retangular	-	32,49	-	-	-	36,11	1,111
	-	-	80,26	-	-		0,450
Elíptica	-	-	-	44,30	-	48,29	1,090
Composta	-	-	-	-	84,15	42,79	0,508

Observa-se na Tabela 23 que os métodos de cálculo para os pilares de seção circular, quadrada e elíptica, apresentaram resultados muito bons. A previsão da resistência do pilar de seção retangular feita com o método proposto por Campione & Miraglia (2003) também apresentou um resultado razoável. Já quando calculado pelo outro método (Wang & Restrepo, 2001), o resultado foi insatisfatório, o mesmo acontecendo com o pilar de seção composta (Kim & Park, 1999). Isso ocorreu porque os métodos utilizados na previsão da resistência foram originalmente formulados para o confinamento com armadura transversal de aço, e para que sejam utilizados com o PRF, são necessárias as devidas adaptações, principalmente no caso do método de Kim & Park (1999).

4.2 Tenacidade e Ductilidade

A avaliação da tenacidade e da ductilidade dos modelos ensaiados foi feita de acordo com a norma japonesa JSCE SF 5 (1984), Ahmad (1992) e pelo encurtamento percentual, uma vez que estes são aplicáveis a elementos submetidos à compressão.

A norma japonesa determina que a ductilidade seja avaliada por meio do índice de tenacidade à compressão. A equação proposta para o cálculo deste índice é específica para a aplicação em pilares de seção transversal circular. Para o cálculo do índice de tenacidade à compressão de pilares de seção transversal diferente da circular, temos que alterar tal equação para que esta fique em função da área da seção transversal do pilar. Sendo assim a equação proposta pela norma assume a forma apresentada a seguir, onde A é a área da seção transversal do pilar.

$$\overline{\sigma_c} = \frac{\tau_c}{A.\delta_{tc}} \tag{43}$$

O valor de deslocamento limite δ_{tc} para estes modelos é de 2,25 mm, calculado conforme as indicações da norma que foram apresentadas no capítulo 2 deste trabalho. Todos os modelos encamisados tiveram deslocamentos últimos maiores do que 2,25 mm, sendo assim o cálculo da área sob a curva força x deslocamento, τ_c, foi feito até o deslocamento limite. O mesmo aconteceu para o modelo *Q 02*, sendo que nos outros modelos sem a camisa de reforço o deslocamento último foi inferior ao deslocamento limite. Vale salientar que houve problemas com a aquisição dos dados relativos ao ensaio dos modelos *Ci 02 e R 02*, por isso não foi possível calcular o índice de tenacidade à compressão relativo a estes modelos.

Analisando a equação proposta pela norma japonesa percebe-se que o índice de tenacidade à compressão é calculado apenas até o limite de deslocamento, desprezando o comportamento do pilar após este limite. Para considerar todo o comportamento do pilar até a ruptura, propõe-se a adoção do limite de deslocamento como sendo o deslocamento para o qual ocorreu a ruptura do material, independentemente do seu valor. Sendo assim, o índice de tenacidade à compressão calculado desta maneira, passa a ser identificado por σ_c, e não mais por $\overline{\sigma_c}$

Com modelo de Ahmad (1992), foi analisada a ductilidade apenas pelo trecho ascendente do diagrama tensão x deformação (ID_2), uma vez que não são todos os

modelos que possuem o trecho descendente até o limite estabelecido pelo autor. Vale salientar que o valor de ε_e é obtido considerando o material como sendo elastoplástico perfeito, e ε_{c0} é a deformação para a carga de pico, ou seja, esta formulação também não considera o comportamento do pilar até a ruptura. Já o conceito do encurtamento percentual ($\Delta l/l$) considera o comportamento do pilar até a sua ruptura.

A Tabela *24* apresenta os valores dos índices de tenacidade e ductilidade calculados segundo os métodos descritos anteriormente.

Tabela 24: Índices de tenacidade e ductilidade.

	Índice de Tenacidade				*Índice de Ductilidade*			
Modelo	$\overline{\sigma}_c$	$\overline{\sigma}_{c\ méd}$	σ_c	$\sigma_{c\ méd}$	$\Delta l/l$	$\Delta l/l_{\ méd}$	ID_2	$ID_{2\ méd}$
	MPa	*MPa*	*MPa*	*MPa*	*%*	*%*	-	-
Ci 01	22,79	22,79	24,48	24,48	0,13	0,13	1,95	1,95
Ci 02	-		-		-		-	
Ci 21	35,33	36,47	47,57	46,16	1,18	0,99	8,54	8,96
Ci 22	37,61		44,74		0,80		9,39	
Q 01	27,39	20,46	34,53	30,96	0,13	0,16	1,55	1,47
Q02	13,52		27,39		0,19		1,40	
Q 21	34,18	34,53	38,21	38,14	1,04	0,95	12,09	11,38
Q 22	34,87		38,07		0,86		10,67	
R 01	26,62	26,62	26,57	26,57	0,21	0,21	1,82	1,82
R 02	-		-		-		-	
R 21	31,43	31,37	31,50	31,05	0,40	0,64	2,96	3,26
R 22	31,31		30,61		0,88		3,56	
E 01	25,18	25,12	25,21	25,17	0,16	0,14	1,95	1,77
E 02	25,07		25,13		0,13		1,59	
E 21	36,11	35,77	42,65	42,40	0,96	0,95	9,57	8,86
E 22	35,43		42,15		0,93		8,16	
Co 01	25,32	25,68	25,30	25,67	0,35	0,32	1,99	2,10
Co 02	26,04		26,04		0,29		2,22	
Co 21	33,12	31,34	33,87	33,04	1,69	1,64	7,07	8,72
Co 22	29,56		32,21		1,59		10,36	

Fica claro nesta tabela, que, independentemente do critério de cálculo utilizado, o índice de tenacidade ou o de ductilidade aumenta para os pilares encamisados. Sendo assim, teoricamente, os modelos que possuem maior ductilidade são os modelos encamisados. Porém não se pode deixar que estes valores induzam a afirmar que pilares encamisados com PRFC apresentam ruptura lenta e gradual, muito pelo contrário, apresentam uma ruptura extremamente frágil. Para comprovar este fato basta confrontar

os maiores índices de tenacidade à compressão por exemplo, neste caso o do modelo reforçado de seção transversal circular, com o tipo de ruptura que este modelo apresentou (Figura 73). Esta incompatibilidade entre o valor do índice de tenacidade à compressão e o tipo de ruptura do modelo é evidente em todos os modelos reforçados, ou seja, quanto maior for este valor, mais frágil é a ruptura do modelo. Isto acontece porque no cálculo do índice de tenacidade à compressão é considerada a área sob o gráfico força x deslocamento, até o limite de deslocamento. Nos modelos não encamisados ensaiados, quando o deslocamento limite é atingido, a curva força x deslocamento é descendente. Já nos modelos encamisados a curva é ascendente, assim a área sob o gráfico é maior que no caso anterior. Já no caso dos índices de ductilidade, a camisa de reforço possibilita maiores deslocamentos axiais, e consequentemente maiores deformações. Sendo assim, o encurtamento percentual e também o ID_2 devem ser maiores nestes modelos já que a deformação ε_e é praticamente igual a dos modelos sem reforço.

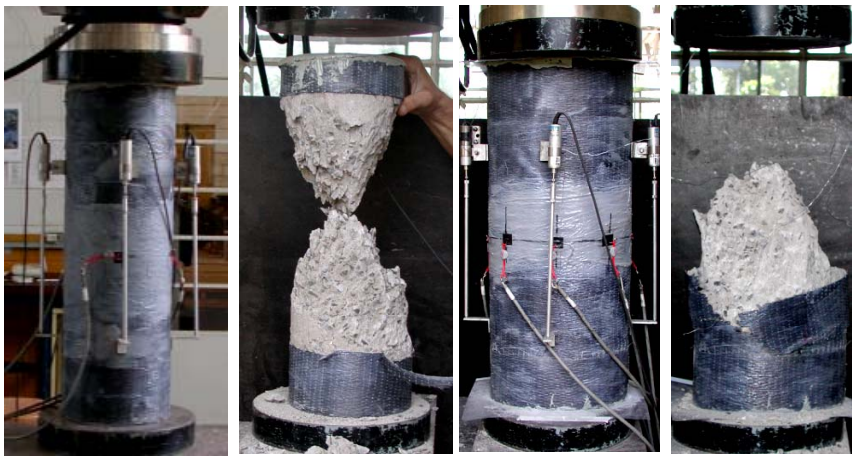


Figura 73: Tipo de ruptura dos modelos com maiores índices de tenacidade à compressão.

A ordem de classificação dos modelos quanto ao índice de tenacidade e ductilidade é apresentada na Tabela 25 em ordem decrescente. Observa-se que não existe coerência entre os valores obtidos, portanto os métodos utilizados para a avaliação da tenacidade e ductilidade não são completamente confiáveis para a avaliação destas propriedades e só podem ser utilizados como indicativos.

Tabela 25: Classificação quanto aos índices de tenacidade e ductilidade.

	Índice de Tenacidade		*Índice de Ductilidade*	
	JSCE	*JSCE modific.*	*Encurtamento*	*Ahmed (1992)*
1º	*Ci 2 n*	*Ci 2 n*	*Co 2 n*	*Q 2 n*
2º	*E 2 n*	*E 2 n*	*Ci 2 n*	*Ci 2 n*
3º	*Q 2 n*	*Q 2 n*	*Q 2 n*	*E 2 n*
4º	*R 2 n*	*Co 2 n*	*E 2 n*	*Co 2 n*
5º	*Co 2 n*	*R 2 n*	*R 2 n*	*R 2 n*
6º	*R 0 n*	*Q 0 n*	*Co 0 n*	*Co 0 n*
7º	*Co 0 n*	*R 0 n*	*R 0 n*	*Ci 0 n*
8º	*E 0 n*	*Co 0 n*	*Q 0 n*	*R 0 n*
9º	*Ci 0 n*	*E 0 n*	*E 0 n*	*E 0 n*
10º	*Q 0 n*	*Ci 0 n*	*Ci 0 n*	*Q 0 n*

4.3 Análise dos ensaios dos modelos reforçados

4.3.1 Configuração do diagrama tensão x deformação dos modelos encamisados de seção transversal circular

Uma das dúvidas que existiam quanto ao comportamento do pilar reforçado de seção transversal circular era a configuração do seu diagrama tensão x deformação. Para solucionar esta questão, os ensaios dos modelos foram feitos com uma taxa de aquisição de dados de 0,3, ou seja um ponto a cada 0,3 segundos e taxa de deslocamento do pistão hidráulico fixa em 0,005 mm/seg. Com isso a curva tensão x deformação no suposto trecho de transição é bem detalhada e possibilita uma avaliação mais criteriosa. A Figura 74 apresenta o diagramas tensão x deformação do modelo *Ci 21* (com duas camadas de PRFC).

A construção do gráfico da Figura 74 foi feita inicialmente traçando o primeiro trecho linear (linha preta) com início no ponto (0 ; 0). Percebe-se que este trecho termina nas imediações do ponto (0,06 ; 28,26). Neste ponto tem início o segundo trecho do diagrama tensão x deformação, e fica evidente que este trecho não é linear, e que se aproxima de uma parábola. O final do segundo trecho e início do terceiro se dá nas imediações do ponto (0,028 ; 42,59). Não é possível representar o restante do

diagrama por uma única reta, e este trecho também não é parabólico. Sendo assim, a melhor representação obtida foi dividi-lo em duas retas. O terceiro trecho (reta vermelha) termina nas proximidades do ponto (0,75 ; 52,91), onde tem início o quarto trecho (reta rosa), que se estende até o ponto de máxima tensão. Com isso, conclui-se que o diagrama tensão x deformação de pilares reforçados com PRFC de seção transversal circular, é de fato dividido em quatro trechos, sendo três deles aproximadamente linear e um aproximadamente parabólico.

O primeiro trecho da diagrama da Figura 74, representado por uma linha preta, é governado pelas propriedades mecânicas do concreto. Li & Kidane *et al.* (2003) sugerem que a deformação que ocorre no segundo trecho, compreendido entre os pontos 1 e 2, varia entre 0,001 e 0,005, o que está plenamente de acordo com os resultados obtidos neste ensaio, uma vez que a deformação que ocorre neste trecho é de aproximadamente 0,002. É neste trecho que o concreto do pilar atinge a sua resistência última e passa a sofrer um intenso processo de danificação, com isso a camisa de reforço começa a ser mobilizada.

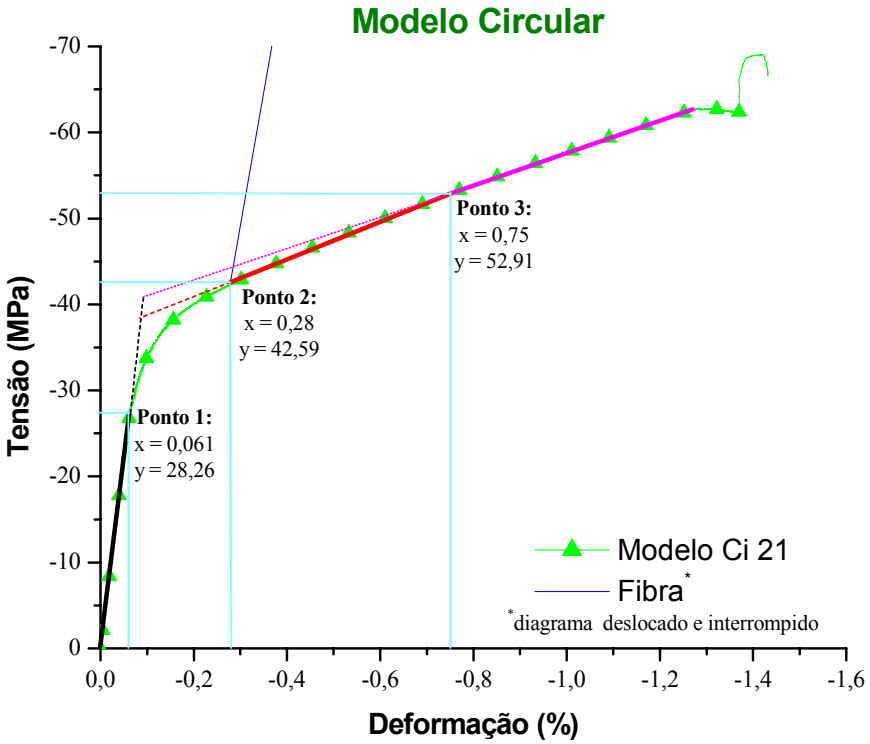


Figura 74: Comportamento dos modelos de seção transversal circular.

Estando a camisa de reforço mobilizada e o concreto do pilar completamente danificado, era de se esperar que o comportamento do diagrama pudesse ser descrito por uma reta até a ruptura da camisa, e que esta reta fosse semelhante ao comportamento da

amostra da camisa de PRFC ensaiada à tração direta, uma vez que a partir deste ponto o comportamento do diagrama do pilar reforçado passa a ser governado pelas propriedades mecânicas da camisa de reforço. Analisando a Figura 74 e conforme já foi dito anteriormente, não é possível descrever o comportamento do restante do diagrama por uma única reta, são necessárias duas retas para descrever um comportamento mais próximo do real. Embora o concreto já esteja muito danificado no terceiro trecho do diagrama, linha vermelha, é provável que este apresente ainda alguma resistência residual, ao menos a resistência do atrito proveniente do escorregamento entre as partes rompidas do concreto até que estas encontrem uma posição de "equilíbrio".

Atingido este "equilíbrio" interno, inicia-se o quarto e último trecho do diagrama, linha rosa, onde é possível fazer uma analogia com uma camisa pré-moldada de PRFC preenchida com areia, ou qualquer outro material que não apresente adesão entre suas partículas, submetida à compressão. Como não existe adesão entre as partículas, o material de preenchimento não ofereceria resistência à compressão se não estivesse confinado pela camisa. Sendo assim, teoricamente, o comportamento deste trecho é quase que exclusivamente governado pelas propriedades mecânicas do PRFC.

A reta azul do diagrama da Figura 74 representa o diagrama tensão x deformação da camisa de PRFC obtido em ensaio de tração direta. Para facilitar a comparação com o terceiro e quarto trechos do diagrama correspondente ao modelo circular, o seu início foi deslocado para o ponto (0,27 ; 42,59), e foi interrompido quando sua resistência ultrapassa 70 MPa. Observa-se claramente que a inclinação da linha azul é bem maior que a inclinação das linhas vermelha e principalmente da rosa, onde o concreto desempenha apenas um papel de preenchimento da camisa, não colaborando na resistência. Isto é um forte indício de que o comportamento do PRFC em ensaios de tração direta é bem diferente do seu comportamento na camisa de reforço. Sendo este comportamento diferente, as propriedades mecânicas determinadas no ensaio de tração direta devem ser corrigidas antes de serem utilizadas nos modelos de previsão do comportamento dos pilares reforçados com PRFC.

4.3.2 Relação de reforço dos modelos encamisados

Define-se 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 em cada instante 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 o mesmo traço 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 as 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.

A Figura 75 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 máxima 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 26 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 % da relação de reforço do pilar de seção transversal circular 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.

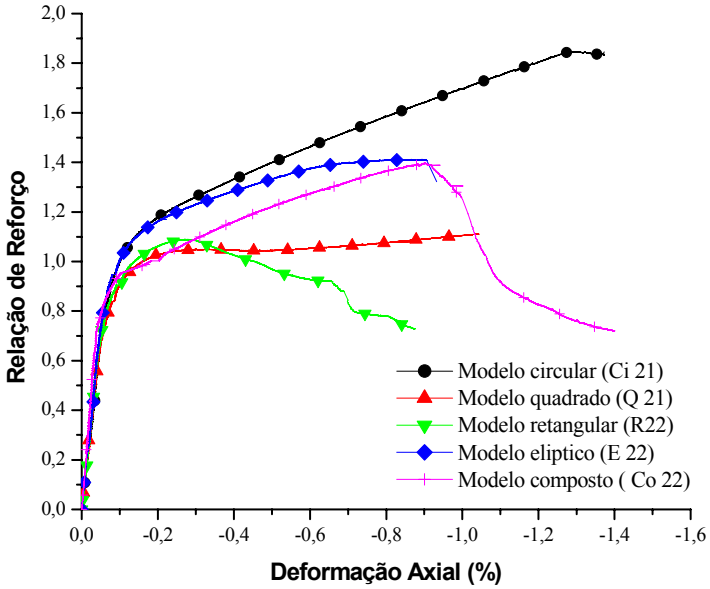


Figura 75: Diagrama de relação de reforço x deformação axial.

Tabela 26: 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		

4.3.3 Avaliação do coeficiente de forma da seção transversal

A avaliação do coeficiente de forma da seção transversal é feita por meio da utilização dos dados experimentais e dos modelos de cálculo disponíveis na literatura. Dos modelos de cálculo expostos neste trabalho, o único que pode ser utilizado em todos os pilares é o modelo proposto por Teng & Lam (2002), isso porque todos os modelos consideram a pressão lateral no cálculo da capacidade resistente do pilar reforçado, e na ausência de uma modelagem numérica que possibilite a obtenção deste parâmetro para todos os tipos de seção transversal, opta-se pelo modelo de Teng & Lam (2002) uma vez que neste, a pressão lateral é calculada para um pilar de seção transversal circular equivalente, sendo este considerado como um pilar de seção transversal circular com mesma taxa volumétrica de PRF que no pilar real. A formulação deste modelo de cálculo já foi apresentada no Capítulo 2 deste trabalho.

O primeiro passo para a aplicação deste modelo de cálculo é a determinação do coeficiente K_1 da equação 20. Os autores desta formulação sugerem que seja adotado o valor de 3,71. Porém, com os dados dos ensaios dos pilares de seção transversal circular, é possível a determinação deste coeficiente para as condições específicas desta simulação experimental, uma vez que para tais pilares a pressão lateral é uniforme e facilmente determinada pela própria equação proposta por Teng & Lam (2002). Procedendo-se desta maneira, o coeficiente K_1 determinado com dados experimentais é de 3,53, cerca de 5 % inferior ao proposto pelos autores deste modelo de cálculo.

Tabela 27: Determinação do coeficiente K_1.

Resistência do modelo reforçado	*Resistência do concreto*	*Pressão lateral*	*Coeficiente K_1*
62,41 MPa	33,97 MPa	7,97 Mpa	3,53

Tendo-se o valor do coeficiente K_1, passa-se a determinação do coeficiente de forma, K_s, dos modelos de seção transversal diferente da circular. Vale ressaltar que K_s=1 para o caso de pilares de seção transversal circular, isso porque a distribuição das pressões internas é constante. Sendo assim, quanto mais próximo da unidade for este coeficiente, mais próxima da uniforme será a distribuição da pressão interna ao longo de toda a seção transversal do pilar.

Para o cálculo do coeficiente K_s, procedeu-se da seguinte maneira. Inicialmente calcula-se a taxa volumétrica de PRF existente no pilar original; com este valor, determina-se a pressão de confinamento do pilar de seção transversal equivalente (equação 22); o valor da pressão efetiva de confinamento, f_l' da equação 21, fica expresso em função do coeficiente de forma K_s; com os valores experimentais da resistência do pilar confinado, resistência do concreto e coeficiente K_1, determina-se o valor do coeficiente K_s. A Tabela 28 apresenta os valores utilizados nos cálculos e o valor do coeficiente de forma.

Tabela 28: Determinação do coeficiente K_s.

Seção transversal	f_{cc} *(MPa)*	f_{co} *(MPa)*	ρ_{PRF} *(-)*	f_l *(MPa)*	K_s *(-)*
Circular	62,41	33,97	0,021	7,97	1,000
Quadrada	41,75	37,15	0,022	8,51	0,153
Retangular	36,11	33,70	0,024	9,10	0,075
Elíptica	48,29	34,23	0,022	8,39	0,470
Composta	42,79	31,46	0,023	8,66	0,370

Como já era de se esperar, tendo-se em vista o gráfico da Figura 75 e a Tabela 26, o modelo que apresenta a pior distribuição de pressão de confinamento é o de seção retangular, e o que apresenta a melhor distribuição, depois do circular, é o de seção transversal elíptica.

Se analisarmos cuidadosamente a expressão que determina a pressão de confinamento do pilar de seção transversal circular equivalente, percebe-se que o valor da resistência da camisa de PRFC é o valor obtido em ensaios de tração direta. Porém, conforme já foi discutido na revisão bibliográfica e ficou explicito na Figura 74, o comportamento do PRFC em ensaios de tração direta é diferente daquele em serviço na camisa de reforço, e as causas desta diferença, para o caso de pilares de seção transversal circular, já foram detalhadas por Lam & Teng (2003) e Pessiki *et al.* (2001) e também são descritas na revisão bibliográfica. Para evidenciar esta diferença, constrói-se a Tabela 29 onde são mostrados os valores da deformação da camisa na direção das fibras do PRFC para o maior valor da carga aplicada nos modelos, com

exceção do caso do modelo de seção retangular, e da amostra ensaiada à tração direta. No caso do modelo de seção transversal retangular, a deformação que está sendo apresentada é a deformação última, uma vez que o máximo carregamento foi obtido antes da ruptura da camisa.

Tabela 29: Deformações da camisa em serviço e em ensaios de tração direta.

Seção transversal	*Deformação da camisa (%)*	*Deformação das amostras (%)*
Circular	0,970	2,43
Quadrada	0,871	
Retangular	0,842	
Elíptica	0,844	
Composta	0,663	

Para os modelos de seção transversal circular e elíptica, as explicações para este diferença são as mesmas apontadas por Lam & Teng (2003), ou seja, (a) a deformação localizada nas fissuras do concreto provoca elevados esforços de tração neste ponto, (b) e o efeito da curvatura do PRFC na resistência à tração do material, (c) e também o fato de o mecanismo de solicitação da camisa ser na realidade bi-axial, uma vez que a aderência entre esta e o modelo faz a transferência de esforços ao longo do comprimento. Já nos modelos de seção transversal, quadrada, retangular e composta, além dos motivos citados anteriormente, ocorre o efeito da flexão da camisa. Embora a flexão da camisa também ocorra nos modelos de seção transversal circular e elíptica, ela é praticamente desprezível se comparada com a que ocorre nestes outros modelos. A Figura 76 apresenta os principais pontos onde o efeito da flexão da camisa de PRFC é mais pronunciado.

Uma vez que a deformação da camisa é diferente da deformação última no ensaio de tração direta, a resistência da camisa de reforço também será. Portanto o valor da resistência da camisa na equação que calcula a pressão de confinamento para o pilar de seção transversal circular equivalente deve ser minorado por um coeficiente de deformação K_ε que leve em consideração esta diferença. Como na formulação proposta por Teng & Lam (2002) este coeficiente de minoração não é utilizado, o coeficiente de forma, K_s, não reflete apenas a distribuição de pressões de confinamento na camisa de

reforço, mas também a diferença entre a resistência do PRF na camisa de reforço e no ensaio de tração direta.

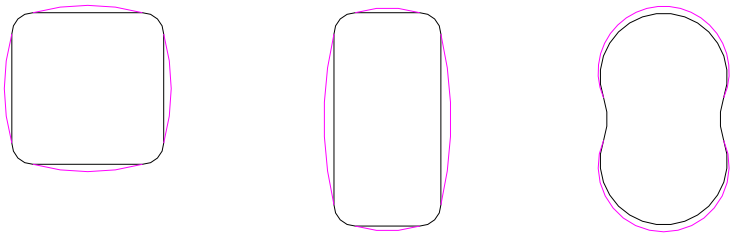


Figura 76: Principais pontos onde ocorre flexão da camisa de reforço.

Para a determinação do coeficiente de deformação, K_ε, divide-se a deformação da camisa de reforço ocorrida quando a máxima carga é atingida, pela deformação de ruptura obtida no ensaio de tração direta. Com este valor, minora-se a resistência da camisa, obtida em ensaio de tração direta, e calcula-se um novo valor para a pressão de confinamento que atua no modelo de seção transversal circular. Com os dados dos ensaios deste modelo, com o novo valor da pressão de confinamento e com a equação 20, calcula-se um novo valor para o coeficiente K_1, obtendo-se assim K_1 = 9,03, 143 % maior do que o proposto por Teng & Lam (2002). A Tabela 30 apresenta os valores do coeficiente K_ε e os novos valores da pressão de confinamento, *fl,* e do coeficiente de forma efetivo K_s'.

Tabela 30: Valores de K_ε, f_l e K_s'.

Seção transversal	K_ε *(-)*	f_l *(MPa)*	K_s' *(-)*	K_s'/K_s *(-)*
Circular	0,399	3,15	1,000	1,000
Quadrada	0,358	3,046	0,167	1,09
Retangular	0,347	3,160	0,085	1,13
Elíptica	0,347	2,911	0,535	1,14
Composta	0,273	2,364	0,531	1,44

Analisando os valores de K_s', percebe-se que continuam sendo coerentes com os resultados expressos no gráfico da Figura 75 e a Tabela 26. Porém, conclui-se que a

influência da forma da seção transversal é um pouco menor do que a retratada pelo modelo de Teng & Lam (2002), uma vez que no fator de forma está embutido o coeficiente de deformação K_ε. Sendo assim, a distribuição da pressão de confinamento em seções transversais diferentes da circular é um pouco menos distante da distribuição uniforme, característica de pilares encamisados de seção transversal circular.

É interessante notar na Tabela 30 que, com exceção da seção composta, todos os valores de K_ε são relativamente próximos, o que sugere que a influência da forma da seção transversal do pilar no desempenho da camisa de reforço não é muito significativo, no máximo 15 % de diferença quando comparamos a seção circular com a retangular ou elíptica. Já no caso da seção composta, a existência das barras laterais de contenção faz com que a camisa não sofra expansão lateral nestes pontos, o que causa uma grande concentração de tensão na camisa, fazendo com que ela rompa prematuramente.

4.3.4 Efeito do confinamento das extremidades dos modelos

Uma outra maneira de se avaliar a influência da forma da seção transversal no efeito de confinamento é analisando este efeito junto às extremidades dos modelos ensaiados. Este efeito ocorre em função do atrito existente entre as extremidades do modelo e os "pratos" do atuador hidráulico. Como os modelos ensaiados possuem diferentes seções transversais, teoricamente, o efeito do confinamento das extremidades também deverá ser diferente.

Para verificar a validade desta hipótese, utilizam-se os dados relativos aos ensaios de compressão realizados nos modelos não encamisados e nos seus respectivos corpos-de-prova 10 cm x 20 cm. A relação entre as resistências obtidas no corpo-de-prova e no modelo é sempre maior que a unidade. Isto ocorre em função das diferenças existentes entre a altura, a área e forma da seção transversal. Era de se esperar que o maior valor para esta relação fosse o do modelo de seção circular, já que o máximo confinamento ocorre para pilares com esta forma. Porém alguns resultados mostram-se inconsistentes, como por exemplo o modelo de seção retangular apresentar o mesmo valor que o circular quando, teoricamente o que deveria ocorrer é este modelo apresentar o menor de todos os valores.

Com base nestes resultados não podemos afirmar se existe ou não a influência da forma da seção transversal no confinamento do modelo junto aos "pratos" do atuador. Para que isto seja possível, são necessários mais ensaios que visem a determinação deste efeito.

Tabela 31: Relação entre a resistência do modelo e do seu corpo-de-prova equivalente.

Seção transversal	*Resistência (MPa)*		*Relação (-)*
	Modelo sem reforço	*Corpo-de-prova*	*CP/Modelo*
Circular	33,97	40,22	1,18
Quadrado	37,15	40,22	1,08
Retangular	33,70	39,87	1,18
Elíptico	34,23	39,87	1,16
Composta	33,08	42,70	1,29
	29,84	34,27	1,15

4.3.5 Distribuição da pressão de confinamento na seção transversal

Para caracterizar a distribuição da pressão de confinamento nos diferentes tipos de seção transversal, constrói-se um gráfico que mostra a tensão em cada ponto instrumentado de todos os tipos de seção transversal. Como a distribuição da pressão de confinamento no modelo de seção circular é constante, o valor da tensão da camisa deste modelo serve como parâmetro de comparação.

Para a obtenção dos valores da tensão na camisa, multiplicou-se o valor da deformação de cada ponto analisado, pelo módulo de elasticidade da camisa de PRFC, determinado em ensaios de tração direta.

A seguir são apresentados os diagramas da distribuição da tensão na camisa de reforço, para a máxima força aplicada no modelo (ou, no caso do modelo de seção quadrada, para 92 % da máxima força, já que a deformação para máxima força e a de ruptura são iguais) e no instante da ruptura, nos vários tipos de seção transversal estudadas, na seguinte seqüência: seção circular, quadrada, retangular e composta, todas elas diferenciadas por cores.

Fica claro que a distribuição da tensão na camisa para a máxima força aplicada no modelo é diferente da distribuição no instante da ruptura, sendo esta última mais próxima da distribuição uniforme (comparando com a que ocorre no modelo de seção

circular). Observa-se também que os maiores valores da tensão na camisa ocorrem, de uma maneira geral, nos pontos onde ocorrem a mudança na direção da camisa de PRFC, o que pode ser um indício da forte influência da flexão da camisa na sua resistência final.

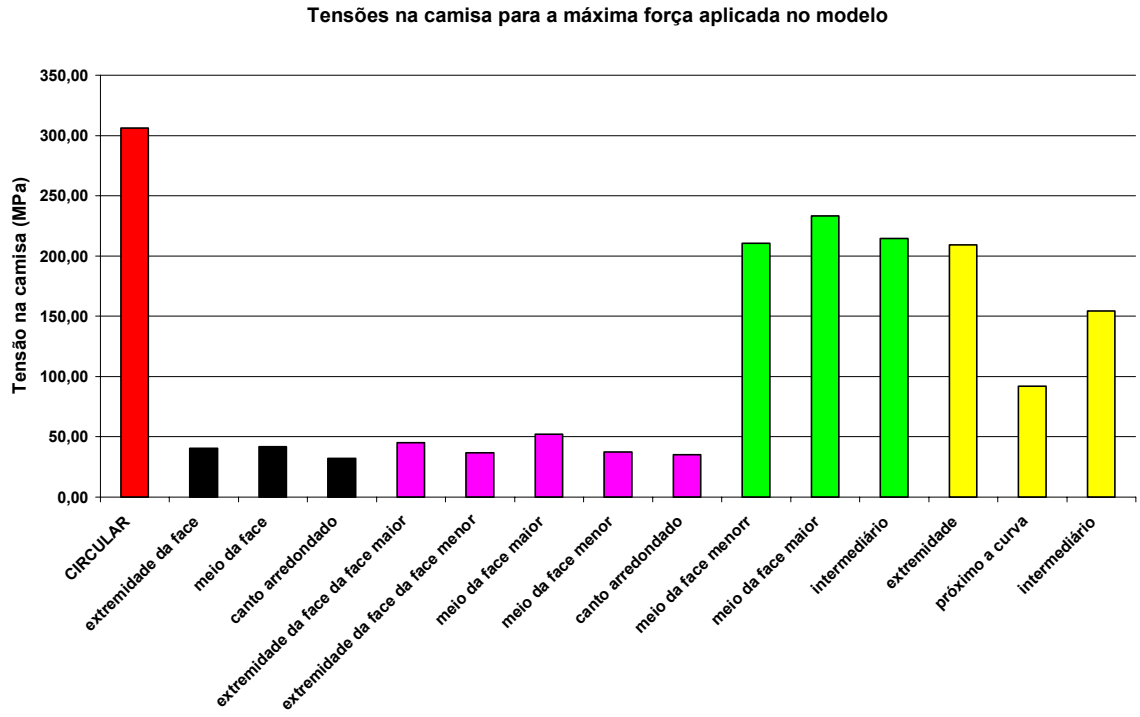


Figura 77: Tensões na camisa para a máxima força aplicada no modelo.

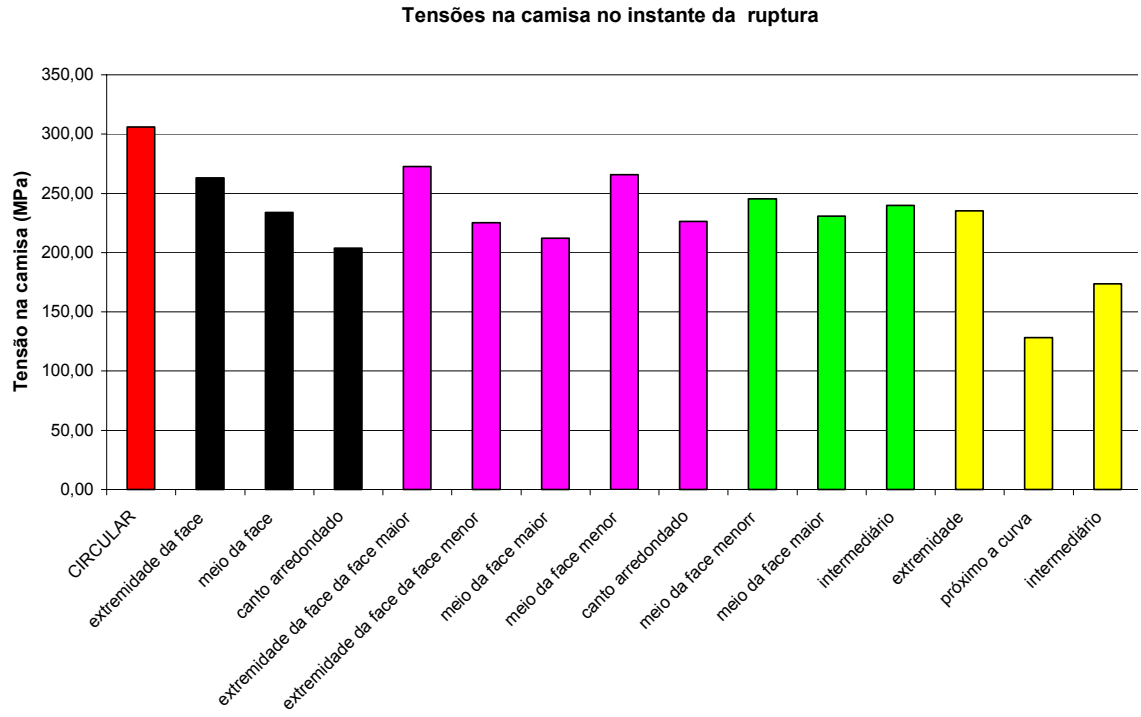


Figura 78: Tensões na camisa no instante da ruptura.

Estes gráficos não refletem exatamente a distribuição de pressão de confinamento porque os valores das deformações foram obtidos por extensômetros colados na camisa. Uma vez que a camisa sofre o efeito da flexão, os extensômetros também sofrem e registram tal efeito como sendo uma deformação no plano das fibras, quando na verdade esta deformação é no plano perpendicular às fibras. Porém estes gráficos dão indicativos da distribuição da pressão de confinamento, já que mostram que os pontos de maior tensão na camisa dos modelos quadrado e retangular são os pontos de extremidade de suas faces, justamente onde foram observadas as rupturas da camisa nestes modelos.

Para visualizar melhor a distribuição de tensão na seção transversal dos modelos, apresenta-se os gráficos da tensão medida em cada um dos pontos instrumentados das diferentes seções analisadas (Figura 79). Em todos os gráficos, a curva preta é uma reta horizontal que representa a distribuição da tensão na camisa do modelo circular, tanto no instante que foi aplicada a máxima força no modelo quanto no instante da ruptura, uma vez que estes instantes são coincidentes. Sendo esta distribuição constante em toda a seção transversal, ela serve como parâmetro de comparação para os outros tipos de seção transversal. As outras duas curvas representadas nos gráficos (azul e vermelha) referem-se a distribuição da tensões em todo o perímetro da seção analisada, no instante da aplicação da máxima força e da ruptura.

Fica claro na Figura 79 que no instante da ruptura, a distribuição de tensão nos modelos de seção diferente da circular, é mais próxima da distribuição uniforme. Isto significa que existe a tendência de mudança na forma da seção transversal, muito mais perceptível nos modelos de seção quadrada e retangular. No modelo de seção quadrada, como a tensão de ruptura coincidia com a que ocorre no instante de aplicação da máxima força no modelo, foi desenhada a distribuição para um carregamento igual a 92% do carregamento máximo. Em ambos os casos, fica clara uma grande mudança na trajetória destas curvas o que evidencia uma mudança na distribuição de tensões na camisa em conseqüência da mudança da forma da seção transversal.

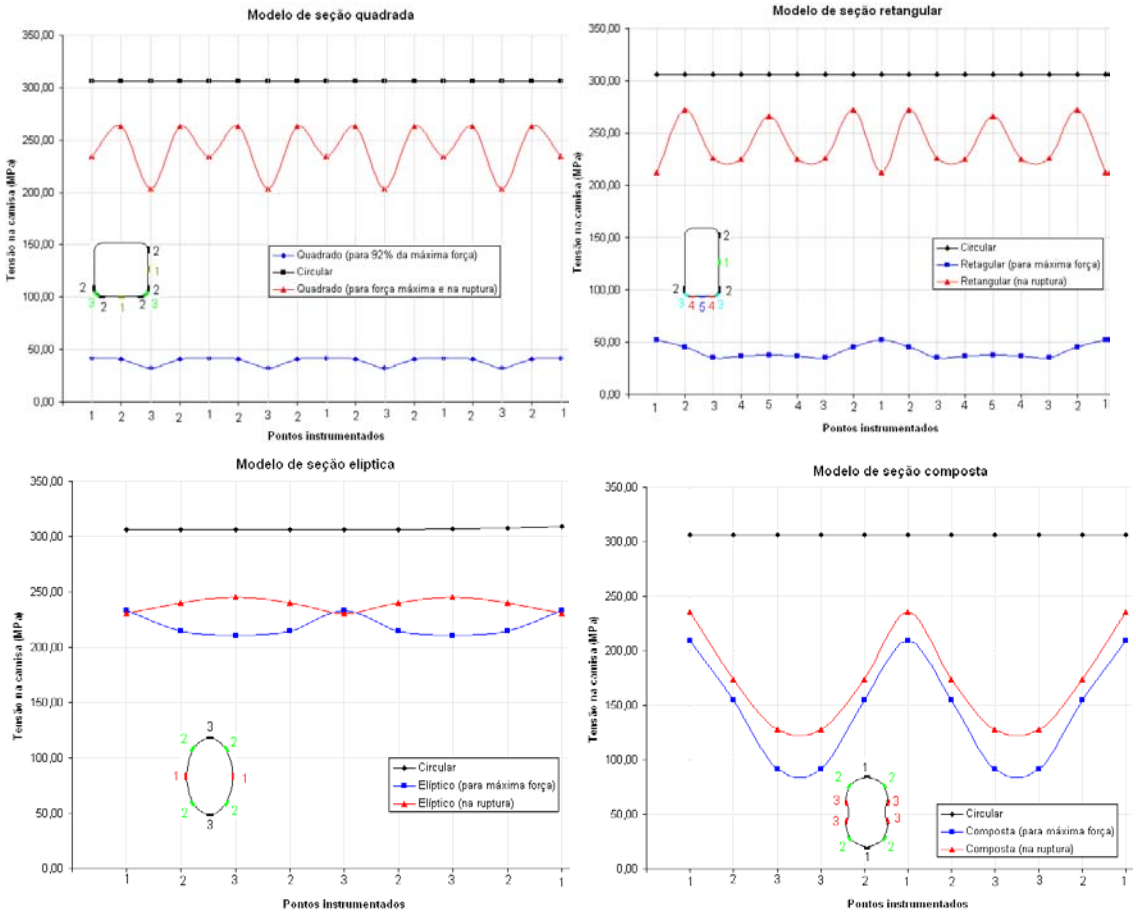


Figura 79: Tensões na camisa para os pontos instrumentados.

Capítulo 5 Conclusão

A análise dos resultados dos ensaios possibilitou que fossem formuladas algumas conclusões a respeito do comportamento de pilares com diferentes formas de seção transversal, encamisados com PRFC e submetidos à compressão axial. A seguir são apresentadas tais conclusões.

5.1 Desempenho da camisa de PRF

A utilização do tecido de fibra de vidro nos ensaios preliminares mostrou-se eficaz, tendo-se em vista os objetivos de tais ensaios, que era constatar a tendência de mudança na forma da seção transversal. Quanto à relação de reforço promovido pela camisa de PRFV, esta foi muito baixa se comparado com o reforço obtido com o tecido de fibra de carbono, o que já era de se esperar, já que as características mecânicas da fibra de carbono são bem melhores que as da fibra de vidro. Porém, por apresentar um módulo de elasticidade bem menor que a fibra de carbono, foi possível observar com mais nitidez a tendência de mudança da forma da seção transversal.

Pôde-se constatar também que existe uma grande diferença na deformação última do PRFC quando este é ensaiado à tração direta e quando está em serviço na camisa de reforço. Este fato está plenamente de acordo com o que afirmam vários pesquisadores anteriores como Teng & Lam (2003), Pessiki *et al*. (2001), entre outros.

5.2 Aplicabilidade dos métodos de cálculo

Confrontando-se os resultados experimentais com os valores obtidos com a aplicação de métodos de previsão da resistência do pilar encamisado com PRFC, conclui-se que os métodos propostos por Miyauchi *et al.* (1997), Campione & Miraglia (2003), Teng & Lam (2002) para o cálculo de seções circulares, quadrada e elíptica, respectivamente, apresentam bons resultados. Para a seção retangular, o modelo de Campione & Miraglia (2003) forneceu valor aceitável quando, no cálculo da pressão de confinamento, foi considerada a maior dimensão da seção transversal. Já os métodos de Wang & Restrepo (2001) e Kim & Park (1999), para o cálculo de seções retangulares e compostas, respectivamente, devem ser reavaliados para que possam fornecer melhores resultados.

5.3 Comportamento do diagrama tensão x deformação de modelos encamisados de seção circular

Uma das dúvidas que existiam antes da realização da análise experimental era quanto ao comportamento do diagrama tensão x deformação do modelo reforçado de seção transversal circular. Após uma criteriosa análise dos resultados dos ensaios, ficou claro que este comportamento é dividido em quatro trechos distintos: o primeiro, representado por uma reta, é governado pelas propriedades mecânicas do concreto; o segundo trecho, aproximadamente parabólico, reflete o processo de danificação da estrutura interna do pilar, fazendo com que a camisa de reforço passe a ser mobilizada gradualmente; o terceiro, representado por uma reta, é caracterizado por uma maior mobilização da camisa de reforço e por um rearranjo da estrutura interna do pilar, uma vez que o concreto se encontra quase que completamente danificado, e; o último trecho, também representado por uma reta, tem o comportamento governado pelas características mecânicas da camisa de PRFC, e por isso é aproximadamente linear. Ficou evidente também que o comportamento do PRFC em ensaios de tração direta é diferente do seu comportamento na camisa de reforço, conforme vários outros pesquisadores retrataram.

Embora o comportamento do diagrama tensão x deformação do modelo reforçado de seção transversal circular tenha sido bem representado por quatro trechos distintos, não se pode se afirmar que este é real comportamento deste tipo de pilar, uma

vez que este resultado foi obtido a partir da análise de apenas um modelo. São necessários mais ensaios para que se possa fazer esta afirmativa com segurança, bem como estabelecer os limites a que cada trecho se aplica com maior exatidão. No entanto este resultado serve como um bom indicativo do real comportamento deste tipo de pilar.

5.4 Análise dos modelos encamisados com PRFC

O comportamento dos modelos encamisados de seção transversal circular, elíptica e composta, foi plenamente satisfatório. Como já era de se esperar, o modelo de seção circular apresentou a maior relação de reforço e aparentemente a maior ductilidade. Os modelos de seção elíptica e composta apresentaram relações de reforço muito próximas.

Os modelos de seção quadrada e retangular não apresentaram resultados muito significativos, quando se analisa o ganho de resistência após o reforço. Por outro lado, avaliando-se a ductilidade e a tenacidade, o comportamento dos modelos reforçados passa a ser satisfatório, uma vez que todos os índices utilizados para mensurar estas propriedades tiveram um aumento significativo. Para que o aumento na resistência do pilar reforçado fosse maior, seria necessário aumentar o número de camadas de PRFC, o que aumentaria significativamente o custo do reforço, ou então aumentar o raio de arredondamento dos cantos, aumentando assim a relação entre este e o lado da seção transversal. Porém, esta última alternativa é limitada pela presença da armadura do pilar original. Alternativamente, poderia ser feita uma mudança significativa na forma da seção transversal, ou seja, transformá-la em circular, no caso do pilar de seção quadrada, ou em elíptica, e até mesmo na seção composta estudada neste trabalho, no caso da seção originalmente retangular, uma vez que ambas apresentaram excelentes resultados.

Conforme dito anteriormente, o desempenho da seção transversal composta foi plenamente satisfatório, porém foram encontradas muitas dificuldades para se obter a forma desejada. Em uma situação real de reforço de um pilar de seção retangular, a mudança da forma da seção original apresenta sérias dificuldades de execução, devido à complexidade dos procedimentos, desde a montagem da fôrma até a aplicação do PRFC.

5.5 Ductilidade e Tenacidade

Após a realização dos ensaios e análise dos resultados, ficou claro que tanto a ductilidade quanto a tenacidade dos modelos reforçados aumentou com a adoção de seções transversais com formas mais adequadas à potencialização do efeito de confinamento. Porém, não houve concordância entre os valores dos índices calculados. A única coisa que se pode afirmar é que o comportamento dos modelos encamisados foi tenaz, uma vez que foram capazes de absorver grande quantidade de energia, e apresentaram grande capacidade de deformação antes da ruptura. Por outro lado, apresentaram uma ruptura extremamente frágil.

Já os resultados dos modelos não encamisados foram muito dispersos, e por isso não permitem concluir se a forma da seção transversal tem alguma influência na ductilidade e na tenacidade.

5.6 Coeficiente de forma

O objetivo desta análise não foi o de propor alguma alteração nos métodos de cálculo existentes, mas sim a de verificar qual é a real influência da forma da seção transversal no reforço de pilares com PRFC.

Os resultados das análises realizadas permitem concluir que a forma da seção transversal tem grande influência na distribuição da pressão de confinamento. Porém, não foi possível, com as análises realizadas, quantificar com exatidão essa influência.

Tanto os valores do coeficiente de forma quanto os diagramas de distribuição da pressão de confinamento na seção transversal obtidos nesta pesquisa, não devem ser assumidos como absolutamente verdadeiros. Para que isso fosse possível, seriam necessárias análises teóricas mais aprofundadas, inclusive com simulações numéricas, o que não fazia parte dos objetivos deste trabalho. Porém, estes resultados apresentam-se como bons indicativos da real influência da forma da seção transversal na eficiência do reforço de pilares de concreto com PRFC.

5.7 Proposta para futuras pesquisas

Ficou comprovado que a forma da seção do pilar a ser reforçado com PRF é um fator determinante na eficiência do reforço. Sendo assim, faz-se necessária a elaboração de métodos que possibilitem a quantificação do coeficiente de forma e a determinação da distribuição da pressão de confinamento para qualquer forma da seção transversal do pilar.

O estudo de formas adequadas para a camisa de reforço mostrou-se ser muito promissora, portanto, estudos que explorem este assunto serão de grande importância para o desenvolvimento do conhecimento sobre o reforço de estruturas.

Como uma maneira de potencializar o efeito de confinamento, e consequentemente a eficiência do reforço, pode-se associar diferentes técnicas e materiais, como por exemplo a utilização de camisas de PRFC pré-moldadas e preenchidas com graute expansivo ou a associação da camisa de PRFC com concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço. Estes tipos de associações devem ser explorados e podem resultar em reforços de eficiência interessantes para a aplicação prática.

Capítulo 6

Referências

AHMAD, S. H. ; KHALOO, A.R. ; IRSHAID, A. (1991). Behaviour of concrete spirally confined by fibreglass filaments. *Magazine of Concrete Research,* v. 43, p. 143-148.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95); and commentary (318R-95)*. Farmington Hills: ACI. (ACI Committee 318).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). Comité 544 (ACI544.2R-89). *Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete.* Detroit, USA, 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTIUNG AND MATERIALS (1994). *C1018*. Standart test method for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete. Book of ASTM Standards. ASTM, Philadelphia.

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 (1980). *NBR 5739*: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro.

_____. (1982). *NBR 7222*: Argamassa e concreto – determinação da resistência à tração por compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

_____. (1982a). *NBR 8522*: Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão - deformação. Rio de Janeiro.

_____. (1983). *NBR 7211:* Agregado para concreto. Rio de Janeiro.

_____. (1984). *NBR 6474:* Cimento Portland e outros matérias em pó – determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

_____. (1987). *NBR 7186:* Massa específica e absorção do agregado graúdo. Rio de Janeiro.

_____. (1987). *NBR 9776:* Massa específica de agregado miúdo – Frasco de Chapman. Rio de Janeiro.

_____. (2004). *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

BACCIN, A.G.C. (1998). *Fundamentos do concreto de alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares*. 176p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BRESLER, B.; GILBERT, P.H. (1961). Tie requirements for reinforced concrete columns. *Journal of the Concrete Institute*, Detroit, v.58, n.5, p.555-569, July.

CAMPIONE, G.; MIRAGLIA, N. (2003). Strengh 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*. 173p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CHAN, W.W.L. (1955). The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks. *Magazine of Concrete Research*, London, v.7, n.21, p.121-132.

COLE, C.; BELARDI, A. (2001). Confinement characteristics of tectangular FRP - Jacketed RC columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIBER REINFORCED POLYMER REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 5., 2001, Cambridge. *Proceedings*. p.823-832.

COLLINS, M.P.; MITCHELL, D.; MACGREGOR, J.G. (1993). Structural design considerations for high-strengh concrete. *Concrete International*, Detroit, v.15, n.5, p.27-34, May.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1994). *Confinement model for high-strength concrete tied columns*. Quebec: Universtity of Sherbrooke. p.54. SMS-93/02.

_____. (1994a). High strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.120, n.3, p.783-804.

-

_____. (1995). Stress-strain model for confined high- strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.121, n.3, p.468-476, Mar.

CUSSON, D.; PAULTRE, P.; AITCIN, P.C. (1992). Le confinement des colonnes en béton à haute performance par des étriers rectangulaires. *Congres annuel de la Société canadienne de génie civil*, Québec, v.4, p.21-30.

EDWARDS, K.L. (1998). An overview of the technology of fiber-reinforced plastics for design purposes. *Materials and Design*, Oxford, v.19, n.1/2, p.1-10, Feb.

EINDE, L.V.D.; ZHAO, L.; SEIBLE, F. (2003). Use of FRP composites in civil structural applications. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.5, p.389-403, July.

EL DASH, K.M.; AHMAD, S.H. (1995). Model for stress-strain relationship of rectangular confined normal and high strength concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, London, v.47, n.171, p.177-184, June.

ESSAWY, A.S.; EL-HAWARY, M. (1998). Strength and ductility of spirally reinforced rectangular concrete columns. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.12, n.1, p.31-37, Apr.

FIB-CEB (1998). Ductility of Reinforced Concrete Structures. *CEB Bulletin dÍnformation,* n.242, May.

FOSTER, S.J. (2001). On behavior of high-strength concrete columns: cover spalling, steel fibers, and ductility. *ACI Structural Journal*, Detroit, v.98, n.4, p.583-589.

FOSTER, S.J.; LIU, J.; SHEIKH, S.A. (1998). Cover spalling in HSC columns loaded in concentric compression. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.124, n.12, p.1431-1437, Dec.

GIBSON, R.F. (1994). *Principles of composite material mechanics*. New York: McGraw-Hill.

HADI, M.N.S.; LI, J. (2003). External reinforcement of high strenth concrete columns. *Composite Structures*, Oxford, v.65, n.3/4, p.279-287, Sept.

HWEE, Y.S.; Rangan, V. (1990). Studies on commercial high-strength concretes. *ACI Materials Journal*, Detroit, v.87, n.5, p.440-445.

JAPAN SOCITY OF CIVIL ENGINEERS (1984). Me*thod 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*, Amsterdam, v.28, n.2, p.125-134, Dec.

KARABINIS, A.I.; ROUSAKIS, T.C. (2002). Concrete confined by FRP material: a plasticity approach. *Engineering Structures*, Guildford, v.24, n.7, p.923-932, July.

KARBHARI, V.M.; ZHAO, L. (2000). Use of composites for 21st century civil infrastructure. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Amsterdam, v.185, n.2/4, p.433-454, May.

KHALOO, A.R.; BOZORGZADEH, A. (2001). Influence of confining hoop flexural stiffness on behavior of high-strength lightweight concrete columns. *ACI Structural Journal*, Detroit, v.98, n.5, p.657-664.

KIM, J.; PARK, C. (1999). The behavior of concrete columns with interlocking spirals. *Engineering Structures*, Guildford, v.21, n.10, p.945-953, Oct.

KING, J.W.H. (1946). The effect of lateral reinforcement in reinforced confined concrete. *The Structural Engineer*, London, v.24, n.7, p.355-388.

LAM, L.; TENG, J.G. (2003). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.6/7, p.471-489, Sept./Oct.

LAU, K.; ZHOU, L. (2001). The mechanical behavior of composite-wrapped concrete cylinders subjected to uniaxial compression load. *Composite Structures*, Oxford, v.52, n.2, p.189-198, May.

LI, J.; HADI, M.N.S. (2003). Behaviour of externally confined high-strength concrete column under eccentric loading. *Composite Structures*, Oxford, v.62, n.2, p.145-153, Nov.

LI, G. et al. (2003). Repair of damaged RC columns using fast curing FRP composites. *Composites Part B*: engineering, Oxford, v.34, n.3, p.261-271, Apr.

_____. (2003a). Investigation into FRP repaired RC columns. *Composite Structures*, Oxford, v.62, n.1, p.83-89, Oct.

MAALEJ, M.; TANWONGSVAL, S.; PARAMASIVAM, P. (2003). Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP. *Cement & Concrete Composites*, Essex, v.25, n.2, p.263-276, Feb.

MANDER, J.B.; PRIETSLEY, M.J.N.; PARK, R.J.T. (1988). Theoretical stress train model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.114, p.1804-1827.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). Concreto: estrutura, propriedades e materiais. *São Paulo: Pini,* 1994.

MIYAUCHI, K.; NISHIBAYASHI, S.; INOUE, S. (1997). 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.

MORTAZAVI, A.A.; PILAKOUTAS, K.; SON, K.S. (2003). RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.6/7, p.491-497, Sept./Oct.

MUFTI, A.A. (2003). FRPs and FOSs lead to innovation in Canadian civil engineering structures. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.6/7, p.379-387, Sept./Oct.

MUGURUAMA, H. et al. (1983). Ductility improvement of high-strength concrete by lateral confinement. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, v.5, p.403-410.

NANNI, A. (2003). North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.6/7, p.439-446, Sept./Oct.

PARVIN, A.; JAMWAL, A.S. (2004). Effect of wrap thickness and ply configuration on composite-confined concrete cylinders. *Composite Structures*, Oxford, v.67, n.4, p.437-442, Mar.

PARVIN, A.; WANG, W. (2002). Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic loads. *Composite Structures*, Oxford, v.58, n.4, p.539-549, Dec.

PESSIKI, S. et al. (2001). Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets. *Journal of Composites for Construction*, NewYork, v.5, n.4, p.237-245, Nov.

PFISTER, J.F. (1964). Influence of ties on the behavior of reinforced concrete Columns. *Journal of the American Concrete Institute*, Detroit, v.61, n.5, p.521-536.

RAZVI, S.R.; SAATCIOGLU, M. (1996). *Tests of high strength concrete columns under concentric loading*. Canada: Department of Civil Engineering, University of Ottawa. Rep. OCEERC 96-03.

_____. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.125, n.3, p.281-289, Mar.

RICHART, F.E.; BRANTZAEG, A.; PROWN, R.L. (1928). A study f the failure of concrete under combined compressive stress. Urbana: Engineering Experimental Station, University of Illinois. (Bulletin n.190).

ROCHETTE, P.; LABOSSIÈRE, P. (2000). Axial testing of rectangular column models confined with composites. *Journal of Composites for Construction*, New York, v.4, n.3, p.129-135, Aug.

ROY, H.E.H.; SOZEN, M.A. (1965). *Ductility of concrete*. Flexural mechanics of reinforced concrete. Detroit: ACI. p.213-224. (ACI Publications - SP12).

SAADATMANESH, H. (1997). Extending service life of concrete and masonry structures with fiber composites. *Construction and Buildings Materials*, Reigate, v.11, n.5/6, p.327-335.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M.R. (1994). Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. *ACI Structural Journal*, Detroit, v.91, p.434-447.

SAIID, M.S. et al. (2004). Assessment of steel and fiber reinforced plastic jackets for seismic retrofit of reinforced concrete columns with structural flares. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.130, n.4, p.609-617, Apr.

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, Oxford, v.31, n.6/7, p.471-480, Oct.

SHEHATA, I.A.E.M.; CARNEIRO, L.A.V.; SHEHATA, L.C.D. (2002). Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. *Materials and Structures*, Partis, v.35, p.50-58.

SHEIK, S.A.; UZUMERI, S.M. (1980). Strength and ductility of tied concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.106, n.5, p.1079-1102.

SHEIKH, S.A. (2002). Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers. *Engineering Structures*, Guildford, v.24, n.7, p.869-879, July.

TAN, K.H. (2002). Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer. *Journal of Composites for Constructions*, New York, v.6, n.3, p.175-183, Aug.

TENG, J.G.; LAM, L. (2002). 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.

VAL, D.V. (2003). Reliability of fiber-reinforced polymer-confined reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.129, n.8, p.1122-1130, Aug.

YANG, X.; NANNI, A.; CHEN, G. (2001). Effect of corner radius on performance of externally bonded FRP reinforcement, non-metallic reinforcement for concrete

structure. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIBER REINFORCED POLYMER REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 5., 2001, Cambridge. *Proceedings.* p.197-204.

YE, P.L. et al. (2003). Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, Reigate, v.17, n.6/7, p.499-506, Sept./Oct.

YOUNG, Y.K.; NOUR, M.G.; NAWY, E.G. (1988). Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial loads. *Journal of Structural Engineering*, New York, v.114, n.2, p.332-351.