

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**

**REFORÇO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM  
MANTA DE FIBRA DE CARBONO:  
MECANISMOS DE INCREMENTO DE ANCORAGEM**

**Vladimir José Ferrari**

**Florianópolis, 2002**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**REFORÇO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM**  
**MANTA DE FIBRA DE CARBONO:**  
**MECANISMOS DE INCREMENTO DE ANCORAGEM**

**Dissertação submetida à Universidade Federal  
de Santa Catarina para a obtenção do grau de  
Mestre em Engenharia Civil**

**VLADIMIR JOSÉ FERRARI**

**Florianópolis, fevereiro de 2002**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**REFORÇO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM**  
**MANTA DE FIBRA DE CARBONO:**  
**MECANISMOS DE INCREMENTO DE ANCORAGEM**

**Dissertação submetida à Universidade Federal de  
Santa Catarina para a obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil**

**Área de Concentração: Engenharia de Estruturas**

**Orientador: Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.**

**Coorientador: Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio**

**VLADIMIR JOSÉ FERRARI**

**Florianópolis, fevereiro de 2002**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

Dissertação defendida e aprovada em 26/02/2002 pela comissão examinadora



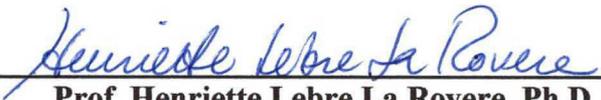
---

**Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. – Orientador - Moderador**



---

**Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio - Coorientador**



---

**Prof. Henriette Lebre La Rovere, Ph.D. (UFSC)**



---

**Prof. Dr. João Bento de Hanai (EESC-USP)**



---

**Prof. Dr. Jucilei Cordini - Coordenador do CPGEC - UFSC**

“Tenho posto o Senhor continuamente diante de mim. Porque ele está a minha mão direita, não serei abalado. Portanto está alegre o meu coração, e se regozija a minha língua; também a minha carne repousará segura, porque não deixarás a minha alma no inferno, nem permitirás que o teu Santo veja corrupção.”

Sl. 16: 8

*A Deus,  
que sempre tem estado em  
primeiro plano em todos os  
momentos de minha vida.*

## AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Ivo José Padaratz, por ter apoiado e colaborado com a realização deste trabalho e, principalmente pela sua amizade.

À Sika do Brasil, em especial à engenheira Marlene, pelo fornecimento da manta de fibra de carbono e do adesivo epóxi, pelos dados técnicos, e, principalmente pela atenção.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Aos meus pais, pelo apoio e também pela ajuda financeira.

Ao grande amigo e engenheiro, Altevir Castro dos Santos, pela sincera ajuda em todos os momentos, principalmente durante as atividades de laboratório.

Ao acadêmico de Engenharia Civil, Renato Coelho, pelo interesse no estudo realizado e, principalmente pela ajuda nas atividades de laboratório.

À minha esposa, Claudia, pela paciência, amor e compreensão.

Ao engenheiro Adriano Silva Fortes, sincero amigo, pela ajuda em todos os momentos da realização deste estudo.

Ao Professor Daniel Domingues Loriggio, pela amizade e acolhida, logo na primeira semana do curso de mestrado e pela coorientação do trabalho realizado.

## SUMÁRIO

---

	Página
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	ix
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	xiv
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	xvi
<b>RESUMO.....</b>	xix
<b>ABSTRACT.....</b>	xx
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	001
1.1 Contextualização do Trabalho	001
1.2 Objetivos	004
1.2.1 Objetivo Geral	004
1.2.2 Objetivos Específicos	004
1.3 Organização do Trabalho	005
<b>2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OBSERVADAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO.....</b>	007
2.1 Detecção de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto	012
2.2 O Cuidado com os Materiais de Recuperação de Estruturas de Concreto	015
<b>3 O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....</b>	017
3.1 A Necessidade de se Reforçar uma Estrutura de Concreto e as Respectivas Técnicas Utilizadas	017
3.2 Os Materiais Compósitos Aplicados como Reforço Estrutural na Engenharia Civil	027
3.2.1 As Fibras	029
3.2.2 A Matriz Polimérica	036
3.3 Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por meio da Colagem de PRFC	038
3.3.1 Contribuições Experimentais	039
3.3.2 Nota sobre o Descolamento, Desprendimento e Destacamento do Reforço do Substrato de Concreto	044

	Página
3.3.3 Modos de Ruína em Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão por meio da Colagem de PRFC	046
3.4 Características e Metodologia de Execução dos Sistemas de Reforços Executados com PRFC	051
3.4.1 Características dos Reforços com PRFC	051
3.4.2 Metodologia e Cuidados durante a Aplicação do Sistema de Reforço com PRFC	054
<b>4 MODELO DE ANÁLISE TEÓRICA SIMPLIFICADA.....</b>	<b>058</b>
4.1 Carga de Ruptura por Flexão	059
4.1.1 Viga de Concreto Armado de Referência e Reforçadas – Caso a	065
4.1.2 Viga de Concreto Armado de Referência e Reforçadas – Caso b	067
4.2 Carga de Ruína por Desprendimento do Reforço	068
4.2.1 Carga de Ruína por Desprendimento do Reforço proposto por Chaallal et al (1998)	069
4.3 Carga de Fissuração	071
4.3.1 Considerações sobre a Fissuração de Vigas de Concreto Armado submetidas à Flexão	071
4.3.2 Momento de Fissuração das Vigas Reforçadas e de Referência	073
4.4 Deslocamentos Verticais das Vigas Reforçadas e de Referência	077
4.4.1 Previsão Teórica dos Deslocamentos Verticais	078
4.5 Nota sobre o Dimensionamento dos Mecanismos de Incremento de Ancoragem do Reforço idealizados neste trabalho	082
<b>5 PROGRAMA EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....</b>	<b>083</b>
5.1 Características das Vigas Experimentadas	087
5.1.1 Dimensões e Armaduras	087
5.1.2 Disposição da Manta de Fibra de Carbono e do Mecanismo Externo de Fixação nas Vigas de Concreto Armado do Programa Experimental	088

	Página	
5.2	Concreto	093
5.2.1	Cimento	094
5.2.2	Agregados	094
5.2.3	Dosagem do Concreto	095
5.2.4	Mistura do Concreto e Moldagem das Vigas	097
5.3	Aço	101
5.4	Etapas de Aplicação do Reforço	101
5.4.1	Preparação do Substrato de Concreto	101
5.4.2	Aplicação do Reforço	102
5.5	Instrumentação e Procedimentos dos Ensaios	108
5.5.1	Ensaio das Vigas	108
5.5.2	Ensaio dos Corpos de Prova de Concreto	110
5.5.3	Ensaio das Barras de Aço e da Manta de Fibra de Carbono	111
<b>6</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>113</b>
6.1	Apresentação dos Resultados da Caracterização do Concreto, Aço e da Manta de Fibra de Carbono	114
6.1.1	Concreto	114
6.1.2	Aço	116
6.1.3	Manta de Fibra de Carbono	118
6.2	Apresentação e Comparação entre os Resultados Experimentais	119
6.2.1	Cargas	119
6.2.2	Deslocamentos Verticais	123
6.3	Apresentação e Comparação entre Resultados Teóricos e Experimentais	124
6.3.1	Cargas	124
6.3.2	Deslocamentos Verticais	127
6.4	Comportamento Geral das Vigas Durante os Ensaios	133
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>145</b>
7.1	Conclusões Gerais	145
7.2	Sugestões para Futuros Trabalhos	147
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>150</b>
	<b>APÊNDICES</b>	

## LISTA DE FIGURAS

---

		Página
<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	
Figura 1.1	Sistema de fixação do reforço à flexão (Fonte: Homologações Nr. Z-36.12-29, 1997 e Nr. Z-36.12-54, 1998).	003
<b>2</b>	<b>MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OBSERVADAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO</b>	
Figura 2.1	Eflorescência	008
Figura 2.2	Flecha excessiva em sobrado residencial	008
Figura 2.3	Flecha excessiva em estrutura pré-moldada	009
Figura 2.4	Corrosão em poste de concreto (Fonte: Revista Ibracon, 1998)	009
Figura 2.5	Corrosão em marquise	009
Figura 2.6	Etapas para inspeção de uma estrutura de concreto danificada (Fonte: Carmona, 2000).	014
<b>3</b>	<b>O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO</b>	
Figura 3.1	Exemplificações de reforço em viga, pilar e parede estrutural	019
Figura 3.2	Técnicas de reforço passiva e ativa	019
Figura 3.3	Reforço de uma viga de concreto armado por adição de barras de aço	020
Figura 3.4	Exemplificação de reforço em uma viga de concreto armado por adição de barras de aço	021
Figura 3.5	Reforço de viga de concreto armado por pós-tensionamento	022
Figura 3.6	Reforço por chapas metálicas, coladas e chumbadas (Fonte: Souza et al, 1998).	023
Figura 3.7	Reforço à flexão em laje e viga de concreto armado por meio da colagem de chapas de aço	023
Figura 3.8	Ancoragens estudadas por Campagnolo (1993)	025
Figura 3.9	Representação das curvas típicas de tração versus deformação das fibras (Fonte: Adaptado do ACI 440-R, 1996)	032
Figura 3.10	Aplicação do laminado e detalhe do laminado	033

	Página
Figura 3.11 Manta de fibra de carbono	034
Figura 3.12 Reforço à flexão em viga e laje de concreto armado por meio da colagem de PRFC	038
Figura 3.13 Viga de concreto armado reforçada com armaduras exteriores (Fonte: Kaiser, 1989)	039
Figura 3.14 Mecanismo de prevenção do destacamento do laminado de PRFC por adição de estribos planos, Rostásy et al (1997-b)	040
Figura 3.15 Vigas ensaiadas por Arduini (1997)	041
Figura 3.16 Geometria do reforço e dos mecanismos exteriores implementados nas Vigas ensaiadas por Dias (2000)	042
Figura 3.17 Características das vigas ensaiadas por Silva (2001)	043
Figura 3.18 Descolamento (Fonte: Ottoni, 2001) e desprendimento (Fonte: Beber, 1999) do reforço à flexão com manta de PRFC em vigas de concreto armado	045
Figura 3.19 Modos de ruína observados por Büyüköztürk et al (1997;1998)	047
Figura 3.20 Modos de ruína possíveis, conforme Deuring (1993) e baseado em informações de Neubauer et al (1997)	049
Figura 3.21 Modos de ruína prematuros em vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela colagem de PRFC (Fonte: Juvandes, 1999)	050
<b>4</b>	
<b>MODELO DE ANÁLISE TEÓRICA SIMPLIFICADA</b>	
Figura 4.1 Domínios de Estado Limite Último de uma seção transversal (Fonte: NBR 6118/1978).	060
Figura 4.2 Diagrama de momento fletor e distribuição de tensões e deformações na seção transversal reforçada	061
Figura 4.3 Fluxograma para determinação do diagrama momento fletor versus curvatura da viga numa dada seção transversal	064
Figura 4.4 Diagrama tensão versus deformação do concreto	065
Figura 4.5 Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto para o caso a	066

	Página
Figura 4.6 Diagramas de deformações específicas e tensões de compressão no concreto para o caso b	068
Figura 4.7 Distribuição de esforços em viga isostática de concreto armado submetida à flexão simples	072
Figura 4.8 Configuração típica de fissuração em viga de concreto armado solicitada à flexão simples	072
Figura 4.9 Esquema estático das vigas com representação do diagrama de momento fletor e do eixo deformado ou linha elástica	078
<b>5 PROGRAMA EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</b>	
Figura 5.1 Vistas laterais das vigas do programa experimental	086
Figura 5.2 Dimensões e detalhamento da armadura das vigas ensaiadas	088
Figura 5.3 Armadura convencional das vigas	088
Figura 5.4 Disposição da manta de PRFC nas vigas VR1 e VR2	089
Figura 5.5 Disposição da manta de PRFC nas vigas VR3 e VR4	090
Figura 5.6 Disposição da manta de PRFC nas vigas VR5 e VR6	091
Figura 5.7 Mecanismo de incremento de ancoragem por chapa de aço e parafuso	092
Figura 5.8 Parafuso do tipo auto-fixante utilizado e seu esquema de montagem	092
Figura 5.9 Disposição da manta de PRFC nas vigas VR7 e VR8	093
Figura 5.10 Fôrmas de madeira utilizadas	099
Figura 5.11 Distanciadores plásticos utilizados no fundo e nas laterais das fôrmas	099
Figura 5.12 Distanciadores acoplados às armaduras da viga	099
Figura 5.13 Aspecto do concreto no interior da betoneira	100
Figura 5.14 Detalhe das vigas após a moldagem	100
Figura 5.15 Detalhe do substrato de concreto preparado com esmilhadeira	102
Figura 5.16 Corte da manta de fibra de carbono	104
Figura 5.17 Mistura manual da resina a base de epóxi	104
Figura 5.18 Aplicação da resina sobre o substrato de concreto	105
Figura 5.19 Aplicação da manta de fibra de carbono	106
Figura 5.20 Pressionamento da manta de fibra de carbono e retirado do excesso de resina	106

	Página
Figura 5.21 Detalhe da aplicação da segunda camada de resina	107
Figura 5.22 Substrato das vigas após a aplicação do reforço	107
Figura 5.23 Detalhe das extremidades das vigas dos grupos 3, 4 e 5	107
Figura 5.24 Prensa de compressão	108
Figura 5.25 Posicionamento dos relógios comparadores e esquema estático das vigas	109
Figura 5.26 Fissuração da viga sem reforço e de uma viga com reforço	109
Figura 5.27 Prensa e sistema de aquisição de dados utilizado – LMCC da UFSC	110
Figura 5.28 Detalhes: preparação e ensaio dos corpos de prova de concreto	111
Figura 5.29 Dimensões dos corpos de prova de manta de fibra de carbono	112
<b>6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	
Figura 6.1 Detalhe do escoamento e da ruptura por tração no trecho médio da barra de aço ensaiada	117
Figura 6.2 Comparação entre cargas de fissuração	120
Figura 6.3 Comparação entre cargas de ruína	120
Figura 6.4 Curvas experimentais, carga versus deslocamentos verticais no meio do vão	123
Figura 6.5 Vigas VRE e VR7: comparação carga versus deslocamento vertical no meio do tramo	124
Figura 6.6 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VRE	128
Figura 6.7 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR1	129
Figura 6.8 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR2	129
Figura 6.9 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR3	130
Figura 6.10 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR4	130
Figura 6.11 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR5	131
Figura 6.12 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR6	131
Figura 6.13 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR7	132
Figura 6.14 Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR8	132
Figura 6.15 Flecha acentuada da viga VRE já ensaiada	133
Figura 6.16 Representação do desprendimento do reforço nas vigas VR1, VR2 e VR3	134
Figura 6.17 Detalhe do desprendimento de pedaços de concreto aderidos à manta de reforço	134

	Página	
Figura 6.18	Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR4	135
Figura 6.19	Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR5	136
Figura 6.20	Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR6	136
Figura 6.21	Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR7	137
Figura 6.22	Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR8	137
Figura 6.23	Deformada da viga VR1	138
Figura 6.24	Deformada da viga VR2	138
Figura 6.25	Deformada da viga VR3	139
Figura 6.26	Deformada da viga VR4	139
Figura 6.27	Deformada da viga VR5	140
Figura 6.28	Deformada da viga VR6	140
Figura 6.29	Deformada da viga VR7	141
Figura 6.30	Deformada da viga VR8	141
Figura 6.31	Comparação entre deformadas das vigas ensaiadas no instante da ruína	142
Figura 6.32	Panorama das vigas após ensaio (VRE, VR1, VR2, VR3 e VR4)	143
Figura 6.33	Panorama das vigas após ensaio (VR5, VR6, VR7 e VR8)	144

## LISTA DE TABELAS

---

		Página
<b>2</b>	<b>MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OBSERVADAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO</b>	
Tabela 2.1	Principais problemas observados nas estruturas de concreto (Fonte: Meseguer, 1991).	010
<b>3</b>	<b>O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO</b>	
Tabela 3.1	Propriedades de tração típicas das fibras de carbono, vidro e aramida (Fonte: ACI 440, 2000).	032
Tabela 3.2	Densidades típicas dos PRF (Fonte: ACI 440, 2000).	033
Tabela 3.3	Comparação das características entre as formas comercializadas de PRFC (Fonte: Ripper, 1998).	035
<b>5</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</b>	
Tabela 5.1	Plano geral das atividades	085
Tabela 5.2	Especificação das vigas do programa experimental	086
Tabela 5.3	Características da chapa de aço e do parafuso utilizados	092
Tabela 5.4	Características físicas e químicas do cimento utilizado	094
Tabela 5.5	Composição granulométrica do agregado graúdo utilizado	095
Tabela 5.6	Composição granulométrica do agregado miúdo utilizado	095
Tabela 5.7	Mistura piloto: resultados de ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto	097
Tabela 5.8	Parâmetros que caracterizam o concreto e consumo de materiais	097
Tabela 5.9	Resultados do ensaio de abatimento do concreto para cada viga moldada	098
Tabela 5.10	Dados técnicos da manta de fibra de carbono	103
Tabela 5.11	Dados técnicos da resina de impregnação	103
<b>6</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	
Tabela 6.1	Resultados do ensaio de compressão nos corpos de prova de concreto	114
Tabela 6.2	Resultados do ensaio de tração no aço	116

	Página	
Tabela 6.4	Resultados dos ensaios de tração na manta de fibra de carbono	118
Tabela 6.5	Cargas obtidas experimentalmente	119
Tabela 6.6	Cargas, experimentais e teóricas, de fissuração das vigas ensaiadas	125
Tabela 6.7	Cargas, experimentais e teóricas, de desprendimento do reforço	126
Tabela 6.8	Cargas de ruína, experimentais e teóricas, das vigas ensaiadas	126

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

- $a$  = distância do ponto de aplicação de cada carga concentrada ao apoio mais próximo (m)
- $A_A$  = área da seção transversal do adesivo epoxídico ( $\text{mm}^2$ )
- $A_{SW}$  = área da seção transversal de um estribo ( $\text{mm}^2$ )
- $A_{S1}$  = área da seção transversal da armadura inferior ( $\text{mm}^2$ )
- $A_{S2}$  = área da seção transversal da armadura superior ( $\text{mm}^2$ )
- $A_R$  = área da seção transversal do reforço ( $\text{mm}^2$ )
- $b$  = distância entre as cargas concentradas (m)
- $b_w$  = largura da seção transversal da viga (mm)
- $b_A$  = largura da camada de adesivo (mm)
- $b_R$  = largura do reforço (mm)
- $c$  = distância do centro de gravidade da seção transversal até a borda comprimida (mm)
- $d$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal inferior à borda mais comprimida da seção transversal (mm)
- $d_A$  = distância do centróide da camada de adesivo à fibra mais comprimida da seção transversal considerada (mm)
- $d'$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões na armadura superior à borda mais comprimida da seção transversal (mm)
- $d_i$  = distância do centro de gravidade da armadura considerada ( $A_{S1}$ ,  $A_{S2}$  ou  $A_R$ ) até a borda comprimida da seção transversal (mm)
- $d_R$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração no reforço à borda mais comprimida da seção transversal (mm)
- $E_A$  = módulo de elasticidade longitudinal do adesivo epoxídico (MPa)
- $E_C$  = módulo de elasticidade inicial do concreto (MPa)
- $E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto (MPa)
- $E_R$  = módulo de elasticidade longitudinal do reforço (MPa)
- $E_S$  = módulo de elasticidade longitudinal do aço (MPa)
- $f_{cj}$  = resistência à compressão do concreto na idade desejada (MPa)
- $f_{RU}$  = resistência última à tração do reforço (manta de fibra de carbono) (MPa)
- $f_{r,tl}$  = módulo de ruptura do concreto (tensão de ruptura à tração na flexão)

- $f_y$  = tensão de escoamento da armadura de aço (MPa)  
 $G_A$  = módulo de elasticidade transversal do adesivo (MPa)  
 $h$  = altura total da seção transversal da viga (mm)  
 $I$  = momento de inércia equivalente da seção transversal reforçada ( $\text{mm}^4$ )  
 $I_R$  = momento de inércia do reforço em relação ao seu centróide individual ( $\text{mm}^4$ )  
 $I_{EQ}$  = momento de inércia equivalente ( $\text{mm}^4$ )  
 $I_I$  = momento de inércia da seção de concreto homogeneizada ( $\text{mm}^4$ )  
 $I_{II}$  = momento de inércia da seção transversal fissurada de concreto ( $\text{mm}^4$ )  
 $L$  = comprimento do vão livre da viga (m)  
 $M$  = momento fletor máximo atuante (kN.m)  
 $M_e$  = momento fletor atuante na extremidade do reforço (kN.m)  
 $M_F$  = momento fletor de fissuração da viga de concreto armado (kN.m)  
 $M_R$  = momento fletor resistente ou de ruína da seção transversal considerada (kN.m)  
 $P$  = carga concentrada aplicada nas vigas durante o ensaio à flexão simples (kN)  
 $P_F$  = carga que provoca o início da fissuração (kN)  
 $P_R$  = carga de ruína por flexão (kN)  
 $R_{CC}$  = resultante das tensões de compressão no concreto (kN)  
 $R_{S1}$  = resultante das tensões de tração na armadura longitudinal inferior (kN)  
 $R_{S2}$  = resultante das tensões de compressão na armadura superior (kN)  
 $R_R$  = resultante das tensões de tração no reforço (kN)  
 $s$  = espaçamento entre estribos (mm)  
 $t_A$  = espessura da camada de adesivo (mm)  
 $t_R$  = espessura do reforço (mm)  
 $u$  = distância do apoio ao ponto considerado (m)  
 $V$  = esforço cortante na extremidade do reforço (kN)  
 $x$  = distância da linha neutra a fibra mais comprimida da seção transversal da viga (mm)  
 $x_I$  = posição da linha neutra no estágio I (mm)  
 $x_{II}$  = posição da linha neutra da seção transversal fissurada (mm)  
 $x_{EQ}$  = posição da linha neutra equivalente (mm)  
 $Y_t$  = distância da linha neutra à fibra mais tracionada da seção transversal (mm)  
 $Z_G$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de compressão no concreto à borda mais comprimida da seção transversal (mm)  
 $\theta$  = curvatura da seção transversal considerada (‰)

- $\alpha_e$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto
- $\alpha_A$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do adesivo e do concreto
- $\alpha_R$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do reforço e do concreto
- $\delta_C$  = flecha no meio do vão das vigas (mm)
- $\delta_D$  = flecha abaixo do ponto de aplicação das cargas concentradas (mm)
- $\rho_{SW}$  = taxa de armadura transversal
- $\rho_s$  = menor taxa de armadura longitudinal de tração disposta no trecho de comprimento igual ao dobro da altura da viga, medido a partir da face do apoio
- $\epsilon_C$  = deformação específica do concreto comprimido (‰)
- $\epsilon_{C,lim}$  = deformação específica do concreto na ruptura (‰)
- $\epsilon_S$  = deformações específicas das armaduras de aço (‰)
- $\epsilon_{SW}$  = deformação dos estribos da armadura transversal
- $\epsilon_{Si}$  = deformações específicas das armaduras de aço, inferior ou superior, ou do reforço (‰)
- $\epsilon_y$  = deformação específica de escoamento do aço (‰)
- $\epsilon_{S1}$  = deformação específica da armadura longitudinal tracionada (‰)
- $\epsilon_{S2}$  = deformação específica do aço da armadura superior (‰)
- $\epsilon_R$  = deformação específica do reforço (‰)
- $\sigma_c$  = tensão normal no concreto comprimido (MPa)
- $\sigma_{cc}$  = tensão normal máxima de compressão no concreto (MPa)
- $\sigma_R$  = tensão normal de tração no reforço (MPa)
- $\sigma_{SW}$  = tensão normal no estribo (MPa)
- $\sigma_{S1}$  = tensão normal na armadura longitudinal inferior (MPa)
- $\sigma_{S2}$  = tensão normal na armadura longitudinal superior (MPa)
- $\sigma_0$  = tensão normal na extremidade do reforço (MPa)
- $\tau_C$  = tensão tangencial absorvida pela seção transversal de concreto (MPa)
- $\tau_{Máx}$  = tensão máxima de cisalhamento atuante na extremidade do reforço e que causa o início do desprendimento do mesmo (MPa)
- $\tau_0$  = tensão de cisalhamento no adesivo na extremidade do reforço (MPa)
- $\tau_W$  = tensão tangencial convencional de cisalhamento na alma da viga (MPa)
- $\Psi_1$  = coeficiente empiricamente determinado

## RESUMO

O uso do reforço à flexão de vigas de concreto armado com laminados de PRF (materiais plásticos reforçados com fibras) vêm crescendo cada vez mais no Brasil e em outros países. O desprendimento deste tipo de reforço do bordo tracionado das vigas é um problema complexo e indesejável, pois ocorre sem aviso antecipando a ruína da viga reforçada e impossibilitando o total aproveitamento das propriedades resistentes à tração do reforço. Esse problema tem sido observado em diversas pesquisas realizadas sobre o assunto. Neste trabalho estuda-se o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas externamente à flexão mediante a técnica de colagem de manta de fibra de carbono com adesivo epoxídico no bordo tracionado das vigas, e avalia-se a incorporação de sistemas construtivos colocados na extremidade das vigas reforçadas (denominados de mecanismos de incremento de ancoragem ou de fixação do reforço), com objetivo de evitar o desprendimento prematuro da manta de fibra de carbono com conseqüente aumento da capacidade resistente à flexão da viga. O programa experimental consistiu em submeter nove vigas de concreto armado, com geometrias e armaduras longitudinal e transversal idênticas, a um ensaio de flexão a quatro pontos. Essas vigas foram divididas em cinco grupos, conforme o mecanismo de incremento de ancoragem adotado. A viga do grupo 1, VRE, foi levada a ruína sem nenhum tipo de reforço. As vigas do grupo 2, VR1 e VR2, foram somente reforçadas, permitindo detectar a ocorrência do desprendimento prematuro do reforço. As vigas dos demais grupos, além de serem reforçadas, foram também providas de mecanismos de incremento de ancoragem. Alguns mecanismos de ancoragem, além de evitar o desprendimento prematuro do reforço, também proporcionaram incremento na resistência à flexão de mais de 95%, em relação à viga sem reforço, e incrementos em torno de 20%, em relação às vigas do grupo 2.

## ABSTRACT

The use of FRP (fiber reinforced plastic) laminates in the flexural strengthening of reinforced concrete beams is growing every day in Brazil and in several countries. Detachment of such laminates from the bottom face of the beams is an undesirable and complex problem that has been reported by several researchers. A sudden failure occurs, before the expected capacity of the strengthened beam is reached and without making use of the high tensile strength of the strengthening material. The aim of this work is to investigate the flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by FRP laminates, made of carbon fiber mats embedded in an epoxy matrix and bonded to the bottom face of the beam. Emphasis is given to the use of anchorage systems that are fixed at the beam ends in order to avoid premature detachment of the laminate and consequently to increase the flexural capacity of the beam. The experimental program consisted of testing nine reinforced concrete beams under 4-point bending. The beams had identical geometry and the same longitudinal and transverse reinforcement. They were divided into five groups according to the anchorage system utilized. Group 1 consisted of 1 specimen, VRE, which was not strengthened. In Group 2 two specimens, VR1 and VR2, were strengthened without any anchorage device, in order to observe the detachment of the laminate. In the other groups, the specimens were strengthened and in addition different anchorage systems were utilized. Some anchorage systems have proved to be very efficient, increasing the flexural capacity of the beams in about 20%, as compared to the beams of Group 2 and in 95% as compared to the beams of Group 1.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

---

### 1.1 Contextualização do Trabalho

Devido ao avanço na tecnologia dos materiais de construção, em especial da tecnologia do concreto, juntamente com o avanço das técnicas construtivas e implementação de ferramentas computacionais sofisticadas, tem-se permitido projetar e executar estruturas mais arrojadas com elementos estruturais cada vez mais esbeltos.

Entretanto, as estruturas de concreto armado de hoje são mais sensíveis diante de defeitos dos materiais ou erros cometidos durante qualquer uma das fases do processo construtivo (planejamento, projeto, produção de materiais e componentes, construção e utilização).

Atualmente, principalmente na Europa, muitas estruturas estão prestes a atingir o período de vida útil, evidenciando os efeitos do envelhecimento, e em outros casos observando-se o aparecimento da degradação prematura, muito antes deste período.

Nos EUA, segundo Juvandes (1999), verificou-se ser necessário substituir um número considerável de tabuleiros de pontes de concreto armado que estavam deteriorados (250.000 dos 578.000 existentes).

Nos dias de hoje, finais do século XX e início do XXI, várias são as situações de necessidade de intervenção em estruturas por meio de reforço estrutural. Existem estruturas que necessitam ter sua funcionalidade alterada ao longo de sua vida útil, estruturas que devem satisfazer a novas exigências normativas, estruturas submetidas a situações de acidentes, erros durante a fase de projeto ou de construção, envelhecimento natural e/ou a deterioração resultante de agentes agressivos. Cabe ao engenheiro que se defrontar com uma das situações descritas no

parágrafo anteriormente, decidir pelo reforço da estrutura existente ou pela sua demolição e substituição por outra nova.

Como alternativa à aplicação de materiais tradicionais (como as chapas de aço e os materiais cimentícios) em casos de reforços estruturais, um engenheiro bem instruído, poderá optar pela utilização de materiais compósitos avançados (materiais que possuem dois componentes básicos: as fibras e a matriz em que as fibras são embebidas), os quais podem ser utilizados como reforço de elementos estruturais por meio da colagem externa através de adesivos específicos. Estes materiais, após décadas de uso restrito em alguns setores da indústria, como na área de mísseis, foguetes e aeronaves de geometrias complexas, têm ampliado a sua utilização em diferentes setores da indústria moderna.

Na indústria da construção civil, os materiais compósitos avançados ampliaram de forma excepcional o horizonte da recuperação e sobretudo do reforço das estruturas, especialmente as de concreto armado ou protendido. A eficiência do reforço por meio da colagem externa de materiais compósitos em vigas de concreto armado tem sido comprovada através de diversas pesquisas experimentais realizadas. Aumentos consideráveis na resistência à flexão desses elementos já estão documentados.

Entretanto, tem-se observado na maioria das pesquisas realizadas sobre o reforço de vigas de concreto armado com materiais compósitos avançados, a manifestação de modos de ruína prematuros, relacionados ao descolamento ou ao desprendimento do reforço do substrato de concreto das vigas reforçadas.

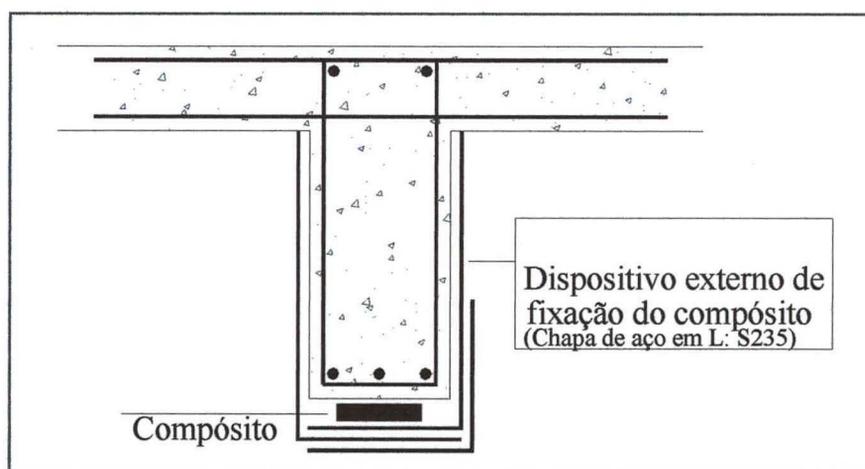
Esses modos de ruína, que estão descritos no capítulo 3, impossibilitam o total aproveitamento das propriedades resistentes a tração dos compósitos, antecipando o colapso da viga reforçada e, por isso devem ser evitados.

A forma de evitar os modos de ruína prematuros em vigas reforçadas com compósitos avançados com economia e segurança é um problema que tem sido enfoque de diversas pesquisas experimentais.

Segundo Juvandes (1999), resultados observados em ensaios sobre a investigação experimental com sistemas compósitos (polímero reforçado com fibras de carbono), indicam que a adição de sistemas de fixação do reforço, de preferência ao longo de todo o comprimento da

ligação do reforço ao concreto, criam forças de compressão transversais à ligação com efeitos benéficos, frente aos mecanismos de desprendimento do reforço, que vão se formando na interface durante a solicitação da estrutura. Porém, as opiniões dos autores dividem-se quanto à localização e à forma como estes sistemas de fixação devem ser executados. Quanto à localização, a maior parte dos trabalhos indica que esta seja na zona de ancoragem do compósito porque evita o destacamento (desprendimento ou descolamento) final do reforço, que consiste no modo de ruína mais comum. Já na opinião de outros investigadores, além da zona de ancoragem, o sistema de fixação externo deve estender-se ao longo de todo o comprimento da ligação, visto que há várias seções possíveis para acontecimento da ruína prematura.

A forma das ancoragens pode variar, como por exemplo na Alemanha, conforme citado por Juvandes (1999), documentos de homologação dos laminados de polímero reforçado com fibras de carbono - Homologação Nr. Z-36.12-29, 1997; Homologação Nr. Z-36.12-54, 1998 - e estudos realizados por Holzenkämpfer (1994); Rostásy et al. (1997-b); Neubauer (1998) sugerem ancoragens com sistemas metálicos já comprovados, com a forma ilustrada na Figura 1.1.



**Figura 1.1** – Sistema de fixação do reforço à flexão (Homologações Nr. Z-36.12-29, 1997 e Nr. Z-36.12-54, 1998)

Juvandes (1999) comenta, nas conclusões de seu trabalho de doutorado, que para se reduzir ou eliminar o destacamento das extremidades do reforço com laminados de polímeros reforçado com fibras de carbono, em vigas de concreto armado, deve-se fazer atuar em uma região próxima das extremidades do reforço, um sistema de fixação, da seguinte forma:

- Através da criação de cintas transversais por meio de estribos metálicos planos em forma de “L”;
- Através do envolvimento do reforço e das faces laterais da viga com material compósito;
- Ou ainda, através da instalação de uma chapa transversal no concreto que comprima o reforço.

Por fim, diante do exposto, apresenta-se neste trabalho um estudo experimental sobre mecanismos de fixação externos (ou também denominados neste trabalho por mecanismos de incremento de ancoragem) do reforço com manta de fibra de carbono, objetivando-se retardar ou evitar, com segurança, o surgimento de ruínas prematuras do reforço, com conseqüente ampliação na capacidade resistente à flexão das vigas reforçadas.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo Geral

Estudar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com manta de fibra de carbono para diferentes mecanismos de incremento de ancoragem.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos do trabalho, pode-se citar:

a) Fazer uma análise teórica para prever o comportamento das vigas ensaiadas, referente à sua capacidade resistente e aos deslocamentos verticais;

b) Realizar um estudo experimental que possibilite avaliar, através de ensaios à flexão, o desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com manta de fibra de carbono e com adição de mecanismos de incremento de ancoragem e também comparar com o comportamento de viga de concreto armado sem a adição de reforço externo (viga de referência);

- c) Observar os modos de ruína ocorridos e verificar se o mecanismo de incremento de ancoragem proposto evita ou retarda o desprendimento prematuro do reforço;
- d) Comparar os resultados experimentais com os resultados teóricos de cargas de fissuração, de desprendimento do reforço e de ruína das vigas do programa experimental;
- e) Verificar o comportamento dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas e no ponto de aplicação das cargas concentradas e, compará-los com os deslocamentos teóricos.

### 1.3 Organização do trabalho

O trabalho está dividido em sete capítulos, cujas abordagens estão explicitadas a seguir.

No Capítulo 2, são apresentados os tipos mais comuns de manifestações patológicas encontradas em estruturas de concreto.

Em seguida, no Capítulo 3, são apresentadas brevemente as mais conhecidas e tradicionais técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, procurando-se dar maior ênfase à recente técnica de reforço caracterizada pela colagem externa de polímeros reforçados com fibras de carbono ao elemento de concreto. Também incluem-se nesse capítulo alguns ensaios realizados por outros autores, que dizem respeito à utilização de mecanismos de incremento de ancoragem como forma de evitar a presença de desprendimento do reforço. Nesse capítulo são descritos os modos de ruína de vigas de concreto armado convencional e de vigas reforçadas à flexão com manta de fibra de carbono.

As hipóteses e procedimentos analíticos adotados na análise teórica simplificada são abordados no Capítulo 4, cujos resultados servem para prever o comportamento das vigas do programa experimental.

O programa experimental é apresentado no Capítulo 5, onde são descritas as diversas etapas (ensaios dos agregados, confecção das fôrmas e armaduras, concretagem das vigas, aplicação do reforço, adição dos mecanismos de incremento de ancoragem, ensaio das vigas e a caracterização dos materiais – aço, concreto e manta de fibra de carbono) desenvolvidas para cumprimento dos objetivos deste trabalho.

O Capítulo 6 é destinado à apresentação e análise dos resultados experimentais, explicitando o comportamento das vigas durante os ensaios e confrontando os resultados experimentais com os teóricos. Os resultados experimentais são nesse capítulo comparados entre si. São apresentados ainda os resultados teóricos e experimentais dos deslocamentos verticais.

Ao final do trabalho, no Capítulo 7, são apresentadas as principais conclusões e algumas propostas para novas investigações em trabalhos futuros.

Após o capítulo 7 estão apresentadas as referências bibliográficas seguidas pelo apêndice.

## CAPÍTULO 2

### MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OBSERVADAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

---

A aplicação do concreto armado, pré-tensionado ou não, vem comprovando as suas potencialidades ao longo desses anos, principalmente após a Segunda Guerra Mundial, e presentemente é o material manufaturado mais utilizado. Segundo Thomaz (2001), em cerca de dez anos, o avanço na tecnologia do concreto superou tudo que se havia conseguido nos quase cem anos desde o advento do material. Pesquisas mais avançadas tratam de armaduras e reforços com fibras sintéticas, particularmente as fibras de carbono e as fibras acrílicas. Na Alemanha estuda-se atualmente a protensão com armadura de fibra de vidro (“Polystal”, da Bayer, com módulo de elasticidade e resistência à tração de aproximadamente 50.000MPa e 1.670MPa), respectivamente.

Monteiro e Mehta (1994), citam três razões que procuram explicar por que o concreto é o material mais largamente usado na Engenharia:

- O concreto possui excelente resistência à água. Ao contrário da madeira e do aço comum, a capacidade do concreto de resistir à ação da água, sem deterioração séria, faz dele um material ideal para estruturas destinadas a controlar, estocar e transportar água;
- Facilidade com que elementos estruturais de concreto podem ser executados, numa variedade de formas e tamanhos. Isto porque o concreto fresco tem uma consistência plástica, o que permite ao material fluir nas fôrmas pré-fabricadas;
- O concreto é o material mais barato e mais facilmente disponível no canteiro de obras. Os principais ingredientes para execução de concreto – cimento portland e agregados – são relativamente baratos e comumente disponíveis na maior parte do mundo.

O concreto é um material de custo relativamente baixo e possui diversas propriedades que o caracterizam como um material amplamente desejável para aplicações em Engenharia. Apesar disto, existem vários tipos de manifestações patológicas que podem danificá-lo.

Essas manifestações patológicas, indesejáveis em construções, surgem por motivos diversos, variando desde a grande economia com serviços, principalmente com materiais de construção, e a falta de controle profissional exercido em obra, e estão alocados certamente em qualquer uma das cinco etapas do processo construtivo, a saber: planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro, execução propriamente dita e uso.

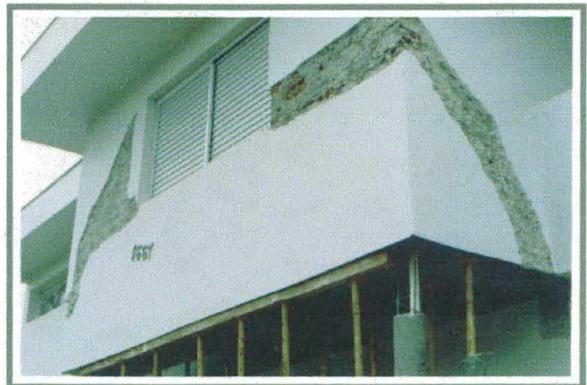
É comum presenciar a existência de algum tipo de manifestação patológica em uma construção de concreto armado. Eflorescências (Figura 2.1), flechas excessivas (Figuras 2.2 e 2.3), fissuras, manchas no concreto aparente, corrosão de armaduras (Figura 2.4 e 2.5) e os ninhos de concretagem gerados pela segregação dos materiais constituintes do concreto são alguns dos sintomas patológicos de maiores incidências nas estruturas de concreto, segundo Helene (1992).



**Figura 2.1** – Eflorescência

Caso de eflorescência em marquise de edifício residencial em concreto armado, devido à baixa qualidade do concreto utilizado e à falta de escoamento da água pluvial.

Caso de flecha excessiva em uma laje em balanço de sobrado residencial, devido a erros no projeto estrutural. A foto ao lado, ilustra a laje já escorada.



**Figura 2.2**

Flecha excessiva em sobrado residencial

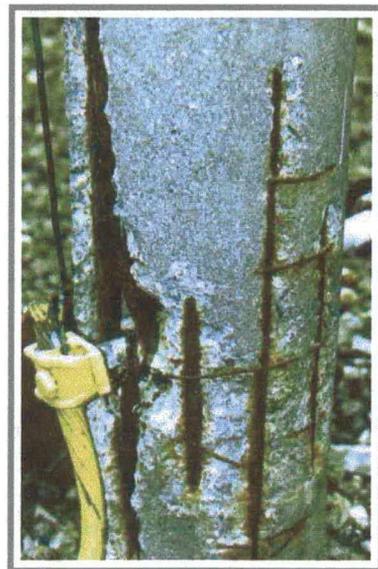


Caso de flecha excessiva por deslocamento horizontal da estrutura pré-moldada (da direita) em concreto armado de um edifício residencial. A foto ao lado, ilustra a estrutura pré-moldada da direita contraventada (com treliças metálicas) em dois pontos à estrutura da esquerda.

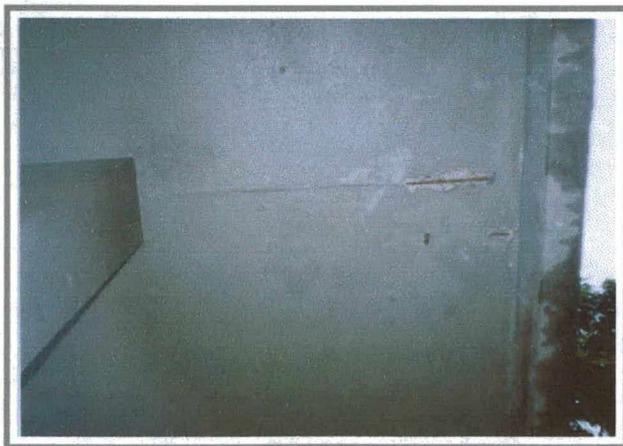
**Figura 2.3**

Flecha excessiva em estrutura pré-moldada

A foto ao lado ilustra o estado de corrosão em poste de cerca de 20 anos de idade, na cidade de São Paulo, numa estação de transformação, em local próximo ao Rio Pinheiros.



**Figura 2.4** Corrosão em poste de concreto (Revista Ibracon, 1998)



Caso de início de corrosão nas barras de aço da marquise citada na Figura 2.1.

**Figura 2.5 – Corrosão em marquise**

Meseguer, *apud* Thomaz (2001), resume os principais problemas com as estruturas de concreto na Tabela 2.1 abaixo.

**Tabela 2.1 – Principais problemas observados nas estruturas de concreto (Meseguer, 1991)**

<b>Causas</b>	<b>Agentes</b>
Concreto	Materiais estranhos (sal, argila, matéria orgânica, etc)
	Agregados expansivos
	Dosagem inadequada
Ambiente	Atmosferas ácidas
	Percolação
	Ciclos de umedecimento e secagem
	Temperatura
Fundações	Recalques
	Empuxos laterais dos solos
	Expansão do solo
	Erosão
Falhas construtivas	Fôrmas
	Cura inadequada
	Falhas de vibração
	Quantidade e disposição de armaduras
	Cobrimentos inadequados
Projeto	Avaliação incorreta dos carregamentos
	Omissão de juntas
	Concepção diferente do funcionamento real
Detalhamento	Erros de desenho
	Congestão de armaduras
	Mudanças bruscas na direção ou seção das peças
	Problemas de ancoragem
Tecnologia de obras	Deficiência na drenagem (gradiente, ralos)
	Revestimentos inadequados

Cada vez mais obras estão sendo construídas com pior padrão de qualidade, o que vêm provocando a queda gradativa da qualidade das nossas construções, chegando ao ponto de se encontrarem edifícios que, nem tendo sido ocupados, já estão virtualmente condenados. Thomaz (1989) aponta uma série de fatos para explicar a facilidade com que se tem encontrado obras com algum tipo de problema patológico:

- A evolução da tecnologia dos materiais de construção e das técnicas de projeto e execução de edifícios evoluíram no sentido de torná-los cada vez mais leves, com componentes estruturais mais esbeltos, menos contraventados;
- As conjunturas sócio-econômicas de países em desenvolvimento, como o Brasil, fizeram com que as obras fossem sendo conduzidas com velocidades cada vez maiores, com poucos rigores nos controles de materiais e dos serviços; tais conjunturas criaram ainda condições para que os trabalhadores mais qualificados fossem paulatinamente se incorporando a setores industriais mais nobres, com melhor remuneração da mão-de-obra, em detrimento da indústria da construção civil;
- Formação deficiente de engenheiros e arquitetos;
- Falta de diálogo entre os autores dos projetos da edificação e com os fabricantes dos materiais.

As características das construções atuais favorecem o aparecimento de manifestações patológicas (Verçoza, 1989). Devido ao maior conhecimento sobre o comportamento dos materiais existente nas construções, ao desenvolvimento de técnicas construtivas e aos fatores econômicos, os técnicos estão utilizando elementos cada vez mais esbeltos, aproveitando ao máximo as propriedades mecânicas dos materiais; em compensação, uma pequena falha em uma das etapas da construção pode gerar um problema patológico.

Dos processos industriais, é de conhecimento que uma grande quantidade de produtos rejeitados implicará em revisão do processo de produção dentro da indústria. Trazendo essa consideração à Engenharia Civil, associando à análise dos fatos expostos, fica fácil compreender a necessidade do surgimento de um novo campo, com o objetivo de abordar, de maneira científica, o comportamento e os problemas patológicos das estruturas. Esse novo campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação,

conseqüências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas é designado por Patologia das Estruturas (Souza e Ripper, 1998).

Para melhor compreensão de termos básicos utilizados na área de Patologia e Terapia das Construções, citam-se algumas definições:

- Sintoma: manifestação patológica.
- Origem: etapa do processo construtivo (planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro, execução propriamente dita e uso) em que se iniciou o problema.
- Diagnóstico: entendimento do problema.
- Manutenção: conjunto de medidas usuais, previstas em projeto, para conservar uma edificação em condições de uso.
- Durabilidade: é a capacidade de uma construção em desempenhar suas funções para as quais foi projetada durante um determinado período de tempo, sem necessidade de gastos imprevistos para manutenção.
- Reparo: correção localizada de problemas patológicos.
- Reforço: aumento da capacidade resistente de um elemento, estrutura ou fundação em relação ao projeto original.
- Recuperação: correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça.
- Reabilitação: ação necessária para habilitar a estrutura a cumprir novamente suas funções originais ou a responder a novas condições de uso, quer seja através do reparo, recuperação ou reforço.

## **2.1 Detecção de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto**

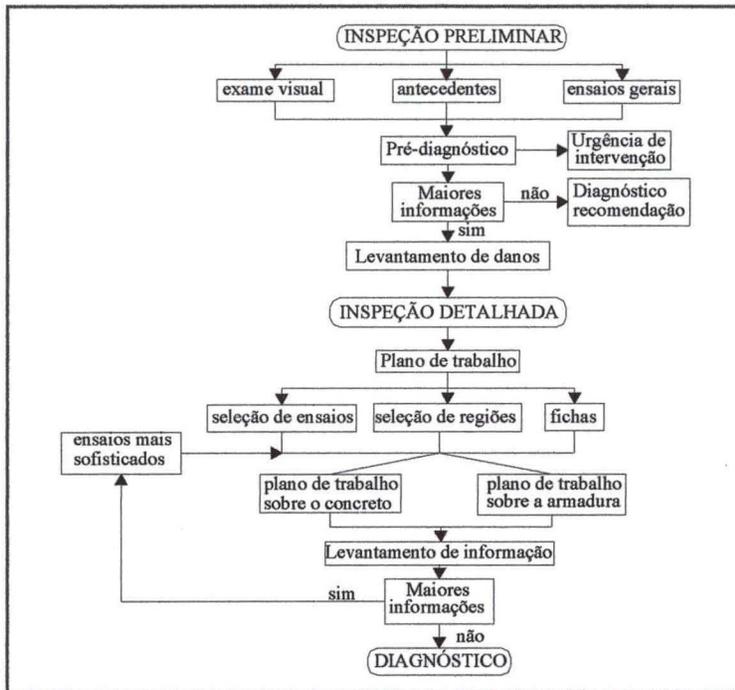
O conhecimento da natureza dos mecanismos que provocam os problemas patológicos é de fundamental necessidade para que se possa aplicar uma adequada terapia à estrutura danificada. Para se conhecer a natureza do mecanismo e extensão do problema patológico, será necessário fazer uma inspeção técnica na estrutura danificada. Entretanto, o sucesso na resolução do problema patológico irá depender do estabelecimento de um conjunto de medidas ordenadas que

farão parte da inspeção da estrutura, de modo que possam ser analisados todos os dados disponíveis para estabelecimento de uma conduta adequada à resolução do problema.

Reis (1998) cita os procedimentos abaixo a serem realizados no caso de se confrontar com danos em uma estrutura de concreto:

- Caracterizar os defeitos quanto ao tipo, extensão, localização e intensidades;
- Conhecer as causas procurando determinar os agentes agressores, seja pela observação visual, por contatos com o pessoal envolvido, por ensaios tecnológicos ou por outros meios;
- Analisar o problema tanto do ponto de vista estrutural (estabilidade e segurança) quanto de durabilidade;
- Definir o tipo de reabilitação a ser aplicado, indicando os passos necessários para sua realização e garantindo a estabilidade, segurança e durabilidade desejáveis para a estrutura;
- Realizar uma inspeção final para avaliar os resultados do tratamento aplicado, verificando a qualidade dos serviços.

Na Figura 2.6 apresenta-se o agrupamento de diversas medidas que farão parte das etapas necessárias para diagnóstico de uma estrutura danificada. As etapas apresentadas na Figura 2.6 dividem o trabalho de inspeção em duas fases. A fase de inspeção preliminar, que compreende o exame visual da estrutura, a análise dos antecedentes (diário de obra, se existe projeto) e a realização de alguns ensaios com os materiais, por exemplo, determinação da espessura de concreto carbonatado, detecção da presença de cloretos, etc. Caso não seja possível estabelecer um diagnóstico preciso com a inspeção preliminar ou caso se decida por uma inspeção detalhada, será importante elaborar um plano de trabalho específico a partir das informações provenientes da inspeção preliminar e da documentação existente sobre a estrutura.



**Figura 2.6** – Etapas para inspeção de estrutura de concreto danificada (Carmona, 2000)

A partir do momento que o engenheiro responsável pela inspeção dispuser de uma quantidade suficiente de informações e resultados, obtidos durante as etapas de inspeção da estrutura deteriorada, poderá ser emitido, com precisão, o diagnóstico. É através dele, e juntamente com o proprietário da obra, que se define a conduta a ser adotada. Uma série de fatores (políticos, econômicos, técnicos, de segurança e de conforto) poderá direcionar as conclusões do engenheiro, que classificará a estrutura deteriorada, como sendo aceitável, ou em caso extremo, como devendo ser demolida.

O engenheiro também poderá optar por realizar uma intervenção na estrutura deteriorada, devendo, nesse caso, estabelecer o melhor tipo de terapia a ser adotada. Nos casos de reparo, recuperação ou reforço, deve ser elaborado um projeto indicando todos os procedimentos a serem adotados, com roteiro a ser seguido, indicação da localização da intervenção, detalhes, especificação do melhor tipo de material a ser utilizado na situação, as fôrmas, equipamentos e a necessidade de escoramento.

Nesse momento, o engenheiro deve esclarecer ao proprietário sobre as diversas hipóteses que provavelmente existam, comparando as vantagens entre cada alternativa apresentada, sempre pensando em custos de execução, qualidade final do trabalho, segurança estrutural e nova vida útil a ser conseguida com a reabilitação da estrutura.

Dessa forma o proprietário estará apto a decidir, juntamente com o engenheiro, pela escolha dos serviços de execução de reabilitação da estrutura.

## **2.2 O Cuidado com os Materiais de Recuperação de Estruturas de Concreto Armado**

Nesse item não se tem o objetivo de relacionar o grande número de materiais disponíveis no mercado utilizados na recuperação de estruturas de concreto, porém, procura-se apenas fornecer uma rápida visão das principais características que devem possuir esses materiais.

Segundo Thomaz (1989), todos os materiais empregados nas construções estão sujeitos a dilatações com o aumento de temperatura, e a contração com a sua diminuição. A intensidade desta variação dimensional, para uma dada variação de temperatura, varia de material para material, podendo-se considerar, se o material for isotrópico, que as movimentações térmicas dos materiais de construção são praticamente as mesmas em todas as direções.

Na escolha por um determinado produto de recuperação, deve-se dar importância à questão da compatibilidade entre os materiais novos e o substrato. O conhecimento do comportamento do produto de recuperação, de suas deficiências e de suas incompatibilidades, é imprescindível para que o reparo executado apresente comportamento semelhante ao de uma peça monolítica.

Bibliografias existentes relatam que o comportamento conjunto dos materiais (compatibilidade) ainda é pouco entendido pelos engenheiros e arquitetos. Algumas vezes, verifica-se inclusive uma tendência de atender primeiro à facilidade de lançamento ou aplicação dos materiais de recuperação, deixando-se para segundo plano o questionamento da durabilidade. Entretanto, deve-se ficar atento para o fato de que todas essas características devem ser criteriosamente analisadas durante a escolha do material de recuperação, a fim de se ter uma estrutura reabilitada que apresente um comportamento mais próximo possível de uma peça monolítica.

Segundo Reis (1998), a compatibilidade dimensional, representa mudanças de volume do material na cavidade do reparo independentemente da ação do carregamento. Essas variações diferenciais de volume entre o substrato e o material de recuperação afetam a durabilidade da reabilitação e a capacidade de transmissão de esforços entre os materiais novos e antigos. Isso

pode levar à incapacidade da recuperação em transferir esforços, causando concentração de tensões em partes da estrutura original. Esta compatibilidade é uma das mais importantes para se garantir uma reabilitação durável e eficiente.

Segundo Pereira (1997), a análise da compatibilidade química e eletroquímica tem a finalidade de estudar a maneira como o material novo irá reagir com o substrato, armaduras, revestimentos de proteção, adesivos e primers. Por exemplo, um material de reabilitação com baixo valor de pH fornece pouca proteção para as armaduras. Entretanto, análises precisas dessas compatibilidades são difíceis de realizar pois o meio interior de uma estrutura como um todo está constantemente sofrendo mudanças, devido à interações do meio ambiente externo com o substrato e com a recuperação simultaneamente.

## CAPÍTULO 3

### O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

---

#### 3.1 A Necessidade de se Reforçar uma Estrutura de Concreto e as Respectivas Técnicas Utilizadas

Elementos estruturais, principalmente de edifícios em concreto armado, vem sendo projetados e executados com as mais variadas formas e excessiva flexibilidade, motivados pelo avanço no desenvolvimento da tecnologia dos materiais de construção, em especial da tecnologia do concreto, através do emprego de concretos com alta resistência; pelo refinamento do cálculo estrutural e implementação de ferramentas computacionais sofisticadas e pelo desenvolvimento de aços com elevada resistência mecânica. Tudo isso tem permitido projetar e executar estruturas mais arrojadas com elementos cada vez mais esbeltos.

Com esse gradativo domínio do comportamento das estruturas de concreto, segundo Thomaz (2001), edifícios cada vez mais altos têm sido construídos: na China encontra-se em fase de conclusão um edifício com 512m de altura; no Japão, está em fase de projeto a “*Milennium Tower*”, com 800m de altura. No Brasil o prédio mais alto é o “Centro Empresarial Nações Unidas – Torre Norte”, com 158m de altura, onde foram consumidos cerca de 28.000 m<sup>3</sup> de concreto com resistência característica à compressão,  $f_{ck}$ , entre 35 e 50 MPa; a imprensa brasileira divulga a intenção de construir-se na cidade de São Paulo um mega-edifício, com 1.000m de altura.

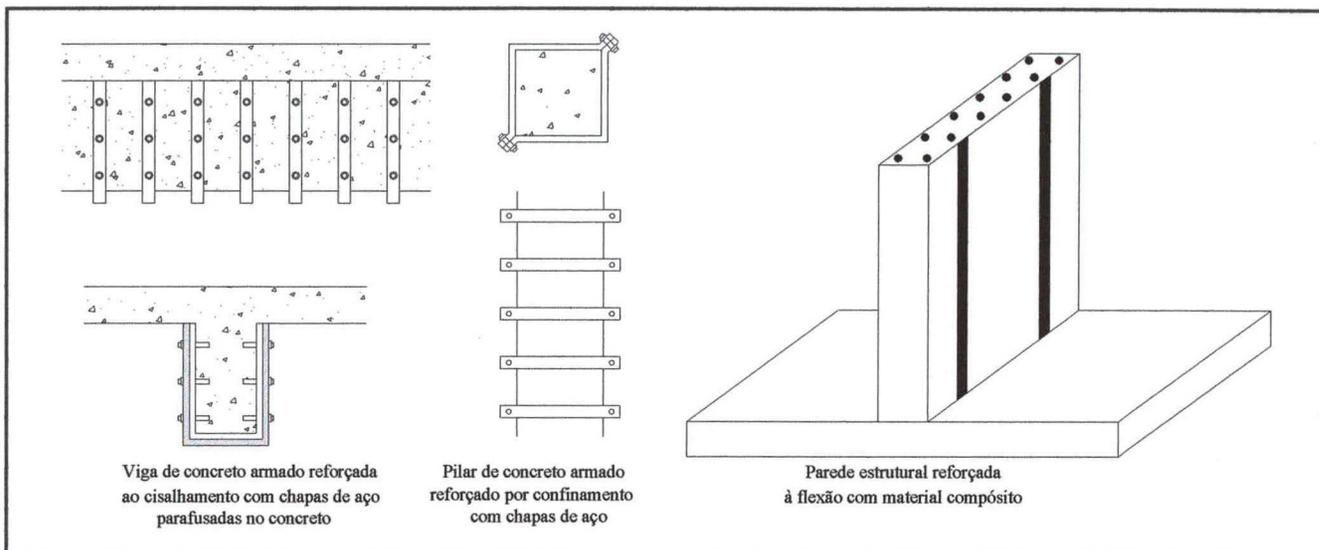
Entretanto, as estruturas de concreto armado de hoje são mais sensíveis diante de defeitos dos materiais ou erros cometidos durante qualquer uma das fases do processo construtivo, citadas no Capítulo 2, sendo, portanto, mais pré-dispostas a apresentarem uma manifestação patológica do que as estruturas mais antigas. Collepardi (1998) questiona porque a durabilidade das estruturas de concreto vem diminuindo nos últimos anos, se os conhecimentos teóricos são

cada vez maiores e mais disponíveis; atribui as patologias das estruturas de concreto à negligência humana (especificações incorretas, projetos inadequados) e à vulnerabilidade inerente a essas estruturas: concreto com baixa resistência à tração, com alto módulo de elasticidade e grande susceptibilidade à fissuração; aço sujeito a processos expansivos de corrosão pela ação da umidade e agentes agressivos do meio.

Trabalhos de reforço estrutural estão se difundindo rapidamente no meio técnico, como solução às seguintes situações:

- Em edificações construídas no passado e que em função da evolução e alteração de hábitos da sociedade tiveram sua utilização modificada;
- Em construções que por desgaste natural perderam as suas condições iniciais consideradas no projeto;
- Em edificações que recém construídas apresentem diferenças em relação ao projeto original;
- Em edificações que apresentem falhas humanas durante a construção, como por exemplo, resistência à compressão do concreto inferior à especificada no projeto, aço diferente do especificado;
- Em edificações que apresentem falhas durante a elaboração dos projetos, como por exemplo, falta de controle no limite de flechas; consideração incorreta e/ou não consideração de cargas acidentais ou permanentes em lajes de edifícios comerciais, hospitalares, industriais;
- Em construções que em virtude de acidentes (choques, incêndios, terremotos, etc.) tenham a sua capacidade resistente diminuída;
- Em edifícios altos que apresentem elementos estruturais com grandes deslocamentos.

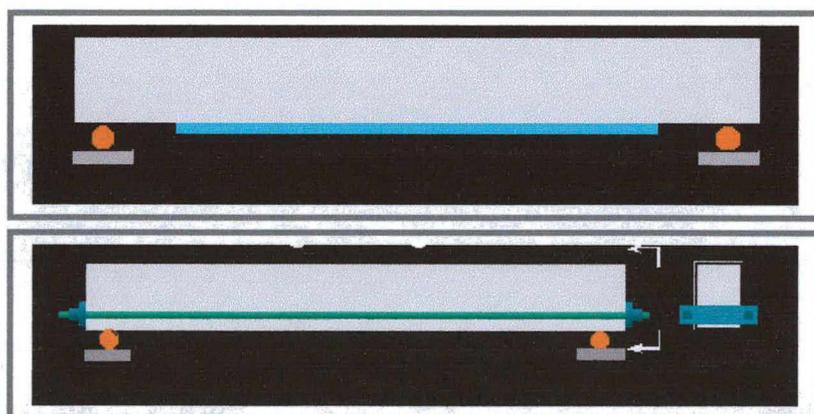
A execução de um reforço estrutural consiste no aumento da capacidade resistente do elemento a ser reforçado. Esse elemento poderá ser uma viga, uma laje, um pilar, muro de arrimo, poço de elevador ou qualquer outro elemento resistente de uma construção que necessite ter sua capacidade de suporte incrementada. Uma viga reforçada poderá sofrer incremento em sua capacidade de resistir a esforços cortantes e/ou fletores, já o reforço de um pilar poderá melhorar principalmente o seu desempenho à compressão axial. A Figura 3.1 exemplifica uma opção, dentre as várias existentes para se reforçar uma viga, um pilar e uma parede estrutural.



**Figura 3.1** – Exemplificações de reforço em viga, pilar e parede estrutural

Diversas técnicas de execução de reforço em elementos estruturais de concreto armado, são conhecidas. Segundo Monteiro et al *apud* Juvandes (1999), estas técnicas podem ser divididas em (Figura 3.2):

- Ativas: por pré-esforço exterior não aderente e;
- Passivas: por colagem de perfis ou chapas metálicas, por colocação de perfis metálicos ou por encamisamento do elemento.



**Figura 3.2** – Técnica de reforço passiva (superior) e ativa (inferior)

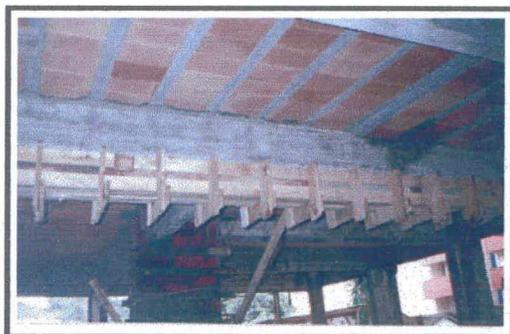
Como neste trabalho pretende-se dar maior ênfase à investigação da técnica de reforço à flexão com materiais compósitos em vigas de concreto armado, serão apenas citadas brevemente, na seqüência abaixo, algumas outras técnicas de reforço à flexão. Dentre as diversas técnicas de

reforço à flexão em vigas de concreto armado, deixa-se claro que existem aquelas que são mais utilizadas pela facilidade e rapidez da execução e principalmente por já estarem conhecidas entre os profissionais do meio técnico.

- adição no banzo inferior da viga de um novo concreto ou argamassa de elevado desempenho com novas barras de aço longitudinal

É possível conseguir o acréscimo da capacidade resistente de uma viga através do aumento de sua seção transversal resistente com a adição de armadura longitudinal inferior de flexão e recobrimento com argamassa ou concreto, como mostra a Figura 3.3.

Essa técnica de reforço apresenta alguns inconvenientes, como o fato de produzir seções finais de concreto com dimensões superiores às iniciais de projeto, dificuldades no posicionamento correto das armaduras adicionais e da necessidade de utilização de fôrmas e escoramentos.



**Figura 3.3**  
Reforço de uma viga de concreto armado por adição de barras de aço

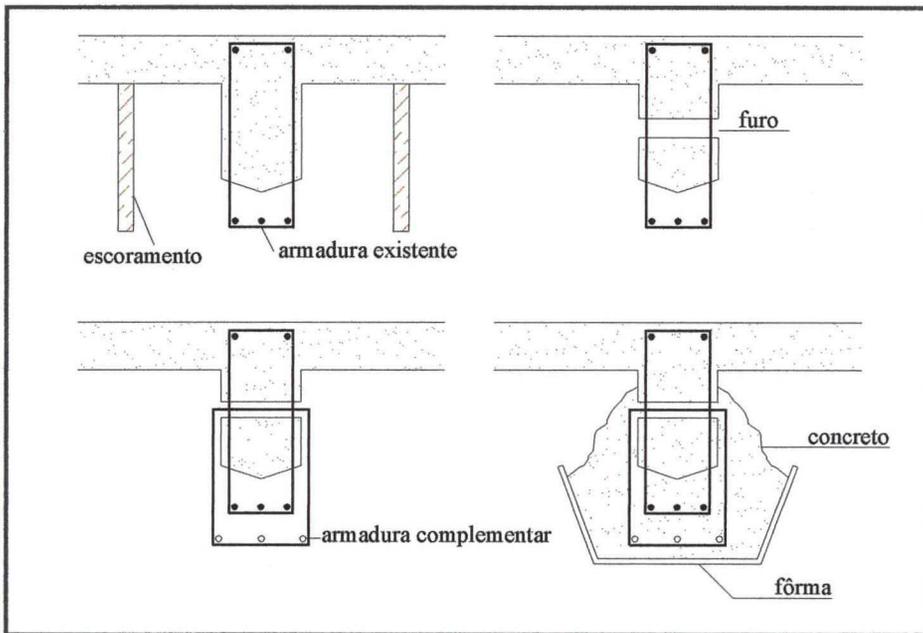
A seqüência de execução do reforço com adição de barras de aço pode ser feita da forma descrita na página seguinte e ilustrada na Figura 3.4.

-retirada da camada inferior de concreto da viga até que as barras existentes fiquem totalmente expostas. Esse serviço pode ser feito com ponteiro metálico ou outro dispositivo adequado;

-execução de furos nas laterais da viga para passagem dos estribos. Após introduzidos os estribos esses furos devem ser preenchidos, podendo-se utilizar pasta de cimento injetada, argamassa epoxídica ou graute;

- colocação das novas armaduras de reforço em posição correta;
- ajuste das fôrmas e de seu cimbramento;
- concretagem.

Após a cura inicial do concreto ou argamassa, as laterais das fôrmas devem ser removidas com talhadeira, e então, segue-se com o acabamento final da viga. É também recomendável antes da concretagem aplicar uma camada de adesivo epóxi de união entre o concreto novo e o antigo.



**Figura 3.4** – Exemplificação de reforço em uma viga de concreto armado por adição de barras de aço

- adição ou substituição da camada de concreto comprimido da viga

Esse tipo de reforço de aumento da seção transversal da viga, por meio de acréscimo ou substituição de concreto na face superior é utilizado devido à falta de capacidade resistente da zona de compressão da viga, podendo produzir ruptura por plastificação do concreto. O comportamento inadequado da zona comprimida da viga pode ser consequência da baixa qualidade do concreto empregado, da deficiência da seção de aço ou de ambos. Caso a deficiência seja devido à baixa qualidade do concreto, pode-se retirar a parte de concreto comprimida e proceder a concretagem com um concreto de qualidade e resistência superior. Cuidado especial deve ser dado para garantir a aderência entre os dois concretos, de forma que a

seção de ligação tenha a capacidade de resistir às tensões de deslizamento que irão surgir na superfície de contato entre o concreto existente e o de reforço.

- instalação de barras protendidas externamente ao corpo da viga

Normalmente as fissuras ocorridas em vigas de concreto por esforços de flexão são acompanhadas de flechas excessivas. A recuperação e reforço destes casos exigem não somente o reforço do elemento estrutural, mas também a correção do deslocamento vertical. Através de um sistema de tensão que comprima a parte inferior da viga e transfira a ela esforços verticais. O sistema de reforço com protensão está ilustrado na Figura 3.5.



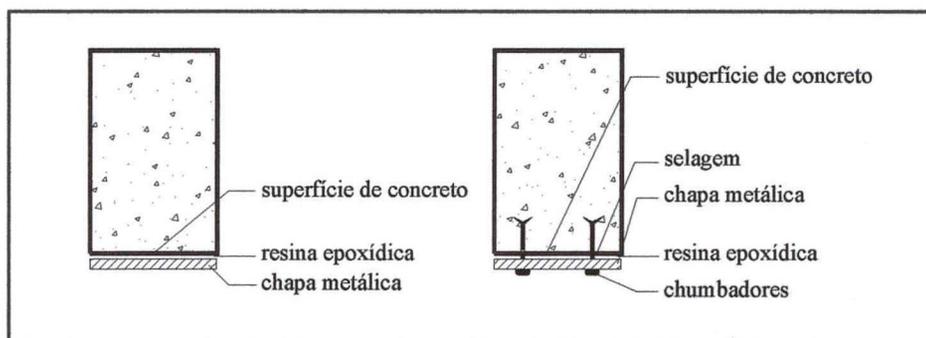
**Figura 3.5** – Reforço de viga de concreto armado por pós-tensionamento

A técnica de protensão por utilização da pós-tensão permite resolver problemas que muitas vezes não tiveram solução por outras técnicas (Cánovas, 1988). As possibilidades do protendido são muito grandes e os problemas que podem ser resolvidos são muito variados. Esta técnica tem sido aplicada em estruturas de pontes e viadutos devido à rapidez de aplicação e a possibilidade de execução sem necessidade de retirar a estrutura de serviço. Como desvantagens, a técnica apresenta algumas dificuldades práticas como promover a ancoragem das barras pós-tensionadas, manter a estabilidade lateral das vigas durante os trabalhos de pós-tensão, e, proteção das barras da corrosão. Deve também ser citado, que em casos que se decida pela utilização desta técnica,

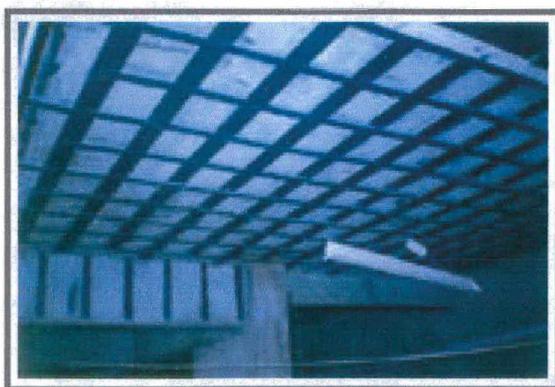
deve-se recorrer a empresas especializadas na execução dos serviços de protensão, devido não só à experiência que eventualmente possuam neste campo, mas também porque há necessidade de utilização de equipamentos especiais que não estão ao alcance de qualquer construtor.

- colagem de chapas de aço na superfície da viga, com ou sem a utilização de parafuso

A colagem de chapas de aço na superfície da peça utilizando-se formulações adesivas à base de resina epóxi com ou sem parafusos auto-fixantes (Figura 3.6) tem sido utilizada por elevar bastante a resistência à tração da peça, como também pelo fato das chapas serem unidas ao concreto em lugares adequados, não repercutindo de forma sensível nas dimensões finais da seção; por ser uma técnica de rápida execução e por possuírem um custo relativamente baixo, além da importante característica de possuir ruptura dúctil. O princípio da técnica é bastante simples; consiste da colagem de chapas de aço a superfícies de concreto com resina epóxi, formando um elemento estrutural composto: concreto-cola-aço. A Figura 3.7 ilustra caso de reforço à flexão em laje e viga de concreto armado por meio da colagem de chapas de aço ao substrato de concreto com adesivo epóxi.



**Figura 3.6** – Reforço com chapas metálicas, coladas e chumbadas (Souza et al, 1998)



**Figura 3.7** – Reforço à flexão em laje e viga de concreto armado por meio da colagem de chapas de aço

O êxito desta técnica de reforço está diretamente relacionado à adesão da resina epóxi com os materiais, aço e concreto. Por isso, é necessário que as superfícies destes materiais sejam totalmente isentas de líquidos, pó ou sólidos de pouca resistência e que possam diminuir o efeito da aderência.

A execução de reforço com chapas de aço coladas em vigas de concreto armado requer o emprego de pessoal competente, que de certa forma siga procedimento igual ou similar ao abaixo descrito:

- eliminação de ressaltos ou rebarbas formados por tábuas das fôrmas na superfície de concreto. Esse serviço poderá ser feito com ponteiro ou pedra de esmeril;
- limpeza das chapas de aço com jateamento de areia. Caso existam manchas de graxa nas chapas, estas poderão ser removidas com acetona;
- limpeza da superfície de concreto com jato de areia e retirada do pó acumulado com jatos de água sob pressão e secagem com jatos de ar comprimido;
- aplicação de uma camada de adesivo sobre a superfície da chapa de aço e de concreto. Deve ser observada a existência ou não de fissuras na superfície de concreto, as quais devem ser seladas (conforme procedimento descrito no capítulo 2), antes da aplicação da resina;
- correto posicionamento da chapa e pressionamento ao concreto por meio de escoramento adequado. Esse pressionamento deve ser mantido até que a resina tenha endurecido totalmente, no mínimo 24 horas, segundo bibliografias existentes. Eventuais soldas devem ser executadas depois da colagem e limpas com escova de aço seguido de tratamento com pintura anticorrosiva;
- segundo Souza et al (1998), as superfícies das chapas metálicas que não ficam em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico em pó de zinco.

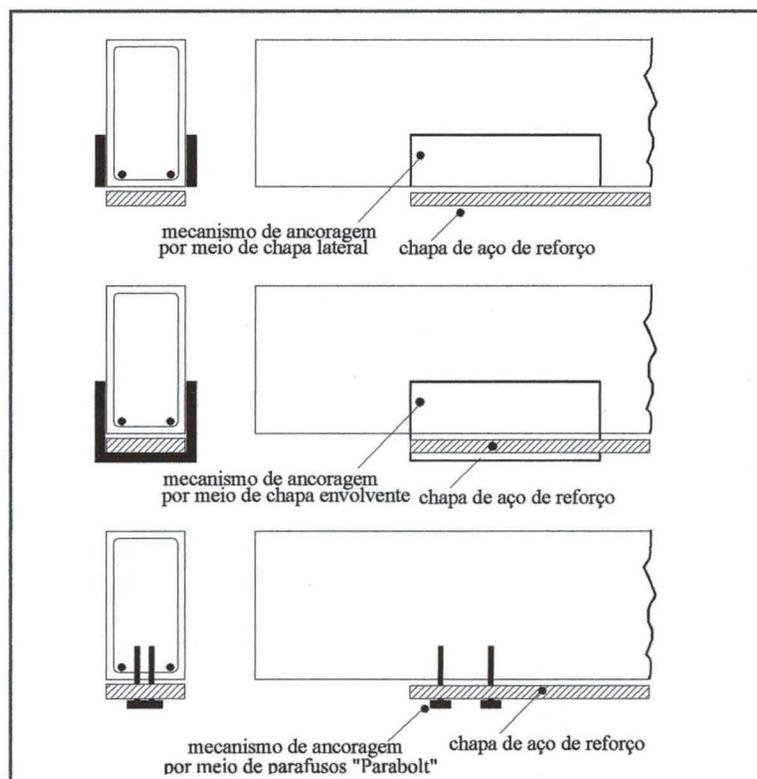
É conveniente citar alguns itens da regulamentação recomendada pelo CEB (1983) *apud* Souza et al (1998), que especifica:

- a espessura da camada de cola não deve exceder 1,5 mm. Já Cánovas (1984) sugere que este limite seja de 1,0 mm;

- a espessura da chapa não deve ultrapassar 3,0 mm, a não ser que sejam utilizados dispositivos especiais de ancoragem;
- o incremento a obter nos esforços resistentes, comparada a situação depois do reforço com a original, não deve ser superior a 50%, tanto para a flexão como para o cisalhamento.

Apesar do aço ser o material de reforço mais conhecido nas aplicações de reabilitação estrutural, sua técnica de reforço não deixa de apresentar algumas desvantagens significativas, como o problema do risco de corrosão na ligação das chapas ao adesivo; a dificuldade de aplicação das chapas devido ao alto peso próprio do material; a necessidade de criação de juntas de ligação entre as chapas, devido às limitações das dimensões para o seu transporte; o difícil manuseio; a tendência de descolamento das extremidades da chapa em relação ao substrato, devido às elevadas concentrações de tensões nessa região, devendo ser dada atenção especial à questão da aderência, quando não são utilizados parafusos para que não ocorra a ruptura brusca da peça por descolamento da chapa de aço do concreto.

Campagnolo *apud* Reis (1998), indica alguns tipos de ancoragens para os casos de reforço à flexão de vigas de concreto armado com chapas de aço coladas, conforme mostra a Figura 3.8.



**Figura 3.8** – Ancoragens estudadas por Campagnolo (1993)

A bibliografia existente sobre o assunto relata que os primeiros ensaios em vigas de concreto armado reforçadas com chapas metálicas foram realizados na França nos finais dos anos 60, por L'Hermitte (1967) e Bresson (1971). A primeira aplicação notificada desta técnica aconteceu em Durban, na África do Sul, na década de 60, com o objetivo de se reforçar as vigas de um complexo residencial que por falhas de execução tinham armaduras menores do que as projetadas. Até hoje, em todo o mundo foram reforçadas com êxito várias estruturas de concreto, incluindo pontes, através da aplicação da técnica de colagem exterior de chapas metálicas.

O sucesso do sistema de reforço de estruturas de concreto armado por colagem de chapas metálicas levou a que, no início da década de 90, um conjunto de pesquisadores, de entre os quais se destaca Urs Méier, do EMPA, de Zurique, se dedicasse à investigação de alternativas ao aço, particularmente através do recurso a materiais mais leves e mais duráveis (Ripper, 1998).

A evolução na tecnologia de novos materiais tornou possível substituir as chapas de aço utilizadas no reforço de estruturas de concreto, por materiais mais leves, resistentes, duráveis e de fácil aplicação em obras de reabilitação estrutural, denominados por FRP – *Fiber Reinforced Polymer*, conhecido em português por polímero (plástico) reforçado com fibra (PRF).

Os produtos de plásticos reforçados com fibras (PRF) podem alcançar comportamento estrutural semelhante ou até mesmo superior aos produtos metálicos geralmente utilizados no reforço de elementos estruturais em concreto armado, como as barras de aço, cabos de aço protendidos e chapas de aço coladas (ACI 440R, 1996).

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) são produtos formados pela combinação de dois ou mais materiais, ou seja, fibras de alta resistência são aplicadas a uma matriz de resina, e por isso são classificados como materiais compósitos avançados. Alvenaria estrutural, concreto armado, madeira laminada colada são materiais compósitos usuais.

A aplicação de materiais compósitos avançados na Engenharia Civil, é ainda reduzida, porém, desde 1940, estes materiais desempenham funções estruturais importantes no campo da engenharia militar, aeroespacial, náutica, ferroviária e automobilística. Devido ao seu êxito nesses campos, as aplicações destes materiais na Engenharia Civil estão a cada dia despertando mais o interesse de profissionais que buscam um material de elevada resistência à tração, de baixo peso específico, de elevada resistência à fadiga, de bom amortecimento ao choque e ao isolamento eletromagnético, entre outras propriedades.

### **3.2 Materiais Compósitos Avançados Aplicados como Reforço Estrutural na Engenharia Civil**

No contexto do presente trabalho, os materiais compósitos são definidos pela combinação macroscópica de dois ou mais componentes distintos, que não se dissolvem e que possuem uma interface identificável entre si. O material resultante apresenta propriedades superiores àquelas dos componentes individuais, graças à combinação de um componente estrutural, que apresenta grande resistência, elevado módulo de elasticidade e têm a forma de pequeno diâmetro – as fibras - e o outro, matricial, que envolve completamente as fibras permitindo boa transferência de tensões entre elas – a matriz.

Os compósitos podem ser construídos a partir da combinação de dois ou mais materiais, sejam eles metálicos, orgânicos ou inorgânicos. Embora as combinações possíveis sejam virtualmente ilimitadas, as formas dos componentes são mais restritas, entre as mais usadas citam-se as fibras, lâminas, flocos, fillers e matrizes. A matriz é o corpo do compósito e serve para unir os macro-componentes e dar forma ao compósito. As fibras, partículas, lâminas e fillers são os componentes estruturais e determinam a estrutura interna do compósito (Beber, 1999).

A interação entre os componentes de um compósito resulta em um novo grupo de propriedades, derivadas da combinação das propriedades individuais de cada componente. As propriedades e características inerentes a cada componente é que determinam as propriedades do compósito. A distribuição e a quantidade relativa de cada componente são variáveis que conferem aos materiais compósitos a sua versatilidade.

A performance de um compósito depende das suas propriedades mecânicas; da natureza, da orientação, da forma e da composição química das fibras; do arranjo estrutural entre os componentes e da adesão entre as fibras.

Materiais compósitos avançados são os construídos com fibras de carbono, de vidro ou aramida e são os que mais têm chamado a atenção de pesquisadores envolvidos em aplicações estruturais, tanto em peças de concreto armadas com compósitos, como em elementos de concreto armado a serem reforçados externamente pela colagem de material compósito. Os materiais compósitos objeto de estudo deste trabalho são definidos por polímeros reforçadas com fibras – PRF – de alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade aplicadas a uma matriz

de resina, geralmente a epóxi, de baixo módulo e baixa resistência. Segundo o ACI 440-R (1996), as funções da matriz polimérica são de transferência de tensões entre as fibras e de proteção da mesma a ataques provenientes do meio-ambiente e de danos mecânicos.

Os PRF apresentam interessantes propriedades para as aplicações em Engenharia Civil, como as elevadas resistência e rigidez, o baixo peso específico, a grande durabilidade, a facilidade de assumir formas complexas e a possibilidade em admitir propriedades direcionais no aspecto estrutural. Por isso os PRF têm sido empregados, em Engenharia Civil, no reforço de estruturas de concreto armado, sendo bastante utilizados em estruturas de pontes e viadutos, no confinamento de pilares, em reforço de vigas e lajes fletidas.

Os PRF começaram a ser utilizados como reforço de estruturas na Engenharia Civil no início da década de 90 no Japão e na Suíça, e segundo Meier (1992); Meier et al. (1992), a *Ibach Bridge*, em Lucerna, foi a primeira ponte a ser reparada através do uso de polímero reforçado com fibras de carbono na Suíça. Neste caso, foram aplicados 6,2 kg de material compósito em substituição a 175 kg de aço.

Seible et al (1998) comenta que reforços realizados com fibras de carbono em colunas de pontes de concreto armado na Califórnia propiciaram principalmente uma maior velocidade de aplicação deste sistema de reforço e, um tempo de cura de aproximadamente um quarto do tempo necessário para cura do reforço caso tivesse optado pela aplicação de materiais metálicos.

Os PRF têm sido utilizados com sucesso como alternativa de reforço às mais variadas solicitações, como flexão, cisalhamento, compressão por confinamento de pilares, resistência à explosão e reabilitação após abalos sísmicos. A utilização dessa técnica é um importante passo na evolução tecnológica da Engenharia aplicada à reabilitação de estruturas. Atualmente, vêm sendo realizadas diversas pesquisas sobre o reforço à flexão e ao cisalhamento em vigas de concreto armado através do uso de PRF especialmente com fibras de carbono, com o objetivo de melhor compreender o comportamento e melhor explorar as vantagens técnicas oferecidas por essa técnica de reforço estrutural.

Como um PRF é formado pelas fibras e pela matriz, na seqüência apresenta-se uma breve referência aos conceitos sobre estes dois componentes.

### 3.2.1 As fibras

De acordo com Malek *apud* Juvandes (1999), a “*American Society for Testing Materials (ASTM) – Committee D30*” define fibras como materiais alongados com dimensão na razão 1/10, no mínimo, com uma seção transversal de  $5 \times 10^{-2} \text{ mm}^2$  e uma espessura máxima de 0,25 mm.

As fibras em filamento de configuração contínua, designadas “*Continuous Fibers*”, são as mais apropriadas para o reforço de estruturas de concreto, devido à possibilidade de orientação numa direção específica (ACI 440-R, 1996).

As principais fibras comercialmente utilizadas em PRF para aplicações em Engenharia Civil, são as fibras de vidro, as fibras de aramida e as fibras de carbono, conforme características descritas a seguir.

- Fibras de vidro

As fibras de vidro são as mais populares das fibras pois o seu custo de produção é baixo e quando embebidas em uma matriz plástica, produz um compósito com alta resistência. Entretanto, as fibras de vidro não apresentam rigidez necessária a algumas aplicações estruturais. São obtidas pela mistura de diferentes composições, baseando-se na química do vidro para atingir as propriedades físicas (resistência à tração e módulo de elasticidade) ou químicas (resistência aos álcalis) desejadas.

As fibras de vidro são comercializadas em três formulações diferentes: E-Glass, S-Glass e C-Glass (ACI 440-R, 1996). A família do E-Glass é utilizada em situações onde a resistência elétrica e baixo custo são importantes. Esta família compreende aproximadamente de 80 a 90% da fibra de vidro comercializada. A família S-Glass, em comparação com a E-Glass, possui maior resistência e rigidez, e se constitui na forma da fibra de vidro de mais elevado custo, sendo produzida sob um rigoroso controle de qualidade e geralmente para atender a necessidades militares. A família C-Glass é freqüentemente utilizada em compósitos que necessitam ser resistentes à corrosão.

Em geral, as fibras de vidro são sensíveis a álcalis, não devendo, portanto entrar em contato direto com o concreto. Segundo Nanni et al (2001), as soluções alcalinas causam prejuízo ao nível da interface fibra-resina devido ao ataque químico, acarretando perda da

resistência à tração e das propriedades transversais interlaminares do compósito. Resinas duráveis ao ataque alcalino podem ser a resposta ao problema. Entretanto existem fibras de vidro resistentes ao ataque alcalino, logo são mais caras, e estudos iniciais apontam para o decréscimo desta resistência ao longo do tempo.

Segundo Faza et al *apud* Nanni (1993), as principais funções das fibras de vidro na formação do compósito são:

- módulo de elasticidade para garantir rigidez ao compósito;
- resistência à tração;
- baixa variação de resistência entre as fibras;
- diâmetro uniforme.

- Fibras de aramida

Existem diversas fibras orgânicas disponíveis e que podem ser usadas em aplicações estruturais. Contudo, o custo e a durabilidade, são fatores que restringem o seu uso em aplicações específicas (ACI 440-R, 1996).

As fibras de aramida, que são as fibras orgânicas mais popularmente conhecidas, possuem resistência similar às fibras de vidro, módulo de elasticidade inferior ao das fibras de carbono e foram introduzidas no mercado por volta de 1970. São menos densas do que as fibras de carbono e são especialmente desejáveis pela notável relação resistência-peso.

Algumas propriedades das fibras de aramida, conforme ACI 440-R (1996), são:

- podem ser degradadas por ácidos e bases fortes. São resistentes à maioria dos outros solventes e produtos químicos. Pode ocorrer degradação por raios ultra-violeta;
- são isolantes elétricos;
- são altamente estáveis termicamente. As fibras se decompõe a 425 graus Celsius mas não são utilizadas a temperaturas acima de 150 pois elas oxidam.

- Fibras de carbono

Conforme Schwartz (1984), as fibras de carbono são caracterizadas por uma combinação de baixo peso, alta resistência e grande rigidez.

O agrupamento de um conjunto da ordem da dezena de milhar de filamentos de fibras de carbono, adquire a espessura de um fio de cabelo, e é capaz de apresentar excepcionais características mecânicas, que, a depender do arranjo microestrutural das fibras, podem ser traduzidas tanto num maior módulo de elasticidade como numa maior resistência à tração (Ripper e Souza, 1998).

As fibras de carbono destacam-se pelas seguintes características:

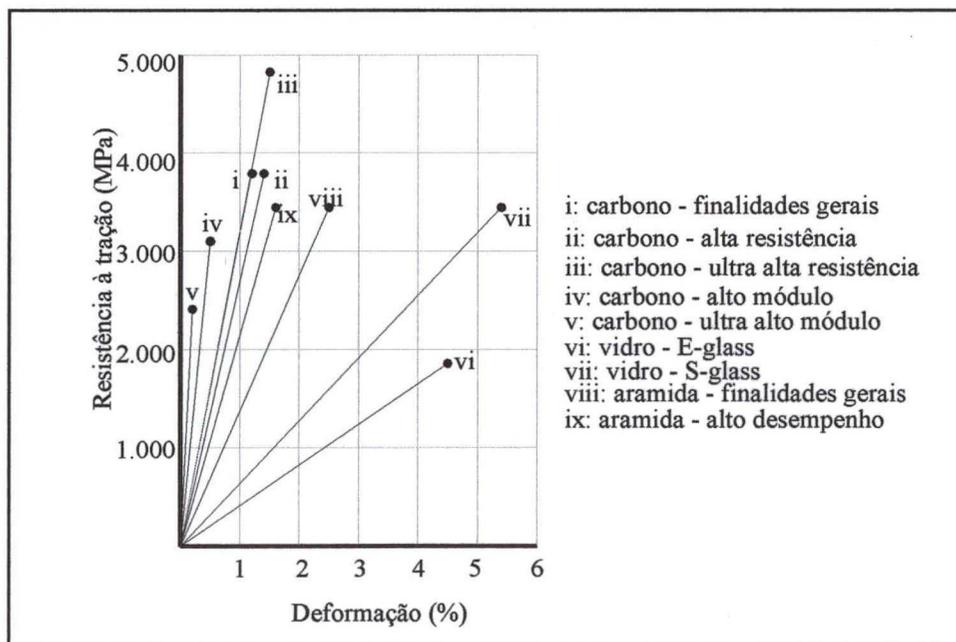
- alto módulo de elasticidade;
- excepcional resistência a todos os tipos de ataque químico, não sendo afetadas pela corrosão, pois o carbono é inerte;
- ótimo comportamento quanto à fadiga;
- muita leveza, tendo um peso específico da ordem de  $18 \text{ kN/m}^3$ ;
- possuem baixa resistência ao impacto devido a sua pequena deformação.

A Tabela 3.1 apresenta propriedades de tração típicas das fibras de carbono, vidro e aramida, segundo o ACI 440 (2000).

**Tabela 3.1 – Propriedades de tração típicas das fibras de carbono, vidro e aramida (ACI 440, 2000)**

Tipo de fibras		Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Alongamento último (%)
carbono	finalidades gerais	220 – 235	3790	>1,2
	alta resistência	220 – 235	3790 - 4825	>1,4
	ultra alta resistência	220 – 235	4825 - 6200	>1,5
	alto módulo	345 – 515	3100	>0,5
	ultra alto módulo	515 – 690	2410	>0,2
vidro	E-glass	69 – 72	1860 - 2685	>4,5
	S-glass	86 – 90	3445 - 4825	>5,4
aramida	finalidades gerais	69 – 83	3445 - 4135	>2,5
	alto desempenho	110 – 124	3445 - 4135	>1,6

Na Figura 3.9 representa-se o destaque da elevada resistência à tração e alto módulo de elasticidade das fibras de carbono, assim como especificado na Tabela 3.1.



**Figura 3.9 – Representação das curvas típicas de tração versus deformação das fibras (conforme Tabela 3.1)**

Segundo o ACI 440 (2000), os PRF possuem densidades que variam de 12,5 a 21 kN/m<sup>3</sup>, sendo cerca de quatro a seis vezes inferior à densidade do aço, conforme mostra a Tabela 3.2. O baixo peso reduz o custo com o transporte e facilita a instalação do sistema na obra.

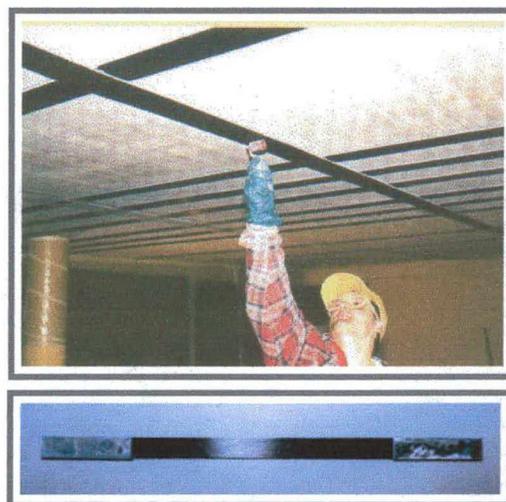
**Tabela 3.2** – Densidades típicas dos PRF (ACI 440, 2000)

Aço	PRFV <sup>1</sup>	PRFA <sup>2</sup>	PRFC <sup>3</sup>
79 kN/m <sup>3</sup>	12,5 – 21 kN/m <sup>3</sup>	12,5 – 14 kN/m <sup>3</sup>	15 – 16 kN/m <sup>3</sup>
1- polímero reforçado com fibras de vidro. 2- Polímero reforçado com fibras de aramida. 3- Polímero reforçado com fibras de carbono.			

Como o principal assunto deste trabalho refere-se a polímeros reforçados com fibras de carbono, a seguir apresentam-se as principais formas comercializadas deste sistema para aplicações em casos de reforço estrutural pela colagem do PRFC ao elemento de concreto por meio de um adesivo.

- Laminados pultrudados de PRFC

São fabricados com espessura da ordem do milímetro e em larguras padrões, como representado na Figura 3.10 ao lado. Segundo o ACI 440-R (1996), os laminados pultrudados são as formas mais comuns de compósitos reforçados com fibras usados em aplicações estruturais. São resultados da impregnação de um conjunto de feixes ou camadas contínuas, de fibras previamente alinhadas e esticadas, por uma resina, consolidadas por um processo de pultrusão com controle da espessura e largura. Podem ser fabricados em chapas ou tiras.

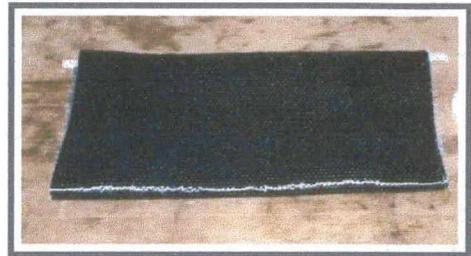


**Figura 3.10**  
Aplicação do laminado (acima) e  
detalhe do laminado (abaixo)  
(Catálogo Sika)

Os laminados pultrudados são elementos pré-fabricados bastante utilizados para reforços à flexão em vigas e lajes, e, são aplicados diretamente pela colagem à superfície de concreto com adesivo.

- Laminados de folhas e mantas flexíveis unidirecionais

As mantas unidirecionais (Figura 3.11) são constituídas pela disposição de feixes de fibras de carbono paralelas e agrupadas de forma contínua sobre uma tela impregnada com mínimas quantidades de resina epóxi. A sua espessura é de décimos de milímetro e o compósito é formado após a execução do reforço, ou seja, polimerizado ou endurecido “in situ”. As folhas e mantas flexíveis são utilizadas para o reforço de vigas, lajes e em confinamento de pilares.



**Figura 3.11** – Manta de fibra de carbono

Este sistema é o que será utilizado neste trabalho, e consiste de manta com fibras de carbono unidirecionais saturadas em campo, após impregnação das fibras com resina epóxi. A resina epóxi, neste sistema de reforço, tem a dupla função de colar as fibras da manta ao substrato de concreto e impregná-las, formando dessa maneira o compósito.

Segundo Juvandes (1999), esta forma comercial do PRFC tem sido promovida pelo Japão, e é identificada tecnicamente por “*Fiber Reinforced Plastic Sheet*”, e futuramente esses produtos serão classificados como sistemas de PRF curados “in situ”.

- Laminados de tecidos fabricados “in situ”

O sistema de PRFC em forma de tecido diferencia-se das folhas e mantas unidirecionais pelo agrupamento das fibras no plano, podendo ser caracterizados por um entrelaçamento direcionado de faixas de fibras bidirecionais, por um espalhamento aleatório das fibras ou por fios contínuos de fibras de carbono unidirecionais, bidirecionais ou multidirecionais. Os tecidos, por possuírem fibras em duas ou mais direções, adquirem espessura média da ordem de 0,5 mm.

Em casos de reforço estrutural de colunas de concreto armado, têm sido colado ao concreto por meio de uma resina epóxi, um sistema de feixes de fibras de carbono contínuas, com a forma de fios pré-impregnados.

Na Tabela 3.3 é apresentado um resumo comparativo entre as formas comercializadas de PRFC e utilizadas no reforço de estruturas de concreto armado.

**Tabela 3.3** – Comparação das características entre as formas comercializadas de PRFC (Ripper, 1998)

Parâmetro	Laminados pré-fabricados	Mantas	Tecidos
Quantidade de fibras (kg/m <sup>2</sup> )	0,2 a 0,4	0,2 a 0,4	0,3 a 0,5
Espessura de cálculo (mm)	1 a 1,4	0,11 a 0,23	0,27 a 0,45
Espessura do PRFC (mm)	1 a 1,4	0,35 a 0,65	0,9 a 1,6
Proporção de fibras no polímero (%)	65 a 75	25 a 40	20 a 35

Ao optar por um dos sistemas de PRFC, mais adequado à situação específica existente, deve-se também estabelecer o agente, denominado de adesivo ou cola, responsável pela colagem do sistema ao elemento de concreto a reforçar. E para que o desempenho do elemento reforçado seja o mais satisfatório possível, não se deve esquecer dos produtos designados por primários e por regularizadores de superfície, responsáveis respectivamente, por melhorar a capacidade adesiva da superfície de concreto e por eliminar irregularidades garantindo uma superfície lisa para a colagem do sistema de PRFC.

O principal adesivo usado nos sistemas de PRFC é o epóxi, formulado especificamente para otimizar o desempenho estrutural do PRFC diante das condições de exposição adversas.

Segundo Juvandes (1999), no caso dos laminados, o agente adesivo é um material distinto do compósito, sendo do tipo epóxido em aplicações realizadas na Europa. Já nos sistemas curados “in situ”, o agente adesivo é a própria resina de impregnação das fibras e de polimerização do compósito.

Conforme o ACI 440 (2000), o adesivo é responsável pela ligação do laminado ao substrato de concreto e pode também ser usado para estabelecer a ligação entre as diversas camadas do laminado. Já a resina de saturação é usada para impregnar as fibras de um PRF de forma a estabelecer transferência de tensões entre elas. Para os sistemas curados “in situ”, a resina de saturação atua como adesivo.

### 3.2.2 A Matriz Polimérica

A maioria das publicações sobre compósitos, principalmente na área do concreto armado com compósitos, relatam especial atenção às fibras, e de maneira geral enfocam que as fibras exercem função estrutural principal no compósito. Contudo, é essencial salientar que a matriz polimérica desempenha funções importantes em um compósito, entre as quais, citam-se: garantir a transferência de tensões de fibra a fibra, de forma que todas as fibras trabalhem em conjunto; proteger as fibras da agressividade ambiental e dos danos mecânicos e impedir deslocamentos verticais ou horizontais das fibras.

Segundo o ACI 440-R (1996), a matriz polimérica é altamente viscoelástica. Quando uma carga externa é aplicada, ela apresenta uma deformação elástica instantânea seguida de uma lenta deformação viscosa.

Ainda segundo o ACI 440-R (1996), a matriz de um material polimérico reforçado com fibras pode ser do tipo termofixa (*thermoset polymer*) ou termoplástica (*thermoplastic polymer*).

As matrizes poliméricas termofixas são líquidos de baixo peso molecular com viscosidades muito baixas. Elas possuem boa estabilidade térmica e resistência química porém baixa resistência a impactos. A principal característica deste material refere-se ao fato de não poder ser reformado ou moldado novamente após um aumento na sua temperatura, ou seja, as ligações químicas que ocorrem durante a cura se constituem em um processo irreversível, daí o fato de serem chamados de polímeros termofixos. As matrizes poliméricas termofixas (poliésteres, vinil ésteres e epóxis) são correntemente utilizadas em aplicações estruturais. Dentre as matrizes termofixas utilizadas na área de materiais para o reforço de estruturas, as resinas epóxi, que são derivadas do petróleo, têm sido as mais empregadas.

As matrizes termoplásticas, por outro lado, têm alta resistência a impactos e fraturas, porém o progresso do uso comercial em aplicações estruturais é pequeno. O maior obstáculo se constitui no fato delas serem muito mais viscosas que as termofixas, sendo, desta maneira, difíceis de se combinarem com fibras contínuas em um método de produção viável. Os polímeros termoplásticos têm a capacidade de serem amolecidos e tomarem novas formas com a elevação de sua temperatura e reendurecidos novamente com o decréscimo da mesma.

Segundo o ACI 440-R (1996), as resinas epóxi são utilizadas em aeronaves, naves espaciais e atualmente como parte integrante da maioria dos materiais compósitos disponíveis no mercado com função de armadura para estruturas de concreto.

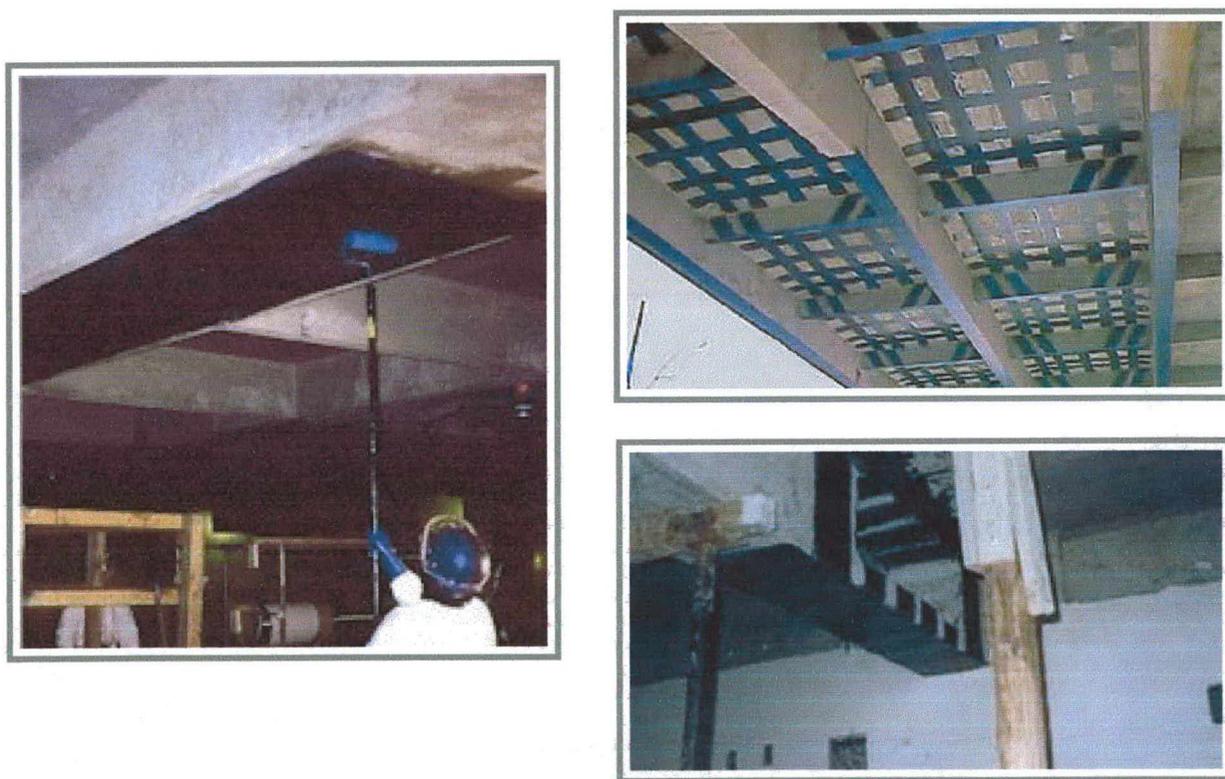
As resinas epóxi, disponíveis comercialmente desde a década de 40, são consideradas o tipo de resina mais versátil para matriz de um produto de PRF, devido as suas boas propriedades de adesão às fibras, boa resistência química, boas propriedades elétricas, alta temperatura de transição vítrea e propriedades mecânicas superiores aos outros polímeros (Bakis *apud* Nanni, 1993).

Segundo Souza et al (1998), uma propriedade importante das formulações epoxídicas é a ausência quase total de retração durante o processo de cura, o que garante a integridade da superfície de ligação. No entanto, elas têm o coeficiente de dilatação térmica bastante superior ao do concreto, e, por isso, os serviços realizados em peças submetidas a variações acentuadas de temperatura podem estar sujeitos ao surgimento de fissuras e a deslocamentos relativos acentuados por incompatibilidade de deformações.

Segundo Saadatmanesh *apud* Silva (2001), a resina deverá ter rigidez e resistência para transferir os esforços de cisalhamento entre o material compósito e o concreto, não devendo ser nem muito rígida, o que pode causar rupturas frágeis e repentinas sem se obter ganhos de resistência, nem muito flexível, quando o material de reforço se deforma demais impossibilitando os aumentos de rigidez e da capacidade última da peça.

### 3.3 Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por meio da Colagem de PRFC

A aplicação da técnica de colagem de plásticos reforçados com fibras de carbono (PRFC), consiste atualmente numa realidade aceita na indústria da construção civil, ampliando de forma excepcional o horizonte do reforço em estruturas de concreto armado. Como já mencionado anteriormente, essa técnica de reforço surge na seqüência de um critério de alternativa à comprovada aplicação de chapas metálicas em estruturas de concreto. A Figura 3.12 ilustra casos de reforço à flexão de vigas e de laje de concreto armado com utilização de PRFC.



**Figura 3.12** – Reforço à flexão em vigas e laje de concreto armado por meio da colagem de PRFC

Neste item, propõe-se apresentar o tema principal de investigação de algumas importantes contribuições experimentais, que estão diretamente relacionadas ao tema principal de investigação do presente trabalho, ou seja, procura-se apresentar trabalhos que investigaram o desempenho de mecanismos de incremento de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono, e também, aqueles trabalhos, em que os autores perceberam a ocorrência indesejada do desprendimento prematuro do reforço.

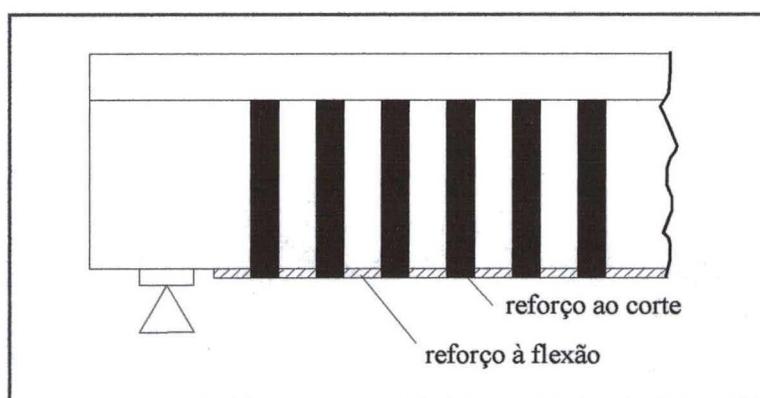
### 3.3.1 Contribuições Experimentais

Tese de Doutorado de Kaiser (1989)

Kaiser *apud* Juvandes (1999), realizou ensaios em vigas de concreto armado, com 2 m de comprimento, reforçadas pela colagem de laminados de PRFC e mistos de PRFC/PRFV, com adesivo epoxídico. Os resultados experimentais permitiram concluir que a resistência última das vigas aumentou em 22% e que houve algum incremento de rigidez, sobretudo se o laminado for pré-tracionado antes da colagem.

A colagem do laminado conduziu a uma maior distribuição do padrão de fissuração e a um menor valor da largura de abertura das fissuras, em relação ao modelo de referência de concreto armado e para o mesmo nível de carga.

O autor alerta para que se preste especial atenção à formação das fissuras de corte no concreto, uma vez que são responsáveis pelo destacamento prematuro do laminado e, conseqüentemente, pelo insucesso do reforço. No sentido de controlar as fissuras na viga, o autor propõe o reforço à flexão e ao corte através da colagem de laminados nas faces inferior e laterais das vigas, como se exemplifica na Figura 3.13.



**Figura 3.13** – Viga de concreto armado reforçada com armaduras exteriores (Kaiser, 1989)

Nesta tese de doutorado, Kaiser (1989) mostrou sua preocupação com o destacamento prematuro do laminado de reforço das vigas de concreto armado. Porém pesquisadores como Van Gemert (1981); Jones et al. (1988); Appleton et al. (1995) e Gomes et al. (1998) *apud* Juvandes (1999), em estudos sobre o comportamento de vigas de concreto armado, reforçadas à

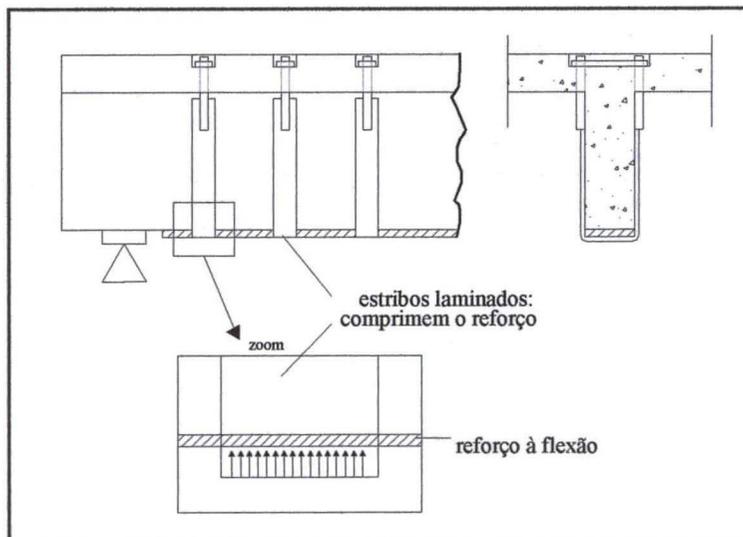
flexão por adição de chapas metálicas, já apontavam para a conveniência do uso de mecanismos de ancoragem mecânica das chapas, de modo a prevenir o destacamento frágil da extremidade e simultaneamente incrementar a ductilidade e otimizar a capacidade última da viga. Considerações como estas têm sido compartilhadas por autores de vários trabalhos recentes sobre investigação com sistemas compósitos de PRFC (laminados, mantas e tecidos).

- Centro de Investigação Suíço EMPA–*Swiss Federal Laboratories for Materials and Research*

Segundo Fortes (2000), o EMPA, após a realização de diversos ensaios em vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, demonstrou a possibilidade de surgimento de um esforço cortante na região do reforço devido à diferença de nível entre faces adjacentes de fissuras, provocando o descolamento das lâminas de PRFC (“*peeling-off*”).

- Ensaios realizados por Rostásy et al. (1996 e 1997-b) e Taerwe et al. (1997)

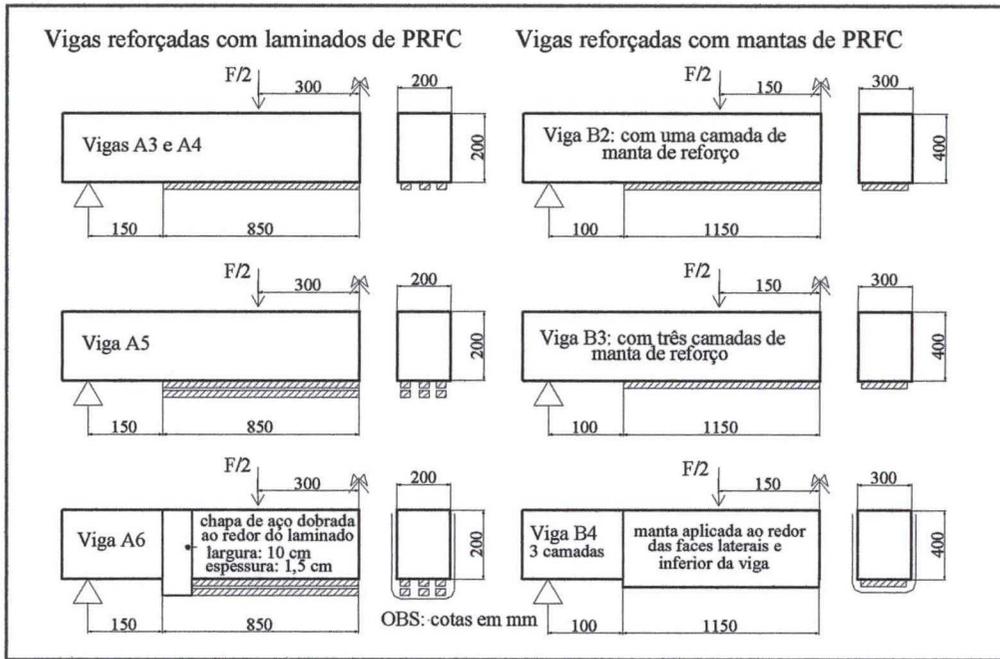
Conforme citado em Juvandes (1999), os resultados observados nos ensaios realizados por Rostásy et al. (1996 e 1997-b) e Taerwe et al. (1997), indicam que a adição de sistemas de fixação dos laminados tracionados, de preferência ao longo de todo o comprimento da ligação (concreto-adesivo-PRFC), criam forças de compressão transversais à ligação com efeitos benéficos, frente aos mecanismos de delaminação e de “*peeling*”, que vão se formando durante a sollicitação da estrutura (Figura 3.14).



**Figura 3.14** – Mecanismo de prevenção do descolamento do laminado de PRFC por adição de estribos planos, Rostásy et al. (1997-b)

- Arduini (1997)

Arduini e sua equipe conduziram duas séries de ensaios em vigas de concreto armado reforçadas externamente à flexão, sendo a primeira série de vigas reforçadas com laminados pré-fabricados de PRFC e a segunda série de vigas reforçadas com mantas de PRFC, como mostrado e exemplificado na Figura 3.15.



**Figura 3.15** – Vigas ensaiadas por Arduini (1997)

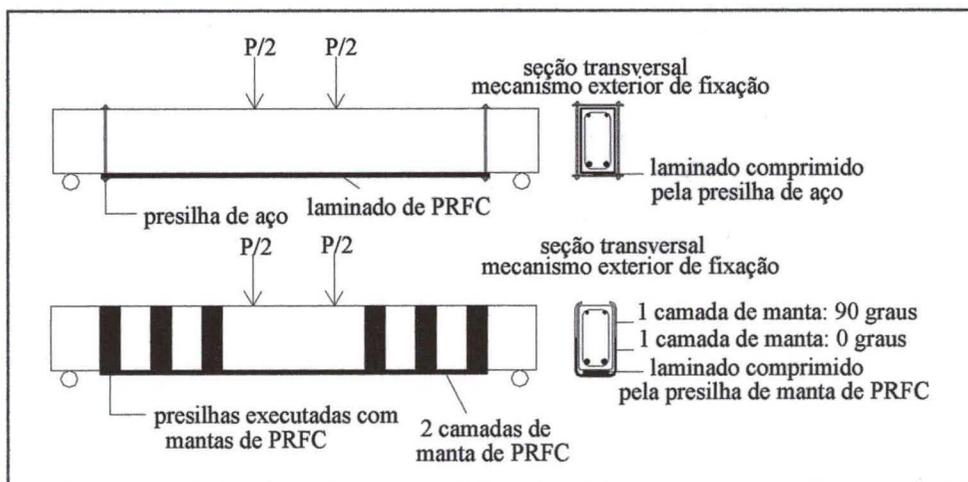
Os modos de ruptura observados por Arduini (1997), foram pelo autor relatados da seguinte forma: as vigas A3 e A4 mostraram um rompimento brusco do concreto no nível da armadura inferior na região de uma das extremidades dos laminados. Isto ocorreu devido a elevadas tensões cisalhantes transferidas ao concreto pelo laminado. Em ambas as vigas uma fissura se iniciou nas extremidades dos laminados e se propagou ao longo do cobrimento de concreto, paralela às barras longitudinais. A viga A5 rompeu com uma carga menor a das vigas A3 e A4, devido a uma ruptura ao cisalhamento do concreto na extremidade do laminado. Este mecanismo de ruptura repentino, observado nas vigas A3, A4 e A5, foi parcialmente corrigido na viga A6, colocando-se chapas de aço nas extremidades do laminado. Com isso a carga pôde aumentar até o aparecimento da mesma fissura de cisalhamento. A viga B2 teve a manta rompida no meio do vão após o escoamento da armadura. A viga B3 alcançou a ruptura por descolamento da manta, sendo registrado um aumento de carga de cerca de 2,5 vezes superior ao observado na

viga sem reforço. Na viga B4 o descolamento foi parcialmente contido, resultando na maior capacidade de carga observado.

Como uma das conclusões o autor relata que as vigas de concreto armado reforçadas com material polimérico reforçado com fibras podem apresentar rupturas convencionais e prematuras, sendo que com a existência de mecanismos de incremento de ancoragem pode-se projetar uma viga com eventual ruptura com aviso e evitar a ruptura frágil e repentina.

- Dissertação de mestrado de Dias (2000)

No Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Dias (2000) realizou um programa experimental comparando o comportamento à flexão de dois grupos de vigas de concreto armado. Um grupo correspondente a uma viga simplesmente armada (tomada como referência) e outro englobando vigas reforçadas através da colagem de dois sistemas compósitos de PRFC unidirecionais, o curado “in situ” (manta flexível) e o pré-fabricado (o laminado). Para cada sistema foram analisadas duas soluções de reforço à flexão diferenciadas pela adição ou ausência de mecanismos exteriores de fixação nas zonas de ancoragem. Com este estudo, pretendeu-se avaliar o desempenho das vigas reforçadas comparando-o com o da viga de referência e, em particular, analisar a eficiência da utilização de mecanismos exteriores de fixação do reforço. A Figura 3.16 apresenta a geometria do reforço implementado para as vigas.



**Figura 3.16** – Geometria do reforço e dos mecanismos exteriores implementados nas vigas ensaiadas por Dias (2000)

Apesar do número reduzido de ensaios, o autor, através da análise dos resultados obtidos, concluiu que a aplicação de mecanismos exteriores de fixação proporcionaram acréscimos de ductilidade e um pequeno aumento da capacidade resistente à flexão das vigas. Nas vigas reforçadas com o sistema curado “in situ” o critério de fixação do reforço longitudinal usado foi eficiente, pois o modo de ruína verificado foi a ruptura do PRFC. O mesmo não aconteceu com o mecanismo de fixação das extremidades do sistema pré-fabricado, uma vez que permitiu o escorregamento do laminado nas duas vigas, impossibilitando o aproveitamento do PRFC. Para estes casos, o autor recomenda ser necessário implementar um mecanismo que incida não só na extremidade, mas também discretamente ao longo do comprimento efetivo de ancoragem do PRFC ao concreto.

- Dissertação de mestrado de Silva (2001)

Silva (2001) desenvolveu no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp um programa experimental, visando apresentar a eficiência do uso da manta de PRFC para o reforço à flexão de vigas de concreto armado de alta resistência e propor um mecanismo preventivo para a ruptura prematura por descolamento da manta de PRFC. O autor analisou cinco vigas, com características apresentadas na Figura 3.17.

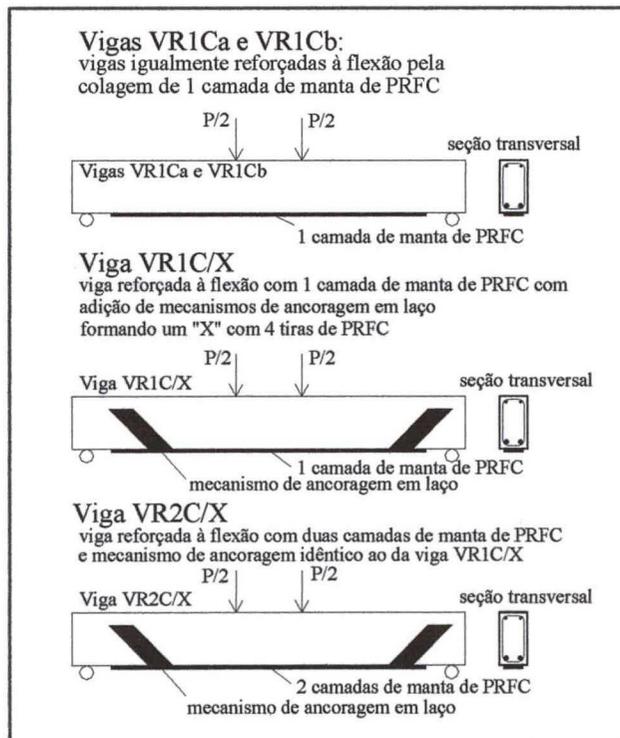


Figura 3.17 – Características das vigas ensaiadas por Silva (2001)

Segundo o autor, o mecanismo de incremento de ancoragem proposto para as vigas VR1C/X e VR2C/X mostrou-se eficiente, fazendo com que a ruína da viga fosse retardada até o instante de ruptura da manta por tração. Incrementos de até 70%, na resistência última à flexão para as vigas de concreto armado de alta resistência foram obtidos com o reforço à flexão executado.

Silva (2001) relata que o emprego de mecanismos de ancoragem da manta de PRFC, como forma de prevenção de eventual ruptura prematura indesejada por descolamento da manta do substrato de concreto, deve ser um procedimento corrente na execução de reforços à flexão em vigas de concreto armado.

### 3.3.2 Nota sobre o Descolamento, Desprendimento e Destacamento do Reforço do Substrato de Concreto

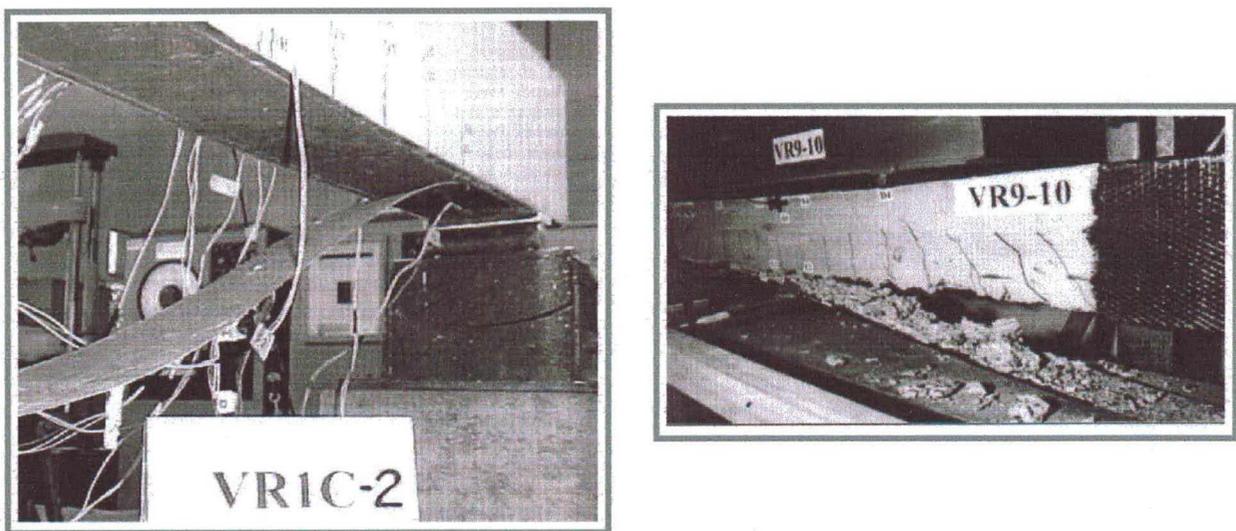
Grande parte das atuais publicações sobre reforço de estruturas de concreto armado, através da técnica de colagem de armaduras exteriores com compósitos de PRFC, tem dado especial atenção à zona de ligação dos materiais concreto-adesivo-compósito de PRFC. Como percebido nos trabalhos acima citados, os autores têm-se preocupado em evitar a ruína prematura do reforço externo (que antecipa o colapso da viga através do insucesso do reforço por descolamento ou desprendimento de modo frágil e sem aviso) de forma a melhor explorar a capacidade resistente do mesmo. Para isso vários mecanismos externos têm sido e estão sendo desenvolvidos e analisados, com o objetivo de se criar forças que exerçam uma compressão transversal à ligação acima citada, com efeitos benéficos, diante dos mecanismos de ruína prematuros.

Porém, percebe-se ainda a existência de muitas divergências de opiniões entre os pesquisadores, com relação a assuntos como: a melhor localização e melhor forma desses mecanismos externos. Estas questões deverão ser decifradas após a realização de intensas pesquisas na área.

Também é percebido a falta de uniformização entre termos técnicos relacionados ao assunto. Por isso, neste trabalho, para uniformizar os conceitos, utiliza-se a seguinte consideração:

Os modos de ruína prematuros de uma viga reforçada caracterizam-se pelo descolamento da manta ou laminado de PRFC na interface PRFC/concreto ou pelo desprendimento do conjunto, manta ou laminado mais cobrimento de concreto aderido ao PRFC. Já o destacamento do compósito do substrato de concreto, pode ser usado como referência à ocorrência do destacamento ou do desprendimento, ou seja, o destacamento do reforço pode ser por descolamento ou por desprendimento do substrato de concreto.

A Figura 3.18 ilustra a forma de ocorrência do descolamento e do desprendimento de um reforço executado pela colagem de manta de PRFC em viga de concreto armado.



**Figura 3.18** – Descolamento a esquerda (Silva, 2001) e desprendimento a direita (Beber, 1999) do reforço à flexão com manta de PRFC em vigas de concreto armado

Em geral, o descolamento do PRFC ocorre a um baixo nível de aumento na capacidade de carga da viga reforçada devido a deficiências na fase de aplicação do reforço à viga, tais como, ancoragem inadequada, propriedades deficientes das resinas. Já o desprendimento do PRFC tem ocorrido em vigas com baixa resistência à tração e/ou cobrimento de armadura reduzido, após considerável aumento na capacidade de carga da viga reforçada. Em vigas com alta resistência à compressão, tem-se percebido, como mostrado na Figura 3.18 (caso de concreto com resistência a compressão em torno de 90 MPa), a presença do destacamento do PRFC, de forma semelhante ao descolamento, ou seja, o destacamento têm ocorrido sem a retirada de pedaços de concreto aderidos ao PRFC, após relativo aumento da capacidade de carga da viga.

### 3.3.3 Modos de Ruína em Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão por meio da Colagem de PRFC

Grande parte dos trabalhos experimentais sobre reforço à flexão pela colagem de PRF em vigas de concreto armado tem dado atenção à descrição dos modos de ruína observados durante a realização dos ensaios. Vários autores têm-se dedicado exclusivamente à investigação dos modos de ruína em vigas de concreto armado reforçadas com sistemas flexíveis curados “in situ” (mantas ou tecidos) e também com sistemas pré-fabricados (laminados), como citados na seqüência. A procura pela identificação dos modos de ruínas pode ser justificada pela importância da compreensão global do comportamento dos sistemas de reforço e também para um posterior desenvolvimento de critérios de dimensionamento de reforço de estruturas existentes.

Os modos de ruína apresentados abaixo, fruto de resultados de pesquisas e observações realizadas por diversos autores, referem-se a ensaios de elementos estruturais (vigas) em situações de comportamento estático e a curto prazo.

Antes de apresentar os modos de ruína em vigas de concreto armado reforçadas, é de importância salientar que os esforços que provocam solicitações normais (momento fletor) ou tangenciais (esforço cortante), podem provocar em vigas de concreto armado desprovidas de reforço externo, os seguintes modos de ruína, conforme citado em Fortes (2000):

Ruína por esforços que provocam solicitações normais:

- Plastificação da armadura longitudinal. A armadura longitudinal ultrapassa seu limite inferior de escoamento, a partir do qual ocorrem grandes deslocamentos verticais com aumento gradativo e brusco da abertura das fissuras;
- Esmagamento do concreto comprimido. A resistência à compressão do concreto é atingida antes que a armadura longitudinal atinja a tensão limite de escoamento;

Ruína por esforços que provocam solicitações tangenciais:

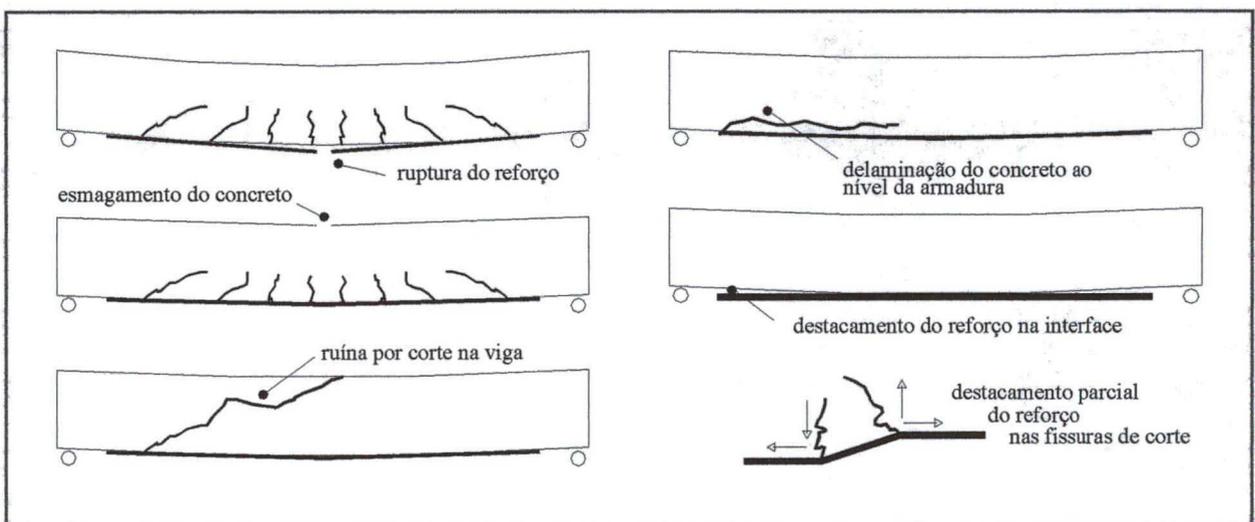
- Ruptura por força cortante de tração. Sussekind (1987) relata que esse é o tipo mais comum de ruína por cisalhamento, caracterizada pela tendência da peça dividir-se em

duas partes. Ocorre quando a armadura de cisalhamento é pequena, o que provoca uma redistribuição de esforços entre o aço e o concreto. As fissuras surgem no momento em que a parcela de esforço do concreto torna-se superior à sua capacidade de resistência;

- Ruptura por força cortante de compressão. A armadura de cisalhamento atinge o escoamento, provocando o prolongamento de fissuras inclinadas até a região de compressão do concreto e a redução do banzo comprimido, com a conseqüente concentração de tensões de compressão;
- Ruptura por esmagamento prematuro da biela comprimida. Ocorre quando as tensões principais de compressão, inclinadas, atingem valores superiores ao da resistência à compressão do concreto.

Em vigas de concreto armado, quando o comprimento da armadura responsável por transmitir os esforços de tração ao concreto é insuficiente, pode também ocorrer ruína por deficiência na ancoragem da armadura longitudinal.

Para o caso do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRF, além dos modos de ruína anteriormente citados, as vigas reforçadas podem apresentar modos de ruína relacionados à presença do reforço, como os seis modos de ruína resumidos por Büyüköztürk et al *apud* Juvandes (1999), e apresentados na Figura 3.19. Ainda segundo os autores, os modos de ruína relacionados à ligação (concreto-adesivo-reforço) são resultados do destacamento localizado do reforço (efeito designado por “peeling”), a partir da sua região de ancoragem ou de regiões com fissuras (de flexão ou flexão e cisalhamento) no concreto.



**Figura 3.19** – Modos de ruína observados por Büyüköztürk et al *apud* Juvandes (1999)

Segundo Juvandes (1999), ensaios com laminados de PRFC analisados por alguns investigadores do EMPA, nomeadamente Kaiser (1989), Deuring (1993) e Méier et al. (1993), conduziram à observação dos modos de ruína citados abaixo e exemplificados através da Figura 3.20:

1. Ruptura violenta e brusca na seção mais tracionada do laminado de PRFC;
2. Esmagamento da zona comprimida da viga;
3. Ocorrência de escorregamento de uma seção de concreto por esforço transversal;
4. Destacamento do laminado de forma contínua ou brusca, sem qualquer benefício para a estrutura, em consequência de quatro situações possíveis: [1] superfície irregular do concreto; [2] fissuração de corte; [3] estado avançado das fissuras de flexão; [4] efeito de extremidade do laminado;
5. corte interlaminar ou delaminação do PRFC;
6. ruína por deformação excessiva da armadura interna.

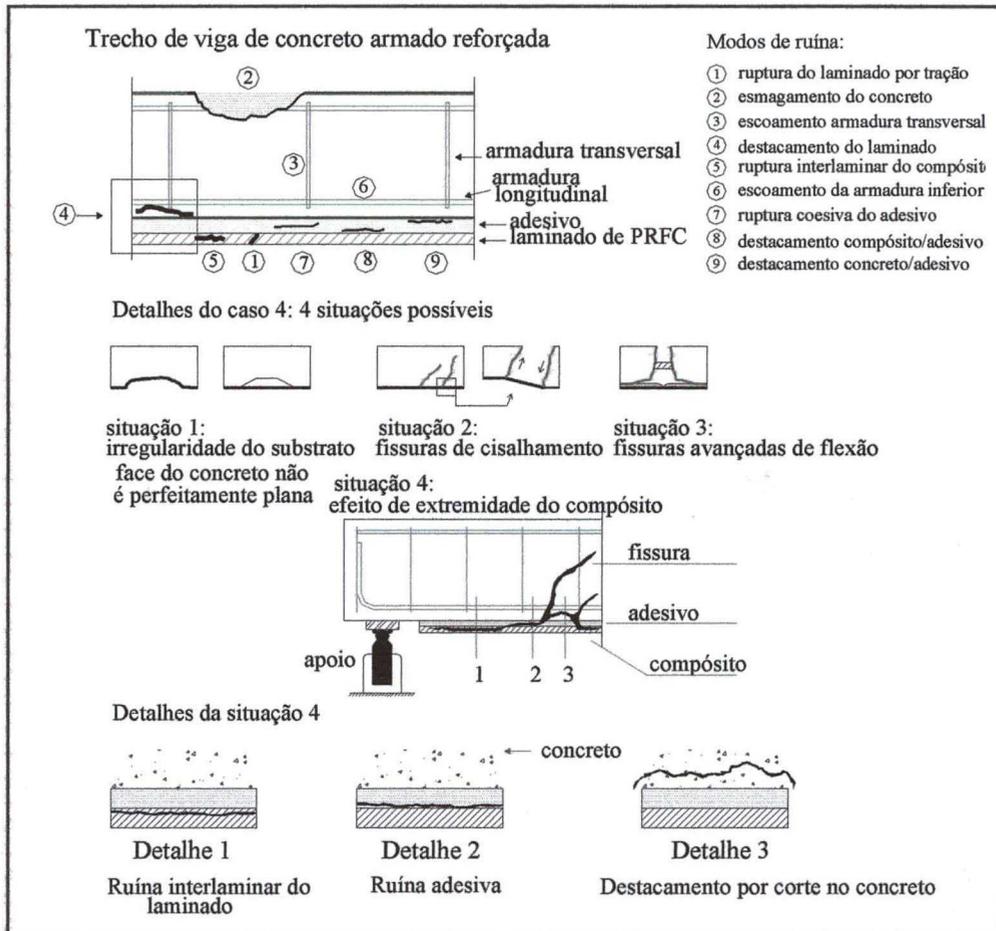
Contudo, há outros modos de ruína teoricamente possíveis, embora ainda não observados por esses autores, e que são originados por:

7. ruptura na coesão interna do adesivo;
8. ruptura na aderência da superfície de ligação entre o laminado e o adesivo;
9. ruptura na aderência da superfície de ligação entre o concreto e o adesivo.

Juvandes (1999), reúne em três grupos, citados a seguir, os modos de ruína existentes em vigas de concreto armado reforçadas pela colagem de material compósito:

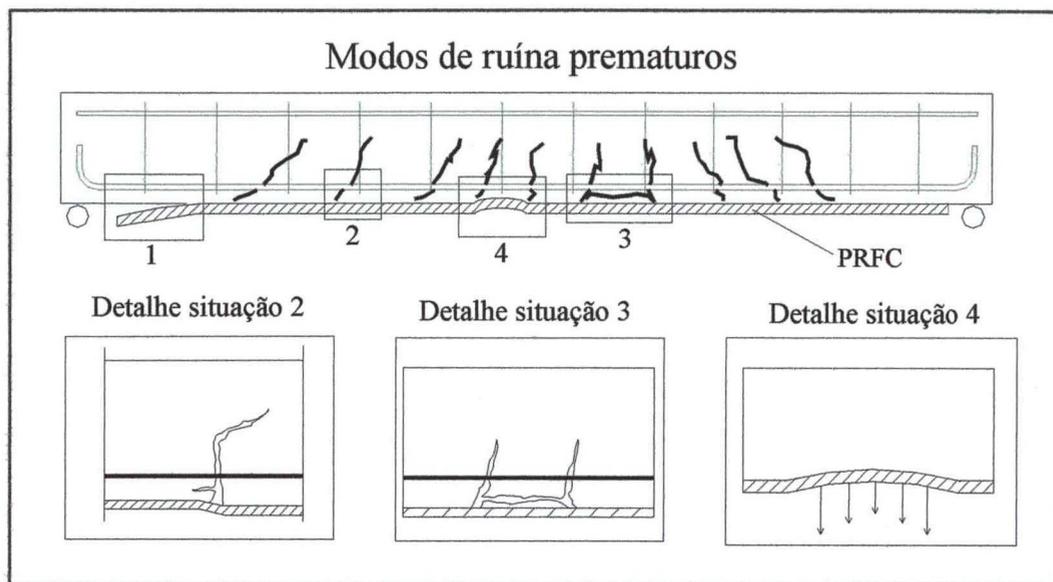
- modos de ruína clássicos das estruturas de concreto: esmagamento do concreto à compressão; ruína por cisalhamento; deformação excessiva da armadura tracionada;
- modos de ruína dos novos materiais que são adicionados no reforço: ruptura coesiva no adesivo e ruptura do reforço;
- modos de ruína relacionados à falência da ligação na interface concreto-adesivo-reforço, caracterizados pela falência repentina e brusca da ligação como consequência da distribuição de esforços e respectiva propagação de fissuras no concreto. Este modo de ruína é indesejável, pois proporciona a falência prematura do reforço de uma estrutura, através de seu destacamento. Na literatura específica sobre o assunto, esse destacamento

premature do reforço é denominado por “*peeling*”. A Figura 3.21 exemplifica os modos de ruína prematuros de uma viga de concreto armado reforçada com material compósito de PRFC.



**Figura 3.20** – Modos de ruína possíveis, conforme Deuring (1993) e baseado em informações de Neubauer et al *apud* Juvandes (1999)

Segundo Triantafyllou *apud* Juvandes (1999), a falência prematura da ligação de um reforço do substrato de concreto, pode ser desencadeada por propagação acentuada de fissuras na interface concreto-adesivo-reforço (devido a imperfeições na aplicação do adesivo, à existência de fissuras de flexão no concreto no ato da colagem e ao descolamento parcial do reforço quando a face tracionada do concreto não estiver perfeitamente plana), por movimentos verticais e horizontais associados a uma fissura de corte no concreto e por delaminação do concreto na espessura de recobrimento da armadura de aço tracionada.



**Figura 3.21** – Modos de ruína prematuros em vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela colagem de PRFC (Juvandes, 1999)

Pode concluir-se que o destacamento prematuro do reforço, conforme a sua localização, assume formas diferentes, como as descritas a seguir e exemplificadas através da Figura 3.21:

1. destacamento do reforço na região de ancoragem sem fissuração no concreto, como resultado da interação das tensões de corte e normais de tração;
2. destacamento do reforço na região com fissuração de flexão e de corte devidos a movimentos verticais e horizontais das seções;
3. destacamento do compósito e possível arrancamento do concreto adjacente à ligação, provocado pela abertura significativa das fissuras de flexão na região de momentos fletores máximos;
4. destacamento do compósito causado por irregularidades pontuais na superfície do concreto.

Os modos de ruína descritos anteriormente, neste item, referem-se a vigas de concreto armado reforçadas à flexão, sem a presença adicional de um sistema externo que restrinja o destacamento prematuro do reforço.

### **3.4 Características e Metodologia de Execução dos Sistemas de Reforços Executados com PRFC**

Esta seção tem por objetivo apresentar características importantes dos sistemas de PRFC, mencionar o seu comportamento frente aos efeitos adversos que são proporcionados pelos diversos ambientes de trabalho e descrever a metodologia de execução do reforço com PRFC em vigas de concreto armado. O reforço executado poderá ser solicitado, durante a sua vida útil, a trabalhar de forma satisfatória mesmo diante dos mais adversos efeitos, tais como, temperatura, raios ultra-violetas e umidade. Cabe ao projetista avaliar a possível ação de um desses efeitos (como por exemplo, avaliar o grau de risco do reforço ser submetido a ação do fogo), para que possam ser tomadas as medidas necessárias, de forma que o reforço executado, adequadamente se comporte estruturalmente diante das solicitações a ele impostas.

O projetista deve encarar a ruptura do reforço por incêndio, explosões, vandalismos, como uma situação de possível risco. Ele deve-se atentar para o fato de que a estrutura, com a ruptura do reforço, venha suportar as ações permanentes e a uma percentagem das ações variáveis.

#### **3.4.1 Características dos Reforços com PRFC**

Um sistema de reforço executado com PRFC apresenta algumas vantagens e comportamento diferente aos tradicionais sistemas de reforço existentes, dentre essas vantagens, citam-se abaixo:

- Facilidade e rapidez de instalação

O baixo peso dos componentes, sua flexibilidade e facilidade de manuseio, permitem a aplicação dos polímeros reforçados com fibras de carbono em espaços restritos;

- Desempenho

Com relação ao desempenho os PRFC apresentam: grande aumento da capacidade de resistência à flexão e ao cisalhamento dos componentes reforçados; permitem que as fibras sejam orientadas na direção das tensões principais; por apresentarem uma baixa relação peso

próprio/resistência, a aplicação deste tipo de reforço não afeta significativamente o carregamento sobre as fundações, além de ser mínimo o aumento das seções reforçadas.

Segundo o ACI 440 (2000), o comportamento à tração de um PRF é caracterizado por uma relação tensão-deformação linearmente elástica até a sua ruptura. A resistência à tração e rigidez desses materiais dependem de uma série de fatores, entre os quais os principais são: do tipo de fibra, da orientação das fibras e da quantidade de fibras. Já com relação à compressão, o ACI recomenda que não se deve utilizar sistemas de reforço com PRF submetidos a tensões de compressão.

- Durabilidade

Segundo Beber (1999), a vida útil deste tipo de reforço pode ser atestada por alguns indicativos, tais como: sistemas de reforço com fibra de carbono em serviço por dez anos não apresentaram deterioração na sua integridade estrutural; são utilizadas resinas de alta durabilidade; não há necessidade de manutenção, entretanto se o reforço for aplicado na parte externa da estrutura, haverá necessidade de pintura contra a ação dos raios ultra-violetas, a cada cinco anos; qualquer pintura pode ser aplicada sobre este tipo de reforço.

Entretanto, a exposição a certos fatores ambientais tais como, temperatura, umidade e exposição química, acarreta redução nas propriedades mecânicas de vários sistemas de PRF. A duração da exposição, o tipo da resina, o tipo da fibra e o método de cura da resina, são alguns dos fatores que influenciam no nível de redução das propriedades mecânicas dos PRF (ACI 440, 2000). O ACI também estabelece fatores de redução das propriedades de tração dos PRF em função do tipo de fibra e do ambiente em que o PRF será aplicado.

#### Temperatura:

As propriedades físicas e mecânicas dos componentes de um sistema de reforço com PRF são influenciadas pela temperatura, e, a temperaturas acima da temperatura de transição vítrea, essas mesmas propriedades são reduzidas. A máxima temperatura de serviço de um reforço com PRF não deve exceder a temperatura de transição vítrea do sistema de reforço. O valor dessa temperatura depende do tipo de resina, mas normalmente varia de 90 a 150 °C (ACI 440,2000). Segundo Kumahara *apud* ACI 440 (2000), resultados de ensaios, tem indicado redução de mais

de 20% na resistência à tração de PRFV e PRFC, quando submetidos a temperaturas de 250 °C (acima da temperatura de transição vítrea).

#### Exposição à luz solar:

Segundo Juvandes (1999), a presença de raios ultra-violetas, provenientes da luz solar, origina reações químicas na matriz de um compósito de fibra de carbono e a conseqüente degradação das suas propriedades. Este fato deve ser analisado, nomeadamente, em aplicações de reforço estrutural exterior, devido à forte probabilidade de exposição solar. Contudo, pode-se exigir a introdução de aditivos apropriados na matriz, para proteger o compósito desse efeito. Só assim se entende o crescente aumento da aplicação de materiais compósitos no revestimento de aeronaves, em substituição ao aço.

#### Agressão química

Em termos de agressão química por ambientes alcalinos, ácidos ou solventes orgânicos, a matriz e o adesivo devem ser os principais agentes de oposição à instalação da corrosão num sistema de PRF. Para esta finalidade, devem possuir a sua formulação corretamente ajustada às condições de serviço ambientais, previstas para uma dada aplicação.

#### Comportamento ao fogo

A resistência ao fogo de uma estrutura reforçada externamente pela colagem de compósito reforçado com fibras deve ser avaliada. Pois, diante da ação do fogo, segundo o ACI 440 (2000), devido à baixa resistência a temperaturas, a maioria dos PRF, perdem completamente suas propriedades resistentes.

O comportamento ao fogo do sistema de reforço pode ser avaliado, segundo dois aspectos fundamentais: primeiro, os adesivos epóxi utilizados na colagem do reforço ao substrato de concreto são combustíveis, e em conseqüência disso, torna-se necessário avaliar o potencial de geração de fumaça, o efeito da toxicidade e a propagação de chama devido à presença do PRF. Em segundo, como o PRF é utilizado como um material estrutural, deve ser avaliada a resistência ao fogo da estrutura reforçada com este material.

A resistência ao fogo de um reforço com PRF é tipicamente controlada pelas resinas utilizadas no compósito. Estas resinas, quando expostas a altas temperaturas, passam a um estado frágil vitrificado. A temperatura na qual ocorre esta transição é conhecida por temperatura de transição vítrea. E em geral a integridade estrutural de um PRF se perde a temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea, pois a resina não consegue mais manter a adesão entre as fibras.

Algumas bibliografias recomendam a utilização de painéis de gesso, fibras minerais ou pinturas intumescentes para proteção do material compósito à ação do fogo. Por outro lado, alguns pesquisadores dizem que estas proteções não proporcionam suficiente isolamento para manter a temperatura do PRF abaixo da temperatura de transição vítrea e recomendam que seja completamente desconsiderada a resistência ao fogo destes materiais, especificando que esta resistência deve depender da estrutura não reforçada. O ACI 440 (2000) salienta que, a resistência ao fogo dos materiais de PRF podem ser melhoradas através da utilização de resinas com formulações avançadas ou através de métodos que protejam o PRF à ação do fogo.

Segundo Méier *apud* Beber (1999), um estudo realizado pelo autor apresentou resultados de ensaios à flexão em vigas de concreto armado reforçadas com chapa de aço e mantas de fibra de carbono em um grande forno horizontal. O forno foi aquecido de acordo com a norma ISO 834 até uma temperatura de cerca de 650° C. O destacamento da chapa de aço do substrato de concreto aconteceu após cerca de 8 minutos. Durante o ensaio das vigas reforçadas com manta de fibra de carbono, a superfície da manta começou a queimar ocasionando uma lenta diminuição da seção transversal do reforço conduzindo a uma perda de rigidez. O destacamento da manta de fibra de carbono aconteceu após uma hora de exposição. O tempo superior para o desprendimento da lâmina de fibra de carbono, quando comparado ao da chapa de aço, deve-se, principalmente à baixa condutividade térmica da manta na direção lateral.

#### 3.4.2 Metodologia e Cuidados Durante a Aplicação do Sistema de Reforço com PRFC

A metodologia de aplicação de um sistema de reforço com PRFC, apesar de aparentemente simples de ser executada, deve ser realizada por pessoal treinado acompanhado de um especialista, e de acordo com procedimentos já previamente estabelecidos em projeto. Para assegurar um adequado comportamento do elemento reforçado, o engenheiro especialista deverá

avaliar as condições da estrutura existente, através de uma inspeção em campo, com o propósito de identificar quaisquer deficiências existentes e suas causas.

O ACI 440 (2000) especifica que a investigação em campo deve verificar principalmente:

- Dimensões dos elementos estruturais;
- Localização, tamanho e causas das prováveis fissuras existentes;
- Localização e extensão da corrosão da armadura de aço;
- Resistência à tração do substrato de concreto;
- Delaminação do concreto de cobrimento da armadura de aço.

Ainda segundo o ACI, a capacidade de carga de uma estrutura existente deverá ser baseada nas informações coletadas durante a investigação em campo.

A seguir descreve-se as etapas de aplicação de um reforço com PRFC em vigas de concreto armado, dando especial atenção aos cuidados e observações, relatados no ACI 440 (2000), e que devem ser tomados durante a aplicação do reforço.

O reforço com PRFC não deve ser aplicado a uma peça de concreto onde haja suspeita de que as armaduras internas tenham sido atacadas por corrosão. As grandes forças expansivas associadas a corrosão podem comprometer a integridade estrutural do sistema de reforço, assim, tanto as barras de aço como o concreto comprometidos com os efeitos da corrosão devem ser reparados previamente à aplicação do reforço.

A preparação do substrato de concreto baseia-se no tipo de peça em que o sistema de reforço será aplicado. Os reforços, segundo o ACI 440 (2000), podem ser caracterizados como de colagem crítica ou de contato crítico. As aplicações onde o fator preponderante para o sucesso da empreitada é uma eficiente colagem entre o sistema e o concreto, como o reforço em lajes, reforços à flexão e ao cisalhamento em vigas e o enrijecimento de alvenarias, são chamadas de reforços de colagem crítica. Quando o reforço é realizado através do confinamento do elemento deve-se cuidar para que haja um perfeito contato entre o sistema e a peça envolvida, sendo este tipo de reforço conhecido como de contato crítico.

Em um reforço de colagem crítica, caso deste trabalho, a preparação do substrato deve ser feita utilizando-se abrasivos ou técnicas de jateamento de água. Todo tipo de poeira, sujeira,

óleo, camadas de material protetor, como por exemplo, tintas argamassas, devem ser removidos. Pequenos vazios no substrato devem ser completamente expostos durante o tratamento inicial do substrato. Segundo o ACI 440 (2000), para que o substrato de concreto desenvolva tensões com o sistema de reforço, é necessário que ele tenha uma resistência à tração de no mínimo 1,4 MPa, podendo ser determinado por ensaios de adesão do tipo *pull-off*, como determinado através do ACI 503-R (1993).

Quando o PRF envolver os cantos de seções transversais retangulares, os mesmos deverão ser arredondados, com um raio mínimo de 13mm, para evitar concentração de tensões e vazios entre o PRF e o concreto.

Após completadas as operações de preparação do substrato, o mesmo deve ser limpo e protegido para que nenhum tipo de material seja depositado e interfira na qualidade da colagem. Problemas de nivelamento podem ser resolvidos com a raspagem do substrato ou então, se as variações forem muito pequenas, elas podem ser suavizadas utilizando-se uma massa niveladora.

Todo o substrato que irá receber o sistema de reforço deve estar seco, pois a presença de água nos poros pode inibir a penetração da resina.

Deve-se misturar o adesivo, geralmente bi-componente, na proporção correta e até que ocorra uma mistura uniforme dos componentes. É fundamental, e não deve ser esquecido, de primeiramente homogeneizar cada um dos componentes da mistura em separado. Também deve ser lembrado que a contagem do tempo de vida da mistura (*pot-life*), inicia-se a partir do momento da mistura dos dois componentes. Quanto maior for a quantidade de adesivo misturada de uma só vez, mais curto será o *pot-life*. Por isso, alguns fabricantes recomendam preparar pequenas quantidades de cada vez, ou até mesmo, refrigerar cada componente separadamente antes da mistura.

A colagem propriamente dita do material de reforço à peça de concreto inicia-se com a aplicação do adesivo misturado no substrato de concreto preparado, com uma espátula, procurando obedecer a uma taxa de consumo especificada pelo fabricante. Esta taxa de consumo depende diretamente da rugosidade da superfície de concreto.

Em seguida deve ser colocado o reforço sobre o local de aplicação do adesivo, ainda fresco e na direção desejada, exercendo-se pressão constante ao longo de todo o seu comprimento, até o

adesivo em excesso ser obrigado a sair pelas laterais do reforço (no caso de laminados) ou refluir por entre as fibras (caso de manta). A aplicação de mais de uma camada de reforço deve ser feita logo após a aplicação da camada anterior. Alguns fabricantes dos sistemas de PRF especificam que o intervalo entre a aplicação de uma e outra camada de reforço não deve ser maior do que 60 minutos. Caso isso não seja possível, deve-se observar um intervalo de pelo menos 12 horas antes da aplicação da próxima camada de reforço.

O tempo necessário para a cura do adesivo de colagem do reforço ao substrato de concreto é um fenômeno dependente da temperatura. A cura de adesivos à temperatura ambiente pode levar vários dias para se completar, sendo que temperaturas extremas ou mesmo flutuações bruscas podem acelerar ou retardar este tempo.

## CAPÍTULO 4

### MODELO DE ANÁLISE TEÓRICA SIMPLIFICADA

---

A colagem de compósitos reforçados com fibras de carbono, na face tracionada de vigas de concreto armado tem sido utilizada para aumento da capacidade resistente à flexão desses elementos. Já estão documentados aumentos na resistência à flexão desde 10% a 160%. Na grande maioria dos projetos, casos mais comuns de reforços à flexão, têm sido utilizados aumentos conservadores da ordem de 30% (ACI 440, 2000). Em todo o projeto deve haver uma rigorosa investigação sobre os possíveis modos de ruína “clássicos” e “prematuros”, a que o elemento reforçado estará sujeito. Cuidados adicionais devem ser tomados, durante o projeto e a aplicação do reforço, devido à possibilidade de ocorrerem modos de ruínas característicos do sistema de reforço por colagem externa do compósito e, portanto, diferentes dos modos de ruína clássicos de vigas de concreto armado, já bastante estudados.

Esse capítulo apresenta uma análise teórica simplificada utilizada para prever o comportamento das vigas ensaiadas, através da determinação da capacidade resistente da seção transversal de cada viga à flexão, das tensões e deformações na armadura transversal de cisalhamento, da carga que provoca o desprendimento prematuro do reforço, da carga que provoca o aparecimento das primeiras fissuras no concreto, além da determinação dos deslocamentos verticais das vigas.

É importante salientar que o objetivo da análise teórica simplificada apresentada neste capítulo é obter resultados teóricos o mais próximo possível dos experimentais, para isso, procura-se trabalhar com valores médios das propriedades mecânicas dos materiais empregados, obtidos experimentalmente através de ensaios, sem a consideração de quaisquer coeficientes de ponderação.

Deve ser também salientado que nesse trabalho designa-se por viga de concreto armado de referência a viga desprovida de qualquer tipo de reforço à flexão e que servirá como modelo de comparação de incremento de resistência e de rigidez para as vigas reforçadas à flexão pela colagem externa da manta de fibra de carbono no banzo tracionado, que serão denominadas simplesmente por vigas reforçadas.

#### 4.1 Carga de Ruptura por Flexão

Para determinação teórica da capacidade resistente da viga de concreto armado de referência, no estado limite último, será utilizado um processo iterativo que admite as seguintes hipóteses básicas da teoria da flexão:

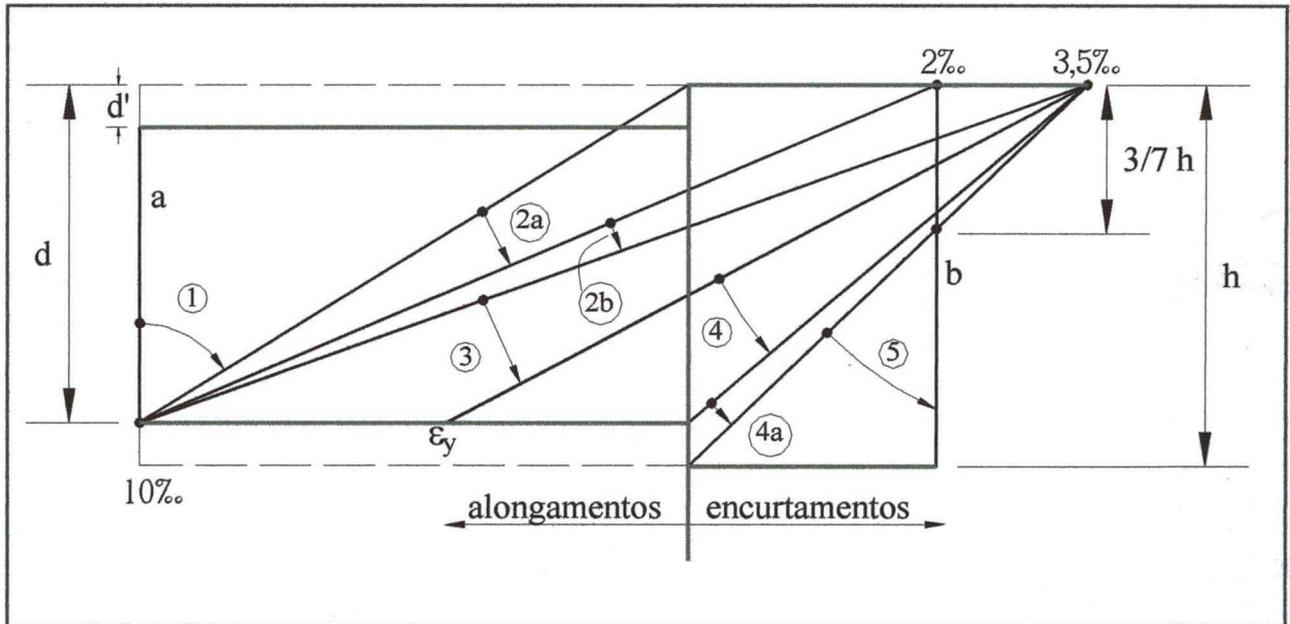
- Até o estado limite último, as seções transversais planas antes do carregamento permanecem planas (distribuição linear de deformações através de toda a seção transversal da viga – hipótese de Bernoulli);
- É totalmente desprezada a resistência à tração do concreto;
- A deformação em cada barra de aço tracionada é a mesma do concreto adjacente;
- O encurtamento de ruptura convencional do concreto é de 3,5‰;
- O alongamento máximo permitido ao longo da armadura de tração é de 10‰ (alongamento convencional do aço). Esse valor visa evitar deformações plásticas excessivas;
- O diagrama de distribuição das tensões de compressão no concreto, no estado limite último, é composto por uma parábola do 2º grau com vértice na fibra de deformação equivalente a 2‰, seguida de um trecho reto até a deformação de 3,5‰. Permite-se no domínio 3 a substituição desse diagrama por um diagrama retangular equivalente, com altura igual a 0,8x (Figura 4.2).

A capacidade resistente à flexão de um elemento de concreto armado reforçado externamente pela colagem de um polímero reforçado com fibras é determinada baseando-se no equilíbrio das forças internas, na compatibilidade de deformações entre os materiais e no controle dos modos de ruína do elemento reforçado (ACI 440, 2000). Logo, para determinação teórica da capacidade resistente à flexão da seção transversal das vigas reforçadas, além das

hipóteses básicas da teoria da flexão, citadas anteriormente, consideram-se as seguintes hipóteses:

- As deformações no reforço e no concreto são diretamente proporcionais às distâncias até a linha neutra da seção transversal;
- Existe uma perfeita aderência entre o substrato de concreto e o reforço;
- O reforço apresenta uma relação tensão versus deformação elástica linear até a sua ruptura.

O conhecimento do estado de deformações específicas da seção transversal de uma peça em concreto armado, faz-se necessário para a determinação de sua capacidade resistente. A Figura 4.1 mostra a distribuição dos possíveis estados de deformações de uma peça de concreto armado submetida a sollicitações normais.



**Figura 4.1** – Domínios de Estado Limite Último de uma seção transversal, NBR 6118 (1978)

- Deformação plástica excessiva: a deformação específica de 10% da armadura de tração é alcançada sem que o concreto alcance a deformação de 3,5%.

Reta a: tração uniforme;

Domínio 1: tração não uniforme, sem tensões de compressão;

Domínio 2a: flexão simples ou composta (deformação específica do concreto é menor do que 2% e o diagrama de tensões possui apenas o trecho parabólico);

Domínio 2b: flexão simples ou composta (deformação específica do concreto encontra-se entre 2 e 3,5‰ e o diagrama de tensões possui um trecho parabólico e outro retangular).

- Ruptura do concreto: a deformação específica de 3,5‰ do concreto é alcançada antes que a deformação da armadura principal chegue ao valor de 10‰.

Domínio 3: flexão simples (seção normalmente armada) ou composta, com simultaneidade de escoamento do aço tracionado com tensão de ruptura no concreto;

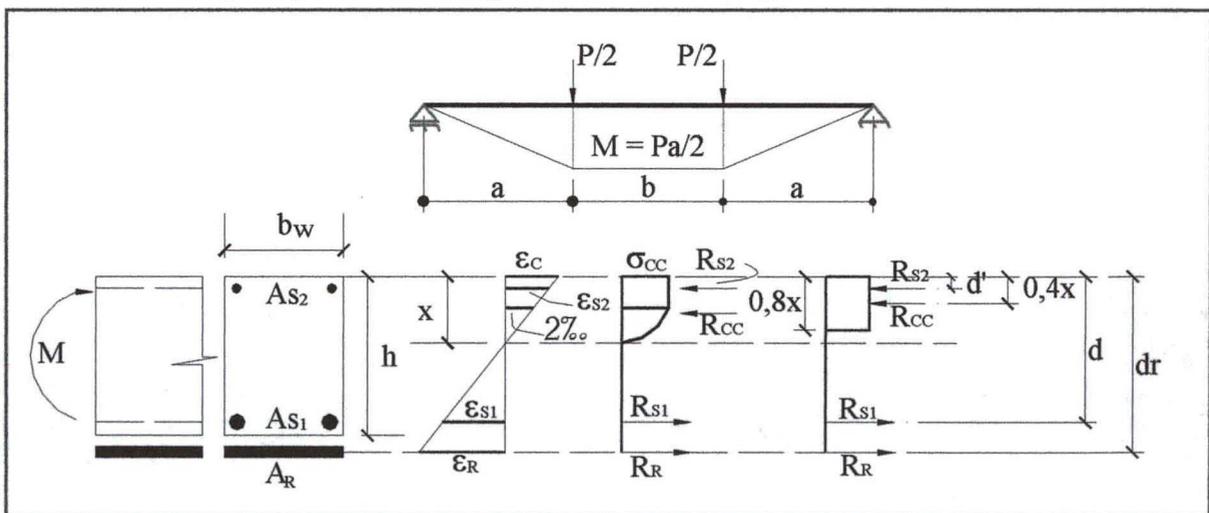
Domínio 4: flexão simples (peça superarmada) ou composta, o concreto atinge a tensão de ruptura antes que o aço entre em escoamento;

Domínio 4a : flexão composta com armaduras comprimidas;

Domínio 5: compressão não uniforme, sem tensões de tração;

Reta b: compressão uniforme.

Na Figura 4.2 ilustra-se o modelo experimental das vigas a serem ensaiadas a quatro pontos através da aplicação de duas cargas concentradas de igual intensidade.



**Figura 4.2** – Diagrama de momento fletor e distribuição de tensões e deformações na seção transversal reforçada

No modelo da Figura 4.2 ensaio existe um trecho central submetido à flexão pura, apenas o momento fletor, e os dois trechos de extremidade submetidos à flexão simples, momento fletor e cortante. Também nesta figura mostra-se a distribuição de tensões e deformações na seção transversal mais solicitada ao momento fletor.

Os parâmetros apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2 e que se repetem ao longo do item 4.1, possuem os seguintes significados:

$\theta$  = curvatura da seção transversal considerada;

$\varepsilon_C$ ,  $\varepsilon_{S2}$ ,  $\varepsilon_{S1}$  e  $\varepsilon_R$  = deformações específicas do concreto comprimido, das armaduras longitudinais, superior e inferior, e do reforço, respectivamente;

$\varepsilon_{C,lim}$  = deformação específica do concreto na ruptura;

$\sigma_c$  = tensão normal no concreto comprimido;

$\sigma_{cc}$  = tensão normal máxima de compressão no concreto;

$\sigma_R$  = tensão normal de tração no reforço;

$\sigma_{S1}$  = tensão normal na armadura inferior;

$\sigma_{S2}$  = tensão normal na armadura superior;

$\sigma_S$  = tensão normal no aço;

$\varepsilon_S$  = deformações específicas do aço;

$\varepsilon_{Slim}$  = deformação específica última do aço;

$\varepsilon_{Si}$  = deformações específicas do aço, armaduras inferior ou superior, ou do reforço;

$\varepsilon_y$  = deformação específica de escoamento do aço;

$a$  = distância do ponto de aplicação de cada carga concentrada ao apoio mais próximo;

$A_{S1}$ ,  $A_{S2}$  e  $A_R$  = áreas das seções transversais das armaduras longitudinais tracionada, comprimida (armadura superior) e de reforço, respectivamente;

$b$  = distância entre as cargas concentradas;

$b_w$  = largura da seção transversal da viga;

$c$  = distância do centro de gravidade da seção transversal até a borda comprimida;

$d$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura inferior à borda mais comprimida da seção transversal;

$d'$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões na armadura superior à borda mais comprimida da seção transversal;

$d_i$  = distância do centro de gravidade da armadura considerada ( $A_{S1}$ ,  $A_{S2}$  ou  $A_R$ ) até a borda comprimida da seção transversal;

$d_R$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração no reforço à borda mais comprimida da seção transversal;

$E_R$  = módulo de elasticidade longitudinal do reforço;

$E_S$  = módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$f_{RU}$  = resistência última à tração do reforço (manta de fibra de carbono);

$f_y$  = tensão de escoamento da armadura de aço;

$h$  = altura total da seção transversal da viga;

$M$  = momento fletor máximo atuante;

$M_R$  = momento fletor resistente ou de ruína da seção transversal considerada;

$P$  = carga concentrada aplicada nas vigas durante o ensaio à flexão simples;

$P_R$  = carga de ruína por flexão;

$R_{CC}$  = resultante das tensões de compressão no concreto;

$R_{S1}$ ,  $R_{S2}$  e  $R_R$  = resultantes das tensões na armadura longitudinal inferior, superior e no reforço, respectivamente;

$x$  = posição da linha neutra;

$Z_G$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de compressão no concreto à borda mais comprimida da seção transversal.

Para determinação do diagrama de momento fletor vs. curvatura da seção transversal e, conseqüentemente, da carga de ruína por flexão das vigas, será utilizada uma seqüência de cálculo, baseada em procedimento iterativo, conforme ilustra o fluxograma da Figura 4.3. Neste processo iterativo, basicamente, são fixados valores de curvatura da viga numa dada seção transversal, variando-se a deformação específica do concreto até encontrar a posição da linha neutra que satisfaça o equilíbrio estático da seção transversal em estudo. Esse processo segue, para diversos pares de curvatura e deformação, satisfazendo a condição de equilíbrio, até que seja atingido o limite de deformação específica do aço considerado neste trabalho ( $\epsilon_{S,lim} = 15,0\%$ ) ou do concreto ( $\epsilon_{C,lim} = 3,5\%$ ) para as vigas sem reforço, e também o limite de tensão de tração do reforço, obtido experimentalmente, e mostrado no Capítulo 6, para o caso das vigas reforçadas.

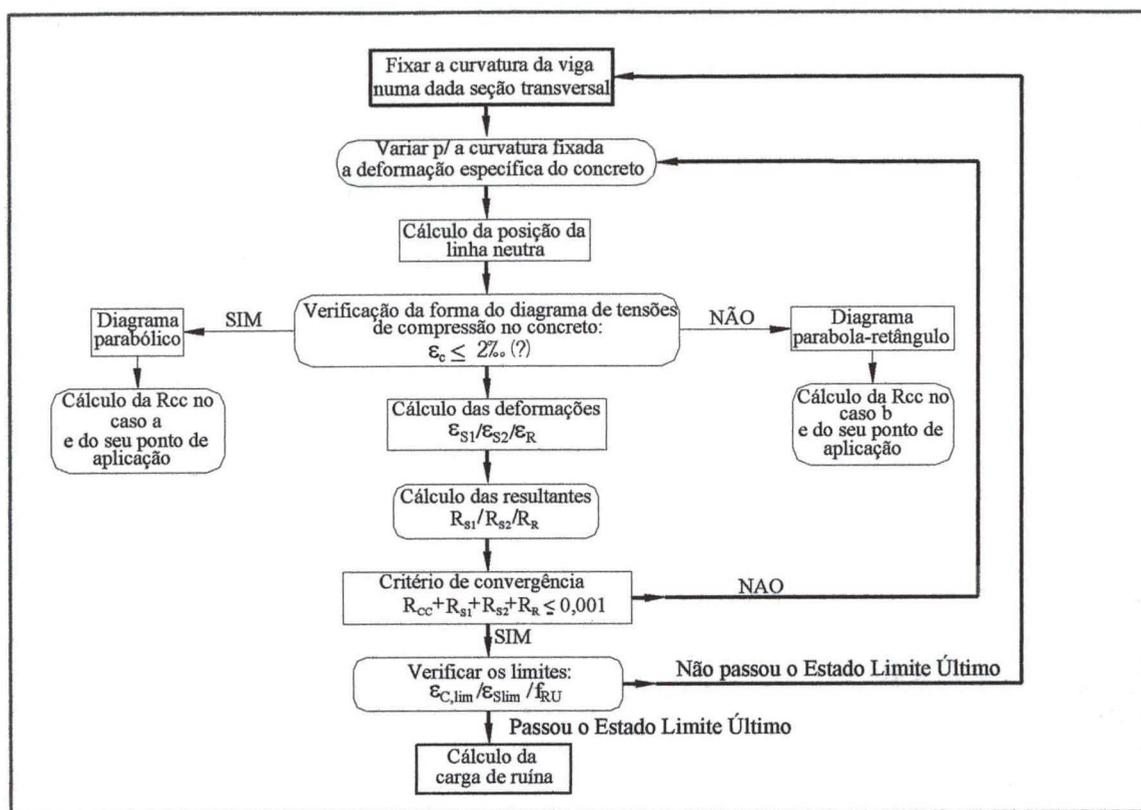
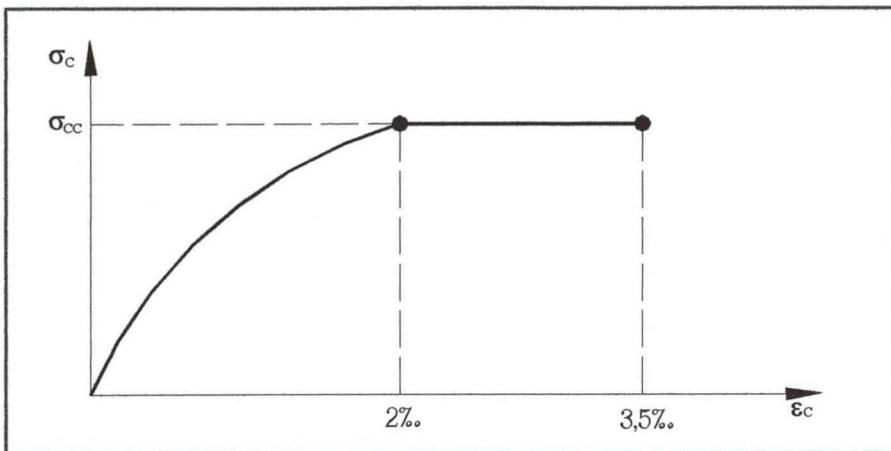


Figura 4.3 – Fluxograma para determinação do diagrama momento fletor versus curvatura da viga numa dada seção transversal

Todas as vigas do programa experimental foram idealizadas de modo que, na determinação da carga de ruína, as vigas estivessem trabalhando no domínio 2 de deformações, permitindo que se avalie o desempenho do reforço sem que as vigas apresentem ruptura do tipo frágil por esmagamento do concreto.

O processo iterativo utilizado considera as diferentes formas do diagrama de tensões de compressão no concreto, ou seja, diagrama só com trecho parabólico ou com trecho parabólico e retangular. Nos itens 4.1.1 e 4.1.2 apresentam-se esses diagramas, juntamente com as equações que compõem a seqüência de cálculo para determinação da carga de ruptura por flexão das vigas a serem ensaiadas.

O diagrama tensão-deformação do concreto relativo à compressão, para análises no Estado Limite Último, é admitido igual ao da Figura 4.4.



**Figura 4.4 – Diagrama tensão versus deformação do concreto**

Até o valor de 2‰, a distribuição de tensões no concreto varia segundo uma parábola de 2º grau:

$$\sigma_c = \sigma_{cc} \cdot \left( \varepsilon_c - \frac{\varepsilon_c^2}{4} \right) \quad (4.1)$$

Para a  $\varepsilon_c > 2‰$  até o encurtamento convencional de ruptura ( $\varepsilon_c = 3,5‰$ ) a tensão no concreto comprimido, permanece constante e igual a  $\sigma_{cc}$ .

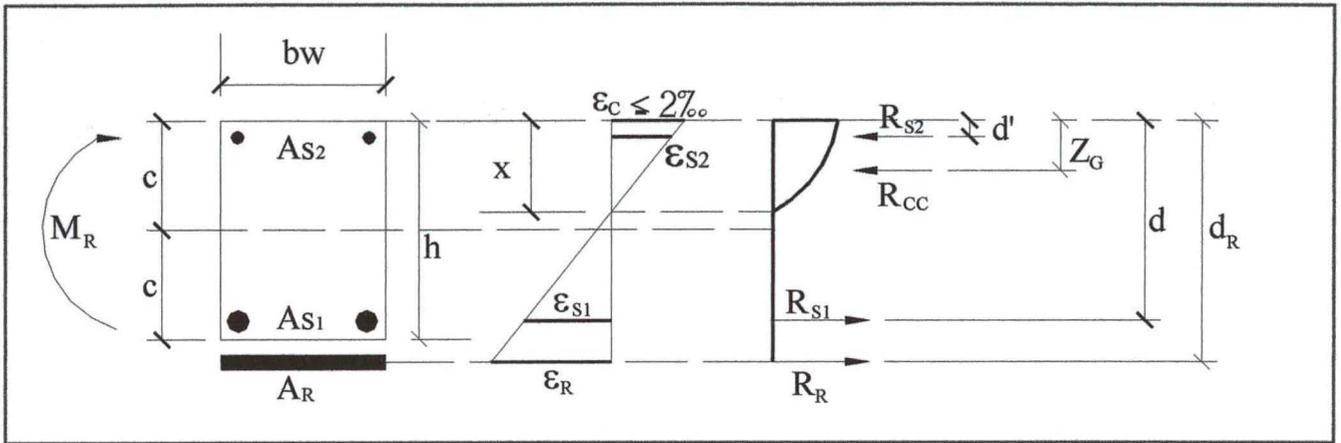
As tensões, nas armaduras longitudinais, superior e inferior, e no reforço, segundo o ACI 440 (2000), podem ser obtidas pelas equações 4.2 e 4.3, admitindo-se, um comportamento elástico-plástico perfeito para o aço e perfeitamente elástico para o reforço.

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad (4.2)$$

$$\sigma_R = E_R \cdot \varepsilon_R \quad (4.3)$$

#### 4.1.1 Viga de Concreto Armado de Referência e Reforçadas - Caso a

A distribuição de tensões na zona comprimida de concreto apresenta um diagrama em forma de parábola de 2º grau, conforme Figura 4.5. Para o caso de viga de concreto armado sem reforço, desconsidera-se os parâmetros ( $\varepsilon_r$ ,  $A_r$ ,  $R_r$ ,  $d_r$ ) da Figura 4.5.



**Figura 4.5** – Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto para o caso a

As equações que compõem o processo iterativo são descritas abaixo e podem ser obtidas através das Notas de Aula da disciplina de Estruturas em Regime Elasto-Plástico (Loriggio, 2000).

- Posição da linha neutra:

$$x = \frac{\epsilon_c \cdot h}{\theta} \tag{4.4}$$

- Resultante das tensões de compressão no concreto:

$$R_{cc} = \sigma_{cc} \cdot b_w \cdot x \cdot \left( \frac{\epsilon_c}{2} - \frac{\epsilon_c^2}{12} \right) \tag{4.5}$$

- Posição do ponto de aplicação da  $R_{cc}$  :

$$Z_G = \frac{x}{4} \cdot \left( \frac{8 - \epsilon_c}{6 - \epsilon_c} \right) \tag{4.6}$$

- Deformações específicas das armaduras consideradas:  $\epsilon_{S1}$ ,  $\epsilon_{S2}$  ou  $\epsilon_R$

$$\epsilon_{Si} = \frac{x - d_i}{h} \cdot \theta \tag{4.7}$$

- Resultantes das tensões de tração na armadura inferior ( $R_{S1}$ ) e no reforço ( $R_R$ ) e resultante das tensões de compressão na armadura superior ( $R_{S2}$ ):

$$R_{S1} = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} \quad (4.8)$$

$$R_R = A_R \cdot \sigma_R \quad (4.9)$$

$$R_{S2} = A_{S2} \cdot \sigma_{S2} \quad (4.10)$$

Calculados os valores das forças resistentes de tração ( $R_{S1}$  e  $R_R$ ) e compressão ( $R_{CC}$  e  $R_{S2}$ ) e sua posições em relação ao centro de gravidade de seção geométrica, pode-se, então determinar o momento fletor resistente da seção transversal ( $M_R$ ) em análise. Este momento representa o máximo momento fletor a que pode ser submetida a seção transversal considerada (isto quando um dos limites especificados na Figura 4.3 for atingido ou ultrapassado), e é obtido do equilíbrio das resultantes na seção transversal (Figura 4.5), sendo dado por:

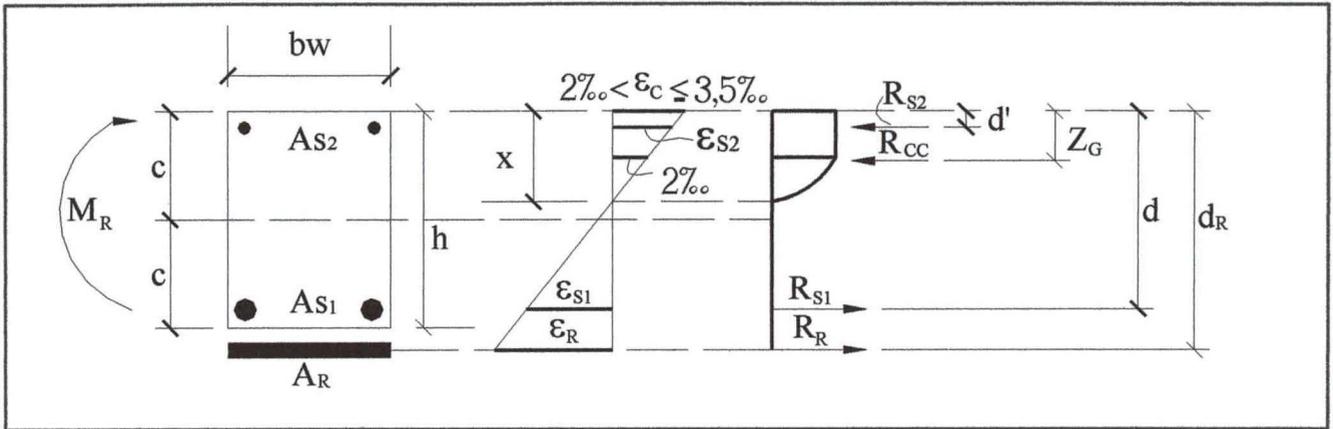
$$M_R = R_{cc} \cdot (c - Z_G) + R_{S1}(c - d) + R_R(c - d_R) + R_{S2}(c - d') \quad (4.11)$$

Com o valor do momento fletor resistente da seção transversal em análise, determina-se, de acordo com o modelo experimental (Figura 4.2), o valor correspondente da carga de ruína ( $P_R$ ), a que pode ser submetida a seção transversal:

$$P_R = 2 \cdot \frac{M_R}{a} \quad (4.12)$$

#### 4.1.2 Viga de Concreto Armado de Referência e Reforçadas - Caso b

A distribuição de tensões de compressão no concreto apresenta um diagrama composto por uma parábola do 2º grau, com vértice na fibra de deformação específica equivalente a 2‰ e um trecho reto até a deformação específica de 3,5‰, conforme Figura 4.6.



**Figura 4.6** – Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto para o caso b

Para o caso do domínio 2b, somente se alteram as equações, em relação ao domínio 2a, para cálculo da resultante das tensões de compressão no concreto e para cálculo do seu ponto de aplicação ao longo da altura da seção transversal. Portanto, esses dois parâmetros são calculados através das equações abaixo, e que constam das Notas de Aula da disciplina de Estruturas em Regime Elasto-Plástico (Loriggio, 2000).

$$R_{cc} = \sigma_{cc} \cdot b_w \cdot x \cdot \left(1 - \frac{2}{3 \cdot \epsilon_c}\right) \tag{4.13}$$

$$Z_G = x \cdot \left(\frac{3 \cdot \epsilon_c^2 - 4 \cdot \epsilon_c + 2}{2 \cdot \epsilon_c \cdot (3 \cdot \epsilon_c - 2)}\right) \tag{4.14}$$

#### 4.2 Carga de Ruína por Desprendimento do Reforço

O problema do desprendimento do reforço, colado na face inferior tracionada de vigas de concreto armado, é complexo e indesejável, pois antecipa a ruína de vigas reforçadas impossibilitando o total aproveitamento das propriedades resistentes à tração do reforço. O efeito do desprendimento de polímeros reforçados com fibras do substrato de vigas de concreto armado, tem sido alvo do enfoque de pesquisas realizadas por vários especialistas da área, principalmente a nível internacional.

Conforme apresentado no item 4.1, a determinação da capacidade resistente à flexão das vigas de concreto armado reforçadas e de referência no estado limite último, através da

construção do diagrama de momento fletor versus curvatura da viga numa dada seção transversal, permite apontar a ruína dessas vigas, no instante em que for alcançado um dos limites dos materiais (deformação excessiva da armadura longitudinal, esmagamento do concreto ou ruptura por tração do reforço), porém, não considera ruína das vigas reforçadas por desprendimento do reforço. Por isso, neste item, descreve-se abaixo, um método teórico, que tem como objetivo principal prever a carga de ruína caracterizada por desprendimento do reforço nas vigas reforçadas em que não se utilizou mecanismo de incremento de ancoragem para evitar tal ruína.

#### 4.2.1 Carga de Ruína por Desprendimento do Reforço proposto por Chaallal et al. (1998)

Diversas investigações experimentais tem demonstrado que ruínas prematuras por descolamento das chapas de aço do substrato de concreto podem estar relacionadas às concentrações de tensões de cisalhamento e normal nas extremidades do reforço. Roberts (1989) apresentou um procedimento para prever as tensões de cisalhamento e normal na camada de adesivo de vigas de concreto armado reforçadas através da colagem externa de chapas de aço.

Segundo Chaallal et al (1998) *apud* Silva (2001), as tensões máximas de cisalhamento e normal,  $\tau_0$  e  $\sigma_0$ , respectivamente, que agem na extremidade de uma manta de polímero reforçado com fibra (PRF) colada à face inferior de uma viga de concreto armado, podem ser obtidas com razoável precisão utilizando-se o método simplificado para chapas de aço proposto por Roberts (1989).

Dessa forma, a seqüência a seguir ilustra a metodologia de cálculo proposta por Chaallal et al (1998) para previsão da carga de ruína por desprendimento do reforço.

- Tensão máxima de cisalhamento que causa o início do desprendimento do reforço

$$\tau_{Máx} = \frac{5,4}{1 + k_1 \cdot \text{tg}33^\circ} \quad (4.15)$$

$$k_1 = t_R \cdot \left( \frac{k_n}{4 \cdot E_R \cdot I_R} \right)^{1/4} \quad (4.16)$$

$$k_n = E_A \cdot \frac{b_A}{t_A} \quad (4.17)$$

onde:  $b_A$  = largura da camada de adesivo, mm;

$E_A$  = módulo de elasticidade longitudinal do adesivo, MPa;

$I_R$  = momento de inércia do reforço em relação ao seu centróide individual, mm<sup>4</sup>;

$\tau_{Máx}$  = tensão máxima de cisalhamento atuante na extremidade do reforço e que causa o início do desprendimento do mesmo, MPa;

$t_A$  = espessura da camada de adesivo, mm;

$t_R$  = espessura do reforço, mm.

- Tensões de cisalhamento e normal, no adesivo na extremidade do reforço, onde segundo os autores ocorrem os maiores valores de tensão

$$\tau_0 = \left[ V + \left( \frac{k_S}{E_R \cdot b_R \cdot t_R} \right)^{1/2} \cdot M_e \right] \cdot \frac{b_R \cdot t_R}{I \cdot b_A} (d_R - x) \quad (4.18)$$

$$k_S = G_A \cdot \frac{b_A}{t_A} \quad (4.19)$$

$$I = \frac{E_C \cdot b_w \cdot x^3}{3 \cdot E_R} + A_{S1} \cdot (d - x)^2 + b_R \cdot t_R \cdot (d_R - x)^2 + A_{S2} \cdot (x - d')^2 \quad (4.20)$$

$$\sigma_0 = \tau_0 \cdot k_1 \quad (4.21)$$

onde:  $b_R$  = largura do reforço, mm;

$E_c$  = módulo de elasticidade inicial do concreto, MPa;

$G_A$  = módulo de elasticidade transversal do adesivo, MPa;

$I$  = momento de inércia equivalente da seção transversal reforçada, mm<sup>4</sup>;

$M_e$  = momento fletor atuante na extremidade do reforço, N.mm;

$\tau_0$  = tensão de cisalhamento no adesivo na extremidade do reforço, MPa;

$V$  = esforço cortante na extremidade do reforço, kN;

$x$  = posição da linha neutra a fibra mais comprimida da seção transversal da viga, mm;

$\sigma_0$  = tensão normal na extremidade do reforço, MPa.

Com a equação 4.18, proposta por Roberts (1989) e adaptada por Chaallal et al. (1998) para PRF, calcula-se o momento fletor que causa o início do desprendimento do reforço. Como essa tensão depende da carga que está sendo aplicada, o cálculo deve ser feito por iterações, supondo-se um determinado valor de carga atuando na viga, até que se encontre uma tensão de cisalhamento que seja igual a calculada pela equação 4.15. Encontrado esta carga, estará obtido o valor de carga em que, teoricamente, deverá ocorrer o desprendimento do reforço, caso não exista nenhum mecanismo de incremento de ancoragem nas extremidades do reforço.

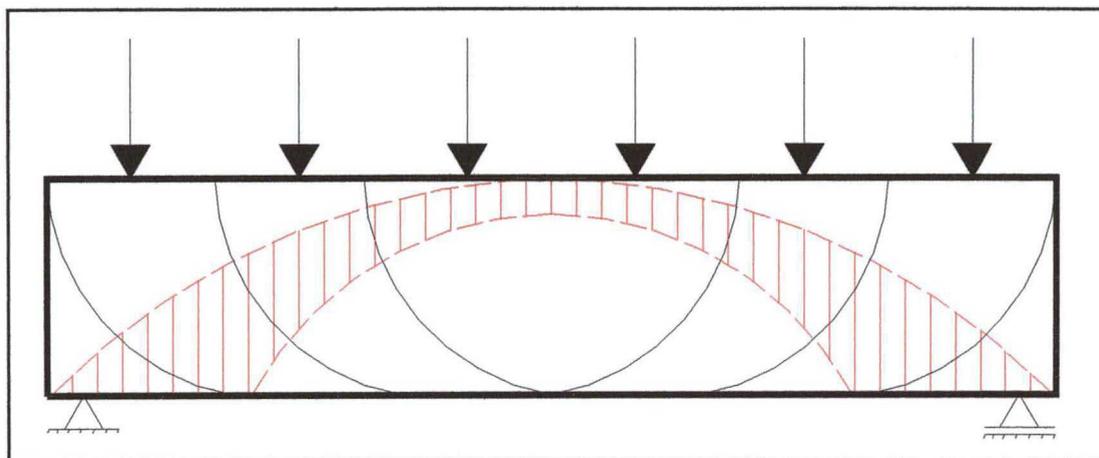
Conforme resultados dos testes apresentados por Jones et al (1988) e comentados por Roberts (1989) *apud* Silva (2001), a ruptura das chapas de aço coladas com adesivo epóxi se dá provavelmente em tensões de cisalhamento entre 3 e 5 MPa combinadas com tensões normais entre 1 e 2 MPa. Entretanto, estes limites dependerão da resistência do adesivo, do concreto adjacente e do método de preparação da superfície.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos com a utilização desse método teórico.

### 4.3 Carga de Fissuração

#### 4.3.1 Considerações sobre a Fissuração de Vigas de Concreto Armado submetidas à Flexão

Os esforços numa viga isostática submetida à flexão desenvolvem-se conforme o esquema apresentado na Figura 4.7, onde as linhas pontilhadas em vermelho representam um arco de compressão e as linhas cheias em preto as isostáticas de tração.



**Figura 4.7** – Distribuição de esforços em viga isostática de concreto armado submetida à flexão simples

As fissuras ocorrem perpendicularmente às trajetórias dos esforços principais de tração e apresentam aberturas maiores junto à face inferior da viga. A Figura 4.8 mostra a configuração típica de fissuras de flexão simples em viga de concreto armado ensaiada nas dependências do Laboratório de Estruturas da UFSC pelo Engenheiro Civil Adriano Silva Fortes e pelo autor do presente trabalho, em dezembro de 2000.



**Figura 4.8** – Configuração típica de fissuração em viga de concreto armado solicitada à flexão simples

Em geral, os elementos fletidos constituintes das estruturas de concreto armado são dimensionados prevendo-se que na região tracionada da peça ocorra a fissuração do concreto,

buscando-se tão somente limitar esta fissuração em função de questões estéticas, de durabilidade e deformabilidade da estrutura.

Nas estruturas correntes de concreto armado, não só a retração, como também as variações de temperatura e umidade, podem produzir tensões de tração no concreto praticamente impossíveis de serem avaliadas. Tudo isso faz com que o momento de fissuração seja de uma imprecisão muito grande. É muito importante garantir que as fissuras que se apresentarem tenham aberturas menores do que as máximas estabelecidas como nocivas às armaduras.

O projeto de revisão da NBR 6118:2000, considera que a fissuração é nociva ao concreto armado quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassar os seguintes valores:

- 0,3mm como máxima abertura de fissuras para as classes de agressividade de II a IV (agressividade ambiental variando de pequena a muito forte com um risco de deterioração da estrutura de pequeno a elevado);
- 0,4mm para a classe de agressividade I (agressividade ambiental fraca com risco de deterioração da estrutura insignificante).

#### 4.3.2 Momento de Fissuração das Vigas Reforçadas e de Referência

Com o propósito de comparar modelos teóricos, o cálculo do momento fletor necessário para provocar o surgimento da primeira fissura no concreto tracionado será feito pelas seguintes formulações teóricas:

- Conforme Branson (1977) *apud* Thomaz (1989). Branson (1977) relata que diversas entidades, como o ACI e o CEB, adotam para previsão do início da fissuração em peças fletidas de concreto armado um método baseado na teoria clássica da resistência dos materiais, e que consiste no cálculo do momento de fissuração da peça de acordo com a seguinte equação:

$$M_F = f_{r,d} \cdot \frac{I_1}{Y_t} \quad (4.22)$$

onde:  $M_F$  = momento fletor de fissuração da viga de concreto armado;

$I_I$  = momento de inércia da seção de concreto homogeneizada;

$Y_t$  = distância da linha neutra à fibra mais tracionada da seção transversal;

$f_{r,tl}$  = módulo de ruptura do concreto (tensão de ruptura à tração na flexão). Na falta de dados sobre o módulo de ruptura do concreto, o ACI, recomenda a sua previsão através da equação 4.23.

$$f_{r,tl} = 0,01464 \cdot \sqrt{\gamma_C \cdot f_{ck}} \quad (4.23)$$

onde:  $f_{r,tl}$  = módulo de ruptura do concreto, MPa;

$\gamma_C$  = massa específica do concreto, kg/m<sup>3</sup>;

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão, MPa.

- Conforme o projeto de revisão da NBR 6118:2000, o momento de fissuração da peça pode ser obtido utilizando-se a equação 4.24.

$$M_F = \frac{f_{ctm} \cdot I_I}{y_t} \quad (4.24)$$

onde:  $M_F$  = momento fletor de fissuração da viga de concreto armado;

$I_0$  = momento de inércia da seção de concreto homogeneizada, calculado considerando-se as armaduras de aço, comprimida e tracionada, conforme mostrado na seqüência abaixo;

$y_t$  = distância do centro de gravidade da seção transversal considerada à fibra mais tracionada;

$f_{ctm}$  = resistência média do concreto à tração, em MPa, dado pela equação 4.25.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (4.25)$$

onde:  $f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

A parte que segue abaixo trata do cálculo da posição da linha neutra e do momento de inércia, necessários para determinação do momento de fissuração, para ambas formulações

teóricas mencionadas anteriormente, a citar: Branson (1977) e o projeto de revisão da NBR 6118:2000.

O momento fletor de fissuração é calculado como sendo o momento fletor que conduz a seção transversal considerada de uma viga de concreto armado ao estágio II (concreto fissurado), e para isto os parâmetros necessários podem ser obtidos utilizando-se a teoria clássica da resistência dos materiais, admitindo-se uma seção transversal homogeneizada, resultante da transformação das seções das armaduras de aço e do reforço em seções equivalentes de concreto. Segundo Timoshenko e Gere (1984), a homogeneização pode ser feita utilizando-se a relação entre os módulos de elasticidade dos materiais de acordo com as equações 4.26 a 4.28.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.26)$$

$$\alpha_A = \frac{E_A}{E_c} \quad (4.27)$$

$$\alpha_R = \frac{E_R}{E_c} \quad (4.28)$$

onde:  $\alpha_e$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

$\alpha_A$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do adesivo e do concreto;

$\alpha_R$  = grandeza que relaciona os módulos de elasticidade do reforço e do concreto;

$E_s$  = módulo de elasticidade longitudinal do aço, admitido igual a 210.000 MPa, seguindo recomendações do projeto de revisão da NBR 6118:2000;

$E_c$  = módulo de elasticidade inicial do concreto. O seu valor numérico apresentado na Tabela 6.1 do capítulo 6, representa a inclinação da reta tangente a origem 0 do diagrama tensão-deformação do concreto obtido conforme relata o item 5.52 do capítulo 5;

$E_A$  = módulo de elasticidade longitudinal do adesivo, admitido igual a 3.800 MPa, seguindo recomendações do fabricante;

$E_R$  = módulo de elasticidade longitudinal do reforço, admitido igual a 230.000 MPa, seguindo recomendações do fabricante.

- Posição da linha neutra no estádio I

O cálculo da posição da linha neutra é feito determinando-se o centróide da seção transversal homogeneizada. Isso é feito calculando-se a somatória dos momentos estáticos de área em relação à fibra mais comprimida da seção transversal e dividindo-se pela área total homogeneizada, conforme as equações 4.29 e 4.30, obtidas a partir das considerações da Teoria da Resistência dos Materiais.

- Viga de referência

$$x_I = \frac{(b_w \cdot h) \cdot h/2 + \alpha_e \cdot (A_{S1} \cdot d + A_{S2} \cdot d')}{(b_w \cdot h) + \alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2})} \quad (4.29)$$

- Vigas reforçadas

$$x_I = \frac{(b_w \cdot h) \cdot h/2 + \alpha_e \cdot (A_{S1} \cdot d + A_{S2} \cdot d') + \alpha_A \cdot (A_A \cdot d_A) + \alpha_R \cdot (A_R \cdot d_R)}{(b_w \cdot h) + \alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) + \alpha_A \cdot (A_A) + \alpha_R \cdot (A_R)} \quad (4.30)$$

onde:  $x_I$  = posição da linha neutra no estádio I;

$A_A$  = área da seção transversal do adesivo;

$d_A$  = distância do centróide da camada de adesivo à fibra mais comprimida da seção transversal considerada.

- Momento de inércia no estádio I

O momento de inércia no estádio I, para as vigas reforçadas e de referência, pode ser calculado respectivamente pelas equações 4.31 e 4.32.

- Viga de referência

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_w \cdot h) \cdot (x_I - h/2)^2 + \alpha_e \cdot [A_{S1} \cdot (d - x_I)^2 + A_{S2} \cdot (x_I - d')^2] \quad (4.31)$$

- Vigas reforçadas

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_w \cdot h) \cdot (x_I - h/2)^2 + \alpha_e \cdot [A_{S1} \cdot (d - x_I)^2 + A_{S2} \cdot (x_I - d')^2] + \alpha_A \cdot [A_A \cdot (d_A - x_I)^2] + \alpha_R \cdot [A_R \cdot (d_R - x_I)^2] \quad (4.32)$$

Calculados a posição da linha neutra e o momento de inércia no estágio I para as vigas reforçadas e de referência, pode-se através das equações 4.22 e 4.24 obter o momento de fissuração necessário para provocar o surgimento da primeira fissura nas vigas.

A carga que provoca o início da fissuração ( $P_F$ ) pode ser calculada pela equação 4.33 conforme o esquema estático das vigas a serem ensaiadas, mostrado na Figura 4.2.

$$P_F = 2 \cdot \frac{M_F}{a} \quad (4.33)$$

onde:  $P_F$  = carga que provoca o início da fissuração nas vigas reforçadas e de referência;

$M_F$  = momento fletor de fissuração, dado por 4.22 e 4.24.

#### 4.4 Deslocamentos Verticais das Vigas Reforçadas e de Referência

Nesse trabalho, os deslocamentos verticais teóricos das vigas de concreto armado reforçadas e de referência serão calculados desconsiderando-se o efeito da deformação por esforço cortante através da Teoria da Resistência dos Materiais, utilizando-se a equação 4.34 da linha elástica para vigas biapoiadas.

$$w'' = \frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M}{E \cdot I} \quad (4.34)$$

As equações para cálculo dos deslocamentos verticais dos pontos D e C, representados no esquema estático da Figura 4.9, podem ser encontradas pela integração da equação 4.34 da linha elástica com a utilização das devidas condições de contorno. Logo, os deslocamentos verticais no meio do vão das vigas reforçadas e de referência podem ser calculados utilizando-se a equação 4.35, e os deslocamentos verticais do ponto de aplicação das cargas concentradas aplicadas nas

vigas podem ser calculados pela equação 4.36, admitindo-se rigidez constante ao longo do comprimento da viga.

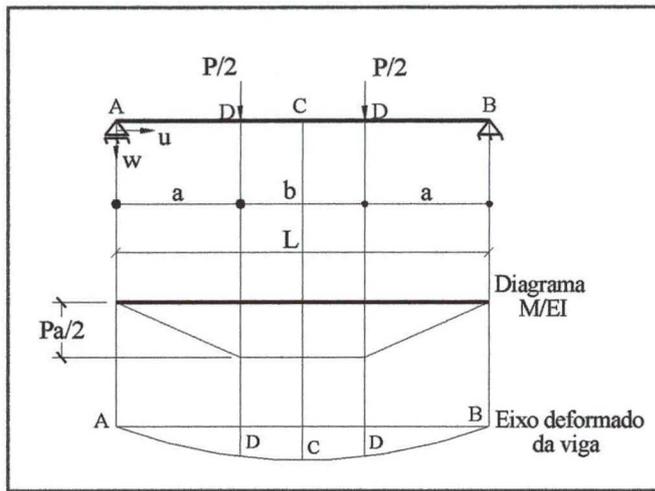


Figura 4.9 – Esquema estático das vigas com representação do diagrama de momento fletor e do eixo deformado ou linha elástica

$$\delta_C = \frac{P \cdot a}{12 \cdot E \cdot I} (3 \cdot L \cdot u - 3 \cdot u^2 - a^2) \tag{4.35}$$

$$\delta_D = \frac{P \cdot u}{12 \cdot E \cdot I} (3 \cdot a \cdot L - 3 \cdot a^2 - u^2) \tag{4.36}$$

#### 4.4.1 Previsão Teórica dos Deslocamentos Verticais

Para previsão teórica dos deslocamentos verticais, ou flecha, das vigas reforçadas e de referência consideradas nesse trabalho ou de qualquer outro elemento de concreto armado fletido, é essencial que sejam considerados comportamentos diferentes antes e depois da fissuração do concreto.

- Flecha antes da fissuração do concreto

A rigidez (EI) à flexão das vigas pode ser encontrada, considerando-se o momento de inércia da seção transversal homogeneizada, no estágio I e o módulo de elasticidade do concreto tangente, na origem 0 do diagrama tensão-deformação.

Nesse caso, as equações 4.35 e 4.36 para cálculo dos deslocamentos verticais das vigas reforçadas e de referência antes da fissuração do concreto, podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\delta_C = \frac{P \cdot a}{12 \cdot E_C \cdot I_I} (3 \cdot L \cdot u - 3 \cdot u^2 - a^2) \quad (4.37)$$

$$\delta_D = \frac{P \cdot u}{12 \cdot E_C \cdot I_I} (3 \cdot a \cdot L - 3 \cdot a^2 - u^2) \quad (4.38)$$

onde:  $\delta_C$  = flecha no meio do vão das vigas;

$\delta_D$  = flecha abaixo do ponto de aplicação das cargas concentradas;

P = carga aplicada nas vigas;

a = distância do ponto de aplicação de cada carga concentrada ao apoio mais próximo;

b = distância entre os pontos de aplicações das cargas concentradas;

u = distância do apoio ao ponto considerado;

L = comprimento do vão livre da viga.

- Flecha após a fissuração do concreto

A rigidez à flexão da viga na seção crítica, no início da fissuração, será considerada para todo o comprimento da viga, e não apenas para a sua parte central.

Após a fissuração do concreto uma das primeiras dificuldades que se apresenta é a determinação da posição da linha neutra, a qual varia em função da extensão das fissuras ao longo da altura da viga durante a sua sollicitação.

Através da consideração da validade da hipótese de seção plana após a deformação e que a parte comprimida do concreto ficará submetida a um diagrama triangular de tensões, mencionado por Sussekind (1985), pode-se chegar à formulação abaixo, equações 4.39 e 4.40, para determinação da posição da linha neutra após a fissuração do concreto.

- Viga de referência

$$x_{II} = -\frac{\alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2})}{b_w} + \sqrt{\left[\frac{\alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2})}{b_w}\right]^2 + \frac{2 \cdot \alpha_e}{b_w} \cdot (d \cdot A_{S1} + d' \cdot A_{S2})} \quad (4.39)$$

- Vigas reforçadas

$$x_{II} = -\left[\frac{\alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) + \alpha_R \cdot A_R}{b_w}\right] + \sqrt{\left[\frac{\alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) + \alpha_R \cdot A_R}{b_w}\right]^2 + 2 \left[\frac{\alpha_e \cdot (d \cdot A_{S1} + d' \cdot A_{S2}) + \alpha_R \cdot (d_R \cdot A_R)}{b_w}\right]} \quad (4.40)$$

onde:  $x_{II}$  = posição da linha neutra da seção transversal fissurada.

Para considerar a influência de alguns fenômenos na avaliação de deslocamentos verticais em vigas de concreto armado após a fissuração do concreto, como, variação de comportamento da viga ao longo de sua extensão durante a aplicação da carga, resistência à tração do concreto em regiões entre fissuras e a variação do módulo de elasticidade durante o ensaio – o *American Concrete Institute* – ACI (1971), baseado em estudos realizados por Branson (1965), faz consideração de uma inércia equivalente ( $I_{EQ}$ ), entre os estádios I e II, dada pela equação 4.41. Tendo como base esses mesmos estudos, o projeto de revisão da NBR 6118:2000, para avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, faz consideração de uma rigidez equivalente.

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_F}{M}\right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_F}{M}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad (4.41)$$

onde:  $M_F$  = momento fletor de fissuração da viga de concreto armado;

$M$  = momento fletor atuante na seção considerada;

$I_{II}$  = momento de inércia da seção transversal fissurada de concreto, dado pelas equações 4.43 e 4.44. Segundo Branson (1965), o cálculo do  $I_{II}$  deve ser feito em relação a posição da linha neutra equivalente ( $x_{EQ}$ ), dada pela equação 4.42.

$$x_{EQ} = \left(\frac{M_F}{M}\right)^{2,5} \cdot x_I + \left[1 - \left(\frac{M_F}{M}\right)^{2,5}\right] \cdot x_{II} \leq x_I \quad (4.42)$$

- Viga de referência

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{EQ}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{S1} \cdot (d - x_{EQ})^2 + \alpha_e \cdot A_{S2} \cdot (x_{EQ} - d')^2 \quad (4.43)$$

- Vigas reforçadas

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{EQ}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{S1} \cdot (d - x_{EQ})^2 + \alpha_e \cdot A_{S2} \cdot (x_{EQ} - d')^2 + \alpha_R \cdot A_R \cdot (d_R - x_{EQ})^2 + \alpha_A \cdot A_A \cdot (d_A - x_{EQ})^2 \quad (4.44)$$

onde:  $x_{EQ}$  = posição da linha neutra equivalente.

Diante do exposto, as equações 4.35 e 4.36 para cálculo dos deslocamentos verticais das vigas reforçadas e de referência após a fissuração do concreto, podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\delta_C = \frac{P \cdot a}{12 \cdot E_{CS} \cdot I_{EQ}} (3 \cdot L \cdot u - 3 \cdot u^2 - a^2) \quad (4.45)$$

$$\delta_D = \frac{P \cdot u}{12 \cdot E_{CS} \cdot I_{EQ}} (3 \cdot a \cdot L - 3 \cdot a^2 - u^2) \quad (4.46)$$

onde:  $\delta_C$  = flecha no meio do vão das vigas;

$\delta_D$  = flecha abaixo do ponto de aplicação das cargas concentradas;

P = carga aplicada nas vigas;

a = distância do ponto de aplicação de cada carga concentrada ao apoio mais próximo;

b = distância entre os pontos de aplicações das cargas concentradas;

$E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto;

$I_{EQ}$  = momento de inércia equivalente;

u = distância do apoio ao ponto considerado;

L = comprimento do vão livre da viga.

O modelo teórico descrito apresenta razoável aproximação com os resultados experimentais de deslocamentos verticais para as vigas na fase não fissurada e fissurada antes da plastificação do aço, isto pode ser observado através dos diagramas carga versus deslocamento vertical apresentados no capítulo 6.

#### **4.5 Nota sobre o Dimensionamento dos Mecanismos de Incremento de Ancoragem do Reforço idealizados neste trabalho**

Como deixado claro no Capítulo 1, o objetivo desse trabalho não é de estudar o dimensionamento e a melhor localização dos mecanismos de incremento de ancoragem, mas sim, verificar as suas potencialidades no sentido de evitar o desprendimento prematuro do reforço. Logo, as dimensões e localizações dos mecanismos de incremento de ancoragem, utilizadas nas vigas a serem ensaiadas, partem do bom senso do autor e também de observações feitas através de acompanhamentos de outros ensaios realizados. É evidente que os parâmetros referentes a dimensões e localização, além de outros, poderão ser melhorados com novas pesquisas, que surgirão a partir da observação do comportamento desses mecanismos propostos nesse trabalho e nos de outros pesquisadores. Porém, isto faz parte de uma nova série de pesquisas a serem realizadas no país.

## CAPÍTULO 5

### PROGRAMA EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

---

Neste Capítulo apresentam-se as etapas do programa experimental desenvolvido para avaliar o desempenho dos reforços à flexão executados pela colagem externa da manta de fibra de carbono em vigas de concreto armado, e analisar a funcionalidade dos mecanismos de incremento de ancoragem idealizados para evitar o desprendimento prematuro do reforço. Nesse trabalho denomina-se por mecanismo de incremento de ancoragem, ou mecanismo externo de fixação do reforço, ao sistema construtivo localizado nas duas extremidades do reforço para evitar o seu desprendimento durante a solicitação da viga. Também neste Capítulo expõe-se o resultado da caracterização dos agregados utilizados na confecção das vigas. Os resultados dos ensaios realizados para caracterização das armaduras, do concreto, da manta de fibra de carbono, assim como os resultados dos ensaios das vigas, estão apresentados no Capítulo 6. No sentido de facilitar a apresentação das informações que serão descritas neste capítulo, relacionam-se na Tabela 5.1, todas as tarefas do programa experimental com a data em que foram realizadas.

O programa experimental consistiu no ensaio à flexão a quatro pontos de nove vigas de concreto armado com seção transversal retangular, igualmente armadas à flexão e ao cisalhamento. Essas vigas foram divididas em cinco grupos, conforme o tipo do mecanismo de incremento de ancoragem idealizado para o reforço.

O grupo 1 foi composto por apenas uma viga, sem a utilização de qualquer tipo de reforço e designada por VRE. Essa viga serviu de modelo de referência, possibilitando-se estabelecer comparações de incremento de rigidez e resistência quando da aplicação do reforço nas demais vigas.

O grupo de vigas número 2, composto por duas vigas reforçadas externamente à flexão pela colagem, em suas faces inferiores, de uma camada de manta de fibra de carbono, foram designadas por VR1 e VR2. Essas duas vigas procuram mostrar o incremento de resistência e de rigidez, quando comparadas com a viga de referência, e também, apresentar o modo de ruptura prematuro, causado pelo desprendimento da manta de fibra de carbono do banzo tracionado das vigas. Este modo de ruptura tem sido identificado na maioria dos estudos experimentais realizados até a presente data.

O grupo de vigas número 3, composto por duas vigas designadas VR3 e VR4, foram reforçadas à flexão semelhantemente às vigas do grupo 2, e dotadas de um mecanismo externo de fixação do reforço. Esse mecanismo consistiu de uma manta de fibra de carbono colada transversalmente ao eixo longitudinal da viga, sobre a tela de reforço e localizada próximo as extremidades, com um comprimento igual a largura da viga, ou seja, essa manta transversal não envolvia a viga. Esse mecanismo, bem como os mecanismos idealizados para as vigas dos demais grupos, têm como finalidade aumentar a aderência do reforço ao substrato de concreto, evitando o seu desprendimento prematuro, durante a solicitação da viga.

As vigas do grupo 4, VR5 e VR6, possuem as duas mantas transversais nas extremidades do reforço, de forma idêntica às vigas do grupo 3, acrescentando-se sobre estas mantas uma chapa de aço-carbono apenas fixada ao concreto (sem utilização de adesivo) por parafusos auto-fixantes, com o objetivo de exercer uma compressão transversal ao reforço para evitar o seu desprendimento.

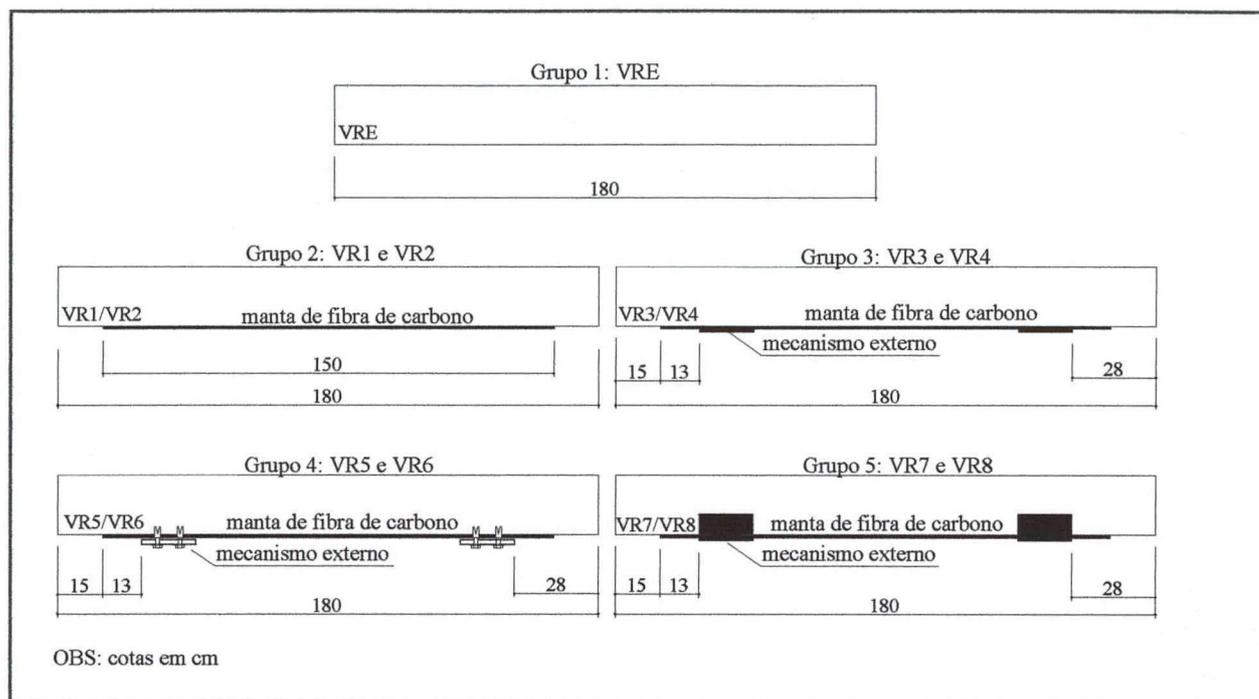
As vigas do grupo 5, designadas por VR7 e VR8, possuem o sistema de reforço idêntico às vigas do grupo 2, porém nesse grupo as vigas receberam um mecanismo de fixação do reforço, constituído por laços de manta de fibra de carbono, na forma de um “U”, localizado próximo das duas extremidades de cada peça, e na mesma posição dos mecanismos idealizados para as vigas dos grupos 3 e 4.

Na Figura 5.1 estão ilustradas as vistas laterais de todas as vigas do programa experimental, e na Tabela 5.2 está apresentada a distribuição dessas vigas nos cinco grupos.

**Tabela 5.1 - Plano geral das atividades**

<b>Etapa</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Período</b>	<b>Idade* (dias)</b>
Caracterização dos agregados	-	12 a 14/02	
Confecção das fôrmas	-	14 a 16/02	
Corte das barras de aço	-	16/02	
Confecção das armaduras	-	19 e 20/02	
Concreto piloto	-	19/02	
-	Rompimento dos corpos de prova	06/03	
Concretagem das vigas: VRE – VR6	-	10/03	0
Cura úmida das vigas	-	10 a 17/03	
Preparo do substrato das vigas	-	04 e 05/06	86
Aplicação do reforço	-	06/06	88
Concretagem das vigas: VR7 e VR8	-	09/06	0
Cura úmida das vigas	-	09 a 16/06	
-	Ensaio das vigas: VRE – VR4	15/06	97
-	Ensaio das vigas: VR5 e VR6	16/06	98
	Rompimento dos corpos de prova	18/06	100
-	Ensaio das barras de aço	02/07	
-	Ensaio da manta de PRFC	06/07	
Preparo do substrato das vigas VR7/VR8	-	11/09	94
Aplicação do reforço	-	11/09	94
-	Ensaio das vigas: VR7 e VR8	17/09	100
-	Rompimento dos corpos de prova	17/09	100

\* refere-se a idade do concreto na data de ensaio



**Figura 5.1** – Vistas laterais das vigas do programa experimental

**Tabela 5.2** – Especificação das vigas do programa experimental

Grupo	Vigas	Especificação	Pré-fissuração
1	VRE	referência, sem reforço	não
2	VR1 – VR2	reforçada com manta de PRFC	não
3	VR3 – VR4	reforçada com manta de PRFC e mecanismo externo de fixação	não
4	VR5 – VR6	reforçada com manta de PRFC e mecanismo externo de fixação	não
5	VR7 - VR8	reforçada com manta de PRFC e mecanismo externo de fixação	não

De forma geral, com este programa experimental pretende-se, como detalhado no Capítulo 1, avaliar o comportamento estrutural das vigas de concreto armado reforçadas por meio da

colagem externa da manta de fibra de carbono no banzo tracionado, sob vários aspectos, tais como:

- O incremento de resistência proporcionado pelo reforço;
- O aumento na rigidez das vigas;
- Os valores de carga de fissuração, de desprendimento do reforço e de ruína das vigas;
- A validade dos mecanismos externos de fixação do reforço.

Este programa experimental segue a filosofia do primeiro trabalho experimental, sobre reforço estrutural com fibra de carbono em vigas de concreto armado, desenvolvido no Laboratório de Experimentação em Estruturas da UFSC, por Adriano Silva Fortes sob a orientação do Professor Ivo José Padaratz.

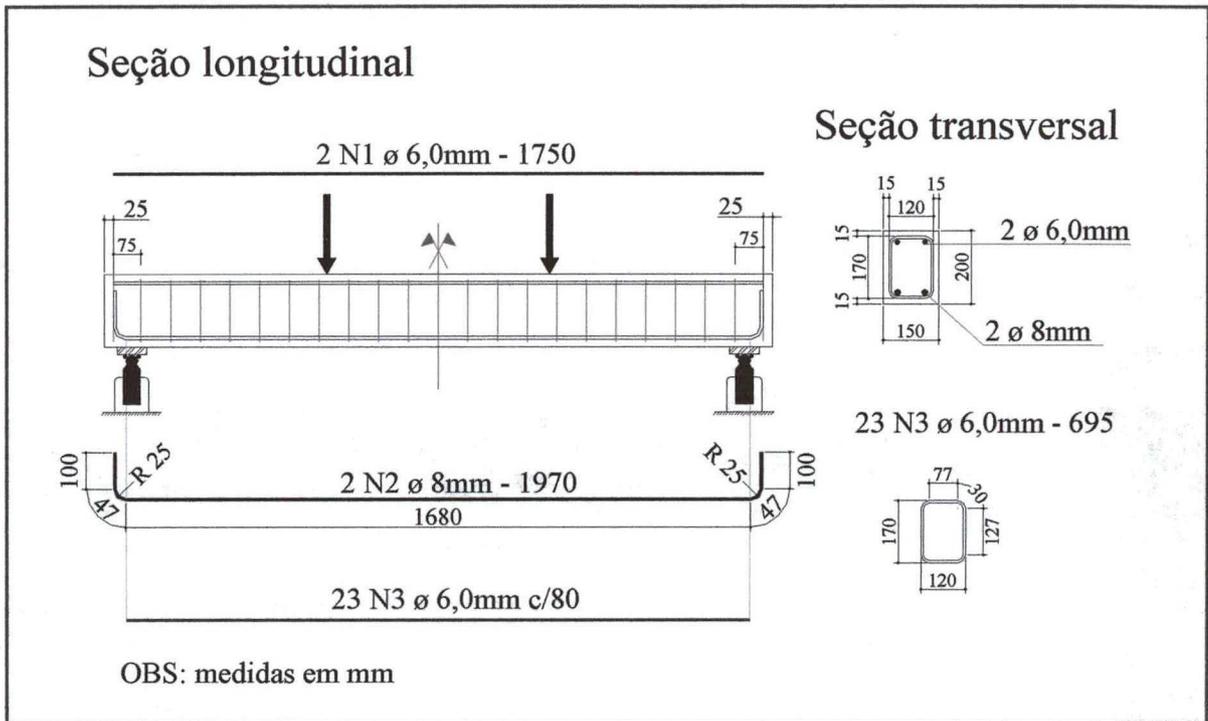
## **5.1 Características das Vigas Experimentadas**

### **5.1.1 Dimensões e armaduras**

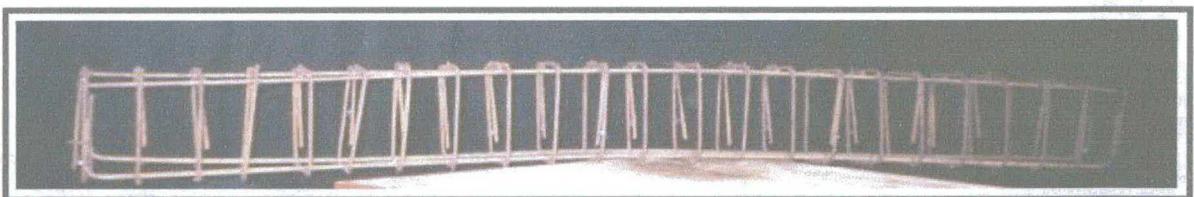
Todas as vigas ensaiadas possuíam seção transversal retangular de 150x200mm e comprimento total de 180cm, correspondendo a um vão livre de 165cm. Essas vigas foram igualmente armadas à flexão e ao cisalhamento, tendo como armadura longitudinal inferior duas barras de aço CA 50, com 8mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura de 0,34%. A armadura superior foi composta por dois fios de aço CA 60, com 6,0mm de diâmetro. A armadura transversal consistiu de estribos de aço CA 60 com 6,0mm de diâmetro espaçados a cada 80mm, com exceção dos estribos localizados nas extremidades da armadura longitudinal, que tinham como objetivo dar maior rigidez à armação e estavam afastados de 75mm do primeiro estribo interno.

Estas dimensões das vigas e armaduras foram idealizadas de modo que, na ruína, as vigas estivessem trabalhando no domínio 2 de deformações, permitindo que se avalie o desempenho do reforço sem que as vigas apresentem ruptura do tipo frágil por esmagamento do concreto.

A Figura 5.2 indica as dimensões das vigas e o detalhamento das armaduras, e a Figura 5.3 mostra a armadura confeccionada, obedecendo-se as prescrições do projeto de revisão da norma brasileira, NBR 6118 (1978), com relação a dobra das armaduras.



**Figura 5.2** – Dimensões e detalhamento da armadura das vigas ensaiadas

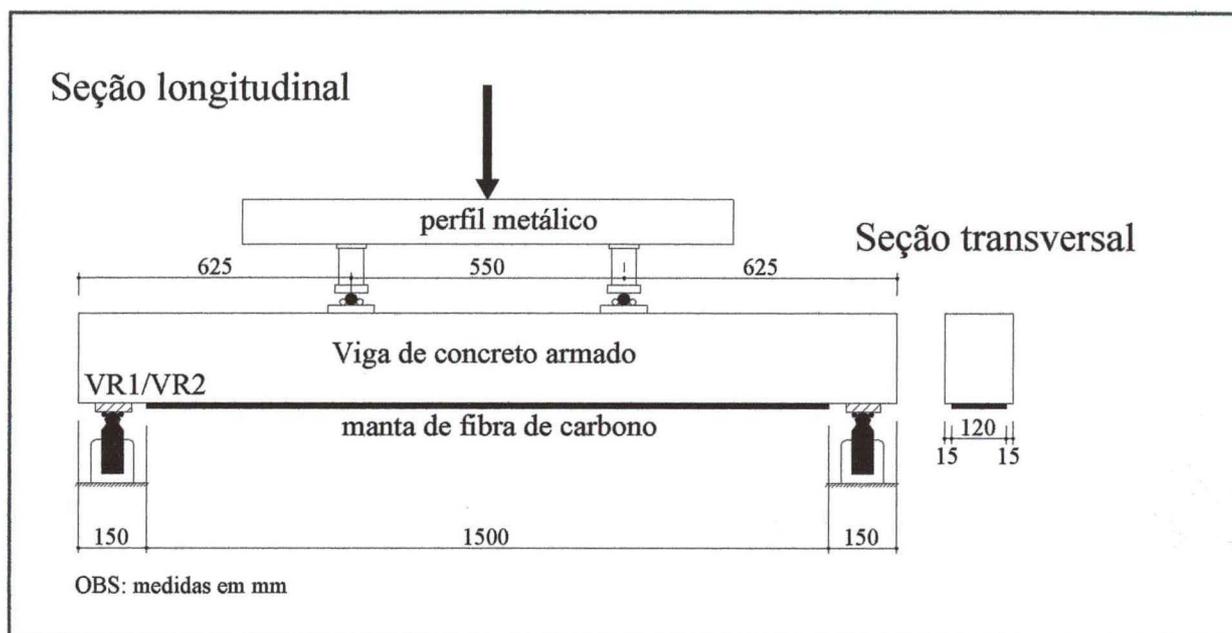


**Figura 5.3** – Armadura convencional das vigas

### 5.1.2 Disposição da manta de fibra de carbono e do mecanismo externo de fixação nas vigas de concreto armado do programa experimental

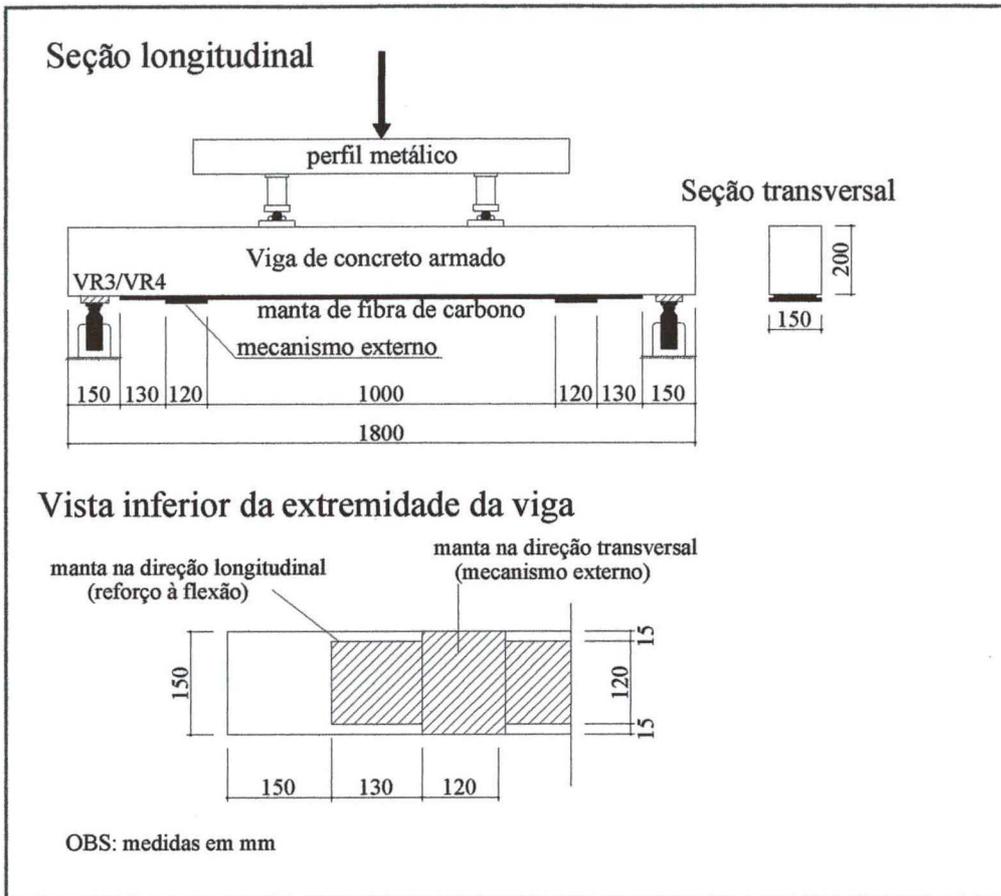
Das nove vigas ensaiadas, oito foram reforçadas à flexão com manta de fibra de carbono. Na Figura 5.4 está ilustrada a disposição da manta de fibra de carbono no banzo tracionado das

vigas do grupo 2, VR1 e VR2. Nessas vigas não foi utilizado nenhum mecanismo de incremento de ancoragem, permitindo dessa forma, detectar a carga que provoca o desprendimento do reforço.



**Figura 5.4** – Disposição da manta de PRFC nas vigas VR1 e VR2

A Figura 5.5 ilustra a disposição da manta de fibra de carbono e a localização de seu mecanismo externo de fixação, nas vigas do grupo 3, VR3 e VR4. Esse mecanismo procura avaliar se o desprendimento do reforço pode ser evitado ou, pelo menos, retardado através do aumento da rigidez do PRFC nas proximidades do apoio, com a utilização de apenas uma camada de manta de fibra de carbono disposta transversalmente sobre o eixo longitudinal da manta de reforço e sem o envolvimento das faces laterais da viga.

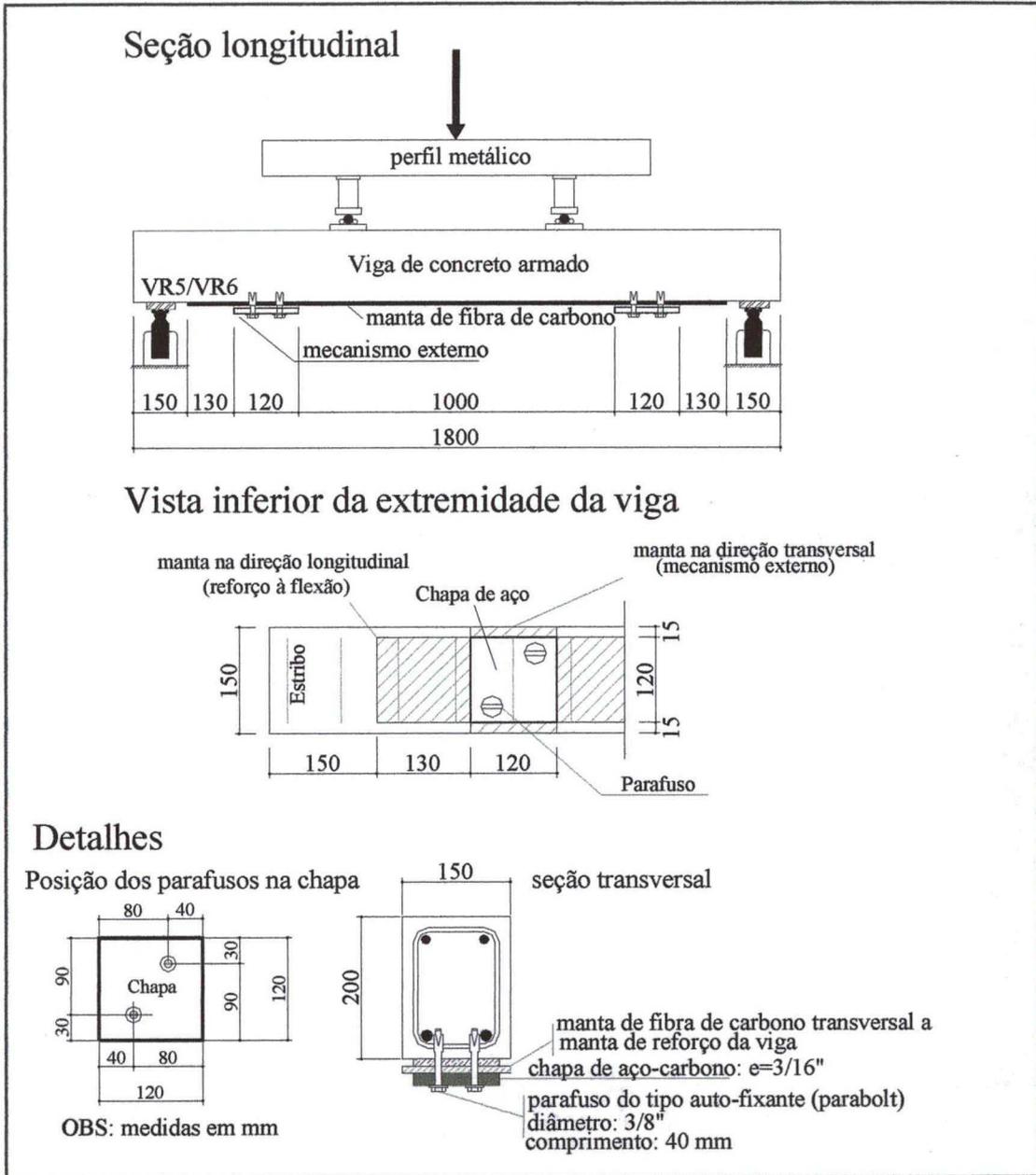


**Figura 5.5** – Disposição da manta de PRFC nas vigas VR3 e VR4

A Figura 5.6 ilustra a disposição da manta de fibra de carbono e seu mecanismo externo de fixação idealizado para as vigas do grupo 4, VR5 e VR6. Esse mecanismo pretende originar forças de compressão transversais à ligação (manta de fibra de carbono – adesivo – substrato de concreto), provocando efeitos benéficos frente aos mecanismos de desprendimento, que vão se formando nas interfaces da ligação, durante a solicitação da viga. As forças de compressão serão produzidas pela pressão da chapa de aço-carbono à ligação, assim que os parafusos auto fixantes forem ancorados ao concreto.

A idealização desse mecanismo externo de fixação surgiu da observação de conclusões feitas por diversos pesquisadores com relação ao problema do desprendimento do reforço, conforme mostrado no item 3.3.2 do capítulo 3, e também tomando como base conclusões de

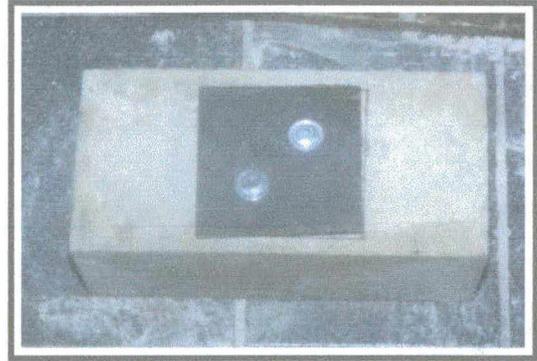
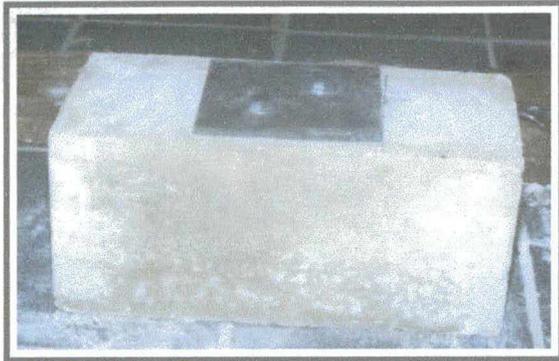
Juvandes (1999), sobre o mesmo problema, observado em seus ensaios realizados na Universidade do Porto – Portugal, com material de reforço em forma de laminado de PRFC.



**Figura 5.6 - Disposição da manta de PRFC nas vigas VR5 e VR6**

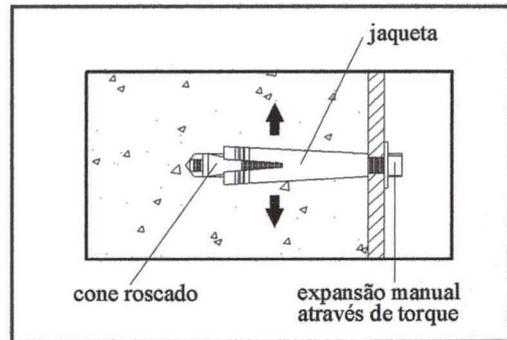
Para escolha do número de parafusos e espessura da chapa, foi confeccionado um elemento de concreto simples, de dimensões 150x200mm de seção transversal e 300mm de comprimento. Sobre este elemento foi executado o mecanismo externo de fixação apresentado na Figura 5.6, através do qual pôde-se perceber que a espessura da chapa e o número de parafusos adotados eram suficientes para exercerem uma compressão uniforme sobre a região da ligação que ficaria

localizada abaixo da chapa de aço-carbono. A Figura 5.7 mostra uma vista lateral e superior da chapa de aço-carbono exercendo pressão sobre o elemento de concreto simples.



**Figura 5.7** – Mecanismo de incremento de ancoragem por chapa de aço e parafuso

A Figura 5.8 mostra o parafuso utilizado e exemplifica o seu esquema de montagem e a Tabela 5.3 apresenta as características da chapa de aço-carbono.

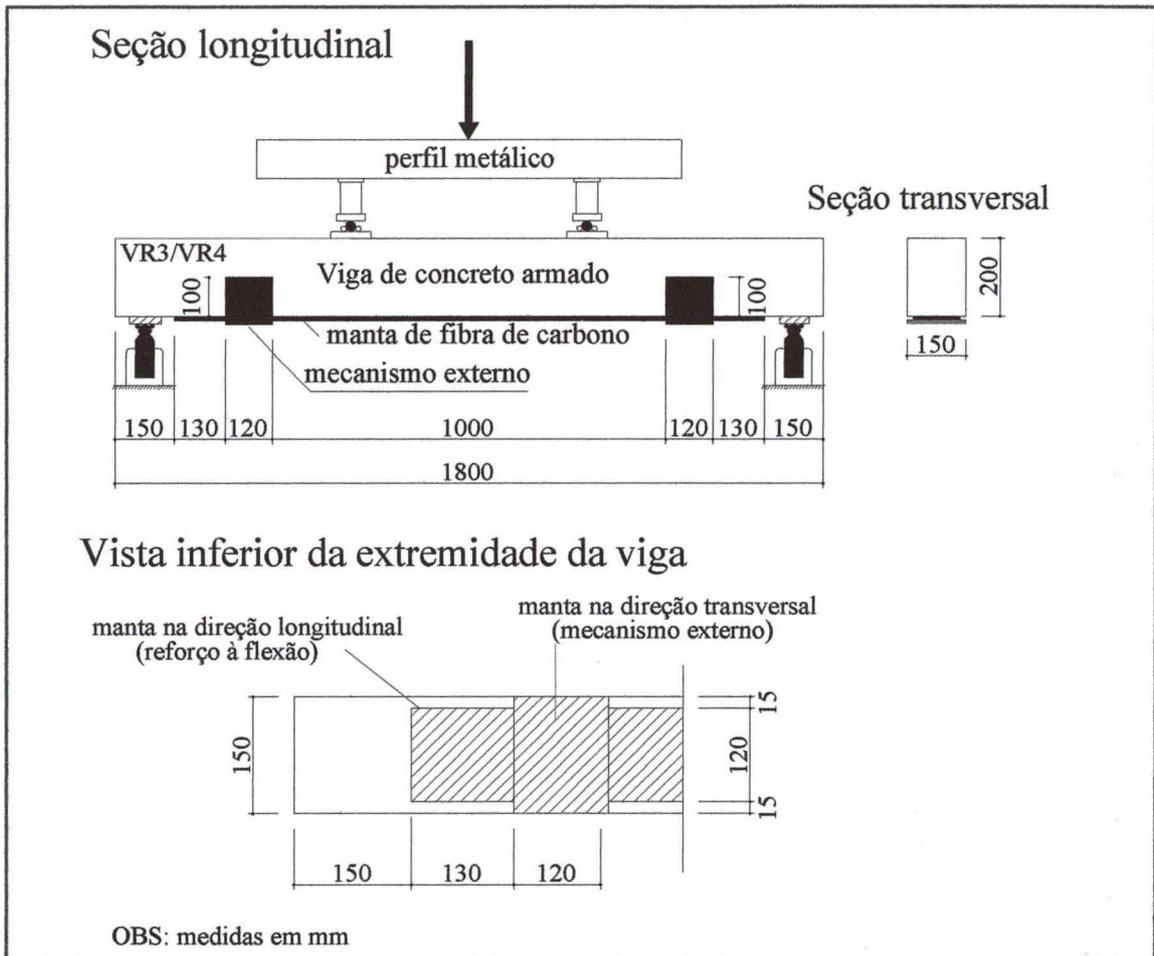


**Figura 5.8** – Parafuso do tipo auto-fixante utilizado e seu esquema de montagem

**Tabela 5.3** – Características da chapa e do parafuso utilizados

Chapa de aço		Parafuso			
Espessura	5mm	Diâmetro da rosca	10mm	Profundidade mínima p/ furação	55mm
Dimensões	120x120mm	Comprimento do chumbador.	40mm	Carga de arrancamento - IPT	28.920N

A Figura 5.9 ilustra a disposição da manta de fibra de carbono e de seu mecanismo externo de fixação constituído por laços de manta de fibra de carbono em forma de U, nas vigas do grupo 5, VR7 e VR8.



**Figura 5.9** – Disposição da manta de fibra de carbono nas vigas VR7 e VR8

## 5.2. Concreto

Neste item apresentam-se as etapas do programa experimental relacionadas as atividades com concreto: caracterização dos agregados, dosagem e mistura do concreto, e também moldagem das vigas.

### 5.2.1. Cimento

O cimento utilizado foi o Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI). A Tabela 5.4 apresenta as suas características físicas e químicas, fornecidas pelo fabricante.

**Tabela 5.4** – Características químicas e físicas do cimento utilizado

Composição química (%)						Perda ao fogo (%)	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Ensaio	3,62
6,45	21,84	3,00	54,28	4,70	3,11	Limite da NBR 5733	4
Características físicas						Valor do ensaio	
Tempo de início de pega						2h 52min	
Tempo de fim de pega						3h 50min	
Resistência à compressão (1 dia)						19,5 MPa	
Resistência à compressão (3 dias)						32,8 MPa	
Resistência à compressão (7 dias)						38,5 MPa	
Resistência à compressão (28 dias)						46,4 MPa	
Massa específica						30 kN/m <sup>3</sup>	

### 5.2.2. Agregados

O ensaio de análise granulométrica dos agregados, gráudo e miúdo, foram realizados de acordo com a NBR 7217, sendo que os resultados desta análise estão apresentados respectivamente nas Tabelas 5.5 e 5.6.

**Tabela 5.5 – Composição granulométrica do agregado graúdo utilizado**

Abertura da peneira (mm)	12,7	9,5	6,3	4,8	2,4	<2,4
% retida individual	26	41	23	4	3	3
% retida acumulada	26	67	90	94	97	100
<b>Dimensão máxima característica (mm)</b>						19
<b>Massa específica (kN/m<sup>3</sup>)</b>						26,3
<b>Massa unitária (kN/m<sup>3</sup>)</b>						13,8

**Tabela 5.6 – Composição granulométrica do agregado miúdo utilizado**

Abertura da peneira (mm)	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	<0,15
% retida individual	4	14	29	26	20	7
% retida acumulada	4	18	47	73	93	100
<b>Dimensão máxima característica (mm)</b>						2,4
<b>Módulo de finura</b>						2,35
<b>Massa específica (kN/m<sup>3</sup>)</b>						26,0
<b>Massa unitária (kN/m<sup>3</sup>)</b>						13,4

### 5.2.3. Dosagem do concreto

Para dosagem do concreto adotou-se um procedimento baseado no Relatório do Comitê ACI 211. Esse procedimento permitiu obter as quantidades de materiais em quilos por metro cúbico de concreto, a partir das seguintes considerações:

- Abatimento adotado foi de  $80 \pm 10$ mm;
- Dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado foi de 19mm;
- O consumo aproximado de água estimado foi de 202 kg/m<sup>3</sup>. Segundo o Relatório do Comitê ACI 211, essa quantidade de água requerida por unidade de volume de concreto para produzir um dado abatimento é dependente da dimensão máxima característica, da

forma e da granulometria dos agregados, não sendo muito afetada pelo consumo de cimento do concreto;

- A resistência característica a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) adotada foi de 28 MPa. Para esta resistência, o Relatório do Comitê, correlaciona um valor aproximado para a relação água/cimento, para o caso de concretos amassados com cimento Portland. A relação água/cimento utilizada foi de 0,57;
- O volume de agregado graúdo, em metros cúbicos, para um metro cúbico de concreto utilizado foi de 0,66. Segundo o Relatório do Comitê, esse volume é obtido em função da dimensão máxima característica do agregado graúdo e do módulo de finura da areia;
- Até esta etapa, todos os materiais constituintes do concreto estão determinados, com exceção do consumo de agregados miúdos, o qual segundo o método do volume absoluto (que é considerado mais exato do que o método do peso) é obtido pela subtração do volume total ocupado pelos materiais constituintes de uma unidade de volume de concreto.

Essas considerações expostas acima assumem que os agregados estão na condição de saturados superfície seca. Diante disto, antes do início da mistura experimental do concreto, foi determinada a quantidade de água livre presente no agregado miúdo, e em função desse resultado, foi reduzida proporcionalmente uma quantidade de água de amassamento e uma quantidade correspondente de agregado miúdo foi aumentada na mistura. O agregado graúdo, horas antes da execução mistura do concreto, foi espalhado sobre uma lona plástica e deixado exposto ao ar livre.

Diante das inúmeras hipóteses teóricas presentes no método de dosagem descrito acima, a proporção real de materiais, a serem utilizados na concretagem das vigas do programa experimental, foram confirmadas através de uma mistura, aqui denominada de mistura piloto.

A mistura piloto consistiu na confecção de 13 litros de concreto em betoneira elétrica e moldagem de 4 corpos de prova, cujos resultados do rompimento estão apresentados na Tabela 5.7. O abatimento obtido para esta mistura foi de  $80 \pm 10$ mm.

**Tabela 5.7** – Mistura piloto: resultados de ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto

Corpo de prova	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	15	26,0
2	15	25,6
3	15	27,2
4	15	27,0

A Tabela 5.8, apresenta os principais parâmetros que caracterizam o concreto, juntamente com o consumo de materiais por metro cúbico.

**Tabela 5.8** – Parâmetros que caracterizam o concreto e consumo de materiais

Parâmetro	Valor
$f_{ck}$	28 MPa
slump adotado	$80 \pm 10$ mm
relação a/c	0,57
Material	Consumo ( $\text{kg/m}^3$ de concreto)
Cimento	354,4
Agregado graúdo	891,0
Agregado miúdo	834,6
Água	202,0

#### 5.2.4. Mistura do concreto e moldagem das vigas

Na primeira etapa de concretagem, foram moldadas em um único dia as vigas: VRE, VR1, VR2, VR3, VR4, VR5 e VR6. Na segunda etapa, conforme data apresentada na Tabela 5.1, foram moldadas as vigas VR7 e VR8, criadas com objetivo de comparar o mecanismo externo de fixação do reforço constituído por laços, com os demais mecanismos.

As misturas foram executadas mecanicamente através de uma betoneira elétrica com capacidade de 120 litros, suficiente para a moldagem de uma viga e de três corpos de prova

cilíndricos, por betonada. Os corpos de prova possuíam 100mm de diâmetro e 200mm de altura, e foram utilizados para determinar-se a resistência à compressão do concreto e do módulo de elasticidade na idade de ensaio das vigas. A cada betonada realizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone, com os resultados obtidos apresentados na Tabela 5.9.

**Tabela 5.9** – Resultados do ensaio de abatimento do concreto para cada viga moldada

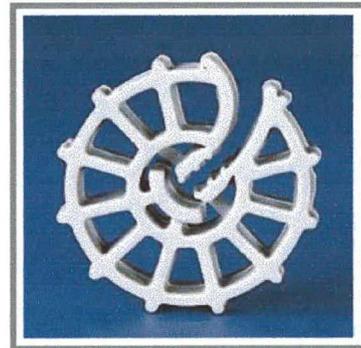
Vigas	VRE	VR1	VR2	VR3	VR4	VR5	VR6	VR7	VR8
Slump medido (mm)	80	70	90	80	80	110	80	120	90
OBS: média: 90mm									

Para a moldagem das vigas foram utilizadas fôrmas de madeira de compensado resinado e plastificado de 12mm de espessura, conforme pode-se observar pela Figura 5.10. Com o compensado plastificado procurou-se confeccionar o fundo das fôrmas, visando a obtenção de uma superfície regular. O compensado resinado foi utilizado nas faces laterais das fôrmas, onde não havia preocupação com a perfeita regularidade da superfície de concreto após a desforma. Antes da moldagem das vigas, as fôrmas foram reforçadas nas faces superior e inferior para evitar qualquer imprevisto durante a moldagem, como por exemplo, deformações excessivas dos painéis das fôrmas. As fôrmas foram vedadas com silicone para evitar a fuga de nata de cimento e também receberam a aplicação de desmoldante à base de parafina para evitar a sua aderência à superfície do concreto.

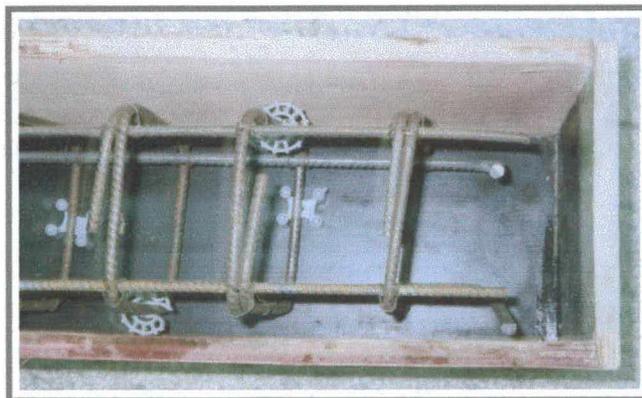
Para garantir o cobrimento de 15mm de concreto às armaduras, conforme mostrado na Figura 5.2, utilizou-se um modelo de distanciador plástico para o fundo das vigas, e outro para as suas laterais, conforme mostra a Figura 5.11. A Figura 5.12 mostra os distanciadores acoplados às armaduras das vigas.



**Figura 5.10** – Fôrmas de madeira utilizadas



**Figura 5.11** - Distanciadores plásticos utilizados no fundo e nas laterais das fôrmas



**Figura 5.12** – Distanciadores acoplados às armaduras da viga

O adensamento do concreto foi mecânico através da utilização de vibrador de imersão com mangote de 25mm de diâmetro. As Figuras 5.13 e 5.14 mostram respectivamente o aspecto do concreto no interior da betoneira, pouco antes da moldagem das vigas, e as vigas logo após a moldagem. A cura úmida das vigas estendeu-se aproximadamente desde 2 horas após a moldagem de cada viga até o sétimo dia de idade, mantendo-se as faces laterais e inferior das vigas em contato com as fôrmas até a data de aplicação do reforço. Com a desforma das vigas foi observado que o concreto apresentava ótima aparência, detectando-se a presença de poucas fissuras superficiais de retração. A face superior das vigas apresentou irregularidades localizadas abaixo do reforço executado nas fôrmas, porém sem nenhum comprometimento com os resultados dos ensaios. A face inferior das vigas apresentou-se perfeitamente lisa e regular, facilitando os serviços posteriores de aplicação do reforço.



**Figura 5.13** - Aspecto do concreto no interior da betoneira



**Figura 5.14** – Detalhe das vigas após a moldagem

### 5.3. Aço

Das barras de aço CA 50 e CA 60, utilizadas para confecção das armaduras das vigas, foram extraídos corpos de prova para serem ensaiados à tração, com o objetivo da determinação da tensão de escoamento e de ruptura. Os resultados estão apresentados no capítulo 6.

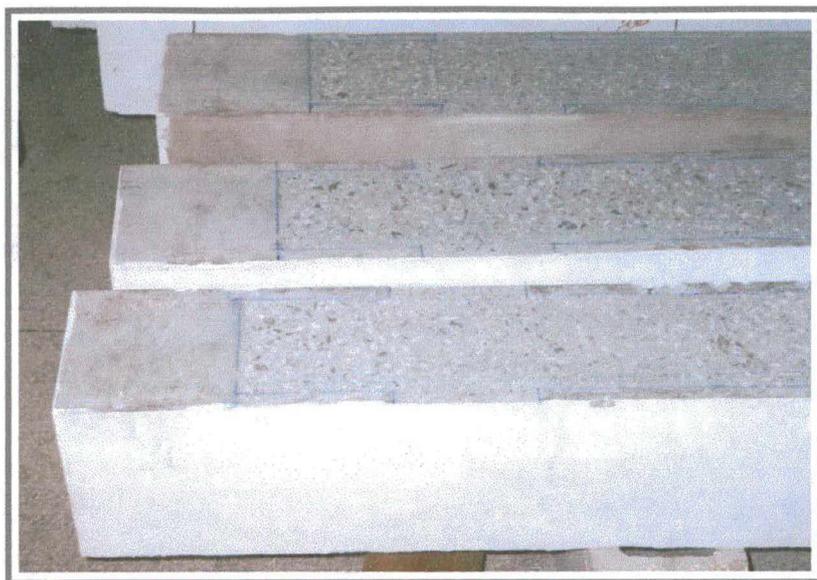
### 5.4. Etapas de Aplicação do Reforço

As etapas que compõem o processo de aplicação de reforço com manta de fibra de carbono em vigas de concreto armado podem ser consideradas tecnicamente simples de serem executadas, conforme será mostrado nos itens seguintes, entretanto, todas estas etapas devem ser executadas com rigorosa atenção e acompanhada por profissional especializado, para evitar que erros ou falhas simples comprometam o desempenho da viga reforçada. Uma simples falha, decorrente de não ter havido uma homogeneização de cada um dos componentes do adesivo epoxídico, poderá resultar em descolamento do reforço do substrato de concreto das vigas.

#### 5.4.1. Preparação do substrato de concreto

Para preparação do substrato de concreto utilizou-se um disco de lixa grossa para superfícies de concreto, acoplado a uma esmerilhadeira. O procedimento para retirada da camada superficial de nata de cimento do substrato de concreto, foi conseguido através de movimentos circulares da esmerilhadeira, até exposição dos agregados. Esse procedimento provocou elevado grau de poeira no ambiente, requerendo por parte do operador o uso de máscara antipó.

A Figura 5.15 mostra a superfície inferior das vigas após a retirada da camada de nata de cimento e exposição dos agregados.



**Figura 5.15** – Detalhe do substrato de concreto preparado com esmerilhadeira

Após o término das atividades com a esmerilhadeira, as superfícies das vigas, já desgastadas foram apicoadas com a utilização de um martelo e um dispositivo pontiagudo de aço em forma de prego. Esse procedimento visou a criação de pequenos orifícios na superfície de concreto para facilitar a penetração da resina, sem prejudicar a aplicação da manta.

#### 5.4.2. Aplicação do reforço

Com a utilização de escova com cerdas de plástico foi retirada toda a poeira ou resíduos acumulados sobre a superfície de concreto desgastada, e então, procedeu-se com a aplicação de um *primer*, deixando a superfície preparada para receber o adesivo.

Nos parágrafos seguintes são apresentados os produtos que integram o sistema de reforço com fibras de carbono, isto é, a manta de fibra de carbono e a resina de impregnação a base de epóxi.

O material de reforço utilizado, segundo ficha técnica fornecida pelo próprio fabricante, é denominado por manta de fibra de carbono de nome comercial SikaWrap HEX-230C. Essa manta é fabricada com fibras de carbono unidirecionais de alta resistência, e com disposição de uma trama de fibras especiais, que impede o desfiar, caso seja necessário cortá-la. Ela é fornecida em rolo de comprimento igual ou maior a 45,7m e largura de 305 ou 610mm. A Tabela 5.10 apresenta os dados técnicos da manta de fibra de carbono, fornecida pelo fabricante.

**Tabela 5.10** – Dados técnicos da manta de fibra de carbono

Propriedade	Unidade	Valor
Massa	kg/m <sup>2</sup>	0,225
Espessura de fabricação	mm	0,13
Resistência à tração das fibras	N/mm <sup>2</sup>	3500
Módulo de elasticidade à tração das fibras	N/mm <sup>2</sup>	230.000
Alongamento na ruptura	%	1,5
Conservação	-	Ilimitada

A resina de impregnação à base de epóxi, de nome comercial Sikadur-330, foi fornecida pelo mesmo fabricante da manta de fibra de carbono, num conjunto de massa total de 5kg constituído por 2 componentes. O componente “A” de cor branca, que deve ser misturado ao “B”, de cor preta, numa proporção em peso de: A:B = 4:1. Os dados técnicos, da resina de impregnação a base de epóxi, fornecidos pelo fabricante estão apresentados na Tabela 5.11.

**Tabela 5.11** – Dados técnicos da resina de impregnação

Propriedade	Unidade	Valor
Viscosidade	-	Pastosa
Temperatura de aplicação	°C	+15 a +35
Resistência à tração*	N/mm <sup>2</sup>	30
Módulo de elasticidade*	N/mm <sup>2</sup>	3800
Conservação**	-	18 meses

\* A resistência à tração e o módulo de elasticidade referem-se à resina com 7 dias de cura a uma temperatura ambiente de aproximadamente 23°C.

\*\* A conservação é válida por 18 meses considerando a resina armazenada a temperatura ambiente entre +5 e +25°C.

A manta de fibra de carbono foi cortada facilmente com tesoura nas dimensões e formas necessárias para o reforço das vigas, como mostra a Figura 5.16.



**Figura 5.16** – Corte da manta de fibra de carbono

As principais funções da resina a base de epóxi são: garantir a aderência do reforço ao concreto do substrato e, servir de matriz para as fibras de carbono, dando origem ao compósito de fibras de carbono – polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). Sua preparação consistiu em duas etapas:

- agitação e homogeneização de cada um dos dois componentes;
- adição do componente “B” ao “A” na proporção adequada e,
- mistura manual, durante cerca de 5 minutos, até a obtenção de uma coloração uniforme.

Devido a limitação de tempo disponível para a aplicação da mistura (*pot life*), foi possível executar, apenas, a quantidade necessária para uma viga. A Figura 5.17 mostra a execução da mistura da resina.



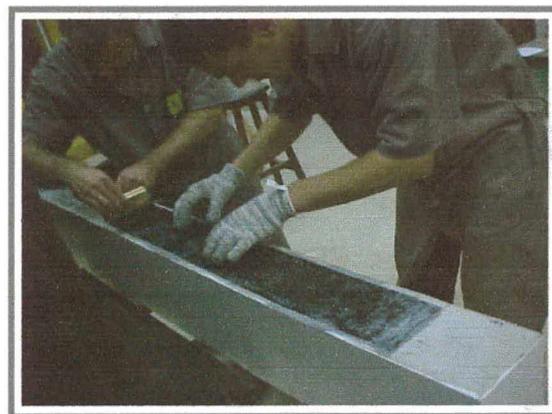
**Figura 5.17** – Mistura manual da resina a base de epóxi

O procedimento de aplicação do reforço consistiu na colocação de uma primeira camada de resina, distribuída de forma uniforme sobre o substrato de concreto, com auxílio de uma espátula flexível de borracha, como mostra a Figura 5.18. Essa primeira camada de resina foi aplicada mantendo-se o consumo na faixa de 0,7 a 1,2 kg/m<sup>2</sup>, conforme as recomendações do fabricante.



**Figura 5.18** – Aplicação da resina sobre o substrato de concreto

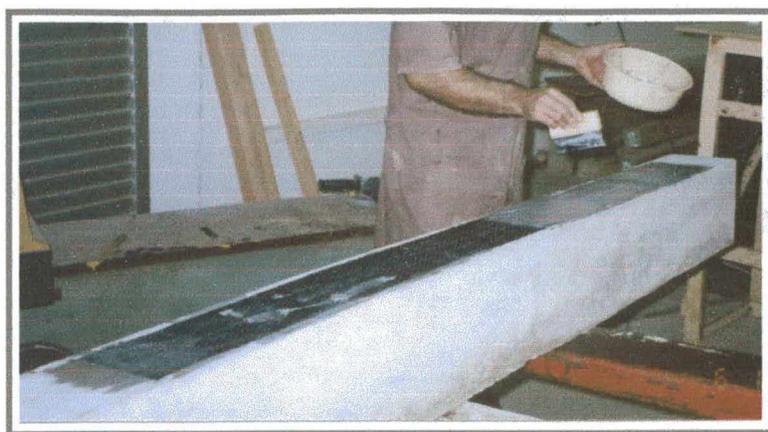
Imediatamente após a aplicação da resina, procedeu-se à colocação da manta de fibra de carbono sobre a resina fresca, na direção do eixo longitudinal da viga (Figura 5.19), procurando-se embeber a manta na resina, com pressão das próprias mãos, até a resina ser obrigada a refluir através dos fios da manta (Figura 5.20). Em seguida, aplicou-se a segunda camada de resina, mais uma vez distribuída uniformemente por toda a extensão da manta já colada no substrato de concreto (Figura 5.21). Para a aplicação dessa camada utilizou-se um consumo de 0,5kg/m<sup>2</sup>, seguindo as recomendações do fabricante.



**Figura 5.19** – Aplicação da manta de fibra de carbono

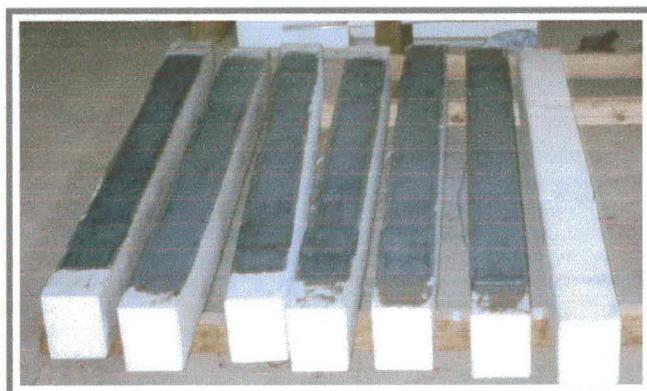


**Figura 5.20** – Pressionamento da manta de fibra de carbono e retirada do excesso de resina

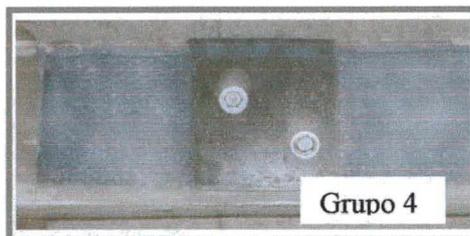
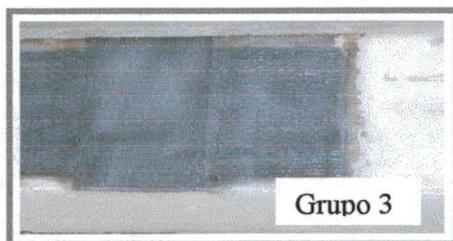


**Figura 5.21** – Detalhe da aplicação da segunda camada de resina

A Figura 5.22 mostra o substrato de concreto das vigas, logo após a aplicação do reforço, e a Figura 5.23, ilustram os detalhes dos mecanismos de incremento de ancoragem utilizados nas vigas dos grupos 3, 4 e 5.



**Figura 5.22** - Substrato das vigas após a aplicação do reforço



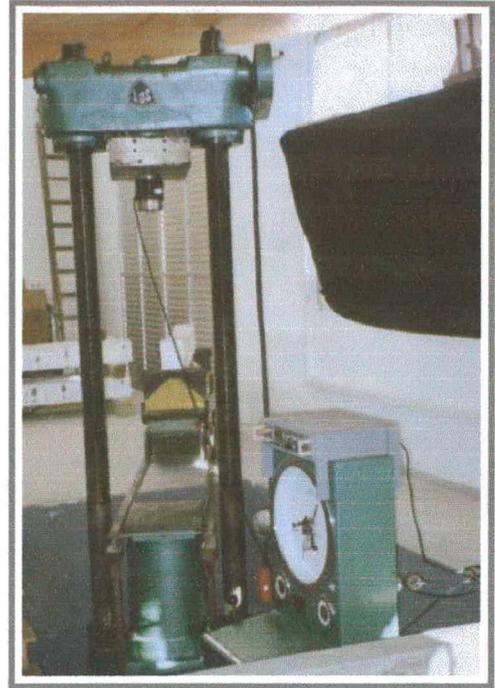
**Figura 5.23** - Detalhe das extremidades das vigas dos grupos 3, 4 e 5

## 5.5. Instrumentação e Procedimento dos ensaios

### 5.5.1. Ensaio das vigas

Os ensaios foram realizados dentro das instalações do Laboratório de Experimentação em Estruturas da Universidade Federal de Santa Catarina – LEE da UFSC, onde se utilizou uma prensa de compressão da *Losenhausenwerk (LOS)* (Figura 5.24), na qual foi montado todo o sistema de aplicação de carga e instrumentação para a realização dos ensaios.

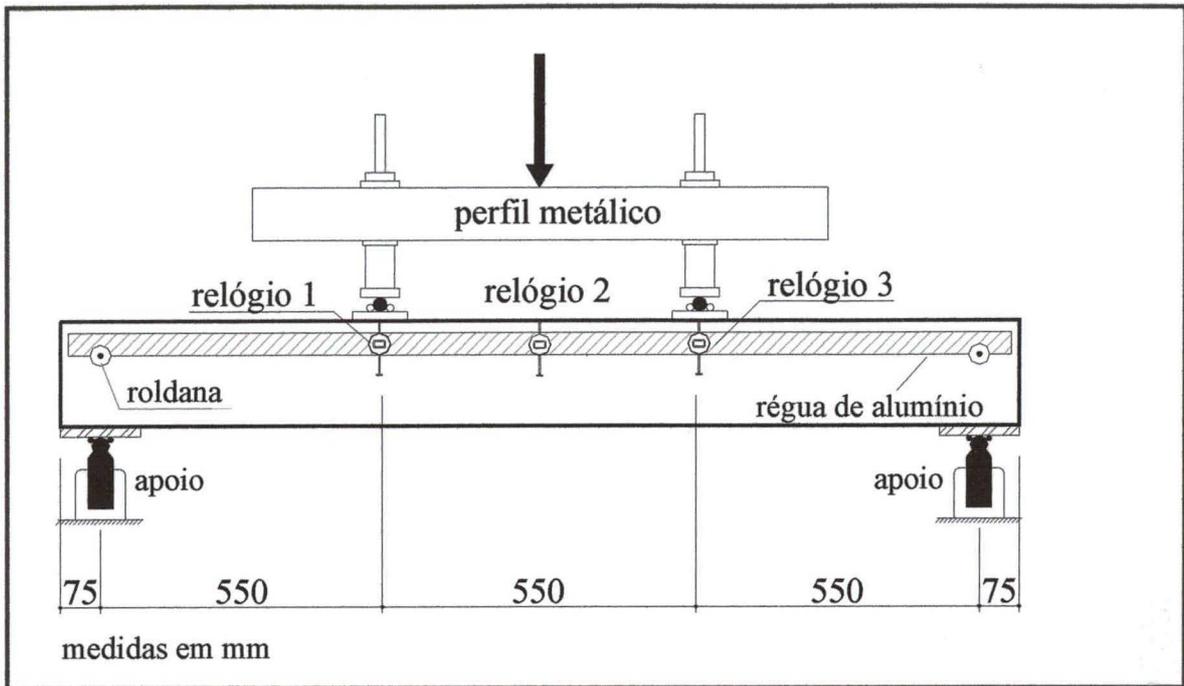
As vigas, com um comprimento de 1,80m e 1,65m de vão livre, foram simplesmente apoiadas e submetidas a esforços de flexão originados por duas cargas concentradas, de igual intensidade e aplicadas em suas faces superiores.



**Figura 5.24** – Prensa de compressão

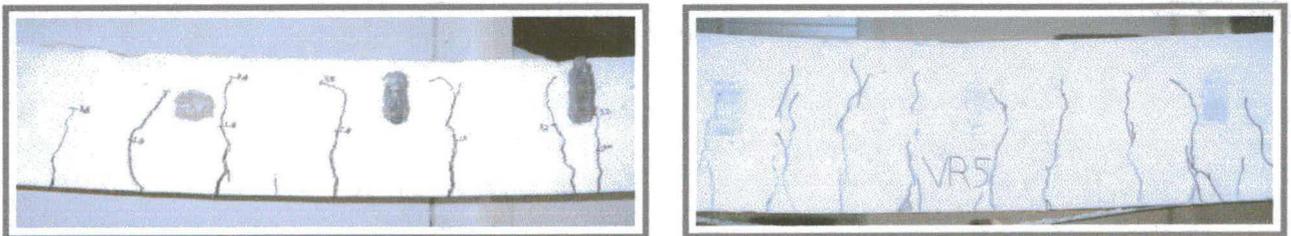
As vigas eram colocadas em um perfil de aço que deslizava por trilhos e se encaixava no prato inferior da prensa. Com o início do ensaio, o fluxo de óleo da prensa levantava o prato inferior da mesma, conseqüentemente a viga era comprimida ao prato superior da prensa. Esse sistema era responsável pela transferência da força externa, responsável por introduzir esforços de flexão às vigas.

As vigas foram instrumentadas no meio do vão e sob os dois pontos de aplicação da carga vertical, utilizando-se relógios comparadores com cursos de 50 e 30mm e precisão de 0,01mm. Esses relógios foram fixados a uma régua metálica que se apoiava a roldanas de plástico duro, que estavam acopladas a parafusos colados na extremidade das vigas, conforme mostra a Figura 5.25.



**Figura 5.25** – Posicionamento dos relógios comparadores e esquema estático das vigas

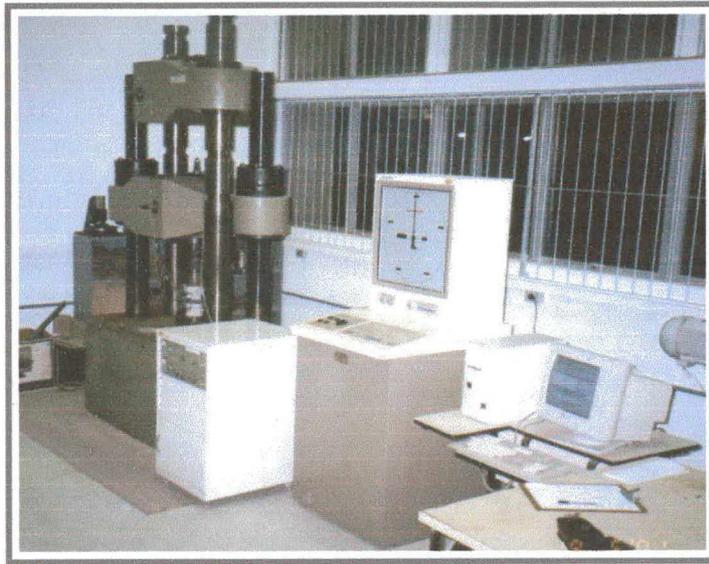
Os ensaios foram realizados com controle de carga e, a cada incremento (2 kN) realizava-se a leitura dos relógios comparadores. O mapeamento das fissuras foi feito, para cada incremento, com a utilização de caneta de ponta porosa. Para evidenciar esse mapeamento, aplicou-se nas duas superfícies laterais de todas as vigas uma camada de tinta branca. A Figura 5.26 mostra a diferença detectada nos ensaios, entre a fissuração da viga de referência, sem reforço e uma viga reforçada.



**Figura 5.26** – Fissuração da viga sem reforço (esquerda) e de uma viga com reforço (direita)

### 5.5.2. Ensaio dos corpos de prova de concreto

Para cada viga concretada, foram moldados três corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200mm de altura, que após terem sido mantidos praticamente sob as mesmas condições de cura das vigas, foram ensaiados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – LMCC da UFSC (Figura 5.27), para obtenção das características de resistência à compressão do concreto e do seu módulo de elasticidade. Os resultados desse ensaio foram utilizados na previsão teórica do comportamento das vigas ensaiadas.



**Figura 5.27** – Prensa e sistema de aquisição de dados utilizado – LMCC da UFSC

A face superior dos corpos de prova foram regularizadas através da utilização de um disco diamantado (Figura 5.28), este procedimento vem sendo utilizado no Laboratório, de forma a substituir o capeamento dos corpos de prova sem alteração significativa nos resultados dos ensaios.

O acompanhamento das deformações dos corpos de prova foi realizado através da utilização de três LVDTs acoplados à lateral dos mesmos, conforme mostra a Figura 5.28.



**Figura 5.28** – Detalhes: preparação (esquerda) e ensaio (direita) dos corpos de prova de concreto

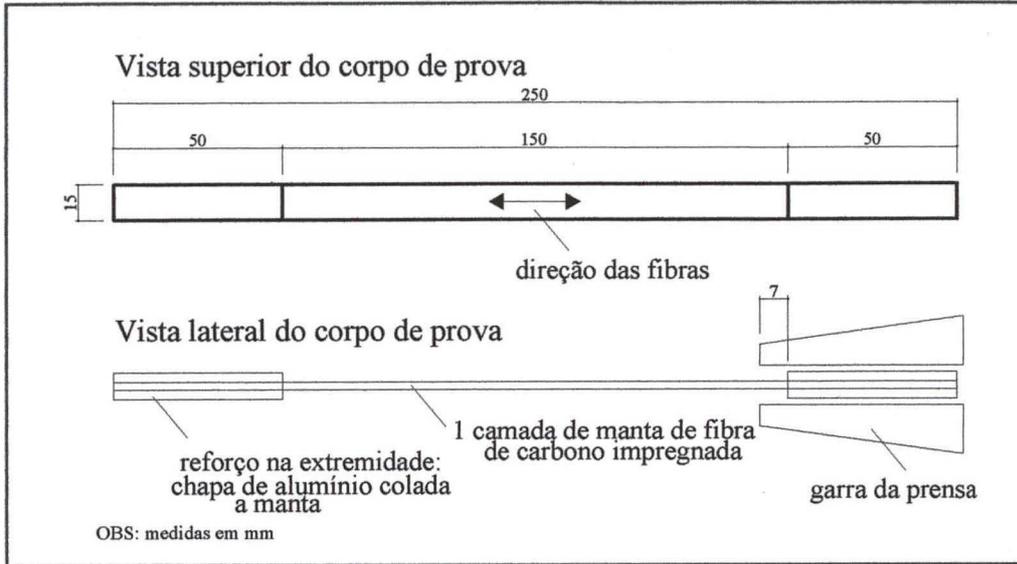
### 5.5.3. Ensaio das barras de aço e da manta de fibra de carbono

Foram retiradas, para cada diâmetro, três amostras de barras de aço representativas das armaduras das vigas, que seguindo recomendações da norma NBR 6152 (1992), foram ensaiadas à tração, com objetivo de se obter as características mecânicas (tensão de escoamento e de ruptura), a serem utilizadas na previsão teórica do comportamento das vigas ensaiadas.

Os ensaios de tração das barras de aço foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual de Maringá, onde se pôde utilizar um equipamento que representava o comportamento da barra ensaiada através de um gráfico carga-deslocamento.

Os ensaios de caracterização à tração da manta de fibra de carbono também foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual de Maringá, utilizando-se a mesma prensa em que foram ensaiadas as amostras de barras de aço. Para caracterização da manta de fibra de carbono, foram preparados 4 corpos de prova (1 era de referência, para se ter uma idéia prévia do comportamento da manta durante o ensaio de tração), seguindo recomendações da ISO 527-5 (1997). A Figura 5.29 ilustra as dimensões dos corpos de prova de manta de fibra de carbono. É importante notar, nessa figura a existência de um reforço com chapa de alumínio (espessura de 4mm) localizado nas extremidades do corpo de prova de

manta de fibra de carbono, com objetivo de que a garra da prensa possa segurar o corpo de forma uniforme e principalmente sem danificá-lo.



**Figura 5.29** –Dimensões dos corpos de prova de manta de fibra de carbono

Todos os dados coletados durante a realização dos ensaios estão apresentados nas tabelas do apêndice, ao final desse trabalho.

## **CAPÍTULO 6**

### **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

---

Este capítulo tem por objetivo apresentar os resultados experimentais das vigas ensaiadas (cargas de fissuração, cargas de ruína, cargas de desprendimento do reforço, deslocamentos verticais), os resultados da análise teórica simplificada, apresentada no Capítulo 4, e também os resultados de caracterização do concreto, do aço e da manta de fibra de carbono.

Para apresentação dos resultados teóricos e experimentais, o capítulo é dividido em três seções. Na primeira apresentam-se os resultados de caracterização do concreto, aço e manta de fibra de carbono. Na segunda seção avaliam-se apenas os resultados experimentais, os quais são comparados, sempre que possível, com estudos experimentais realizados por outros pesquisadores. Na terceira seção, com o objetivo de se demonstrar as potencialidades e a validade da análise numérica simplificada, apresentada no capítulo 4, será realizada uma comparação entre os resultados experimentais e os teóricos.

Os ensaios para caracterização do concreto, aço e da manta de fibra de carbono, foram realizados com o propósito de se trabalhar na análise teórica simplificada, com valores reais das resistências desses materiais.

Deve ser salientado que os resultados teóricos e experimentais apresentados neste capítulo, não se referem a cada uma das cargas concentradas aplicadas nas vigas, e sim, à carga total aplicada as mesmas.

## 6.1 Apresentação dos Resultados da Caracterização do Concreto, do Aço e da Manta de Fibra de Carbono

### 6.1.1 Concreto

A Tabela 6.1 apresenta os resultados dos ensaios realizados nos corpos de prova de concreto.

**Tabela 6.1 – Resultados do ensaio de compressão nos corpos de prova de concreto**

Vigas	CPs <sup>1</sup>	Idade (dias)	$f_{cj}$ (MPa)	$f_{cj}$ (adotado) <sup>2</sup>	$E_C$ (MPa) <sup>3</sup>	$E_{CS}$ (MPa) <sup>4</sup>
VRE	CP1	100	-*	30,7	33.920	29.450
	CP2	100	30,7			
	CP3	100	-*			
VR1	CP1	100	33,1	32,7	36.000	29.223
	CP2	100	32,3			
	CP3	100	-*			
VR2	CP1	100	36,4	34,5	33.520	28.120
	CP2	100	32,5			
	CP3	100	-*			
VR3	CP1	100	39,1	37,5	33.320	28.457
	CP2	100	34,9			
	CP3	100	38,6			
VR4	CP1	100	-*	30,2	27.933	26.147
	CP2	100	28,0			
	CP3	100	32,3			
VR5	CP1	100	29,4	30,8	32.280	26.494
	CP2	100	30,8			
	CP3	100	32,2			
VR6	CP1	100	31,0	33,4	30.472	29.750
	CP2	100	36,5			
	CP3	100	32,6			

**Tabela 6.1 – Resultados do ensaio de compressão nos corpos de prova de concreto (continuação)**

Vigas	CPs <sup>1</sup>	Idade (dias)	$f_{cj}$ (MPa)	$f_{cj}$ (adotado) <sup>2</sup>	$E_C$ (MPa) <sup>3</sup>	$E_{CS}$ (MPa) <sup>4</sup>
VR7	CP1	100	30,8	31,0	29.636	25.221
	CP2	100	31,2			
	CP3	100	-*			
VR8	CP1	100	32,0	32,0	31.381	30.750
	CP2	100	-*			
	CP3	100	-*			

\* referem-se a uma das seguintes situações: a)corpos de prova danificados, b)corpos de prova com irregularidades ou c)irregularidade durante a realização do ensaio de compressão.

1)CPs é a abreviação para corpos de prova.

2) $f_{cj}$  (adotado) é o valor da resistência à compressão do concreto utilizada na análise teórica.

3)  $E_C$  é o módulo de elasticidade inicial do concreto.

4)  $E_{CS}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

No apêndice deste trabalho estão ilustrados os diagramas tensão versus deformação do concreto utilizado nas vigas do programa experimental. Estes diagramas, obtidos pela média dos valores dos ensaios à compressão dos corpos de prova de concreto, foram utilizados na determinação do módulo de elasticidade inicial e secante do concreto.

Os valores de  $E_C$  apresentados na Tabela 6.1, referem-se ao módulo de elasticidade inicial do concreto, e foram obtidos pela inclinação da reta tangente a origem zero do diagrama tensão versus deformação do concreto. O módulo de elasticidade secante do concreto,  $E_{CS}$ , apresentado na Tabela 6.1, foi obtido pela inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão versus deformação correspondentes as tensões de 0,5 MPa e 40% da tensão última.

## 6.1.2 Aço

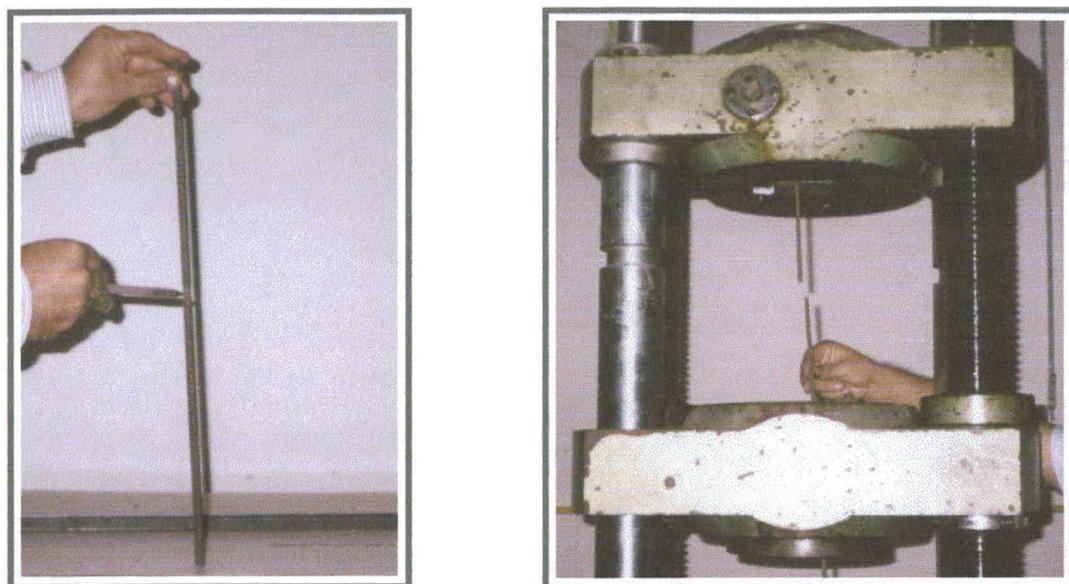
Os resultados da tensão de escoamento ( $f_y$ ) e da tensão máxima suportada pelas barras de aço ensaiadas à tração, estão apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Resultados do ensaio de tração no aço

Bitola (mm)	Amostra	$f_y$ (MPa)	Média (MPa)	Tensão máxima (MPa)	Média (MPa)
6,0 (lote 1)	1	792,2	766,3	1.046,9	1.021,0
	2	749,8		1.039,8	
	3	756,9		976,2	
8,0 (lote 1)	1	517,3	529,2	696,3	691,0
	2	529,2		684,4	
	3	541,1		692,3	
6,0 (lote 2)	1	792,2	768,7	990,3	964,4
	2	756,9		912,5	
	3	756,9		990,3	
8,0 (lote 2)	1	573,0	562,3	771,9	773,2
	2	557,0		767,9	
	3	557,0		779,9	

Lote 1, refere-se as amostras das armaduras das vigas dos grupos 1,2,3 e 4; e lote 2 refere-se as amostras das armaduras das vigas do grupo 5.

As rupturas por tração das barras de aço ensaiadas ocorreram praticamente no trecho médio, entre as garras da prensa, de cada amostra ensaiada, como mostra a Figura 6.1.



**Figura 6.1** – Detalhe do escoamento (esquerda) e da ruptura por tração no trecho médio da barra de aço ensaiada (direita)

A Tabela 6.3 compara os resultados apresentados na tabela 6.2 com aqueles encontrados em ensaios realizados por outros autores.

**Tabela 6.3** – Comparação de resultados de ensaios a tração em barras de aço

Autor	Bitola (mm)	Categoria	$f_y$ (MPa)	Diferença (%) <sup>1</sup>	
				Lote 1- 8,0mm	Lote 2 – 8,0mm
Reis (1998)	8,0	CA 50	574 <sup>2</sup>	+8,5	+2,1
	10,0	CA 50	594	+12,2	+5,6
	16,0	CA 50	565 <sup>2</sup>	+6,8	+0,5
Beber (2000)	6,0	CA 60	726	-	-
	10,0	CA 50	565	+6,8	+0,5
Fortes (2000)	12,5	CA 50	555	+4,9	-1,3

1) indica o quanto os resultados acima estão afastados daqueles apresentados na Tabela 6.2.

2) refere-se ao lote 2 ensaiado pela autora.

### 6.1.3 Manta de Fibra de Carbono

A resistência à tração da manta de fibra de carbono utilizada no reforço das vigas do programa experimental foi obtida através de ensaios de tração em 3 corpos de prova, conforme se pode observar na Tabela 6.4.

**Tabela 6.4** – Resultados dos ensaios de tração na manta de fibra de carbono

CP	Carga de ruptura (N)	Espessura (mm)	Largura (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Tensão de ruptura (MPa)
1	8.000	0,13	18,0	2,34	3.418,8
2	7.600	0,13	18,5	2,41	3.160,1
3	7.000	0,13	19,3	2,51	2.790,0

O valor da resistência à tração última da manta de fibra de carbono (considerada na análise teórica simplificada), obtida pela média dos valores apresentados na Tabela 6.4, é de 3.123 MPa. Esse valor, encontrado em ensaio, difere em 12% do fornecido pelo fabricante - 3.500 MPa. O resultado experimental obtido com o corpo de prova número 3 apresentou uma dispersão de 25% em relação ao fornecido pelo fabricante.

Deve ser salientado que a espessura considerada no cálculo da tensão na manta de fibra de carbono, e também na análise teórica simplificada, refere-se à área total das fibras de carbono, desconsiderando-se a espessura do adesivo (resina) epóxi utilizado na impregnação da manta. Essa consideração, válida para sistemas curados em “in situ” (tecidos e mantas), é encontrada no ACI 440 (2000).

Para que se possa confiar nos resultados experimentais do ensaio à tração da manta de fibra de carbono, os corpos de prova devem ser preparados tendo-se especial atenção as seguintes tarefas: utilizar fita crepe para evitar os desvios das fibras de carbono no momento do corte da manta; manter todas as fibras perfeitamente esticadas e alinhadas antes e após a aplicação da resina; providenciar um mecanismo idêntico ou semelhante ao descrito na Figura 5.29 para evitar o esmagamento das fibras de carbono devido ao aperto das garras da prensa de ensaio.

## 6.2 Apresentação e Comparação entre os Resultados Experimentais

### 6.2.1 Cargas

Para avaliar o desempenho das vigas de concreto armado reforçadas à flexão, com manta de fibra de carbono e a atuação dos mecanismos de incremento de ancoragem do reforço, objetivos principais desse trabalho, buscou-se registrar cargas de fissuração, de destacamento do reforço e de ruína das vigas ensaiadas. Estas cargas estão apresentadas na Tabela 6.5.

**Tabela 6.5 – Cargas obtidas experimentalmente**

Grupo	Vigas	CARGA (kN)		
		Fissuração	Desprendimento	Ruína
1	VRE	14	-	38
2	VR1	18	62	62
	VR2	18	64	64
3	VR3	18	65	65
	VR4	16	-	74
4	VR5	16	62	66
	VR6	18	-	60
5	VR7	16	70	72
	VR8	18	76	78

As Figuras 6.2 e 6.3 exemplificam as comparações entre as cargas de fissuração e entre as cargas de ruína, respectivamente.

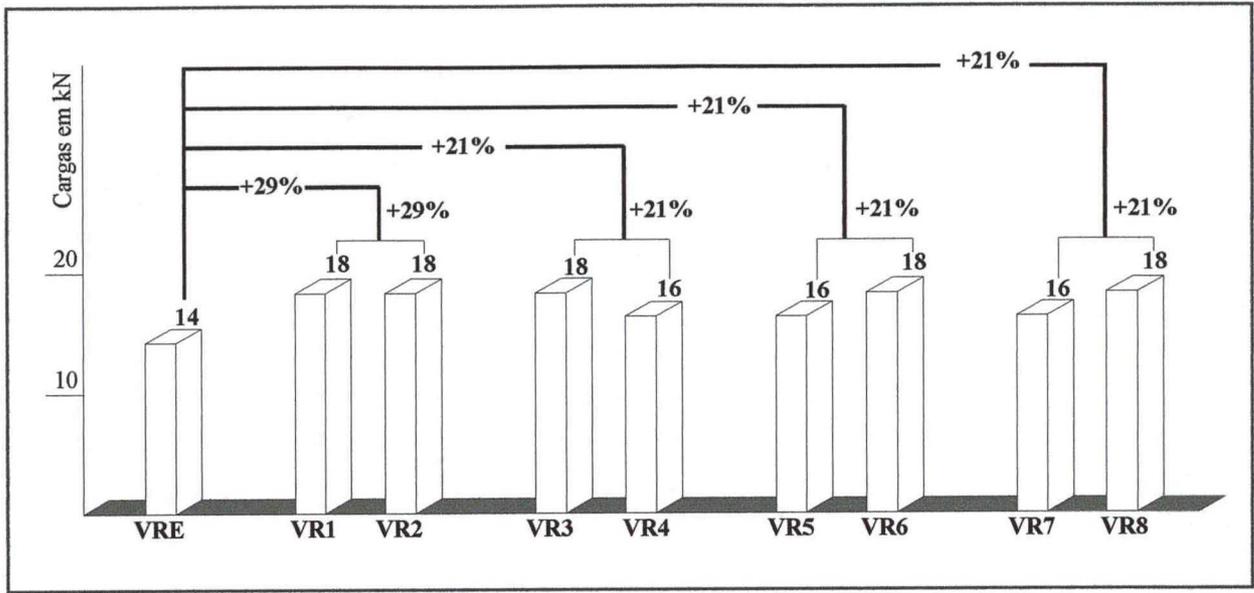


Figura 6.2 – Comparação entre cargas de fissuração

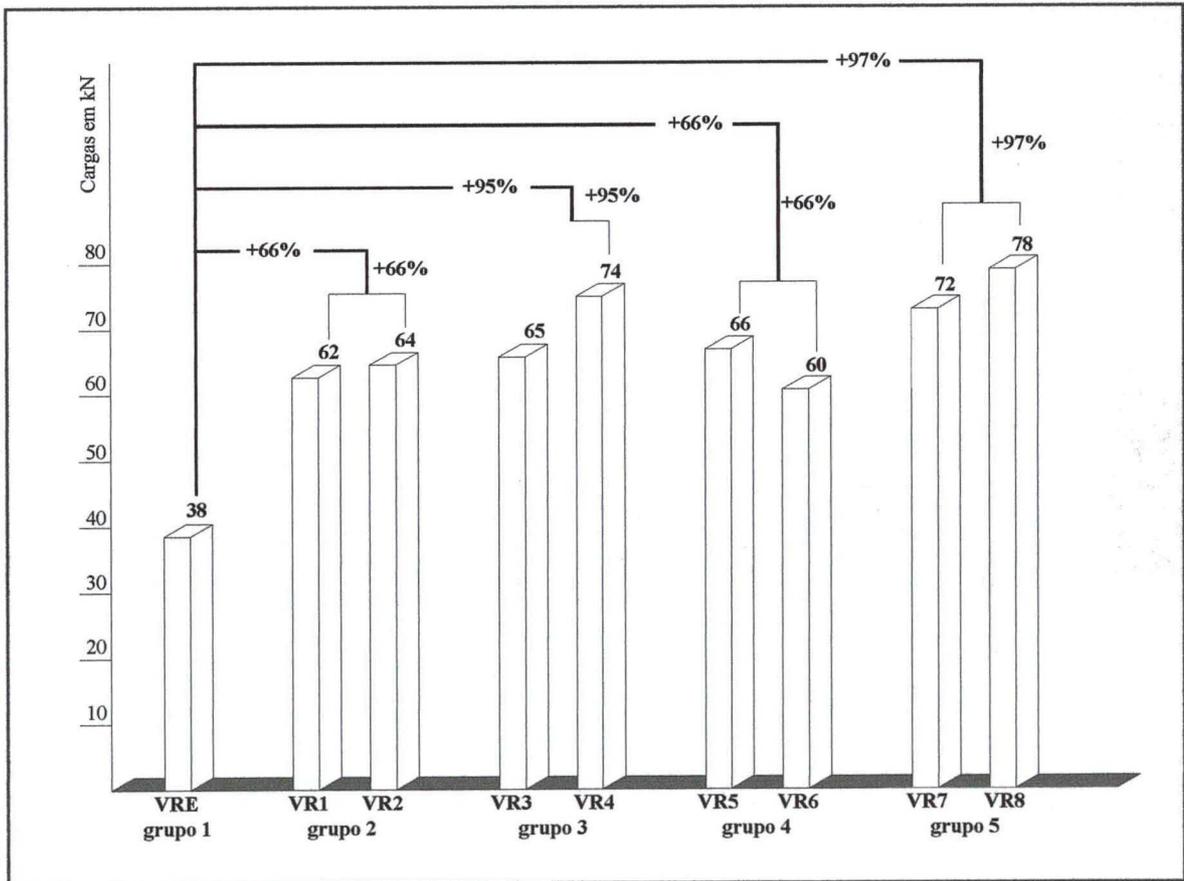


Figura 6.3 – Comparação entre as cargas de ruína

A carga de fissuração das vigas reforçadas foi em média 25% (Figura 6.2) superior à carga de fissuração da viga de referência, mostrando que o reforço à flexão das vigas retardou o aparecimento das primeiras fissuras no concreto tracionado. Para as vigas do grupo 2, somente reforçadas, o aumento em relação à carga de fissuração da viga de referência foi de 29%, já para as vigas dos demais grupos, com mecanismos de incremento de ancoragem, o aumento foi de apenas 21%.

Fortes (2000) observou, em seu trabalho de mestrado, que a força de fissuração das vigas reforçadas à flexão com apenas uma fita de PRFC (laminado) foi igual à obtida para a viga de referência, concluindo então que o reforço executado nas vigas de concreto armado por ele ensaiadas não retardou o surgimento das primeiras fissuras no concreto tracionado. Silva (2001), em seu trabalho de mestrado, registrou aumento de 14%, no momento fletor de início de fissuração do concreto da viga reforçada com uma camada de manta de PRFC, em relação ao momento fletor de início de fissuração da viga testemunho, sem reforço. O autor também observou que o reforço das vigas com duas e quatro camadas de manta de PRFC, proporcionaram aumentos significativos de 29% e 43%, respectivamente, no momento fletor que provoca o início da fissuração do concreto.

Deve ser ressaltado que as cargas de fissuração mostradas na Tabela 6.4, relacionam-se à carga que propiciou observar visualmente o aparecimento das primeiras fissuras no concreto tracionado das vigas ensaiadas. Para minimizar a imprecisão decorrente da observação visual, foram pintadas as faces laterais de todas as vigas e utilizadas três pessoas para monitoração da fissuração. Mesmo assim, acredita-se que os resultados experimentais obtidos para esta carga, devam realmente ser um pouco inferiores aos relatados na Tabela 6.4.

Da Figura 6.3, pode-se observar que o aumento na resistência à flexão foi em média de 66% para as vigas reforçadas sem a adição de mecanismos de incremento de ancoragem (grupo 2), 95%, 66% e 97% para as vigas reforçadas com adição de mecanismos de incremento de ancoragem dos grupos 3, 4 e 5, respectivamente.

Silva (2001) comparou os valores de momento fletor último (relacionados à ruína das vigas) das vigas reforçadas por ele ensaiadas com os valores de momento fletor último da viga sem reforço, e constatou aumentos na capacidade das vigas reforçadas com uma, duas e quatro camadas de manta de PRFC, de respectivamente, 42%, 69% e 157%. Deve ser salientado que em

todas estas vigas, o autor adicionou mecanismo de incremento de ancoragem constituído por laço de manta de PRFC em forma de “X”. Entretanto, o aumento na resistência à flexão, registrado para a viga reforçada sem mecanismo de ancoragem foi de apenas 38%.

Beber (1999) descreve, como resultados de seu trabalho experimental, aumento na resistência à flexão de aproximadamente 35% para os protótipos reforçados com uma camada e 115%, 163% e 182% para os protótipos reforçados com quatro, sete e dez camadas, respectivamente. O autor concluiu que houve aumento significativo na carga de ruptura para os protótipos reforçados com uma e quatro camadas. Já para os protótipos reforçados com sete e dez camadas este aumento tornou-se menos evidente.

Os mecanismos de incremento de ancoragem idealizados neste trabalho proporcionaram aumentos na resistência à flexão das vigas reforçadas. Esses aumentos, foram de 17,5% para as vigas do grupo 3 e de 19,0% para as vigas do grupo 5. As vigas do grupo 4, praticamente, não apresentaram aumento na resistência à flexão. Os aumentos na resistência à flexão, referidos nesse parágrafo, são obtidos da comparação das cargas de ruína das vigas dos grupos 3, 4 e 5 com as vigas do grupo 2.

O aumento na resistência à flexão, proporcionado pelos mecanismos de incremento de ancoragem ocorre à medida em que o mecanismo atua no sentido de impedir o desprendimento do reforço, mantendo-o tracionado até que seja atingida a sua capacidade máxima de resistência à tração.

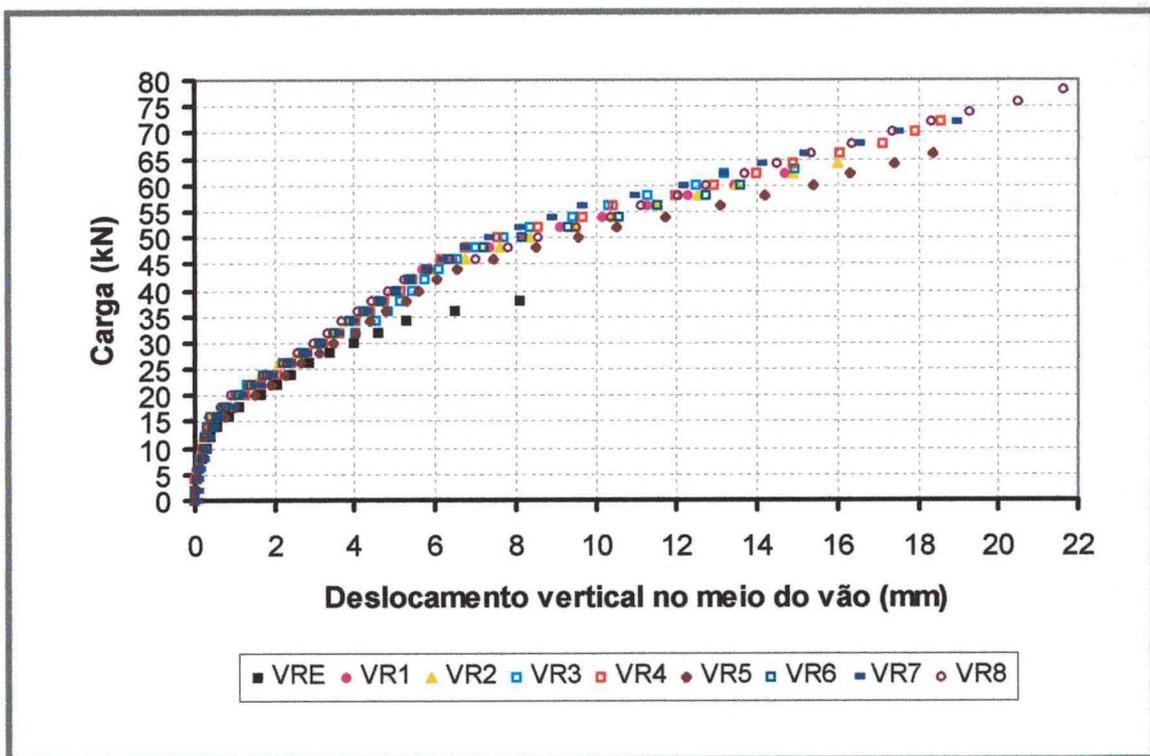
Silva (2001) observou um aumento de 3% na resistência à flexão, da viga reforçada com uma camada de manta e com adição de mecanismo de incremento de ancoragem, constituído por laço de manta de PRFC em forma de “X”, em relação à viga reforçada sem adição de mecanismo de incremento de ancoragem. Já para as vigas reforçadas com duas e quatro camadas de manta de PRFC, também com mecanismos de incremento de ancoragem, o aumento observado pelo autor em relação à viga reforçada sem adição de mecanismo de incremento de ancoragem foi respectivamente, de 22% e de 86%.

A diferença no comportamento entre as vigas do grupo 3 pode ser função da espessura da camada de adesivo, pois, na viga VR3, a espessura média da camada de adesivo mais manta ficou em torno de 0,9mm, sendo que nas demais vigas foi observado uma espessura média em

torno de 1,2mm. Essas espessuras foram medidas com auxílio de paquímetro digital, em vários pontos do reforço após ensaio de cada viga.

### 6.2.2 Deslocamentos verticais

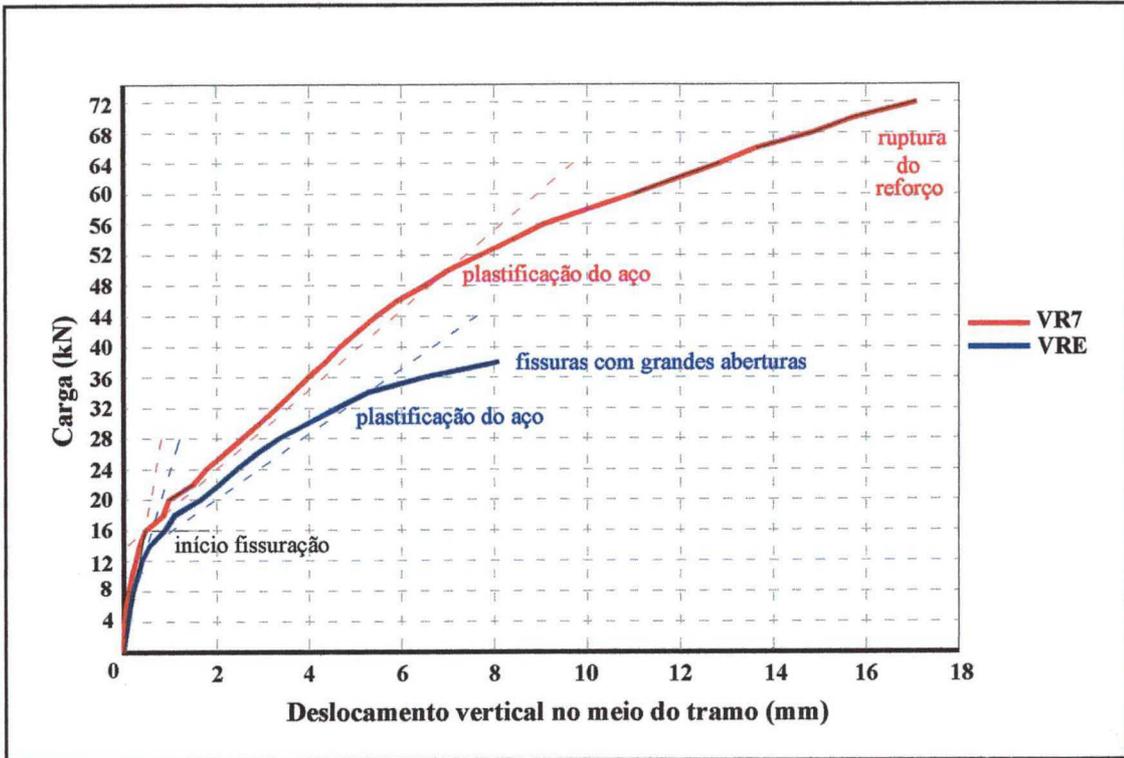
A aplicação do reforço com fibras de carbono em vigas de concreto armado proporciona um aumento praticamente desprezível na área da seção transversal da viga, porém contribui significativamente para aumento do momento de inércia da seção, com conseqüente melhora da rigidez. Na Figura 6.4, são comparados os deslocamentos verticais no meio do vão de todas as vigas ensaiadas. O aumento na rigidez é mais evidente após a fissuração do concreto, sendo que, antes da fissuração, o comportamento de todas as vigas foi praticamente o mesmo.



**Figura 6.4** – Curvas experimentais carga versus deslocamento vertical no meio do vão

A adição da manta de fibra de carbono provoca um aumento da capacidade resistente à flexão e da ductilidade das vigas reforçadas em relação à de referência. O reforço divide as tensões de tração com as barras de aço, reduzindo as deformações que atuam sobre elas. Através da comparação do comportamento da viga de referência com a viga reforçada VR7,

pode-se observar através da Figura 6.5 que a plastificação do aço na viga de referência ocorre a um nível de carga (aproximadamente 33kN) próximo de sua ruína (38kN), muito diferente da viga reforçada VR7, onde a plastificação do aço ocorre a um nível de carga (aproximadamente 50kN) 44% inferior a carga de ruína da viga (72kN).



**FIGURA 6.5** – Vigas VRE e VR7: comparação carga versus deslocamento vertical no meio do tramo

### 6.3 Apresentação e Comparação entre Resultados Teóricos e Experimentais

#### 6.3.1 Cargas

Para previsão teórica da carga que provoca o surgimento das primeiras fissuras no concreto tracionado das vigas ensaiadas, foram utilizadas as formulações teóricas de Branson (1977) e do projeto de revisão da NBR 6118:2000 apresentadas no Capítulo 4. Apesar da grande semelhança existente entre as duas formulações, os resultados obtidos pelas mesmas foram bastante distintos. Sendo que a formulação teórica de Branson apresentou resultados mais próximos daqueles experimentalmente obtidos, conforme mostra a Tabela 6.6.

**Tabela 6.6** – Cargas, experimentais e teóricas, de fissuração das vigas ensaiadas

Grupo	Vigas	Carga de fissuração (kN)			$P_{F(E)}/P_{F(T)}$	
		Experimental	Teórica – $P_{F(T)}$		Branson	NBR
		$P_{F(E)}$	Branson	NBR		
1	VRÉ	14,0	15,0	11,3	0,93	1,24
2	VR1	18,0	15,6	11,9	1,15	1,51
	VR2	18,0	16,1	12,3	1,12	1,46
3	VR3	18,0	16,8	13,0	1,07	1,38
	VR4	16,0	15,3	11,4	1,05	1,40
4	VR5	16,0	15,3	11,5	1,05	1,39
	VR6	18,0	16,0	12,2	1,13	1,48
5	VR7	16,0	15,4	11,6	1,04	1,38
	VR8	18,0	15,5	11,8	1,16	1,53

Os valores da carga de fissuração observados experimentalmente e apresentados na Tabela 6.6, são aproximadamente em média 41% superiores aos obtidos pela formulação teórica proposta pelo projeto de revisão da NBR 6118:2000. O mesmo aconteceu nos ensaios de Fortes (2000) e Reis (1998), onde os referidos autores observaram em seus ensaios, valores experimentais da carga de fissuração, geralmente em 30%, superiores aos teoricamente previstos.

Seguindo as recomendações propostas por Branson (1977), obteve-se resultados teóricos praticamente idênticos aos valores das cargas de fissuração experimentais. Diante disto, pode-se dizer, para as situações encontradas nesse trabalho, que a formulação teórica proposta pelo projeto de revisão da NBR 6118:2000 apresentou resultados mais conservadores do que a formulação de Branson (1977).

Na Tabela 6.7 são apresentados os valores experimentais e teóricos da carga que provoca o início do desprendimento do reforço. É indicado, também, para cada viga, o valor da flecha no meio do vão no instante do início do desprendimento, e os prováveis valores de deformações no aço e no reforço. É importante notar que não foram calculados os valores teóricos da carga de início de desprendimento do reforço nas vigas com dispositivos de incremento de ancoragem,

pois a metodologia de cálculo descrita no Capítulo 4, diz respeito somente a vigas sem mecanismos de fixação do reforço.

Também deve ser dito que o valor do módulo de elasticidade transversal do adesivo ( $G_A$ ) foi estimado, o que pode ter prejudicado a determinação teórica da carga de início de desprendimento do reforço.

A seqüência de cálculo da carga teórica de desprendimento do reforço está apresentada em anexo, ao final deste trabalho.

**Tabela 6.7** – Cargas, experimentais e teóricas, de desprendimento do reforço

Grupo	Vigas	Carga de desprendimento (kN)			Flecha (mm)	Aço $\epsilon_S$ (%)	Manta $\epsilon_R$ (%)
		Experimental	Teórica – $P_{D(T)}$	$P_{D(E)}/P_{D(T)}$			
		$P_{D(E)}$	Chaallal				
2	VR1	62	55,9	1,11	14,71	8,31	9,80
	VR2	64	56,7	1,13	16,02	8,54	10,06

A Tabela 6.8 apresenta os valores das cargas de ruína experimentais para cada viga e seus modos de ruína, além das diferenças entre resultados teóricos e experimentais.

**Tabela 6.8** – Cargas de ruína, experimentais e teóricas, das vigas ensaiadas

Grupo	Vigas	Cargas de ruína (kN)		Diferença (%)	Modo de ruína observado
		Experimental	Teórica		
1	VRE	38	32,7	+ 16,2	deformação excessiva das barras aço
2	VR1	62	55,9	+10,9	desprendimento do reforço
	VR2	64	56,7	+12,9	desprendimento do reforço
3	VR3	65	65,6	-0,91	desprendimento do reforço
	VR4	74	64,9	+14,0	ruptura do reforço
4	VR5	66	65,0	+1,5	ruptura do reforço
	VR6	60	65,3	-8,1	ruptura do reforço
5	VR7	72	66,8	+7,8	ruptura do reforço
	VR8	78	66,9	+16,6	ruptura do reforço

Da Tabela 6.8 pode-se perceber que os resultados da carga de ruína experimentais sofreram influência do tipo de mecanismo de incremento de ancoragem utilizado na viga. Deve ser salientado que o método numérico proposto para previsão da carga de ruína das vigas, não considera a influência da adição de mecanismo de incremento de ancoragem. Mesmo assim, através da análise do comportamento das vigas ensaiadas, pode-se dizer que os valores de carga de ruína teóricos e obtidos experimentalmente, diferem de no máximo 16% (caso de maior disparidade - viga de referência).

Em todos os casos, com exceção das vigas VR5 e VR6, os resultados da carga de ruína encontrados em laboratório foram maiores do que os teóricos. A menor disparidade entre valores, experimental e teórico, ocorreu com a viga VR3, onde a carga de ruína experimental foi de 0,91% menor do que a teórica. Nesse caso, ocorreu desprendimento antes da ruptura do reforço. No item 6.4 são apresentados comentários a respeito dos modos de ruína observados e esperados.

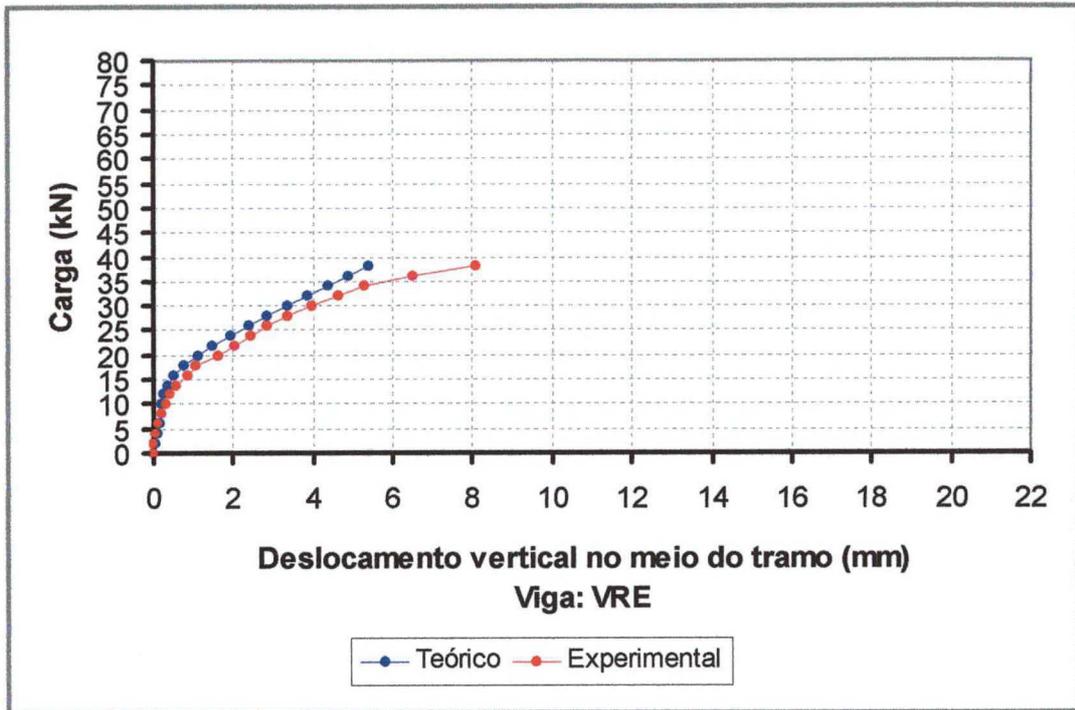
### 6.3.2 Deslocamentos verticais

A avaliação dos deslocamentos verticais permite estabelecer conclusões sobre o incremento de rigidez das vigas reforçadas.

Vale salientar que, a partir da plastificação do aço, o comportamento das vigas passa a depender de um maior número de variáveis envolvidas, aumentando dessa forma a variabilidade e a diferença entre os resultados teóricos e experimentais, como pode ser observado através das Figuras 6.6 a 6.14.

Na Figura 6.6 apresenta-se o gráfico, carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VRE. Neste gráfico observa-se que antes da fissuração do concreto, os deslocamentos teóricos são bem próximos aos experimentais, porém, após a fissuração do concreto e principalmente após a plastificação do aço há uma maior disparidade entre os resultados. Esse comportamento já era esperado, devido à análise teórica considerar uma rigidez equivalente simplificada, com a utilização do módulo de elasticidade secante constante durante todo o carregamento. Esta diferença também está no fato de que o modelo teórico considera apenas a análise na seção crítica, mas a viga não fissa toda de uma vez (no início do ensaio, a fissuração

ocorre apenas na região central e as regiões próximas aos apoios encontram-se íntegras), apenas um modelo de elementos finitos consegue considerar o espriamento da fissuração ao longo da viga.



**Figura 6.6** – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VRE

Nas Figuras de 6.7 a 6.14, são apresentados os diagramas de carga versus deslocamento vertical no meio do vão das vigas reforçadas. Também para estas vigas, após a fissuração do concreto, os resultados teóricos afastam-se dos experimentais.

No comportamento da viga de referência (Figura 6.6) e das vigas reforçadas (Figuras de 6.7 a 6.14), observa-se claramente a existência de três fases distintas. A primeira corresponde a fase não fissurada da seção de concreto armado (grandes níveis de incremento na capacidade de carga da viga com pequenos deslocamentos verticais). A segunda fase é caracterizada pela fissuração do concreto (a viga apresenta incrementos em sua capacidade de carga, porém, com maiores deslocamentos verticais), e a terceira após a plastificação do aço, corresponde ao trecho final reto do diagrama (somente o reforço contribui para um incremento na capacidade resistente da viga, o que de certa forma, justifica o aparecimento do trecho reto final, pois o reforço tem comportamento linear até a sua ruptura).

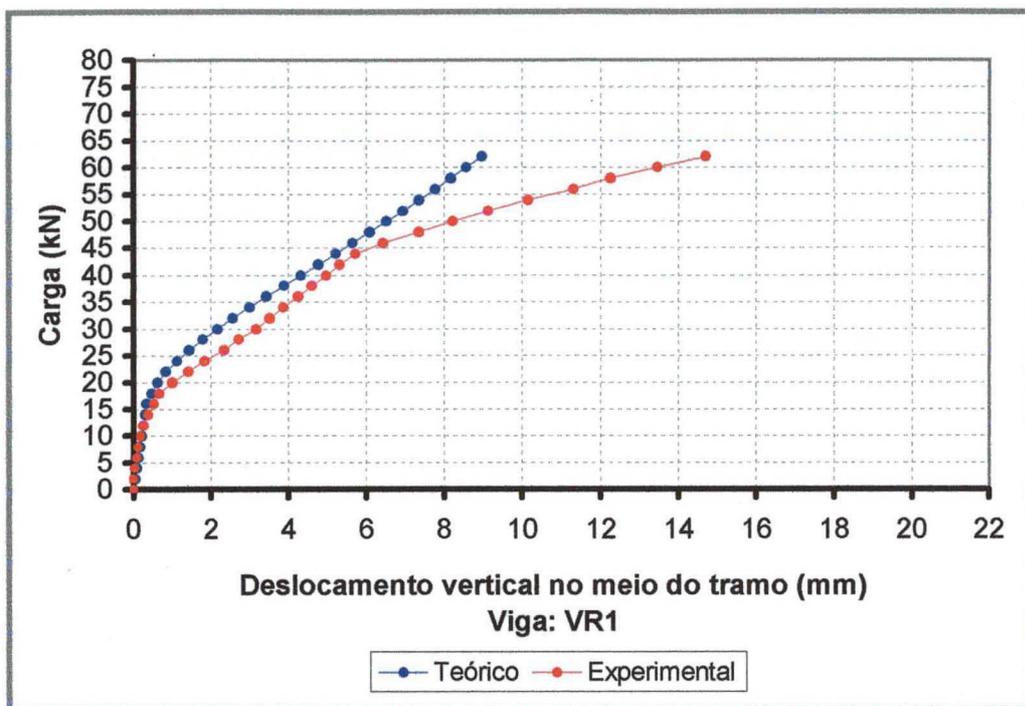


Figura 6.7 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR1

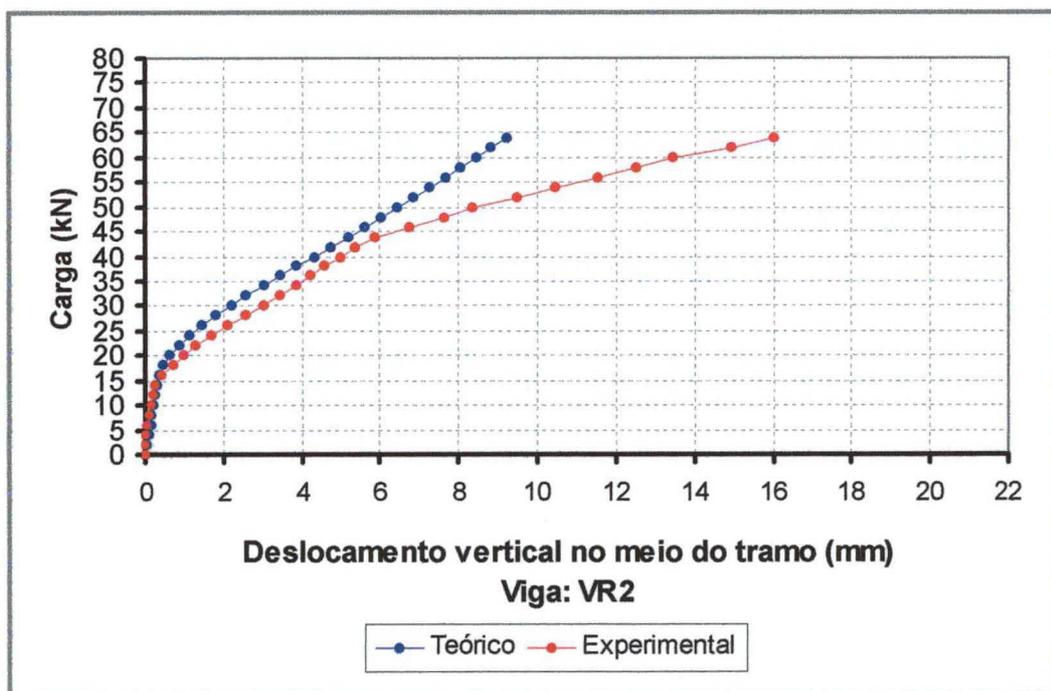


Figura 6.8 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR2

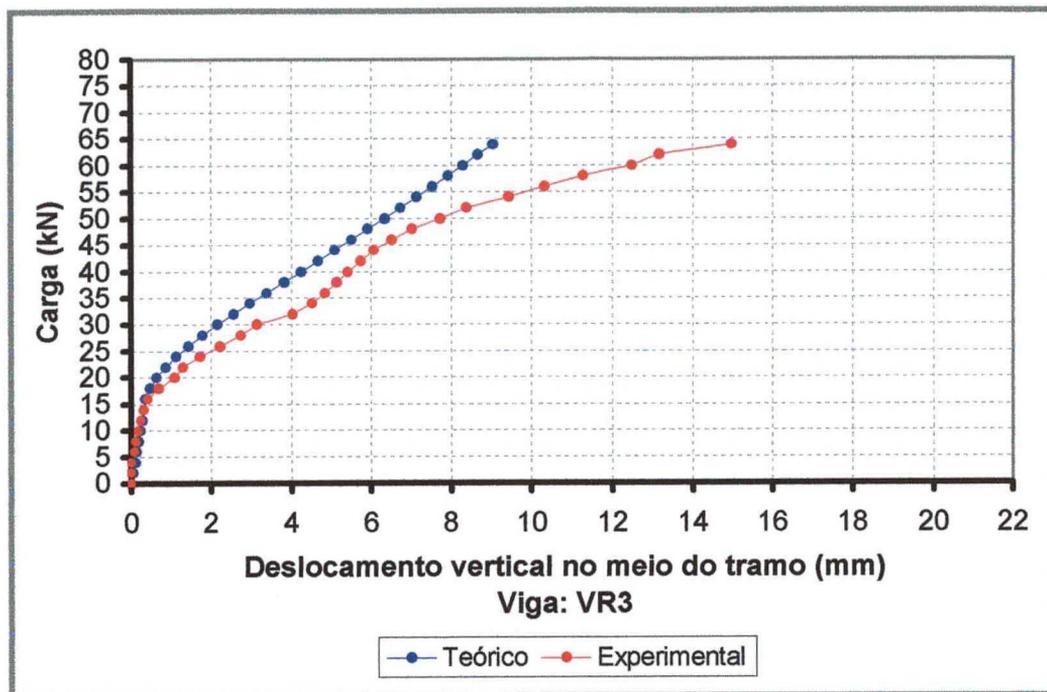


Figura 6.9 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR3

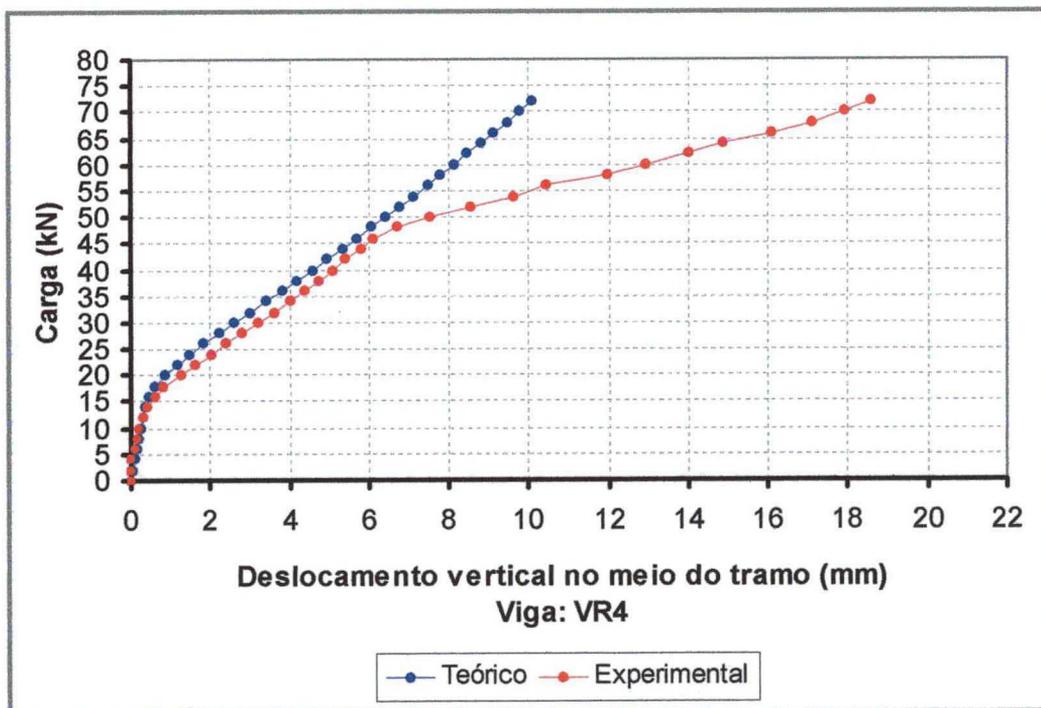


Figura 6.10 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR4

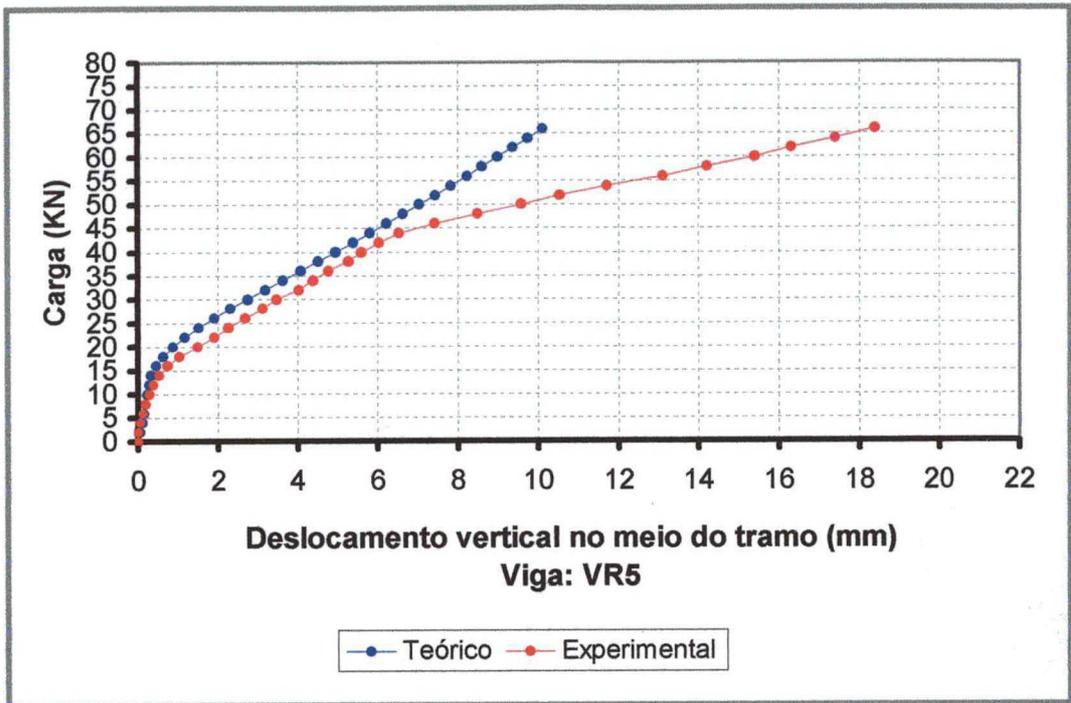


Figura 6.11 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR5

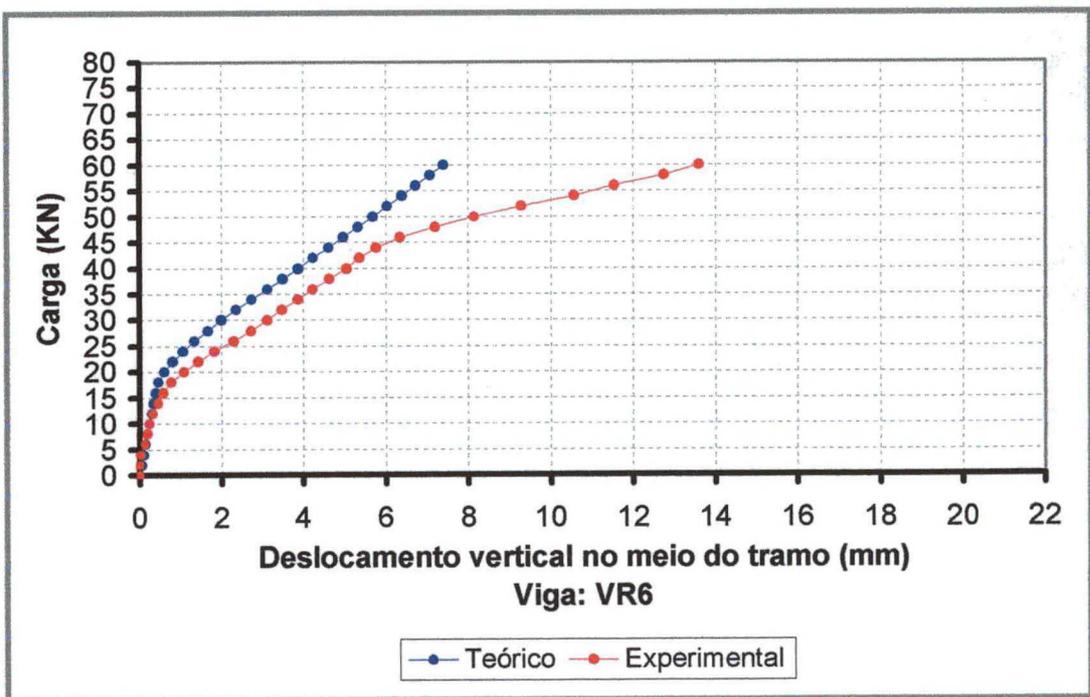


Figura 6.12 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR6

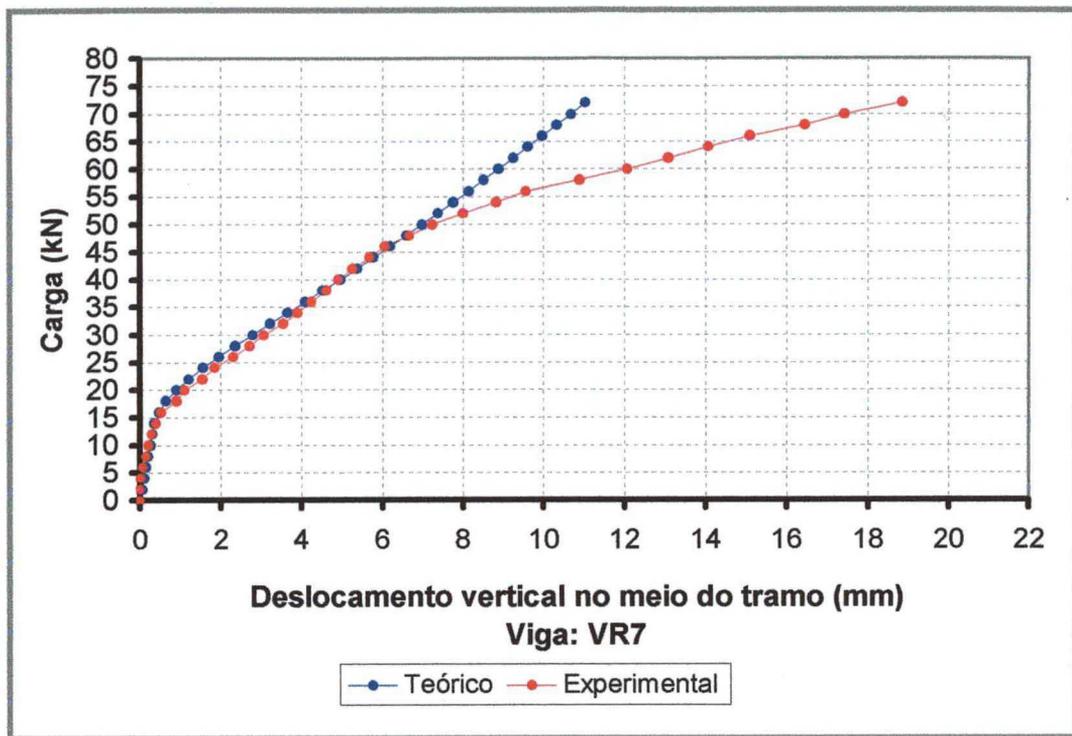


Figura 6.13 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR7

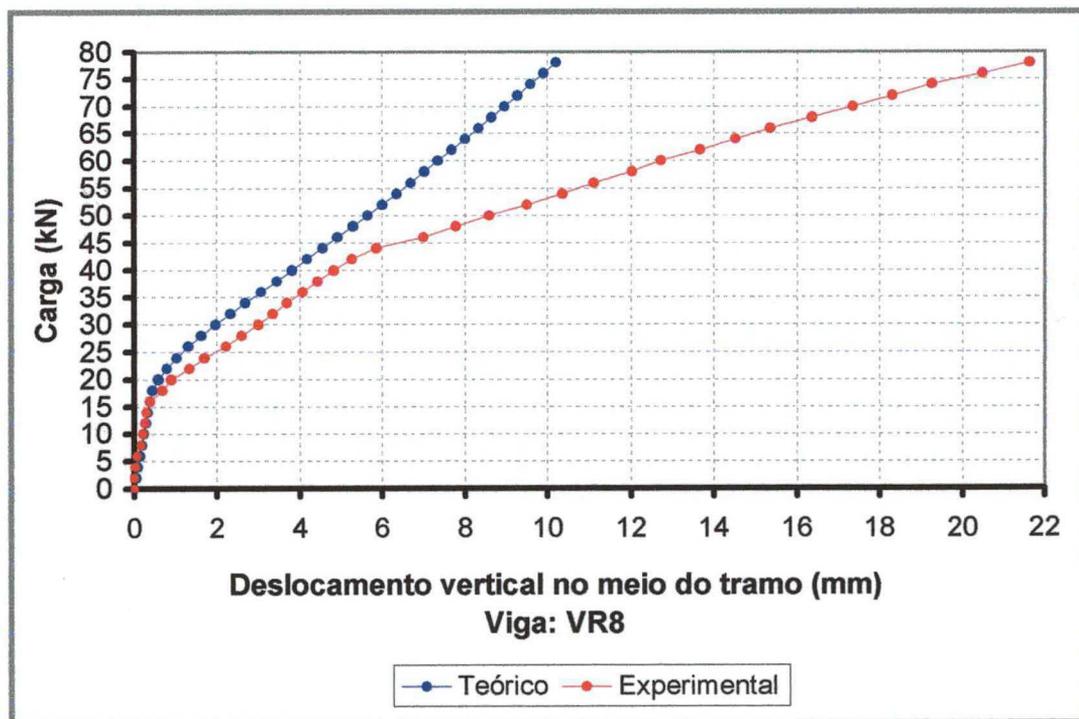


Figura 6.14 – Diagrama carga versus deslocamento vertical no meio do vão da viga VR8

#### 6.4 Comportamento das Vigas durante os Ensaios

O objetivo deste item é descrever as observações gerais sobre o comportamento das vigas durante a realização dos ensaios, além de ilustrar, através de figuras, os modos de ruína observados.

As vigas ensaiadas apresentaram os seguintes modos de ruína:

- Deformação excessiva da armadura longitudinal de tração (armadura principal)

Esse modo de ruína foi observado na viga VRE, viga de referência, como era esperado, e da forma compatível com o domínio 2 de deformações específicas para o qual a viga foi dimensionada. No instante em que foi interrompido o ensaio, a viga VRE apresentava acentuada curvatura e fissuras de grandes aberturas, conforme mostra a Figura 6.15.

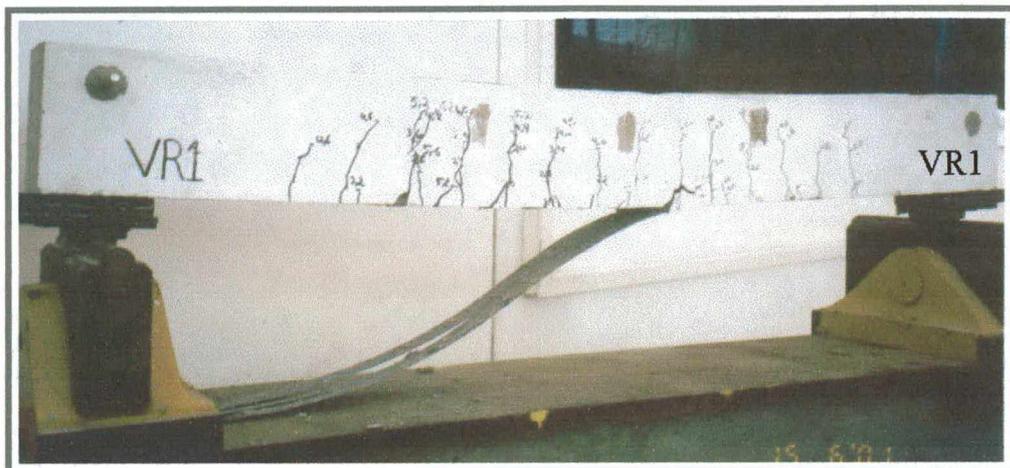


**Figura 6.15** – Flecha acentuada da viga VRE já ensaiada

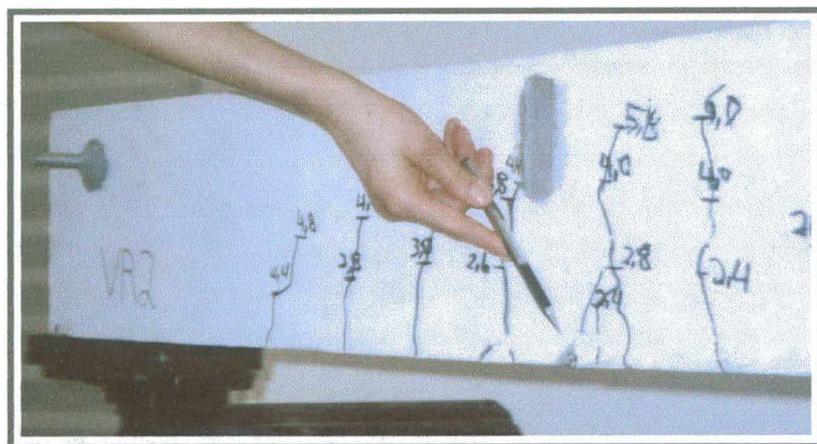
- Desprendimento do reforço

Esse modo de ruína foi observado, como já era esperado, nas vigas do grupo 2, VR1 e VR2, e também, por surpresa, na viga VR3, onde o mecanismo de incremento de ancoragem não foi suficiente para fazer com que o estado limite último fosse alcançado por ruptura da manta de fibra de carbono. A Figura 6.16 ilustra o modo de ruína caracterizado por desprendimento do

reforço. Juntamente com o desprendimento do reforço, verificou-se, a presença de pedaços de concreto da região de cobrimento da armadura, aderidos à manta de fibra de carbono (Figura 6.17).



**Figura 6.16** – Representação do desprendimento do reforço nas vigas VR1, VR2 e VR3



**Figura 6.17** – Detalhe do desprendimento de pedaços de concreto aderidos à manta de reforço

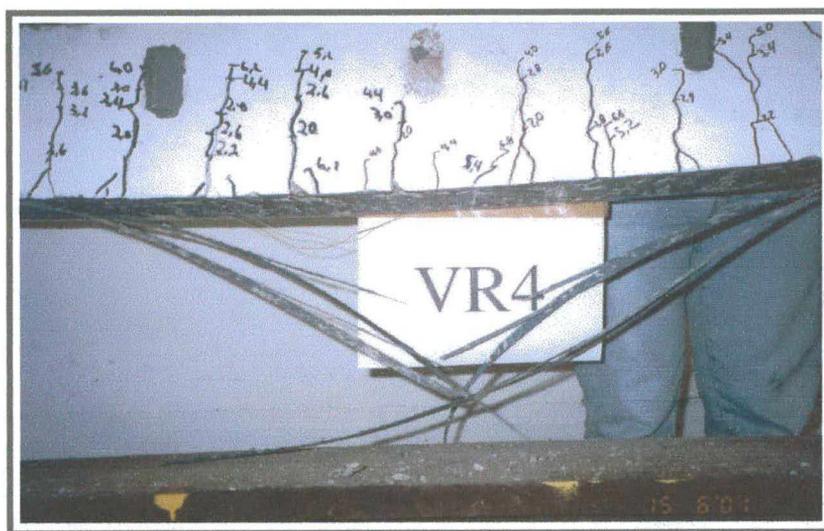
O modo de ruína observado nas vigas VR1, VR2 e VR3, mostrou que o desprendimento do reforço ocorre de forma repentina, precedida apenas pela presença de alguns estalos, e também impossibilita o total aproveitamento das propriedades resistentes da manta de fibra de carbono.

- Ruptura do reforço por tração

Esse modo de ruína foi observado em todas as vigas, com exceção das vigas VR1, VR2 e VR3, onde o mecanismo de incremento de ancoragem impossibilitou o desprendimento da manta de fibra de carbono do substrato de concreto. Nessas vigas, conforme resultados experimentais,

descritos anteriormente, houve incremento de até 97% na carga de ruína por flexão, em relação a viga VRE, e incremento de aproximadamente 20%, em relação às vigas do grupo 2.

A Figura 6.18 mostra o detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono, ocorrido praticamente no meio do vão da viga VR4, essa ruptura se deu de forma brusca, sem nenhum aviso. Diante disto, ressalta-se a atenção especial que deve ser dada para as deformações limites de projeto para o reforço. O mecanismo de incremento de ancoragem, em forma de manta envolvendo apenas a face inferior da viga, mostrou-se eficiente e intacto após o ensaio.



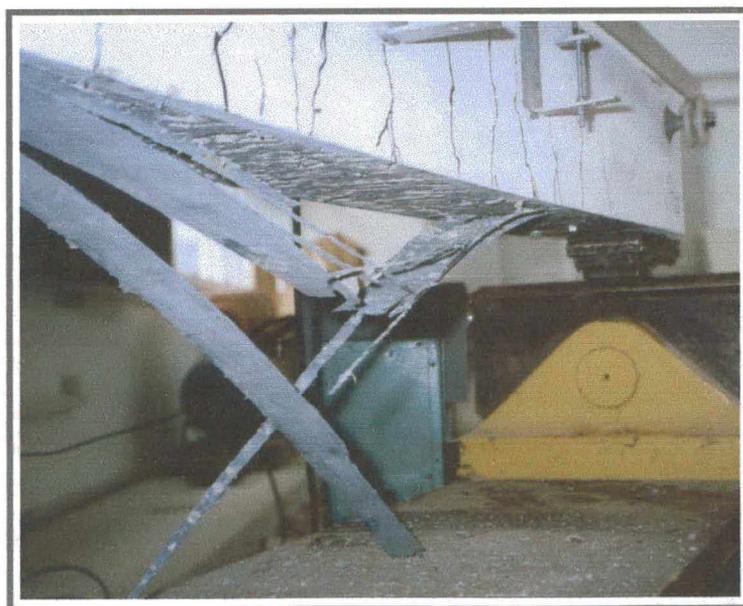
**Figura 6.18** – Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR4

A Figura 6.19 mostra o detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono da viga VR5. Nessa viga observou-se estalos característicos do desprendimento do reforço, para uma carga de 62 kN, seguida pela ruptura da manta, próximo de sua extremidade, a uma carga de 66 kN. Foi verificado a ruptura de apenas algumas fibras da manta, possivelmente, consequência da pressão não uniforme do mecanismo de incremento de ancoragem (chapa de aço e parafusos) a manta.



**Figura 6.19** – Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR5

A Figura 6.20 mostra o detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono ocorrido praticamente no meio do vão da viga VR6. Nessa viga não se observou a tendência ao desprendimento da manta antes da ruptura da mesma.

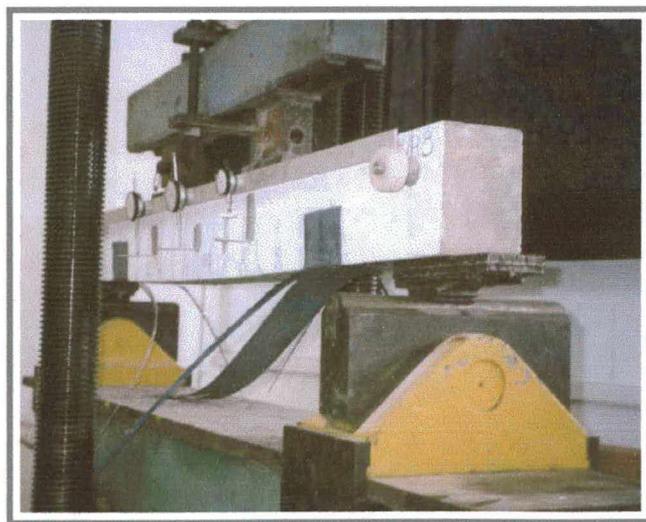


**Figura 6.20** – Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR6

As Figuras 6.21 e 6.22 ilustram, respectivamente, os detalhes da ruptura da manta de fibra de carbono nas vigas VR7 e VR8. Nessas vigas também foram observados estalos característicos do desprendimento do reforço, seguidos pela ruptura da manta, próximo de sua extremidade, onde percebeu-se o início do desprendimento. Deve ser deixado claro que, mesmo após a presença de um pequeno desprendimento da manta, as vigas continuaram a suportar a aplicação de carga.



**Figura 6.21** – Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR7



**Figura 6.22** – Detalhe da ruptura da manta de fibra de carbono na viga VR8

O panorama final de cada viga ensaiada pode ser observado através das Figuras 6.32 e 6.33, apresentadas ao final do capítulo.

A utilização de três relógios comparadores posicionados ao longo de cada viga ensaiada, e a consideração de apoios indeformáveis, possibilitaram a representação gráfica do comportamento (deformada) das vigas em diversos estágios de carregamento, conforme representado nas Figuras de 6.23 a 6.30. Também se compara graficamente as deformadas das vigas para o carregamento de ruína, Figura 6.31.

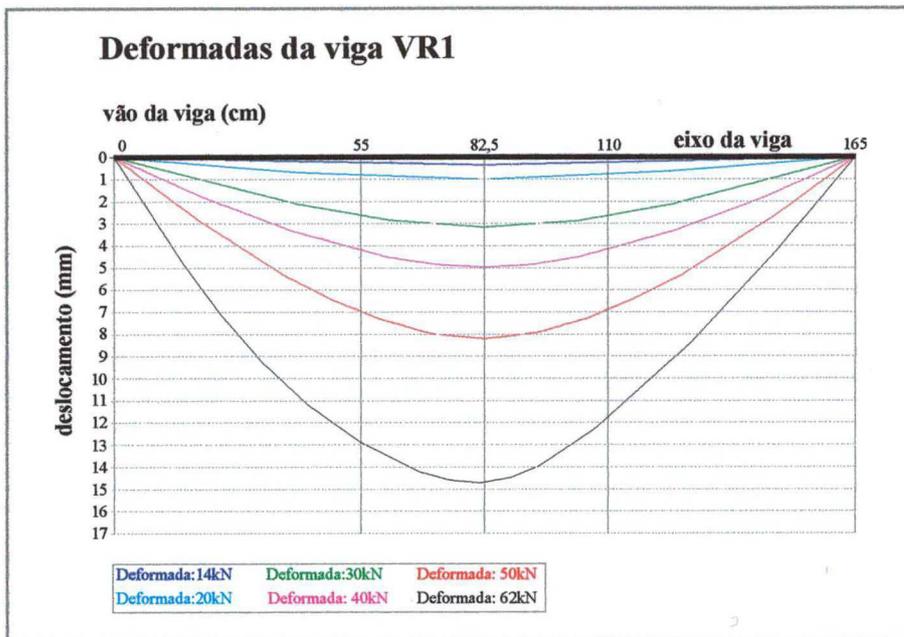


Figura 6.23 – Deformada da viga VR1

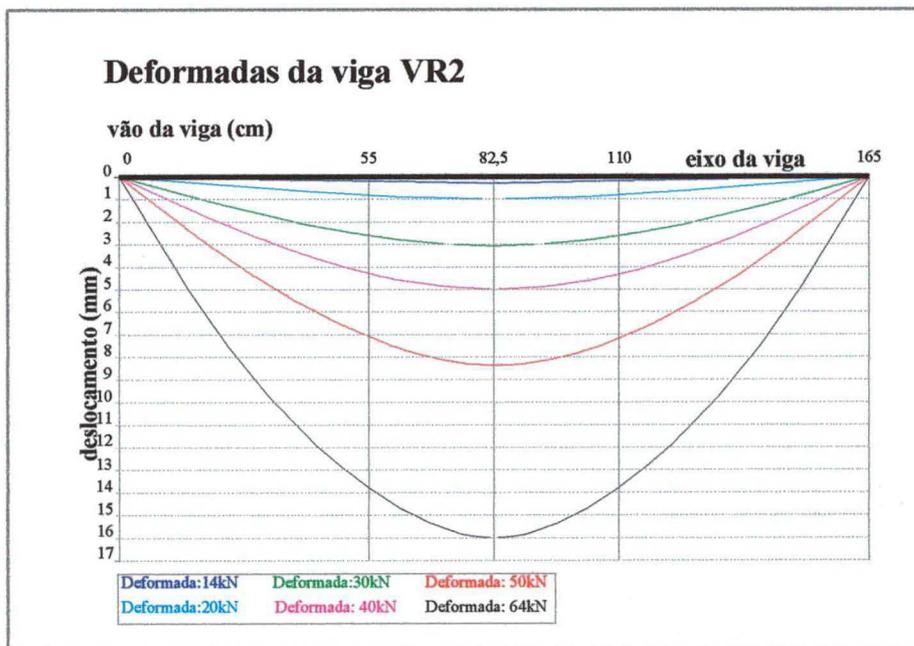


Figura 6.24 – Deformada da viga VR2

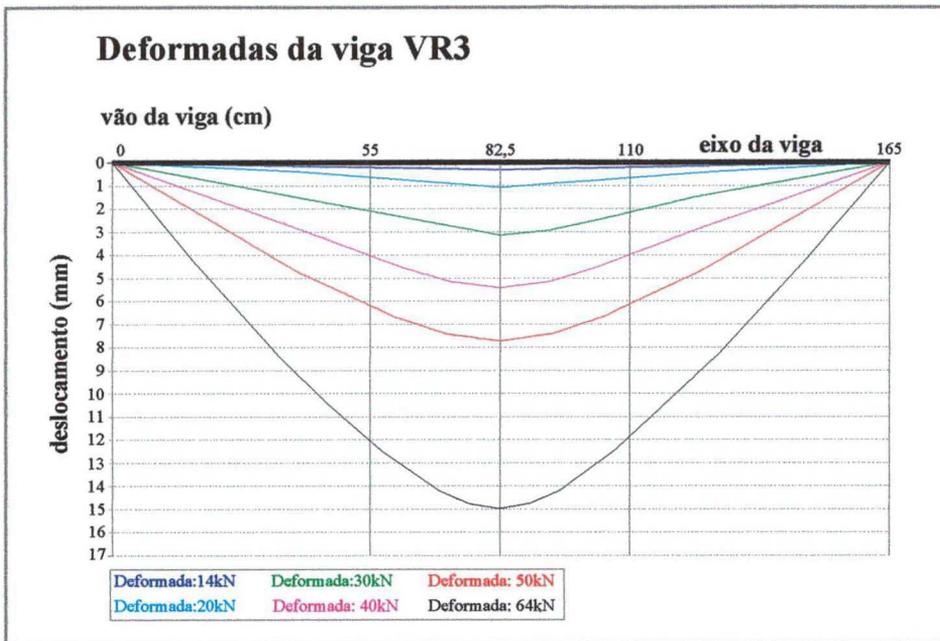


Figura 6.25 – Deformada da viga VR3

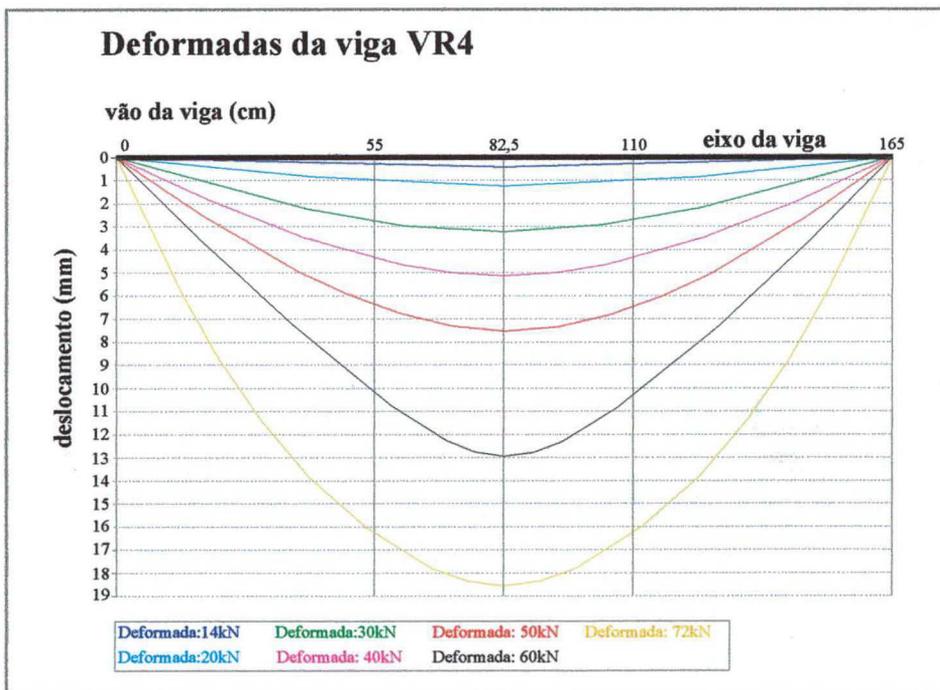


Figura 6.26 – Deformada da viga VR4

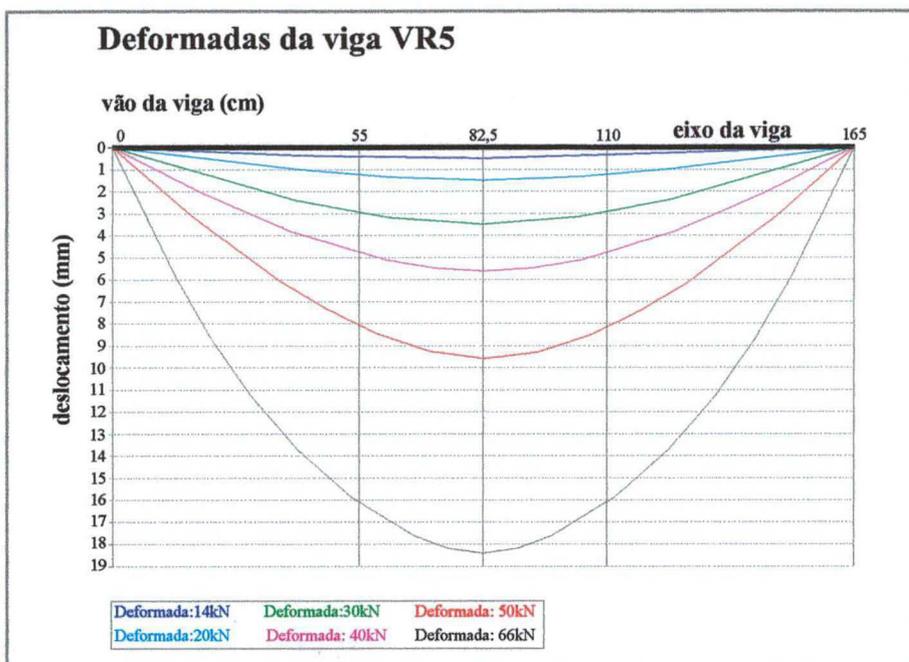


Figura 6.27 – Deformada da viga VR5

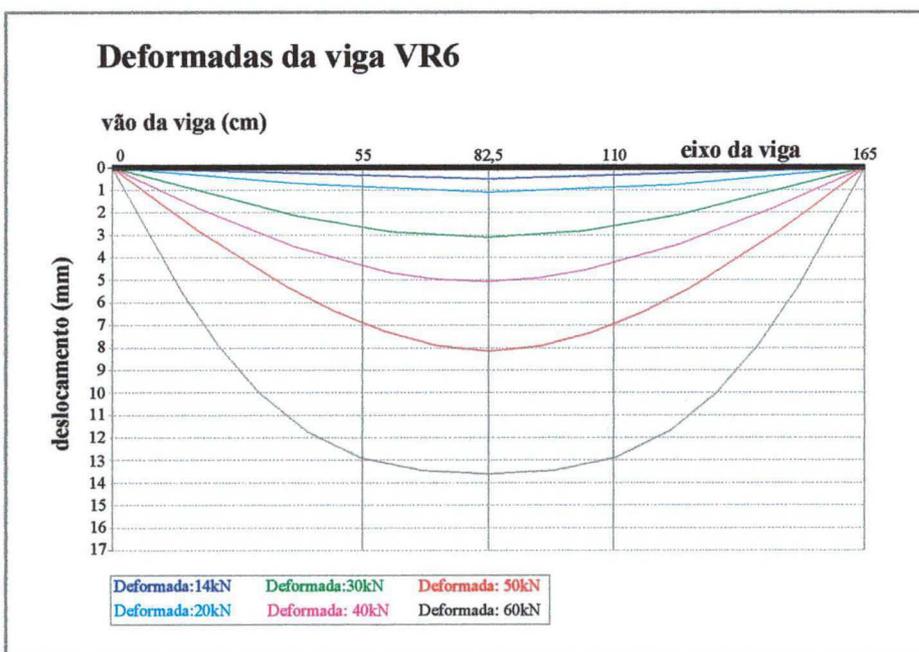


Figura 6.28 – Deformada da viga VR6

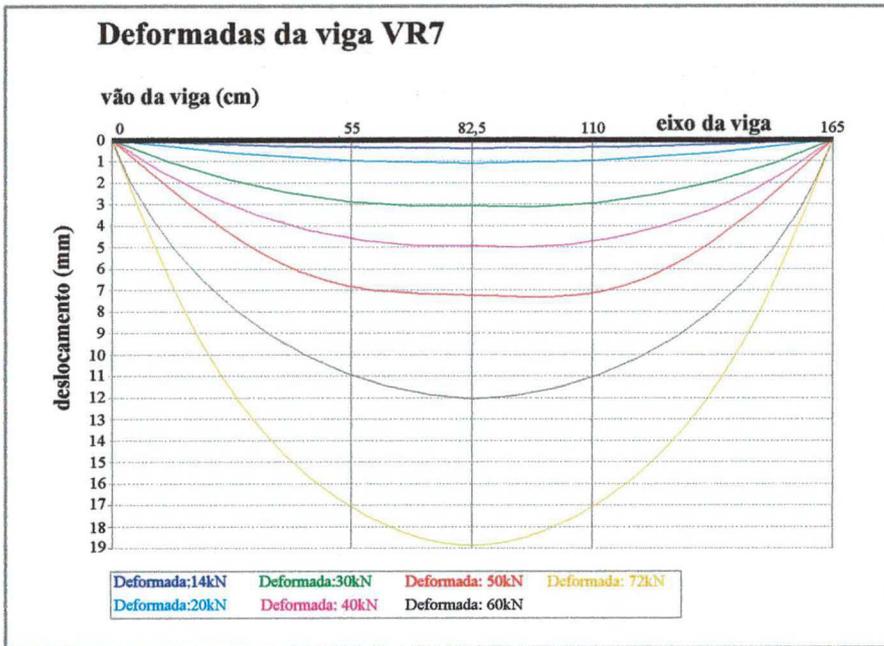


Figura 6.29 – Deformada da viga VR7

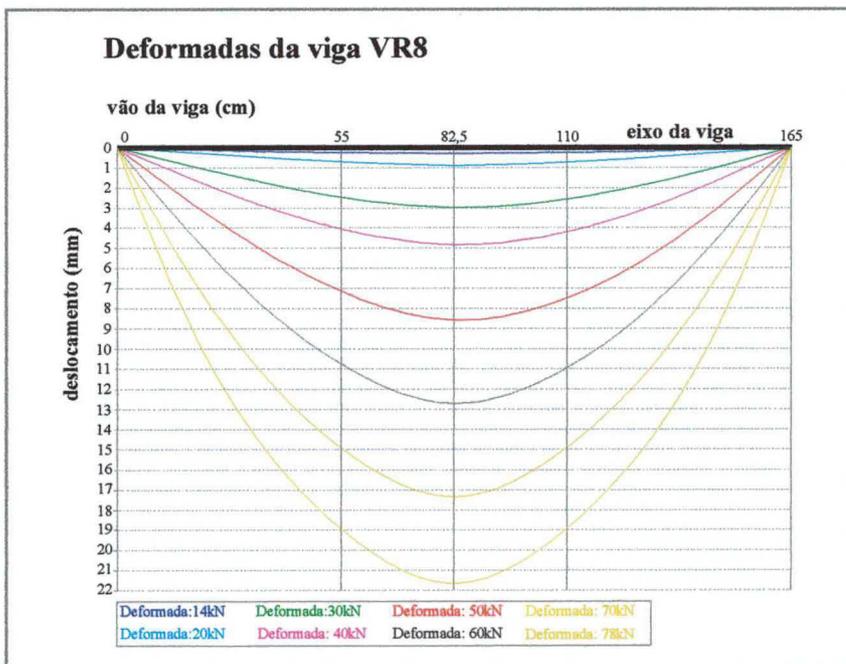
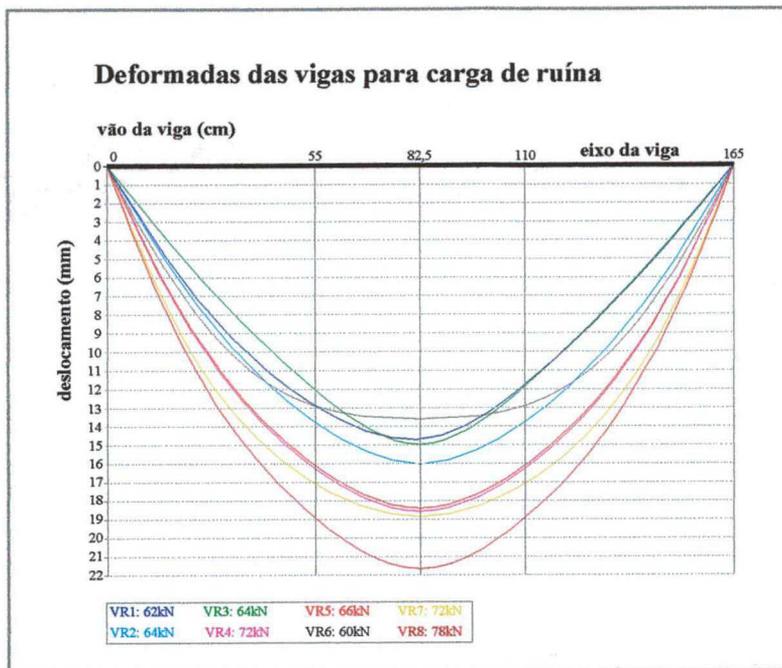
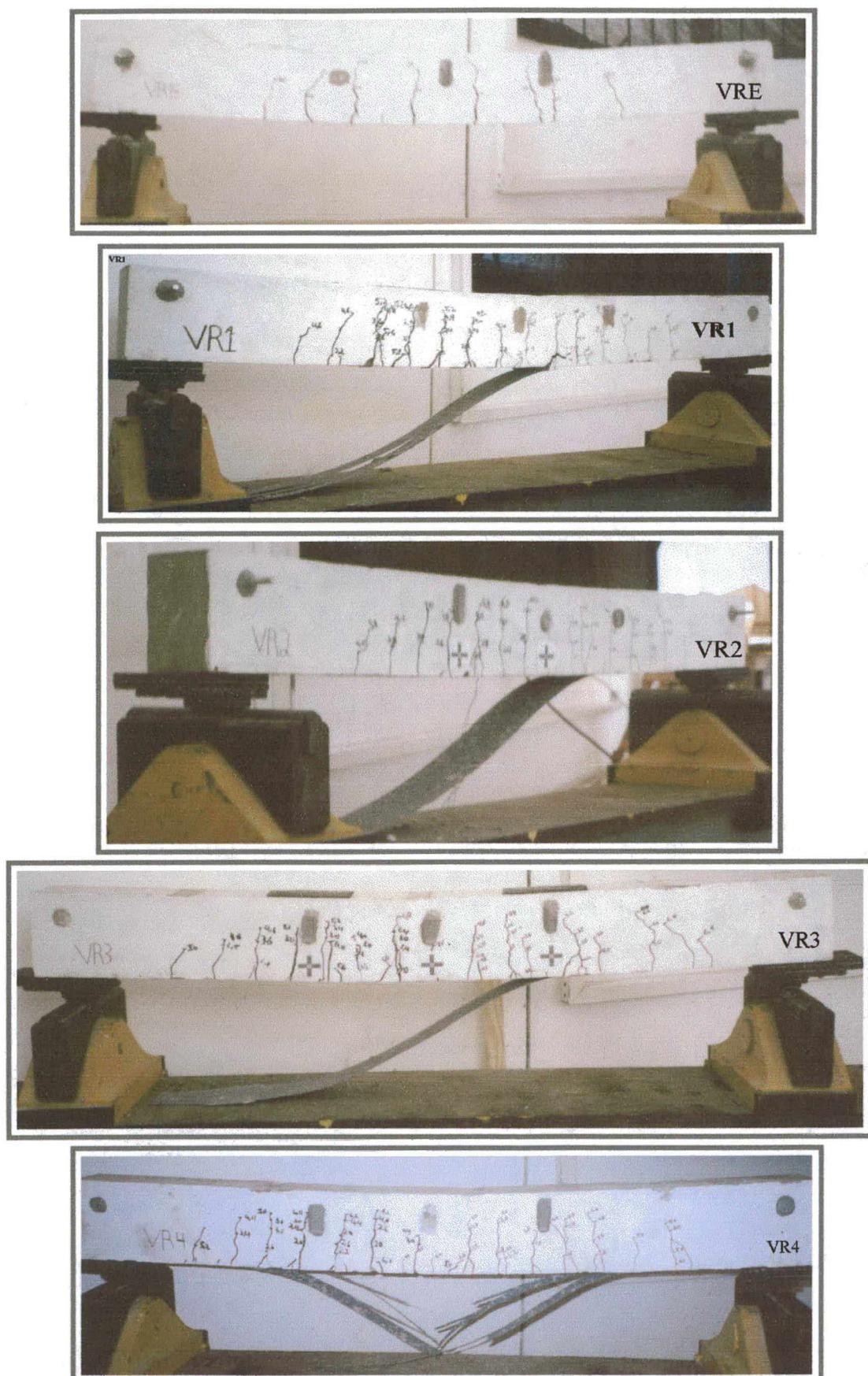


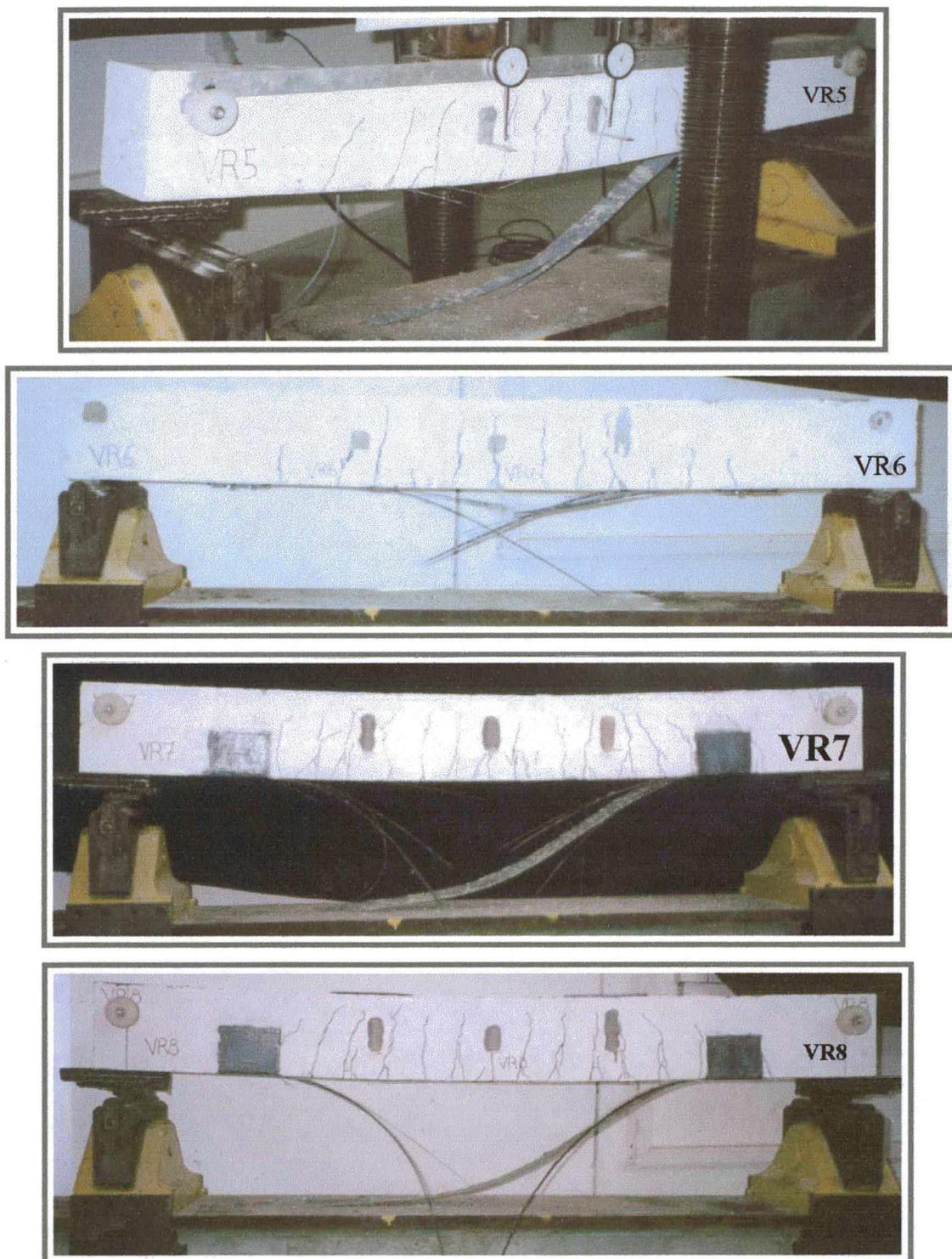
Figura 6.30 – Deformada da viga VR8



**Figura 6.31** – Comparação entre deformadas das vigas ensaiadas no instante da ruína



**Figura 6.32** – Panorama das vigas após ensaio (VRE, VR1, VR2, VR3 e VR4)



**Figura 6.33** – Panorama das vigas após ensaio (VR5, VR6, VR7 e VR8)

# CAPÍTULO 7

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES

---

### 7.1 Conclusões Gerais

De acordo com as informações e os resultados obtidos durante a realização deste trabalho, as principais conclusões são:

a) O excelente desempenho do reforço estrutural com manta de fibra de carbono foi verificado através de aumentos significativos na capacidade última de carga, no incremento de rigidez e na ductilidade das vigas reforçadas à flexão;

b) As vigas reforçadas sem adição de mecanismo de incremento de ancoragem (vigas VR1 e VR2) apresentaram modos de ruína caracterizados pelo desprendimento da manta de fibra de carbono do substrato de concreto. Já as vigas reforçadas com adição de mecanismo de incremento de ancoragem, com exceção da viga VR3, apresentaram modos de ruína caracterizados pela ruptura da manta de fibra de carbono;

c) Os resultados experimentais mostraram que é possível romper por tração o reforço à flexão com manta de fibra de carbono, desde que se explore sua capacidade máxima resistente através da adição de mecanismos de incremento de ancoragem;

d) Dos três mecanismos de incremento de ancoragem propostos, dois possibilitaram que toda a capacidade resistente do reforço fosse alcançada, impossibilitando o surgimento do desprendimento prematuro do mesmo, e provocando a ruptura da manta de fibra de carbono;

e) O mecanismo de incremento de ancoragem idealizado para a viga VR3 (manta de fibra de carbono apenas na face inferior da viga) não foi suficiente para evitar o desprendimento do

reforço. Na outra viga do mesmo grupo, viga VR4, o mecanismo, semelhante ao da viga VR3, evitou o desprendimento da manta provocando a sua ruptura. Diante do comportamento distinto das vigas VR3 e VR4, não se pode avaliar a eficiência do mecanismo de incremento de ancoragem idealizado para estas vigas;

f) O modo de ruína caracterizado pelo desprendimento da manta de fibra de carbono do substrato de concreto, observado neste trabalho experimental, iniciou-se em todos os casos (vigas VR1, VR2 e VR3) a partir de uma de suas extremidades. Esse desprendimento ocorre de forma rápida e é apenas precedido por pequenos estalos;

g) As vigas que suportaram maior aplicação de carga foram aquelas em que se observou a ocorrência de ruína caracterizada pela ruptura da manta de fibra de carbono, ou seja, as vigas reforçadas com adição de mecanismo de incremento de ancoragem;

h) Apesar do número reduzido de ensaios, os resultados obtidos comprovam que para se atingir toda a capacidade resistente da manta de fibra de carbono e evitar ruína prematura por desprendimento da mesma, é necessário o emprego de mecanismo de fixação do reforço (incremento de ancoragem) e da correta colagem da manta ao substrato de concreto;

i) O mecanismo de incremento de ancoragem, idealizado para as vigas do grupo 5, além de ser facilmente executado, mostrou-se eficiente. Neste trabalho, o mecanismo idealizado para a viga VR4 do grupo 3 (adição de uma camada de manta envolvendo apenas a face inferior de vigas) apresentou resultado praticamente idêntico ao mecanismo idealizado para as vigas do grupo 5 (adição de uma camada de manta envolvendo a face inferior e metade da altura da viga). Entretanto, nas vigas do grupo 5, VR7 e VR8, e também na viga VR5 do grupo 4, a ruptura da manta, foi precedida por um desprendimento parcial do reforço, próximo ao mecanismo de incremento de ancoragem, local onde ocorreu a ruptura da manta. Já na viga VR4 do grupo 3 e também na viga VR6 do grupo 4, a ruptura da manta ocorreu próximo ao meio do vão das vigas e sem desprendimento parcial do reforço;

j) O mecanismo de incremento de ancoragem com chapa de aço e parafuso, idealizado para as vigas do grupo 4, apesar de possibilitar a ruptura da manta, não se mostrou eficiente, pois a carga de ruína das vigas foi praticamente a mesma das vigas do grupo 2 (sem mecanismos de incremento de ancoragem);

k) Em vigas dimensionadas no domínio 2 de deformações específicas, consideradas vigas pouco armadas, um significativo aumento na resistência à flexão é obtido através da colagem de uma fina camada de manta de fibra de carbono (espessura de 0,13mm) à face tracionada. A percentagem deste aumento depende da taxa de armadura de aço, da taxa de fibras de carbono, e da perfeita aderência da manta ao substrato de concreto;

l) Os procedimentos para aplicação do reforço à flexão por meio da colagem de manta de fibra de carbono ao substrato de concreto são simples, porém devem ser realizados por equipe treinada e qualificada, de forma a minimizar a possibilidade de erro, em vista da importância dos trabalhos de reforço para a estrutura;

m) O desempenho do sistema de reforço depende de uma adequada preparação do substrato de concreto. Para aplicação da manta de fibra de carbono, a camada frágil de nata de cimento deve ser retirada e os agregados expostos, procurando-se manter a superfície o mais regular possível. Este trabalho demonstrou que essa preparação pode ser feita com utilização de lixas grossas para concreto acopladas a uma esmerilhadeira. A aderência entre o concreto e o adesivo deve ser melhorada através da aplicação de um primário;

n) A previsão da carga de desprendimento do reforço, para as vigas do grupo 2, através do modelo proposto por Roberts (1989) e adaptado para uso em reforço com material polimérico com fibras por Chaallal et al (1998), apresentou resultados próximos dos valores experimentais, não diferindo em mais de 13%;

o) As fissuras distribuíram-se em maior número ao longo do vão das vigas reforçadas e com menores aberturas, quando comparadas com o nível de fissuração da viga sem reforço.

## 7.2 Sugestões para Futuros Trabalhos

O trabalho realizado apresentou os possíveis modos de ruína “clássicos” e “prematureos” existentes em vigas reforçadas à flexão com PRFC e contribuiu para um pequeno aumento no conhecimento do comportamento à flexão destes elementos. Com o trabalho, também se verificou a necessidade de adição de mecanismos de incremento de ancoragem, como forma de evitar o desprendimento prematuro do reforço. Nesse momento, acreditando que futuros estudos

possam ter ponto de partida a partir deste trabalho, citam-se, a seguir algumas sugestões, que incrementam o estudo iniciado. A realização destes estudos, ou de outros similares, somados às conclusões deste trabalho, visam limitar com segurança, qualidade e economia, em apenas três as hipóteses de ruína para uma viga reforçada à flexão - esmagamento do concreto, deformação excessiva da armadura de aço e tração excessiva no reforço - eliminando-se a possibilidade de ocorrência de ruínas prematuras.

a) Estudo da influência da espessura da camada de adesivo utilizado na colagem da manta de fibra de carbono no desprendimento do reforço, tendo em vista que o desprendimento do reforço do substrato de concreto da viga VR3 (mecanismo de incremento de ancoragem com manta na face inferior da viga) provavelmente foi consequência da baixa quantidade de adesivo utilizada;

b) Estudo da influência do esforço cortante no desprendimento do reforço, através da variação da taxa de armadura transversal da viga;

c) Estudo da influência da curvatura da viga no desprendimento do reforço, através da variação da taxa de armadura longitudinal de tração e do vão livre da viga;

d) Estudo da influência da qualidade do concreto no surgimento de ruínas prematuras em vigas reforçadas com PRFC;

e) Estudos para se dimensionar largura e percentagem de envolvimento da altura da viga com laço de manta de fibra de carbono;

f) Estudos de casos de mecanismos de incremento de ancoragem constituídos por laços de manta de fibra de vidro;

g) Estudo que verifique a influência de diferentes formas de preparação do substrato de concreto (jato de areia, disco diamantado, lixa para superfícies de concreto, ponteiro e marreta aplicação do reforço sem a retirada da camada de nata de cimento) sobre o comportamento final da viga reforçada;

h) Ensaio de tração de corpos de prova de manta de fibra de carbono com controle de deformação;

i) Avaliar o comportamento teórico das vigas ensaiadas através de simulação com o Método de Elementos Finitos;

j) Refinar o modelo teórico de carga de ruína por flexão através da consideração do diagrama tensão versus deformação do aço obtido experimentalmente em ensaio de tração com controle de deformação;

k) Elaborar o modelo teórico de forma que os resultados de deslocamentos verticais das vigas após a plastificação do aço possam melhor se aproximar dos experimentais, através da consideração de modelo tri-linear (rigidez da viga antes da fissuração do concreto, após fissuração e após plastificação da armadura ao invés de manter constante a rigidez da viga após a fissuração do concreto).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **State-of-the-art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures – ACI 440R-96**, Detroit, Michigan, EUA, 1996.
- \_\_\_\_\_. **Guide for the design and construction of externally bonded systems for strengthening concrete structures – ACI 440**, 2000.
- ARDUINI, M., TOMMASO, A. D., NANNI, A. Brittle failure in FRP plate and sheet bonded beams. **ACI Structural Journal**, v. 94, n. 4, p. 363-370, jul/ago. 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado: NBR 7480**. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação: NBR 8522**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone: NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração: NBR 6152**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto, Projeto de Revisão NBR 6118:2000**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras em concreto armado: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 1978.

BAKIS, C. E. FRP reinforcement: materials and manufacturing. *Apud* NANNI, A. **Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures - Properties and Applications**. USA: Elsevier, 1993.

BEBER, A. J. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1999. 107p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia)

BRANSON, D. E. **Deformation of concrete structures**. New York: McGraw-Hill, 1977 *Apud* THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.

BÜYÜKÖZTÜRK, O., HEARING, B. (1998). Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP. **ASCE, Journal of Composites for Construction**, v. 2, n. 3, Agosto, p. 138-144 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP"**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)

BÜYÜKÖZTÜRK, O., HEARING, B. Failure investigation of concrete beams retrofitted with laminate. Proceedings of the Us-Canada-Europe Workshop on Bridge Engineering, editado por Urs Meier and Raimondo Betti, Zurich, Suíça, Julho, 1997, p. 107-114 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP"**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)

CAMPAGNOLO, J. L., CAMPOS FILHO, A., SILVA FILHO, L. C. P. Estudo do comportamento estrutural e do problema de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas. In: XXVI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. Montevideu, Uruguay, 15-19 de novembro, 1993 *Apud* REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. São Carlos: Escola de

- Engenharia de São Carlos–USP, 1998. 179p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas)
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.
- CARMONA, A. **Patologia das estruturas de concreto**. (apostila). São Paulo, setembro de 2000.
- COLLEPARDI, M. A. Durabilidade em Questão. In: 40° REUNIÃO DO IBRACON – INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. Anais, v. I, Rio de Janeiro, 1998.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Assesment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)**. Lausanne, 1983 (Bulletin d'Information n.162) *Apud* SOUZA, V.C., M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. CEB-FIP. Julho de 2001.
- CHAALLAL, O., NOLLET, M. J., PERRATON, D. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.25, p. 692-704, 1998 *Apud* SILVA, A. O. B. **Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC)**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, 2001. 393p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil).
- DE LORENZIS, L., MILLER, B., NANNI, A. Bond of FRP laminates to concrete. **ACI Structural Journal**, July 2000.
- DIAS, S. **Eficiência do reforço de estruturas de betão com materiais compósitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Tese de mestrado, 2000.
- FAZA, S. S., GANGARAO, H. V. S. Glass FRP reinforcing bars for concrete. *Apud* NANNI, A. **Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures - Properties and Applications**. USA: Elsevier, 1993.

- FORTES, A. S. **Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono**. Florianópolis: PPGEC/UFSC, 2000. 181p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil)
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Plastics – Determination of tensile properties – Part 1: General principles**. ISO 527-4: 1997.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Plastics – Determination of tensile properties – Part 4: Test conditions for isotropic and orthotropic fibre-reinforced plastic composites**. ISO 527-4: 1997.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Plastics – Determination of tensile properties – Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites**. ISO 527-5: 1997.
- JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. 400p. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- KAISER, H. **Strengthening of reinforced concrete with epoxy-bonded carbon-fiber plastics**. Zurich: Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH), ETH Nr. 8918. Tese de Doutorado, 1989, 224p. *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- LORIGGIO, D. D. **Estruturas em regime elasto-plástico**. (notas de aula). Florianópolis. 2000.
- MALEK, A. M., (1997). Analytical study of reinforced concrete beams strengthened with fiber reinforced plastic plates. Tucson, Arizona: Universidade de Arizona, Dep. Eng. Civil e Eng. Mecânica, 1997, 163p. Tese de Doutorado *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES INC. **Mbrace™ composite strengthening system engineering design guidelines**. versão de 30 de setembro de 1998.

- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.
- MEIER, Urs. Repair using advanced composites. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION – CONVENTIONAL AND INNVATIVE, 1997, Innsbruck. Conference report. Zurich: IABSE: ETH\_Hönggerberg, 1997. p. 113-124 *Apud* BEBER, A. J. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1999. 107p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia)
- MESEGUER, A. G. Controle e garantia da qualidade na construção. Tradução: Roberto J. F. Bauer, Paulo R. L. Helene e Antonio Carmona Filho. Co-edição: SINDUSCON/SP – Projeto Editores. 1991 *Apud* THOMAZ, E. **Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção**. São Paulo: Pini, 2001.
- MONTEIRO, L., GOMES, A. Reforço à flexão de vigas de betão armado – modelos de dimensionamento e verificação de segurança. In: 6º ENCONTRO NACIONAL DO GRUPO PORTUGUÊS DE PRÉ-ESFORÇADO. LNEC, p. 2.161-2.174, novembro, 1996 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- NANNI, A. **Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures - Properties and Applications**. USA: Elsevier, 1993.
- NANNI, A., NICELLI, F., LA TEGOLA, A. **Effects of conditioning environment on GFRP bars**. 22<sup>nd</sup> SAMPE Europe International Conference, CNIT Paris, March 27-29, 2001.
- PADARATZ, I. J. **Patologia das edificações**. (notas de aula). Florianópolis. 2000.
- PEREIRA, J. P. **Simulação numérica e experimental para análise do comportamento conjunto dos materiais em reparos de estruturas de concreto**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1997. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas)

- REIS, A.P.A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1998. 179p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas)
- RIPPER, T. **Plásticos armados com fibras como solução para o reforço de estruturas.** (apostila). Belo Horizonte: outubro, 1998.
- ROBERTS, T. M. Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams. *The Structural Engineer*, v. 67, n. 12, p. 229-233, jun. 1989 *Apud* SILVA, A. O. B. **Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC).** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, 2001. 393p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil)
- ROSTÁSY, F. S., HOLZENKÄMPFER, P., HANKERS, C. Gelkebbe bewehrung für die verstärkung von betonbauteilen. *Betonkalender, Teil II*, publicação complementar às normas DIN, editado por W. Ernest & Sohn, Berlin, 1996, p. 547-577 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP".** Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- ROSTÁSY, F. S., NEUBAUER, U., HANKERS, C. Verstärken von betontragwerken mit geklebter äußerer bewehrung aus kohlenstoffaserverstärkten kunststoffen. *Beton-ud Stahlbetonbau* 92, Heft 5, editado por W. Ernest & Sohn, 1887-b, p. 132-138 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP".** Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R. Fiber composite plates can strengthen beams. *Concrete International*, v. 12, n. 3, p. 65-71, mar. 1990 *Apud* SILVA, A. O. B. **Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC).** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, 2001. 393p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil)

- SCHWARTZ, MEL M. **Composite materials handbook**. New York: McGraw-Hill, 1984.
- SEIBLE, F., KARBHARI, V. M. **Rehabilitation & renewal of civil structural systems with advanced composites**. Proceedings of Damstruc 98, Rio, Brazil, 1998.
- SIKA CABODUR. **Reforzamiento con sistemas de fibras de carbono (CFRP) y fibras de vidrio (GFRP) para estructuras de concreto y madera**. Guías de Diseño e Instalación – Tejidos SikaWrap. Santa Fé de Bogotá, Colombia, 2000.
- SIKA CARBODUR. **Reforzamiento con sistemas de fibras de carbono (CFRP) para estructuras de concreto y madera**. Guías de Diseño e Instalación. Santa Fé de Bogotá, Colombia, 1998.
- SIKAWRAP “Composite fabrics for structural and seismic strengthening” Catálogo de produtos Sika, Suécia.
- SILVA, A. O. B. da. **Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC)**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, 2001. 393p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil)
- SOUZA, V.C.M., RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.
- SÜSSEKIND, J. C. **Curso de concreto**. 4. ed. Porto Alegre. Rio de Janeiro, 1985.
- TAERWE, L., KHALL, H., MATTHYS, S. Behaviour of RC beams strengthened in shear by external CFRP sheets. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> Int. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), JCI, Japão, 1997, p. 483-490 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)
- THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.
- THOMAZ, E. **Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção**. São Paulo: Pini, 2001.

TIMOSHENKO, S. P., GERE, J. E. **Mecânica dos sólidos**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos. Editora, 1984. v. 1.

TRIANAFILLOU, T. C., PLEVRIS, N. Post-strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber composite materials. Proceedings of the Speciality Conf. on Advanced Materials in Civil Engineering Structures, editado por Srinivasa L. Iyer, Las Vegas, ASCE, New York, Janeiro-Fevereiro, 1991, p. 245-256 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)

VAN GEMERT, D. A. Repairing of concrete structures by externally bonded steel plates. Proceedings of the Int. Symp. Plastics in material and structural engineering, ICP, RILEM, IBK, Praga, junho, 1981, p. 519-526 *Apud* JUVANDES, L.F.P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 1999. Dissertação. (Doutorado em Engenharia Civil)

VERÇOZA, E. **Patologia das construções**. Ed. Sagra, 1989.

**APÊNDICE: 1/4**

**CARGAS TEÓRICAS DE RUÍNA:  
PLANILHAS DE MOMENTO FLETOR VERSUS CURVATURA DA  
SEÇÃO TRANSVERSAL**

# Viga VRE

## Dados da seção transversal

b=	150,0 mm
h=	200,0 mm
cg=	100,0 mm

## Dados do concreto

fcj =	30,7 MPa
σ <sub>cc</sub> =	30,700 MPa

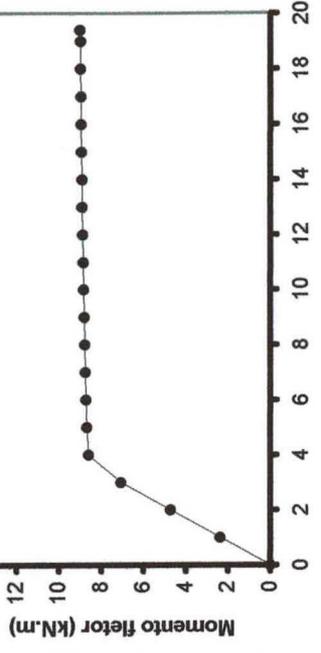
## Dados das armaduras

### Armadura inferior: 2ø8mm

di1=	174,700 mm	di2=	24,300 mm
As1=	100,531 mm <sup>2</sup>	As2=	56,549 mm <sup>2</sup>

### Armadura superior: 2ø6,0mm

Aço:	CA 50	Aço:	CA 60
E=	210.000,00 MPa	E=	210.000,00 MPa
fy=	529,2000 MPa	fy=	766,300 MPa
Ry =	53,2010 kN	Ry =	43,333 kN



Curvatura da seção transversal

θ (°)	ε <sub>c</sub> (‰)	Rcc (kN)		Rs1 (kN) - trechos		ε <sub>s2</sub> (‰)	Rs2 (kN)	Equilíbrio: R=0		Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
		2a	2b	linear	patamar			R=Rec+Rs1+Rs2	R=Rs2			
0,0	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,0	0,1772	14,0374	-450,7704	-0,6963	-14,6993	-14,6993	0,6618	0,0000	0,0000	11,9053	2,3848	8,6719
2,0	0,3591	27,9206	-141,6156	-1,3879	-29,2998	-29,2998	1,3792	0,0000	0,0000	12,1619	4,7456	17,2567
3,0	0,5462	41,6323	-36,9690	-2,0743	-43,7906	-43,7906	2,1583	0,0000	0,0000	12,4428	7,0797	25,7445
4,0	0,7057	50,5918	8,9900	-2,7883	-58,8650	-53,2010	2,6091	-0,0001	-0,0001	12,1538	8,6159	31,3306
5,0	0,7987	50,9305	24,3187	-3,5688	-75,3430	-53,2010	2,2704	0,0000	0,0000	11,0580	8,6758	31,5485
6,0	0,8859	51,3381	33,6478	-4,3551	-91,9434	-53,2010	1,8629	0,0000	0,0000	10,2693	8,7217	31,7154
7,0	0,9690	51,7938	39,7777	-5,1455	-108,6294	-53,2010	1,4072	0,0000	0,0000	9,6729	8,7590	31,8510
8,0	1,0492	52,2843	44,0377	-5,9388	-125,3773	-53,2010	0,9166	0,0000	0,0000	9,2065	8,7906	31,9658
9,0	1,1272	52,8004	47,1310	-6,7343	-142,1706	-53,2010	0,4006	0,0000	0,0000	8,8328	8,8181	32,0658
10,0	1,2037	53,3353	49,4598	-7,5313	-158,9973	-53,2010	-0,1343	0,0000	0,0000	8,5281	8,8426	32,1550
11,0	1,2790	53,8838	51,2687	-8,3295	-175,8484	-53,2010	-0,6829	0,0000	0,0000	8,2765	8,8648	32,2358
12,0	1,3535	54,4420	52,7137	-9,1285	-192,7166	-53,2010	-1,2411	0,0000	0,0000	8,0670	8,8852	32,3098
13,0	1,4275	55,0067	53,8986	-9,9280	-209,5961	-53,2010	-1,8056	0,0000	0,0000	7,8916	8,9040	32,3782
14,0	1,5011	55,5746	54,8938	-10,7279	-226,4822	-53,2010	-2,3739	-0,0003	-0,0003	7,7444	8,9215	32,4418
15,0	1,5747	56,1442	55,7505	-11,5278	-243,3702	-53,2010	-2,9432	0,0000	0,0000	7,6210	8,9379	32,5013
16,0	1,6483	56,7124	56,5037	-12,3277	-260,2569	-53,2010	-3,5118	-0,0004	-0,0004	7,5181	8,9531	32,5569
17,0	1,7221	57,2785	57,1816	-13,1274	-277,1385	-53,2010	-4,0775	-0,0001	-0,0001	7,4332	8,9675	32,6092
18,0	1,7964	57,8393	57,8033	-13,9266	-294,0121	-53,2010	-4,6388	-0,0005	-0,0005	7,3640	8,9810	32,6580
19,0	1,8712	58,3946	58,3859	-14,7253	-310,8743	-53,2010	-5,1936	0,0000	0,0000	7,3093	8,9936	32,7040
19,4	1,9012	58,6144	58,6105	-15,0447	-317,6154	-53,2010	-5,4134	-0,0001	-0,0001	7,2911	8,9984	32,7214

OBS: valores negativos representam tração

# Carga de Ruína por Flexão

## Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

### Viga VR3

#### Dados da seção transversal

b	150,0 mm
h	200,0 mm
cg	100,0 mm

#### Dados do concreto

$f_{cj}$	37,5 MPa
$\sigma_{\infty}$	37,5 MPa

#### Dados das armaduras

##### Armadura inferior: 2ø8mm

di1=	174,700 mm	di2=	24,300 mm
As1=	100,531 mm <sup>2</sup>	As2=	56,549 mm <sup>2</sup>

##### Aço: CA 50

E=	210.000,00 MPa
$f_y$ =	529,20 MPa
$R_y$ =	53,2010 kN

##### Aço: CA 60

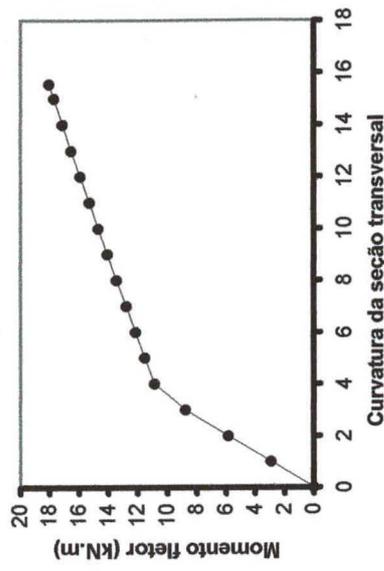
E=	210.000,00 MPa
$f_y$ =	766,30 MPa
$R_y$ =	43,333 kN

##### Manta de PRFC

dr =	200,940 mm
Ar =	15,600 mm <sup>2</sup>

##### E = 230.000,00 MPa

$f_t$ =	3.123,00 MPa
$R_r$ =	48,7188 kN
$\epsilon_{r,1in}(\%)$	13,6



$\theta$ (‰)	$\epsilon_c$ (‰)	Rcc (kN)		Rs1 (kN) - trechos		$\epsilon_{s1}$ (‰)	Rcc (kN)	$\epsilon_{s1}$ (‰)	Rs1 (kN)	$\epsilon_{s2}$ (‰)	Rs2 (kN)	$\epsilon_r$ (‰)	Rr (kN)	Equilíbrio: R=0		
		2a	2b	linear	patamar									Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
1,0	0,1766	17,0290	-551,3113	-0,6969	-14,7123	-14,7123	17,0290	-0,6969	-14,7123	0,0551	0,6545	-0,8281	-2,9712	11,8634	2,9493	10,72
2,0	0,3579	33,8854	-173,6558	-1,3891	-29,3250	-29,3250	33,8854	-1,3891	-29,3250	0,1149	1,3650	-1,6515	-5,9254	12,1208	5,8698	21,34
3,0	0,5445	50,5499	-45,8028	-2,0760	-43,8269	-43,8269	50,5499	-2,0760	-43,8269	0,1800	2,1379	-2,4696	-8,8608	12,4025	8,7582	31,85
4,0	0,7095	62,4204	12,0502	-2,7845	-58,7847	-58,7847	62,4204	-2,7845	-58,7847	0,2235	2,6543	-3,3093	-11,8737	12,2217	10,8527	39,46
5,0	0,8228	65,7165	35,1275	-3,5447	-74,8342	-74,8342	65,7165	-3,5447	-74,8342	0,2153	2,5566	-4,2007	-15,0722	11,4064	11,5111	41,86
6,0	0,9339	69,0453	50,1150	-4,3071	-90,9284	-90,9284	69,0453	-4,3071	-90,9284	0,2049	2,4338	-5,0943	-18,2782	10,8555	12,1584	44,21
7,0	1,0443	72,3861	60,6967	-5,0702	-107,0388	-107,0388	72,3861	-5,0702	-107,0388	0,1938	2,3019	-5,9886	-21,4870	10,4700	12,7980	46,54
8,0	1,1548	75,7249	68,6505	-5,8332	-123,1466	-123,1466	75,7249	-5,8332	-123,1466	0,1828	2,1714	-6,8828	-24,6953	10,1972	13,4315	48,84
9,0	1,2661	79,0516	74,9348	-6,5954	-139,2379	-139,2379	79,0516	-6,5954	-139,2379	0,1726	2,0502	-7,7762	-27,9008	10,0060	14,0598	51,13
10,0	1,3788	82,3580	80,1101	-7,3562	-155,3014	-155,3014	82,3580	-7,3562	-155,3014	0,1638	1,9447	-8,6682	-31,1017	9,8773	14,6830	53,39
11,0	1,4932	85,6367	84,5270	-8,1153	-171,3272	-171,3272	85,6367	-8,1153	-171,3272	0,1567	1,8603	-9,5585	-34,2961	9,7989	15,3013	55,64
12,0	1,6098	88,8810	88,4168	-8,8722	-187,3060	-187,3060	88,8810	-8,8722	-187,3060	0,1518	1,8024	-10,4466	-37,4825	9,7630	15,9144	57,87
13,0	1,7291	92,0838	91,9404	-9,6264	-203,2281	-203,2281	92,0838	-9,6264	-203,2281	0,1496	1,7764	-11,3320	-40,6593	9,7646	16,5220	60,08
14,0	1,8516	95,2376	95,2156	-10,3774	-219,0832	-219,0832	95,2376	-10,3774	-219,0832	0,1506	1,7881	-12,2142	-43,8246	9,8008	17,1235	62,27
15,0	1,9778	98,3337	98,3336	-11,1247	-234,8596	-234,8596	98,3337	-11,1247	-234,8596	0,1553	1,8440	-13,0927	-46,9767	9,8707	17,7183	64,43
15,55	2,0490	100,0078	100,0085	-11,5339	-243,4984	-243,4984	100,0085	-11,5339	-243,4984	0,1597	1,8963	-13,5741	-48,7038	9,9235	18,0422	65,61

OBS: valores negativos representam tração

# Carga de Ruína por Flexão

## Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

### Viga VR4

#### Dados da seção transversal

b=	150,0 mm
h=	200,0 mm
cg=	100,0 mm

#### Dados do concreto

f <sub>cj</sub> =	30,2 MPa
σ <sub>cc</sub> =	30,2 MPa

#### Dados das armaduras

##### Armadura inferior: 2ø8mm

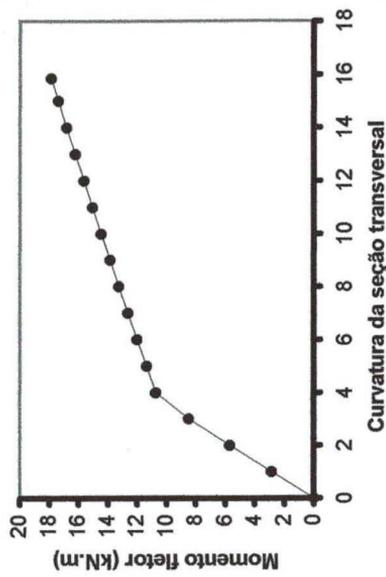
d <sub>i1</sub> =	174,700 mm
As <sub>1</sub> =	100,531 mm <sup>2</sup>

Aço:	CA 50
E=	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	529,20 MPa
R <sub>y</sub> =	53,2010 kN

##### Armadura superior: 2ø6,0mm

d <sub>r</sub> =	201,120 mm
A <sub>r</sub> =	15,600 mm <sup>2</sup>

Aço:	CA 60
E=	230.000,00 MPa
f <sub>r</sub> =	3.123,00 MPa
R <sub>r</sub> =	48,7188 kN
ε <sub>r,1 in</sub> (%)	13,6



θ (°)	ε <sub>c</sub> (‰)	R <sub>cc</sub> (kN)		ε <sub>s1</sub> (‰)		Rs1 (kN) - trechos		Rs2 (kN)	ε <sub>r</sub> (‰)	R <sub>r</sub> (kN)	Equilíbrio: R=0		Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
		2a	2b	R <sub>cc</sub> (kN)	ε <sub>s1</sub> (‰)	linear	patamar				R=Rec+Rs1+Rs2+Rr	R=0			
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,000
1,0	0,1935	16,4143	-428,6894	-0,6800	-14,3558	-53,2010	-53,2010	0,8550	-0,8121	-2,9138	-0,0003	13,0075	2,8597	10,399	
2,0	0,3926	32,6249	-124,1586	-1,3544	-28,5937	-53,2010	-53,2010	1,7764	-1,6186	-5,8076	0,0000	13,3153	5,6858	20,676	
3,0	0,5979	48,6062	-20,7574	-2,0226	-42,6994	-53,2010	-53,2010	2,7721	-2,4189	-8,6789	0,0000	13,6551	8,4740	30,815	
4,0	0,7888	61,2073	27,6731	-2,7052	-57,1099	-53,2010	-53,2010	3,5964	-3,2336	-11,6020	0,0007	13,6450	10,7051	38,928	
5,0	0,9152	64,3045	45,0254	-3,4523	-72,8843	-53,2010	-53,2010	3,6535	-4,1128	-14,7569	0,0000	12,7510	11,3534	41,285	
6,0	1,0394	67,4350	56,2807	-4,2016	-88,7024	-53,2010	-53,2010	3,6859	-4,9942	-17,9192	0,0007	12,1537	11,9891	43,597	
7,0	1,1631	70,5726	64,2498	-4,9514	-104,5320	-53,2010	-53,2010	3,7120	-5,8761	-21,0835	0,0000	11,7428	12,6156	45,875	
8,0	1,2873	73,7029	70,2864	-5,7007	-120,3504	-53,2010	-53,2010	3,7442	-6,7575	-24,2459	0,0002	11,4600	13,2350	48,127	
9,0	1,4128	76,8124	75,1142	-6,4487	-136,1411	-53,2010	-53,2010	3,7922	-7,6376	-27,4036	0,0000	11,2713	13,8477	50,355	
10,0	1,5404	79,8918	79,1587	-7,1946	-151,8892	-53,2010	-53,2010	3,8640	-8,5156	-30,5540	0,0008	11,1560	14,4542	52,561	
11,0	1,6706	82,9296	82,6841	-7,9379	-167,5819	-53,2010	-53,2010	3,9670	-9,3910	-33,6951	0,0006	11,1013	15,0540	54,742	
12,0	1,8040	85,9164	85,8690	-8,6780	-183,2056	-53,2010	-53,2010	4,1089	-10,2632	-36,8243	0,0000	11,0995	15,6469	56,898	
13,0	1,9414	88,8423	88,8411	-9,4141	-198,7452	-53,2010	-53,2010	4,2980	-11,1314	-39,9394	0,0000	11,1467	16,2321	59,026	
14,0	2,0836	91,6919	91,6950	-10,1454	-214,1850	-53,2010	-53,2010	4,5433	-11,9948	-43,0374	0,0000	11,2411	16,8087	61,123	
15,0	2,2307	94,4086	94,4704	-10,8718	-229,5191	-53,2010	-53,2010	4,8481	-12,8533	-46,1175	0,0000	11,3744	17,3770	63,189	
15,85	2,3596	96,5493	96,7709	-11,4854	-242,4731	-53,2010	-53,2010	5,1521	-13,5791	-48,7219	0,0000	11,5093	17,8542	64,924	

OBS: valores negativos representam tração

Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

Viga VR5

Dados da seção transversal

b=	150,0 mm
h=	200,0 mm
cg=	100,0 mm

Dados do concreto

f <sub>ctj</sub> =	30,8 MPa
σ <sub>cc</sub> =	30,8 MPa

Dados das armaduras

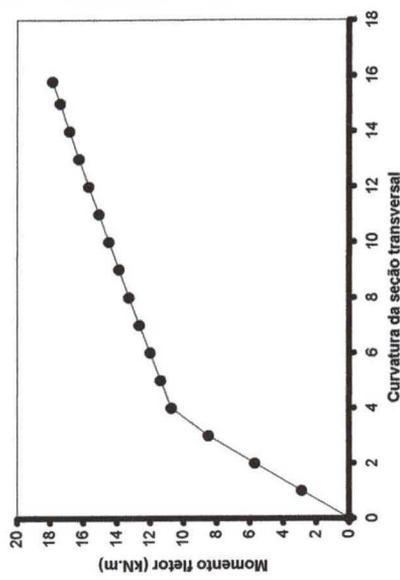
Armadura inferior: 2ø8mm		Armadura superior: 2ø6,0mm	
di1=	174,700 mm	di2=	24,300 mm
As1=	100,531 mm <sup>2</sup>	As2=	56,549 mm <sup>2</sup>

Manta de PRFC	
dr =	201,120 mm
Ar =	15,600 mm <sup>2</sup>

Aço:	CA 50
E=	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	529,20 MPa
R <sub>y</sub> =	53,2010 kN

Aço:	CA 60
E=	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	766,30 MPa
R <sub>y</sub> =	43,333 kN

E =	230.000,00 MPa
f <sub>r</sub> =	3.123,00 MPa
R <sub>r</sub> =	48,7188 kN
ε <sub>r, i.in</sub> (‰)	13,6



θ (‰)	ε <sub>c</sub> (‰)	x (mm)	R <sub>cc</sub> (kN)		R <sub>s1</sub> (kN) - trechos		R <sub>s2</sub> (kN)		Equilíbrio: R=0		Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
			2a	2b	linear	patamar	Rs1 (kN)	ε <sub>s,2</sub> (‰)	Rs2 (kN)	ε <sub>r</sub> (‰)			
0,000	0,000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,00
1,0	0,1919	38,3840	16,4727	-438,6663	-0,6816	-14,3892	-53,2010	-14,3892	0,8363	-0,8137	12,9004	2,8682	10,43
2,0	0,3893	38,9338	32,7437	-128,1260	-1,3577	-28,6623	-53,2010	-28,6623	1,7378	-1,6219	13,2031	5,7031	20,74
3,0	0,5929	39,5281	48,7896	-22,7135	-2,0276	-42,8052	-53,2010	-42,8052	2,7126	-2,4239	13,5372	8,5008	30,91
4,0	0,7813	39,0649	61,3233	26,4796	-2,7127	-57,2693	-53,2010	-53,2010	3,5067	-3,2411	13,5090	10,7194	38,98
5,0	0,9064	36,2547	64,4403	44,2968	-3,4611	-73,0697	-53,2010	-53,2010	3,5491	-4,1216	12,6225	11,3688	41,34
6,0	1,0294	34,3117	67,5895	55,8533	-4,2116	-88,9143	-53,2010	-53,2010	3,5668	-5,0042	12,0294	12,0056	43,66
7,0	1,1518	32,9079	70,7475	64,0344	-4,9627	-104,7706	-53,2010	-53,2010	3,5777	-5,8874	11,6208	12,6336	45,94
8,0	1,2747	31,8669	73,8979	70,2250	-5,7133	-120,6169	-53,2010	-53,2010	3,5944	-6,7701	11,3387	13,2544	48,20
9,0	1,3988	31,0854	77,0288	75,1701	-6,4627	-136,4364	-53,2010	-53,2010	3,6260	-7,6516	11,1493	13,8688	50,43
10,0	1,5249	30,4988	80,1298	79,3043	-7,2101	-152,2153	-53,2010	-53,2010	3,6806	-8,5311	11,0323	14,4769	52,64
11,0	1,6536	30,0651	83,1918	82,9008	-7,9549	-167,9403	-53,2010	-53,2010	3,7654	-9,4080	10,9749	15,0787	54,83
12,0	1,7854	29,7564	86,2046	86,1411	-8,6966	-183,5987	-53,2010	-53,2010	3,8878	-10,2818	10,9692	15,6737	57,00
13,0	1,9210	29,5541	89,1580	89,1551	-9,4345	-199,1763	-53,2010	-53,2010	4,0556	-11,1518	11,0112	16,2613	59,13
14,0	2,0612	29,4461	92,0396	92,0408	-10,1678	-214,6571	-53,2010	-53,2010	4,2778	-12,0172	11,0993	16,8405	61,24
15,0	2,2064	29,4186	94,8019	94,8470	-10,8961	-230,0333	-53,2010	-53,2010	4,5588	-12,8776	11,2270	17,4113	63,31
15,8	2,3260	29,4428	96,8697	97,0385	-11,4753	-242,2613	-53,2010	-53,2010	4,8247	-13,5625	11,3496	17,8626	64,95

OBS: valores negativos representam tração

# Carga de Ruína por Flexão

## Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

### Viga VR6

#### Dados da seção transversal

b =	150,0 mm
h =	200,0 mm
cg =	100,0 mm

#### Dados das armaduras

##### Armadura inferior: 2ø8mm

dil =	174,700 mm
As1 =	100,531 mm <sup>2</sup>

##### Armadura superior: 2ø6,0mm

diz =	24,300 mm
As2 =	56,549 mm <sup>2</sup>

##### Manta de PRFC

dr =	201,050 mm
Ar =	15,600 mm <sup>2</sup>

#### Dados do concreto

f <sub>cj</sub> =	33,4 MPa
σ <sub>∞</sub> =	33,4 MPa

##### Aço: CA 50

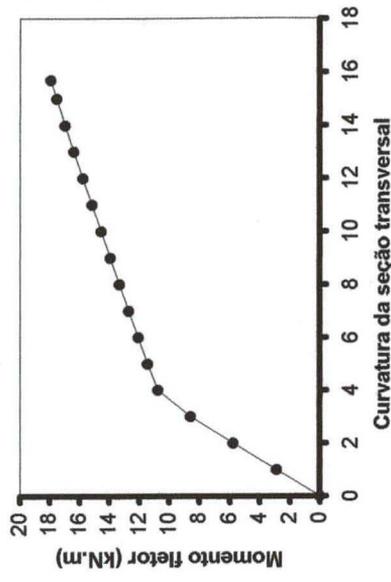
E =	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	529,20 MPa
R <sub>y</sub> =	53,2010 kN

##### Aço: CA 60

E =	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	766,300 MPa
R <sub>y</sub> =	43,333 kN

##### E = 230.000,00 MPa

f <sub>r</sub> =	3,123,00 MPa
R <sub>r</sub> =	48,7188 kN
ε <sub>r,lim</sub> (%) =	13,6



θ (‰)	ε <sub>c</sub> (‰)	R <sub>cc</sub> (kN)		R <sub>s1</sub> (kN) - trechos		R <sub>s1</sub> (kN)	ε <sub>s,1</sub> (‰)	R <sub>cc</sub> (kN)	ε <sub>s,1</sub> (‰)	R <sub>s1</sub> (kN) - trechos		R <sub>s1</sub> (kN)	ε <sub>s,2</sub> (‰)	R <sub>s2</sub> (kN)	ε <sub>s,2</sub> (‰)	R <sub>r</sub> (kN)	R = R <sub>cc</sub> +R <sub>s1</sub> +R <sub>s2</sub> +R <sub>r</sub>	Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
		2a	2b	linear	patamar					linear	patamar									
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
1,0	0,1855	16,7061	482,1321	-14,5248	-53,2010	-14,5248	-0,6880	16,7061	-0,6880	-53,2010	-14,5248	-14,5248	0,0640	0,7600	-0,8198	-2,9413	0,0000	12,4651	2,9021	10,55
2,0	0,3762	33,2231	145,5427	-28,9404	-53,2010	-28,9404	-1,3708	33,2231	-1,3708	-53,2010	-28,9404	-28,9404	0,1332	1,5813	-1,6343	-5,8640	0,0000	12,7484	5,7729	20,99
3,0	0,5726	49,5290	-31,4183	-43,2343	-53,2010	-43,2343	-2,0479	49,5290	-2,0479	-53,2010	-43,2343	-43,2343	0,2081	2,4712	-2,4431	-8,7660	0,0000	13,0601	8,6085	31,30
4,0	0,7509	61,7880	21,1070	-57,9104	-53,2010	-57,9104	-2,7431	61,7880	-2,7431	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2649	3,1461	-3,2701	-11,7330	0,0000	12,9630	10,7757	39,18
5,0	0,8710	64,9809	40,9484	-73,8164	-53,2010	-73,8164	-3,4965	64,9809	-3,4965	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2635	3,1291	-4,1552	-14,9090	0,0000	12,1064	11,4290	41,56
6,0	0,9890	68,2064	53,8240	-89,7669	-53,2010	-89,7669	-4,2520	68,2064	-4,2520	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2600	3,0872	-5,0425	-18,0926	0,0000	11,5307	12,0703	43,89
7,0	1,1063	71,4423	62,9270	-105,7311	-53,2010	-105,7311	-5,0082	71,4423	-5,0082	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2558	3,0374	-5,9305	-21,2785	0,0002	11,1314	12,7032	46,19
8,0	1,2239	74,6729	69,7937	-121,6888	-53,2010	-121,6888	-5,7641	74,6729	-5,7641	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2519	2,9914	-6,8181	-24,4633	0,0000	10,8526	13,3295	48,47
9,0	1,3426	77,8876	75,2514	-137,6243	-53,2010	-137,6243	-6,5189	77,8876	-6,5189	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2491	2,9579	-7,7047	-27,6444	0,0001	10,6617	13,9498	50,73
10,0	1,4629	81,0766	79,7828	-153,5250	-53,2010	-153,5250	-7,2721	81,0766	-7,2721	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2479	2,9439	-8,5896	-30,8195	0,0000	10,5388	14,5645	52,96
11,0	1,5854	84,2319	83,6911	-169,3791	-53,2010	-169,3791	-8,0231	84,2319	-8,0231	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2489	2,9561	-9,4723	-33,9867	0,0004	10,4714	15,1734	55,18
12,0	1,7107	87,3447	87,1761	-185,1755	-53,2010	-185,1755	-8,7713	87,3447	-8,7713	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2527	3,0008	-10,3523	-37,1441	0,0004	10,4514	15,7763	57,37
13,0	1,8393	90,4060	90,3793	-200,9024	-53,2010	-200,9024	-9,5162	90,4060	-9,5162	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2598	3,0846	-11,2290	-40,2896	0,0000	10,4744	16,3725	59,54
14,0	1,9718	93,4068	93,4067	-216,5460	-53,2010	-216,5460	-10,2572	93,4068	-10,2572	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2708	3,2152	-12,1017	-43,4211	0,0000	10,5383	16,9615	61,68
15,0	2,1088	96,3296	96,3368	-232,0929	-53,2010	-232,0929	-10,9937	96,3368	-10,9937	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,2863	3,4003	-12,9699	-46,5361	0,0000	10,6417	17,5425	63,79
15,7	2,2076	98,2969	98,3444	-242,9166	-53,2010	-242,9166	-11,5064	98,3444	-11,5064	-53,2010	-53,2010	-53,2010	0,3000	3,5631	-13,5748	-48,7065	0,0000	10,7334	17,9445	65,25

OBS: valores negativos representam tração

# Carga de Ruína por Flexão

## Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

### Viga VR7

#### Dados da seção transversal

b=	150,0 mm
h=	200,0 mm
cg=	100,0 mm

#### Dados das armaduras

##### Armadura inferior: 2ø8mm

dii=	174,700 mm
Asi=	100,531 mm <sup>2</sup>

##### Manta de PRFC

dr =	200,840 mm
Ar =	15,600 mm <sup>2</sup>

#### Dados do concreto

f <sub>cd</sub> =	31,0 MPa
σ <sub>cc</sub> =	31,0 MPa

#### Aço: CA 50

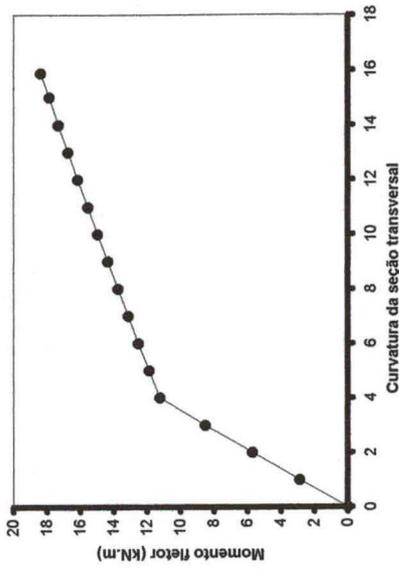
E=	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	562,30 MPa
R <sub>y</sub> =	56,5286 kN

#### Aço: CA 60

E=	210.000,00 MPa
f <sub>y</sub> =	768,70 MPa
R <sub>y</sub> =	43,4692 kN

#### E = 230.000,00 MPa

f <sub>r</sub> =	3.123,00 MPa
R <sub>r</sub> =	48,7188 kN
ε <sub>r,1.im</sub> (‰)	13,6



θ (‰)	ε <sub>c</sub> (‰)	Rcc (kN)		Rs1 (kN) - trechos			Equilíbrio: R=0					Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
		2a	2b	Rcc (kN)	ε <sub>s1</sub> (‰)	linear	patamar	Rs1 (kN)	ε <sub>s2</sub> (‰)	Rs2 (kN)	ε <sub>r</sub> (‰)			
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,00
1,0	0,1914	16,4875	-442,0194	16,4875	-0,6821	-14,4006	-56,5286	-14,4006	0,0699	0,8298	-0,8128	-2,9164	2,8693	10,43
2,0	0,3882	32,7745	-129,4763	32,7745	-1,3588	-28,6858	-56,5286	-28,6858	0,1452	1,7246	-1,6202	-5,8132	5,7056	20,75
3,0	0,5912	48,8374	-23,3943	48,8374	-2,0293	-42,8416	-56,5286	-42,8416	0,2267	2,6921	-2,4214	-8,6880	8,5047	30,93
4,0	0,7992	64,3547	30,8040	64,3547	-2,6948	-56,5286	-56,5286	-56,5286	0,3132	3,7188	-3,2176	-11,5449	11,2138	40,78
5,0	0,9260	67,4391	48,2376	67,4391	-3,4415	-72,6551	-56,5286	-56,5286	0,3185	3,7824	-4,0950	-14,6928	11,8639	43,14
6,0	1,0506	70,5589	59,5042	70,5589	-4,1904	-88,4664	-56,5286	-56,5286	0,3216	3,8187	-4,9746	-17,8490	12,5002	45,46
7,0	1,1744	73,6896	67,4599	73,6896	-4,9401	-104,2923	-56,5286	-56,5286	0,3239	3,8468	-5,8550	-21,0076	13,1269	47,73
8,0	1,2987	76,8139	73,4724	76,8139	-5,6893	-120,1100	-56,5286	-56,5286	0,3267	3,8795	-6,7349	-24,1649	13,7458	49,98
9,0	1,4242	79,9195	78,2753	79,9195	-6,4373	-135,9017	-56,5286	-56,5286	0,3307	3,9268	-7,6136	-27,3177	14,3579	52,21
10,0	1,5516	82,9953	82,2964	82,9953	-7,1834	-151,6529	-56,5286	-56,5286	0,3366	3,9969	-8,4904	-30,4636	14,9634	54,41
11,0	1,6816	86,0316	85,8040	86,0316	-7,9269	-167,3498	-56,5286	-56,5286	0,3451	4,0976	-9,3646	-33,6004	15,5622	56,59
12,0	1,8148	89,0177	88,9766	89,0177	-8,6672	-182,9787	-56,5286	-56,5286	0,3568	4,2365	-10,2356	-36,7255	16,1538	58,74
13,0	1,9519	91,9430	91,9423	91,9430	-9,4036	-198,5246	-56,5286	-56,5286	0,3724	4,4221	-11,1027	-39,8366	16,7376	60,86
14,0	2,0937	94,7914	94,7959	94,7959	-10,1353	-213,9714	-56,5286	-56,5286	0,3927	4,6635	-11,9651	-42,9308	17,3127	62,96
15,0	2,2404	97,5012	97,5730	97,5730	-10,8621	-229,3148	-56,5286	-56,5286	0,4179	4,9630	-12,8226	-46,0074	17,8795	65,02
15,88	2,3734	99,7022	99,9564	99,9564	-11,4977	-242,7345	-56,5286	-56,5286	0,4440	5,2730	-13,5732	-48,7008	18,3722	66,81

OBS: valores negativos representam tração

# Carga de Ruína por Flexão

## Processo Iterativo: Momento Fletor x Curvatura da Seção Transversal

### Viga VR8

#### Dados da seção transversal

b=	150,0 mm
h=	200,0 mm
cg=	100,0 mm

#### Dados das armaduras

##### Armadura inferior: 2ø8mm

di1=	174,700 mm
As1=	100,531 mm <sup>2</sup>

##### Manta de PRFC

dr=	200,860 mm
Ar=	15,600 mm <sup>2</sup>

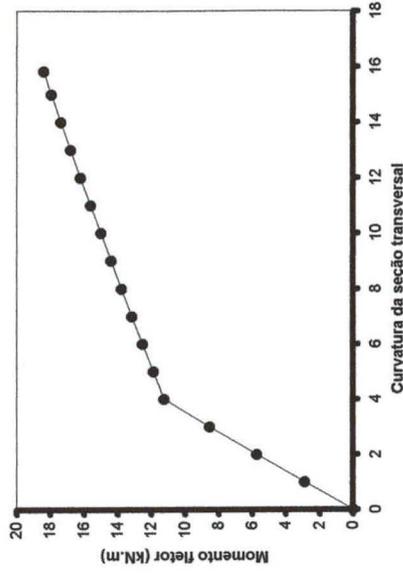
Aço:	CA 50
E=	210.000,00 MPa
fy=	562,30 MPa
Ry=	56,5286 kN

Aço:	CA 60
E=	210.000,00 MPa
fy=	768,70 MPa
Ry=	43,4692 kN

E=	230.000,00 MPa
fr=	3.123,00 MPa
Rr=	48,72 kN
$\epsilon_{r,lim}$ (‰)	13,6

#### Dados do concreto

fcj=	32,0 MPa
$\sigma_{\infty}$ =	32,0 MPa



$\theta$ (‰)	$\epsilon_c$ (‰)	x (mm)	Rcc (kN)		Rs1 (kN) - trechos		Rs2 (kN)	$\epsilon_{s2}$ (‰)	Rr (kN)	Equilíbrio: R=0		Z (mm)	M (kN.m)	P (kN)
			2a	2b	linear	patamar				R=Rec+Rs1+Rs2+Rr	R=0			
0,000	0,000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,00
1,0	0,1889	37,7707	16,5807	-458,7008	-0,6846	-14,4539	-14,4539	0,0674	-2,9258	0,0008	0,0000	12,6925	2,8830	10,48
2,0	0,3830	38,3040	32,9648	-136,1409	-1,3640	-28,7953	-28,7953	0,1400	-5,8325	0,0000	0,0000	12,9857	5,7336	20,85
3,0	0,5832	38,8804	49,1309	-26,7075	-2,0373	-43,0104	-43,0104	0,2187	-8,7177	0,0000	0,0000	13,3090	8,5480	31,08
4,0	0,7868	39,3406	64,5470	28,8349	-2,7072	-57,1528	-56,5286	0,3008	-11,5906	0,0000	0,0000	13,6083	11,2385	40,87
5,0	0,9116	36,4659	67,6629	47,0362	-3,4559	-72,9583	-56,5286	0,3041	-14,7462	0,0000	0,0000	12,6997	11,8904	43,24
6,0	1,0342	34,4727	70,8144	58,8020	-4,2068	-88,8123	-56,5286	0,3052	-17,9099	0,0000	0,0000	12,0892	12,5288	45,56
7,0	1,1560	33,0280	73,9774	67,1059	-4,9585	-104,6818	-56,5286	0,3055	-21,0763	0,0002	0,0000	11,6662	13,1578	47,85
8,0	1,2781	31,9527	77,1350	73,3730	-5,7099	-120,5444	-56,5286	0,3061	-24,2416	0,0000	0,0000	11,3716	13,7792	50,11
9,0	1,4014	31,1416	80,2753	78,3684	-6,4601	-136,3831	-56,5286	0,3079	-27,4027	0,0001	0,0000	11,1714	14,3940	52,34
10,0	1,5264	30,5287	83,3876	82,5380	-7,2086	-152,1836	-56,5286	0,3114	-30,5574	0,0000	0,0000	11,0443	15,0025	54,55
11,0	1,6539	30,0715	86,4627	86,1612	-7,9546	-167,9330	-56,5286	0,3174	-33,7034	0,0003	0,0000	10,9775	15,6045	56,74
12,0	1,7845	29,7410	89,4904	89,4236	-8,6975	-183,6182	-56,5286	0,3265	-36,8385	0,0002	0,0000	10,9628	16,1997	58,91
13,0	1,9187	29,5184	92,4608	92,4575	-9,4368	-199,2252	-56,5286	0,3392	-39,9603	0,0000	0,0000	10,9959	16,7874	61,05
14,0	2,0574	29,3910	95,3627	95,3627	-10,1716	-214,7384	-56,5286	0,3564	-43,0661	0,0000	0,0000	11,0750	17,3668	63,15
15,0	2,2009	29,3451	98,1466	98,1898	-10,9016	-230,1496	-56,5286	0,3784	-46,1547	0,0000	0,0000	11,1937	17,9379	65,23
15,82	2,3221	29,3561	100,2850	100,4539	-11,4967	-242,7128	-56,5286	0,3999	-48,6747	0,0000	0,0000	11,3125	18,4005	66,91

OBS: valores negativos representam tração

**APÊNDICE: 2/4**

**DESLOCAMENTOS VERTICAIS:  
PLANILHAS DE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS**

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VRE

$x$  (estádio I) = 100,65 mm  
 $I$  (estádio I) = 105.463.503,50 mm<sup>4</sup>  
 $x$  (estádio II) = 33,58 mm  
 fissuração = 3,85 kN.m  
 $E_c$  = 33.920,00 MPa  
 $E_{cs}$  = 29.450,00 MPa  
 $u$  = 825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,02
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,06
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,12
8,0	2,20	--	--	--	0,18	0,20
10,0	2,75	--	--	--	0,22	0,30
12,0	3,30	--	--	--	0,27	0,39
14,0	3,85	100,650	56.435.003,046	105.463.503,500	0,36	0,56
16,0	4,40	81,615	33.724.446,499	81.784.010,076	0,53	0,88
18,0	4,95	69,363	24.303.043,240	62.489.652,114	0,78	1,09
20,0	5,50	61,077	19.900.971,651	49.248.920,075	1,10	1,65
22,0	6,05	55,248	17.647.860,486	40.278.037,461	1,48	2,05
24,0	6,60	51,012	16.408.924,681	34.085.846,287	1,91	2,43
26,0	7,15	47,851	15.687.190,593	29.703.246,727	2,37	2,85
28,0	7,70	45,438	15.246.353,856	26.523.497,562	2,86	3,35
30,0	8,25	43,560	14.966.226,406	24.163.431,160	3,36	3,98
32,0	8,80	42,073	14.782.153,513	22.375.831,014	3,87	4,60
34,0	9,35	40,879	14.657.668,156	20.997.257,312	4,38	5,27
36,0	9,90	39,907	14.571.352,169	19.917.032,537	4,89	6,48
38,0	10,45	39,108	14.510.177,876	19.058.507,179	5,40	8,10

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VRE

x (estádio I) =	100,65 mm
I (estádio I) =	105.463.503,50 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	33,58 mm
fissuração =	3,85 kN.m
E <sub>c</sub> =	33.920,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	29.450,00 MPa
u =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,0	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,12	0,02
8,0	2,20	--	--	--	0,16	0,03
10,0	2,75	--	--	--	0,19	0,05
12,0	3,30	--	--	--	0,23	0,07
14,0	3,85	100,650	56.435.003,046	105.463.503,500	0,31	0,10
16,0	4,40	81,615	33.724.446,499	81.784.010,076	0,46	0,23
18,0	4,95	69,363	24.303.043,240	62.489.652,114	0,68	0,32
20,0	5,50	61,077	19.900.971,651	49.248.920,075	0,96	0,59
22,0	6,05	55,248	17.647.860,486	40.278.037,461	1,29	0,98
24,0	6,60	51,012	16.408.924,681	34.085.846,287	1,66	1,34
26,0	7,15	47,851	15.687.190,593	29.703.246,727	2,06	1,70
28,0	7,70	45,438	15.246.353,856	26.523.497,562	2,48	2,18
30,0	8,25	43,560	14.966.226,406	24.163.431,160	2,92	2,60
32,0	8,80	42,073	14.782.153,513	22.375.831,014	3,37	2,98
34,0	9,35	40,879	14.657.668,156	20.997.257,312	3,81	3,24
36,0	9,90	39,907	14.571.352,169	19.917.032,537	4,25	4,59
38,0	10,45	39,108	14.510.177,876	19.058.507,179	4,69	6,84

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR1

x (estádio I) =	100,96 mm
I (estádio I) =	106.244.466,20 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	35,50 mm
fissuração =	4,95 kN.m
Ec =	36.000,00 MPa
Ecs =	29.223,00 MPa
u =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,04
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,08
8,0	2,20	--	--	--	0,17	0,12
10,0	2,75	--	--	--	0,21	0,18
12,0	3,30	--	--	--	0,25	0,25
14,0	3,85	--	--	--	0,29	0,36
16,0	4,40	--	--	--	0,33	0,51
18,0	4,95	100,960	57.673.152,084	106.244.466,200	0,46	0,65
20,0	5,50	85,802	38.914.193,842	87.997.962,391	0,62	1,00
22,0	6,05	75,137	29.605.081,790	71.581.123,289	0,84	1,42
24,0	6,60	67,388	24.616.470,944	59.053.281,443	1,11	1,84
26,0	7,15	61,605	21.772.375,632	49.801.576,371	1,42	2,33
28,0	7,70	57,190	20.066.485,656	42.961.437,484	1,78	2,72
30,0	8,25	53,754	18.999.152,123	37.844.139,964	2,16	3,16
32,0	8,80	51,034	18.307.129,082	33.958.085,810	2,57	3,52
34,0	9,35	48,849	17.844.589,420	30.961.526,153	3,00	3,86
36,0	9,90	47,072	17.527.212,787	28.616.869,463	3,43	4,25
38,0	10,45	45,609	17.304.404,960	26.757.285,066	3,87	4,59
40,0	11,00	44,392	17.144.813,298	25.264.019,168	4,32	4,96
42,0	11,55	43,371	17.028.450,726	24.051.285,764	4,76	5,32
44,0	12,10	42,507	16.942.252,209	23.056.199,805	5,21	5,71
46,0	12,65	41,770	16.877.484,590	22.232.011,555	5,64	6,43
48,0	13,20	41,137	16.828.192,262	21.543.503,583	6,08	7,34
50,0	13,75	40,590	16.790.239,826	20.963.816,211	6,51	8,21
52,0	14,30	40,115	16.760.708,446	20.472.227,529	6,93	9,11
54,0	14,85	39,699	16.737.507,078	20.052.579,638	7,35	10,15
56,0	15,40	39,334	16.719.117,189	19.692.148,322	7,76	11,30
58,0	15,95	39,012	16.704.422,161	19.380.821,034	8,16	12,26
60,0	16,50	38,727	16.692.591,424	19.110.492,043	8,57	13,46
62,0	17,05	38,473	16.683.000,587	18.874.612,431	8,96	14,71

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR1

(estádio I) =	100,96 mm
(estádio I) =	106.244.466,20 mm <sup>4</sup>
(estádio II) =	35,50 mm
fissuração =	4,95 kN.m
Ec =	36.000,00 MPa
Ecs =	29.223,00 MPa
u =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,07	0,03
6,0	1,65	--	--	--	0,11	0,06
8,0	2,20	--	--	--	0,14	0,09
10,0	2,75	--	--	--	0,18	0,14
12,0	3,30	--	--	--	0,22	0,19
14,0	3,85	--	--	--	0,25	0,28
16,0	4,40	--	--	--	0,29	0,40
18,0	4,95	100,960	57.673.152,084	106.244.466,200	0,40	0,53
20,0	5,50	85,802	38.914.193,842	87.997.962,391	0,54	0,84
22,0	6,05	75,137	29.605.081,790	71.581.123,289	0,73	1,17
24,0	6,60	67,388	24.616.470,944	59.053.281,443	0,96	1,53
26,0	7,15	61,605	21.772.375,632	49.801.576,371	1,24	1,94
28,0	7,70	57,190	20.066.485,656	42.961.437,484	1,55	2,27
30,0	8,25	53,754	18.999.152,123	37.844.139,964	1,88	2,66
32,0	8,80	51,034	18.307.129,082	33.958.085,810	2,24	2,96
34,0	9,35	48,849	17.844.589,420	30.961.526,153	2,61	3,29
36,0	9,90	47,072	17.527.212,787	28.616.869,463	2,98	3,60
38,0	10,45	45,609	17.304.404,960	26.757.285,066	3,37	3,90
40,0	11,00	44,392	17.144.813,298	25.264.019,168	3,76	4,23
42,0	11,55	43,371	17.028.450,726	24.051.285,764	4,14	4,54
44,0	12,10	42,507	16.942.252,209	23.056.199,805	4,53	4,88
46,0	12,65	41,770	16.877.484,590	22.232.011,555	4,91	5,46
48,0	13,20	41,137	16.828.192,262	21.543.503,583	5,29	6,23
50,0	13,75	40,590	16.790.239,826	20.963.816,211	5,66	6,96
52,0	14,30	40,115	16.760.708,446	20.472.227,529	6,03	7,68
54,0	14,85	39,699	16.737.507,078	20.052.579,638	6,39	8,56
56,0	15,40	39,334	16.719.117,189	19.692.148,322	6,75	9,59
58,0	15,95	39,012	16.704.422,161	19.380.821,034	7,10	10,46
60,0	16,50	38,727	16.692.591,424	19.110.492,043	7,45	11,35
62,0	17,05	38,473	16.683.000,587	18.874.612,431	7,79	12,35

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR2

(estádio I) = 101,03 mm  
 (estádio I) = 106.708.974,50 mm<sup>4</sup>  
 (estádio II) = 36,56 mm  
 fissuração = 4,95 kN.m  
 E<sub>c</sub> = 33.520,00 MPa  
 E<sub>cs</sub> = 28.120,00 MPa  
 u = 825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,06
8,0	2,20	--	--	--	0,18	0,11
10,0	2,75	--	--	--	0,22	0,16
12,0	3,30	--	--	--	0,27	0,21
14,0	3,85	--	--	--	0,31	0,28
16,0	4,40	--	--	--	0,36	0,42
18,0	4,95	101,030	57.780.800,461	106.708.974,500	0,48	0,70
20,0	5,50	86,101	39.225.361,182	88.420.915,291	0,64	1,00
22,0	6,05	75,598	29.953.820,976	71.993.270,201	0,87	1,29
24,0	6,60	67,966	24.948.499,375	59.441.199,819	1,14	1,68
26,0	7,15	62,271	22.072.027,849	50.155.930,493	1,47	2,10
28,0	7,70	57,922	20.331.776,571	43.279.654,592	1,83	2,59
30,0	8,25	54,538	19.232.740,916	38.127.607,370	2,23	3,06
32,0	8,80	51,859	18.512.944,387	34.209.942,910	2,65	3,45
34,0	9,35	49,708	18.026.581,172	31.185.438,232	3,09	3,84
36,0	9,90	47,957	17.688.929,116	28.816.434,789	3,54	4,23
38,0	10,45	46,516	17.448.890,948	26.935.784,213	4,00	4,61
40,0	11,00	45,318	17.274.630,674	25.424.335,255	4,46	4,99
42,0	11,55	44,313	17.145.737,204	24.195.904,572	4,92	5,38
44,0	12,10	43,461	17.048.787,991	23.187.243,660	5,38	5,87
46,0	12,65	42,736	16.974.753,922	22.351.284,439	5,83	6,74
48,0	13,20	42,112	16.917.436,326	21.652.536,972	6,28	7,60
50,0	13,75	41,574	16.872.500,645	21.063.911,169	6,73	8,37
52,0	14,30	41,105	16.836.864,742	20.564.491,506	7,17	9,50
54,0	14,85	40,696	16.808.303,329	20.137.957,817	7,60	10,44
56,0	15,40	40,337	16.785.187,119	19.771.449,920	8,03	11,54
58,0	15,95	40,020	16.766.307,740	19.454.741,216	8,45	12,53
60,0	16,50	39,739	16.750.758,266	19.179.630,104	8,87	13,47
62,0	17,05	39,488	16.737.850,472	18.939.486,853	9,28	14,92
64,0	17,60	39,265	16.727.056,714	18.728.912,734	9,69	16,02

## DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

### VIGA VR2

(estádio I) =	101,03 mm
(estádio I) =	106.708.974,50 mm <sup>4</sup>
(estádio II) =	36,56 mm
fissuração =	4,95 kN.m
$E_c$ =	33.520,00 MPa
$E_{cs}$ =	28.120,00 MPa
$u$ =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,12	0,05
8,0	2,20	--	--	--	0,16	0,08
10,0	2,75	--	--	--	0,19	0,12
12,0	3,30	--	--	--	0,23	0,16
14,0	3,85	--	--	--	0,27	0,21
16,0	4,40	--	--	--	0,31	0,32
18,0	4,95	101,030	57.780.800,461	106.708.974,500	0,42	0,56
20,0	5,50	86,101	39.225.361,182	88.420.915,291	0,56	0,81
22,0	6,05	75,598	29.953.820,976	71.993.270,201	0,75	1,11
24,0	6,60	67,966	24.948.499,375	59.441.199,819	1,00	1,43
26,0	7,15	62,271	22.072.027,849	50.155.930,493	1,28	1,77
28,0	7,70	57,922	20.331.776,571	43.279.654,592	1,59	2,20
30,0	8,25	54,538	19.232.740,916	38.127.607,370	1,94	2,62
32,0	8,80	51,859	18.512.944,387	34.209.942,910	2,31	2,96
34,0	9,35	49,708	18.026.581,172	31.185.438,232	2,69	3,30
36,0	9,90	47,957	17.688.929,116	28.816.434,789	3,08	3,64
38,0	10,45	46,516	17.448.890,948	26.935.784,213	3,48	3,97
40,0	11,00	45,318	17.274.630,674	25.424.335,255	3,88	4,31
42,0	11,55	44,313	17.145.737,204	24.195.904,572	4,28	4,64
44,0	12,10	43,461	17.048.787,991	23.187.243,660	4,68	5,07
46,0	12,65	42,736	16.974.753,922	22.351.284,439	5,07	5,76
48,0	13,20	42,112	16.917.436,326	21.652.536,972	5,47	6,48
50,0	13,75	41,574	16.872.500,645	21.063.911,169	5,85	7,15
52,0	14,30	41,105	16.836.864,742	20.564.491,506	6,23	8,09
54,0	14,85	40,696	16.808.303,329	20.137.957,817	6,61	8,89
56,0	15,40	40,337	16.785.187,119	19.771.449,920	6,98	9,92
58,0	15,95	40,020	16.766.307,740	19.454.741,216	7,35	10,77
60,0	16,50	39,739	16.750.758,266	19.179.630,104	7,71	11,57
62,0	17,05	39,488	16.737.850,472	18.939.486,853	8,07	12,78
64,0	17,60	39,265	16.727.056,714	18.728.912,734	8,42	13,78

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR3

$x$ (estádio I) =	101,04 mm
$I$ (estádio I) =	106.758.520,50 mm <sup>4</sup>
$x$ (estádio II) =	36,65 mm
fissuração =	4,95 kN.m
$E_c$ =	33.320,00 MPa
$E_{cs}$ =	28.457,00 MPa
$u$ =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,08
8,0	2,20	--	--	--	0,18	0,12
10,0	2,75	--	--	--	0,22	0,18
12,0	3,30	--	--	--	0,27	0,24
14,0	3,85	--	--	--	0,31	0,31
16,0	4,40	--	--	--	0,36	0,40
18,0	4,95	101,040	57.800.128,548	106.758.520,500	0,47	0,68
20,0	5,50	86,129	39.260.043,035	88.466.433,107	0,63	1,08
22,0	6,05	75,639	29.991.256,077	72.037.338,544	0,86	1,30
24,0	6,60	68,016	24.984.598,159	59.482.971,647	1,13	1,72
26,0	7,15	62,328	22.105.628,633	50.194.822,156	1,45	2,22
28,0	7,70	57,985	20.362.747,572	43.315.560,423	1,81	2,74
30,0	8,25	54,605	19.261.295,922	38.160.696,431	2,20	3,15
32,0	8,80	51,929	18.539.388,811	34.240.498,919	2,62	4,04
34,0	9,35	49,780	18.051.219,024	31.213.772,001	3,05	4,52
36,0	9,90	48,032	17.712.032,029	28.842.843,088	3,50	4,85
38,0	10,45	46,593	17.470.691,227	26.960.533,411	3,95	5,15
40,0	11,00	45,396	17.295.323,246	25.447.657,096	4,40	5,42
42,0	11,55	44,391	17.165.484,403	24.217.997,448	4,86	5,74
44,0	12,10	43,541	17.067.724,780	23.208.276,065	5,31	6,07
46,0	12,65	42,816	16.992.992,677	22.371.399,004	5,76	6,53
48,0	13,20	42,194	16.935.070,909	21.671.854,383	6,20	7,02
50,0	13,75	41,656	16.889.609,779	21.082.533,678	6,64	7,72
52,0	14,30	41,188	16.853.514,760	20.582.505,951	7,08	8,37
54,0	14,85	40,780	16.824.550,385	20.155.438,167	7,51	9,42
56,0	15,40	40,421	16.801.078,983	19.788.459,398	7,93	10,32
58,0	15,95	40,104	16.781.885,242	19.471.334,055	8,34	11,27
60,0	16,50	39,823	16.766.056,466	19.195.852,995	8,76	12,50
62,0	17,05	39,573	16.752.899,610	18.955.380,145	9,16	13,17
64,0	17,60	39,350	16.741.882,983	18.744.511,423	9,57	14,97

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR3

x (estádio I) =	101,04 mm
I (estádio I) =	106.758.520,50 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	36,65 mm
fissuração =	4,95 kN.m
E <sub>c</sub> =	33.320,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	28.457,00 MPa
u =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,12	0,07
8,0	2,20	--	--	--	0,16	0,10
10,0	2,75	--	--	--	0,19	0,16
12,0	3,30	--	--	--	0,23	0,20
14,0	3,85	--	--	--	0,27	0,25
16,0	4,40	--	--	--	0,31	0,33
18,0	4,95	101,040	57.800.128,548	106.758.520,500	0,41	0,47
20,0	5,50	86,129	39.260.043,035	88.466.433,107	0,55	0,66
22,0	6,05	75,639	29.991.256,077	72.037.338,544	0,74	0,92
24,0	6,60	68,016	24.984.598,159	59.482.971,647	0,98	1,22
26,0	7,15	62,328	22.105.628,633	50.194.822,156	1,26	1,44
28,0	7,70	57,985	20.362.747,572	43.315.560,423	1,57	1,79
30,0	8,25	54,605	19.261.295,922	38.160.696,431	1,92	2,15
32,0	8,80	51,929	18.539.388,811	34.240.498,919	2,28	2,50
34,0	9,35	49,780	18.051.219,024	31.213.772,001	2,65	2,93
36,0	9,90	48,032	17.712.032,029	28.842.843,088	3,04	3,20
38,0	10,45	46,593	17.470.691,227	26.960.533,411	3,43	3,71
40,0	11,00	45,396	17.295.323,246	25.447.657,096	3,83	4,00
42,0	11,55	44,391	17.165.484,403	24.217.997,448	4,22	4,29
44,0	12,10	43,541	17.067.724,780	23.208.276,065	4,62	4,71
46,0	12,65	42,816	16.992.992,677	22.371.399,004	5,01	5,09
48,0	13,20	42,194	16.935.070,909	21.671.854,383	5,40	5,50
50,0	13,75	41,656	16.889.609,779	21.082.533,678	5,78	6,21
52,0	14,30	41,188	16.853.514,760	20.582.505,951	6,15	7,07
54,0	14,85	40,780	16.824.550,385	20.155.438,167	6,53	7,70
56,0	15,40	40,421	16.801.078,983	19.788.459,398	6,89	8,46
58,0	15,95	40,104	16.781.885,242	19.471.334,055	7,26	9,31
60,0	16,50	39,823	16.766.056,466	19.195.852,995	7,61	10,41
62,0	17,05	39,573	16.752.899,610	18.955.380,145	7,97	10,98
64,0	17,60	39,350	16.741.882,983	18.744.511,423	8,32	11,98

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR4

x (estádio I) =	101,24 mm
I (estádio I) =	108.088.321,40 mm <sup>4</sup>
c (estádio II) =	39,42 mm
fissuração =	4,40 kN.m
Ec =	27.933,00 MPa
Ecs =	26.147,00 MPa
u =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,11	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,16	0,08
8,0	2,20	--	--	--	0,21	0,14
10,0	2,75	--	--	--	0,26	0,21
12,0	3,30	--	--	--	0,32	0,30
14,0	3,85	--	--	--	0,37	0,41
16,0	4,40	101,240	59.928.617,360	108.088.321,400	0,45	0,60
18,0	4,95	85,472	40.773.821,793	88.050.946,345	0,62	0,82
20,0	5,50	74,809	31.878.771,466	70.898.061,032	0,86	1,25
22,0	6,05	67,306	27.352.366,425	58.409.322,809	1,15	1,65
24,0	6,60	61,855	24.877.355,330	49.532.456,388	1,48	2,05
26,0	7,15	57,786	23.443.596,094	43.169.631,304	1,84	2,40
28,0	7,70	54,681	22.572.822,441	38.529.067,145	2,22	2,82
30,0	8,25	52,263	22.022.745,556	35.079.212,173	2,61	3,22
32,0	8,80	50,350	21.663.516,780	32.466.617,358	3,01	3,60
34,0	9,35	48,813	21.422.163,043	30.453.930,411	3,40	4,02
36,0	9,90	47,562	21.255.977,002	28.879.118,349	3,80	4,40
38,0	10,45	46,533	21.139.073,297	27.629.525,991	4,19	4,72
40,0	11,00	45,677	21.055.275,959	26.625.390,868	4,58	5,11
42,0	11,55	44,959	20.994.201,301	25.809.252,536	4,96	5,42
44,0	12,10	44,351	20.949.023,242	25.139.042,086	5,34	5,80
46,0	12,65	43,833	20.915.158,095	24.583.495,369	5,71	6,12
48,0	13,20	43,387	20.889.468,684	24.119.055,821	6,07	6,73
50,0	13,75	43,003	20.869.770,584	23.727.748,057	6,42	7,53
52,0	14,30	42,668	20.854.518,851	23.395.694,711	6,78	8,55
54,0	14,85	42,376	20.842.605,164	23.112.066,461	7,12	9,65
56,0	15,40	42,119	20.833.224,021	22.868.328,333	7,47	10,42
58,0	15,95	41,893	20.825.782,972	22.657.691,606	7,80	11,98
60,0	16,50	41,692	20.819.841,450	22.474.710,403	8,14	12,95
62,0	17,05	41,513	20.815.068,485	22.314.981,395	8,47	14,02
64,0	17,60	41,353	20.811.213,097	22.174.917,914	8,80	14,88
66,0	18,15	41,210	20.808.083,287	22.051.578,345	9,13	16,07
68,0	18,70	41,082	20.805.530,982	21.942.534,562	9,45	17,11
70,0	19,25	40,966	20.803.441,116	21.845.770,182	9,77	17,92
72,0	19,80	40,861	20.801.723,637	21.759.601,253	10,09	18,57

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR4

$x$ (estádio I) =	101,24 mm
$I$ (estádio I) =	108.088.321,40 mm <sup>4</sup>
$x$ (estádio II) =	39,42 mm
fissuração =	4,40 kN.m
$E_c$ =	27.933,00 MPa
$E_{cs}$ =	26.147,00 MPa
$u$ =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,14	0,07
8,0	2,20	--	--	--	0,18	0,13
10,0	2,75	--	--	--	0,23	0,20
12,0	3,30	--	--	--	0,28	0,27
14,0	3,85	--	--	--	0,32	0,34
16,0	4,40	101,240	59.928.617,360	108.088.321,400	0,39	0,51
18,0	4,95	85,472	40.773.821,793	88.050.946,345	0,54	0,69
20,0	5,50	74,809	31.878.771,466	70.898.061,032	0,75	1,05
22,0	6,05	67,306	27.352.366,425	58.409.322,809	1,00	1,39
24,0	6,60	61,855	24.877.355,330	49.532.456,388	1,28	1,73
26,0	7,15	57,786	23.443.596,094	43.169.631,304	1,60	2,04
28,0	7,70	54,681	22.572.822,441	38.529.067,145	1,93	2,42
30,0	8,25	52,263	22.022.745,556	35.079.212,173	2,27	2,76
32,0	8,80	50,350	21.663.516,780	32.466.617,358	2,61	3,09
34,0	9,35	48,813	21.422.163,043	30.453.930,411	2,96	3,43
36,0	9,90	47,562	21.255.977,002	28.879.118,349	3,31	3,77
38,0	10,45	46,533	21.139.073,297	27.629.525,991	3,65	4,09
40,0	11,00	45,677	21.055.275,959	26.625.390,868	3,98	4,39
42,0	11,55	44,959	20.994.201,301	25.809.252,536	4,31	4,67
44,0	12,10	44,351	20.949.023,242	25.139.042,086	4,64	4,96
46,0	12,65	43,833	20.915.158,095	24.583.495,369	4,96	5,30
48,0	13,20	43,387	20.889.468,684	24.119.055,821	5,28	5,78
50,0	13,75	43,003	20.869.770,584	23.727.748,057	5,59	6,44
52,0	14,30	42,668	20.854.518,851	23.395.694,711	5,89	7,31
54,0	14,85	42,376	20.842.605,164	23.112.066,461	6,19	8,23
56,0	15,40	42,119	20.833.224,021	22.868.328,333	6,49	9,04
58,0	15,95	41,893	20.825.782,972	22.657.691,606	6,79	9,65
60,0	16,50	41,692	20.819.841,450	22.474.710,403	7,08	10,25
62,0	17,05	41,513	20.815.068,485	22.314.981,395	7,37	10,91
64,0	17,60	41,353	20.811.213,097	22.174.917,914	7,65	11,56
66,0	18,15	41,210	20.808.083,287	22.051.578,345	7,94	12,33
68,0	18,70	41,082	20.805.530,982	21.942.534,562	8,22	14,28
70,0	19,25	40,966	20.803.441,116	21.845.770,182	8,50	15,28
72,0	19,80	40,861	20.801.723,637	21.759.601,253	8,77	16,28

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR5

$x$ (estádio I) =	101,08 mm
$I$ (estádio I) =	107.004.553,00 mm <sup>4</sup>
$x$ (estádio II) =	37,14 mm
fissuração =	4,40 kN.m
$E_c$ =	32.280,00 MPa
$E_{cs}$ =	26.494,00 MPa
$u$ =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,05
6,0	1,65	--	--	--	0,14	0,12
8,0	2,20	--	--	--	0,18	0,18
10,0	2,75	--	--	--	0,23	0,28
12,0	3,30	--	--	--	0,28	0,37
14,0	3,85	--	--	--	0,32	0,51
16,0	4,40	101,080	58.610.095,283	107.004.553,000	0,45	0,74
18,0	4,95	84,771	38.796.457,792	86.701.183,096	0,62	1,03
20,0	5,50	73,741	29.656.479,013	69.258.692,894	0,87	1,49
22,0	6,05	65,981	25.030.128,393	56.563.490,827	1,17	1,91
24,0	6,60	60,342	22.511.106,372	47.546.201,669	1,52	2,27
26,0	7,15	56,134	21.056.677,791	41.086.405,651	1,90	2,68
28,0	7,70	52,922	20.175.631,236	36.376.946,084	2,32	3,12
30,0	8,25	50,421	19.620.175,378	32.876.709,109	2,75	3,48
32,0	8,80	48,442	19.257.984,737	30.226.305,770	3,19	4,03
34,0	9,35	46,852	19.014.915,260	28.184.606,797	3,63	4,38
36,0	9,90	45,559	18.847.681,831	26.587.105,363	4,07	4,78
38,0	10,45	44,494	18.730.103,022	25.319.477,331	4,52	5,27
40,0	11,00	43,609	18.645.845,890	24.300.803,145	4,95	5,60
42,0	11,55	42,866	18.584.440,846	23.472.800,356	5,38	6,04
44,0	12,10	42,237	18.539.013,377	22.792.803,411	5,81	6,54
46,0	12,65	41,701	18.504.951,672	22.229.106,836	6,23	7,43
48,0	13,20	41,241	18.479.101,731	21.757.822,148	6,64	8,49
50,0	13,75	40,843	18.459.268,756	21.360.720,630	7,04	9,58
52,0	14,30	40,497	18.443.901,189	21.023.729,007	7,44	10,53
54,0	14,85	40,194	18.431.886,352	20.735.864,675	7,84	11,71
56,0	15,40	39,929	18.422.415,767	20.488.471,446	8,22	13,10
58,0	15,95	39,695	18.414.894,875	20.274.663,827	8,61	14,20
60,0	16,50	39,487	18.408.881,560	20.088.917,996	8,99	15,40
62,0	17,05	39,302	18.404.043,679	19.926.767,346	9,36	16,30
64,0	17,60	39,137	18.400.129,329	19.784.573,449	9,73	17,40
66,0	18,15	38,989	18.396.945,774	19.659.352,066	10,10	18,40

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR5

$x$ (estádio I) =	101,08 mm
$I$ (estádio I) =	107.004.553,00 mm <sup>4</sup>
$x$ (estádio II) =	37,14 mm
fissuração =	4,40 kN.m
$E_c$ =	32.280,00 MPa
$E_{cs}$ =	26.494,00 MPa
$u$ =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,05
6,0	1,65	--	--	--	0,12	0,11
8,0	2,20	--	--	--	0,16	0,16
10,0	2,75	--	--	--	0,20	0,24
12,0	3,30	--	--	--	0,24	0,33
14,0	3,85	--	--	--	0,28	0,44
16,0	4,40	101,080	58.610.095,283	107.004.553,000	0,39	0,64
18,0	4,95	84,771	38.796.457,792	86.701.183,096	0,54	0,89
20,0	5,50	73,741	29.656.479,013	69.258.692,894	0,76	1,24
22,0	6,05	65,981	25.030.128,393	56.563.490,827	1,02	1,59
24,0	6,60	60,342	22.511.106,372	47.546.201,669	1,32	1,92
26,0	7,15	56,134	21.056.677,791	41.086.405,651	1,66	2,27
28,0	7,70	52,922	20.175.631,236	36.376.946,084	2,01	2,66
30,0	8,25	50,421	19.620.175,378	32.876.709,109	2,39	2,97
32,0	8,80	48,442	19.257.984,737	30.226.305,770	2,77	3,44
34,0	9,35	46,852	19.014.915,260	28.184.606,797	3,16	3,79
36,0	9,90	45,559	18.847.681,831	26.587.105,363	3,54	4,09
38,0	10,45	44,494	18.730.103,022	25.319.477,331	3,93	4,52
40,0	11,00	43,609	18.645.845,890	24.300.803,145	4,31	4,82
42,0	11,55	42,866	18.584.440,846	23.472.800,356	4,68	5,18
44,0	12,10	42,237	18.539.013,377	22.792.803,411	5,05	5,61
46,0	12,65	41,701	18.504.951,672	22.229.106,836	5,41	6,35
48,0	13,20	41,241	18.479.101,731	21.757.822,148	5,77	7,25
50,0	13,75	40,843	18.459.268,756	21.360.720,630	6,12	8,13
52,0	14,30	40,497	18.443.901,189	21.023.729,007	6,47	8,94
54,0	14,85	40,194	18.431.886,352	20.735.864,675	6,81	9,94
56,0	15,40	39,929	18.422.415,767	20.488.471,446	7,15	10,96
58,0	15,95	39,695	18.414.894,875	20.274.663,827	7,49	11,98
60,0	16,50	39,487	18.408.881,560	20.088.917,996	7,81	13,02
62,0	17,05	39,302	18.404.043,679	19.926.767,346	8,14	13,64
64,0	17,60	39,137	18.400.129,329	19.784.573,449	8,46	14,62
66,0	18,15	38,989	18.396.945,774	19.659.352,066	8,78	16,12

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR6

x (estádio I) =	101,14 mm
I (estádio I) =	107.405.835,60 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	38,04 mm
fissuração =	4,95 kN.m
E <sub>c</sub> =	30.472,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	29.750,00 MPa
u =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,10	0,03
6,0	1,65	--	--	--	0,15	0,12
8,0	2,20	--	--	--	0,19	0,19
10,0	2,75	--	--	--	0,24	0,24
12,0	3,30	--	--	--	0,29	0,32
14,0	3,85	--	--	--	0,34	0,44
16,0	4,40	--	--	--	0,39	0,57
18,0	4,95	101,140	59.099.557,511	107.405.835,600	0,45	0,77
20,0	5,50	86,527	41.021.192,896	89.415.597,427	0,60	1,09
22,0	6,05	76,246	31.990.288,901	73.296.024,095	0,80	1,43
24,0	6,60	68,776	27.124.809,396	60.993.367,326	1,05	1,83
26,0	7,15	63,201	24.339.130,445	51.902.001,659	1,34	2,30
28,0	7,70	58,945	22.662.780,461	45.176.514,862	1,66	2,72
30,0	8,25	55,632	21.611.332,195	40.142.944,930	2,00	3,11
32,0	8,80	53,010	20.928.393,010	36.319.519,878	2,36	3,48
34,0	9,35	50,904	20.471.381,787	33.370.876,359	2,73	3,87
36,0	9,90	49,191	20.157.586,381	31.063.617,534	3,11	4,22
38,0	10,45	47,780	19.937.242,685	29.233.729,670	3,48	4,63
40,0	11,00	46,607	19.779.443,307	27.764.398,305	3,86	5,05
42,0	11,55	45,623	19.664.449,010	26.571.205,389	4,24	5,37
44,0	12,10	44,790	19.579.337,864	25.592.252,669	4,61	5,77
46,0	12,65	44,080	19.515.462,480	24.781.516,726	4,97	6,35
48,0	13,20	43,469	19.466.920,660	24.104.324,378	5,34	7,20
50,0	13,75	42,942	19.429.611,581	23.534.230,289	5,69	8,15
52,0	14,30	42,484	19.400.639,697	23.050.832,450	6,05	9,29
54,0	14,85	42,083	19.377.930,271	22.638.223,061	6,39	10,56
56,0	15,40	41,732	19.359.976,616	22.283.875,632	6,73	11,55
58,0	15,95	41,421	19.345.671,018	21.977.835,518	7,07	12,75
60,0	16,50	41,146	19.334.189,806	21.712.124,242	7,41	13,61

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR6

$x$ (estádio I) =	101,14 mm
(estádio I) =	107.405.835,60 mm <sup>4</sup>
(estádio II) =	38,04 mm
fissuração =	4,95 kN.m
$E_c$ =	30.472,00 MPa
$E_{cs}$ =	29.750,00 MPa
$u$ =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	Xeq (mm)	Iii (mm <sup>4</sup> )	Ieq (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,02
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,10
8,0	2,20	--	--	--	0,17	0,17
10,0	2,75	--	--	--	0,21	0,21
12,0	3,30	--	--	--	0,25	0,28
14,0	3,85	--	--	--	0,30	0,38
16,0	4,40	--	--	--	0,34	0,50
18,0	4,95	101,140	59.099.557,511	107.405.835,600	0,39	0,65
20,0	5,50	86,527	41.021.192,896	89.415.597,427	0,52	0,92
22,0	6,05	76,246	31.990.288,901	73.296.024,095	0,70	1,21
24,0	6,60	68,776	27.124.809,396	60.993.367,326	0,92	1,54
26,0	7,15	63,201	24.339.130,445	51.902.001,659	1,17	1,96
28,0	7,70	58,945	22.662.780,461	45.176.514,862	1,44	2,31
30,0	8,25	55,632	21.611.332,195	40.142.944,930	1,74	2,66
32,0	8,80	53,010	20.928.393,010	36.319.519,878	2,05	2,97
34,0	9,35	50,904	20.471.381,787	33.370.876,359	2,37	3,32
36,0	9,90	49,191	20.157.586,381	31.063.617,534	2,70	3,65
38,0	10,45	47,780	19.937.242,685	29.233.729,670	3,03	4,01
40,0	11,00	46,607	19.779.443,307	27.764.398,305	3,36	4,34
42,0	11,55	45,623	19.664.449,010	26.571.205,389	3,68	4,63
44,0	12,10	44,790	19.579.337,864	25.592.252,669	4,01	5,02
46,0	12,65	44,080	19.515.462,480	24.781.516,726	4,33	5,50
48,0	13,20	43,469	19.466.920,660	24.104.324,378	4,64	6,14
50,0	13,75	42,942	19.429.611,581	23.534.230,289	4,95	6,94
52,0	14,30	42,484	19.400.639,697	23.050.832,450	5,26	7,91
54,0	14,85	42,083	19.377.930,271	22.638.223,061	5,56	8,98
56,0	15,40	41,732	19.359.976,616	22.283.875,632	5,86	9,75
58,0	15,95	41,421	19.345.671,018	21.977.835,518	6,15	11,29
60,0	16,50	41,146	19.334.189,806	21.712.124,242	6,44	12,91

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR7

x (estádio I) =	101,16 mm
(estádio I) =	107.576.428,70 mm <sup>4</sup>
(estádio II) =	38,47 mm
fissuração =	4,40 kN.m
E <sub>c</sub> =	29.636,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	25.221,00 MPa
u =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0,00
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,10	0,01
6,0	1,65	--	--	--	0,15	0,06
8,0	2,20	--	--	--	0,20	0,14
10,0	2,75	--	--	--	0,25	0,21
12,0	3,30	--	--	--	0,30	0,29
14,0	3,85	--	--	--	0,35	0,39
16,0	4,40	101,160	59.299.562,555	107.576.428,700	0,47	0,52
18,0	4,95	85,170	39.862.837,667	87.420.256,884	0,65	0,90
20,0	5,50	74,356	30.856.892,662	70.137.295,114	0,90	1,10
22,0	6,05	66,748	26.281.129,762	57.553.250,766	1,21	1,55
24,0	6,60	61,220	23.781.531,035	48.609.648,862	1,56	1,86
26,0	7,15	57,094	22.334.192,505	42.199.474,677	1,95	2,31
28,0	7,70	53,944	21.455.194,155	37.524.462,408	2,36	2,70
30,0	8,25	51,493	20.899.724,555	34.048.901,599	2,79	3,06
32,0	8,80	49,553	20.536.721,460	31.416.684,865	3,22	3,54
34,0	9,35	47,994	20.292.585,630	29.388.723,968	3,66	3,90
36,0	9,90	46,726	20.124.264,767	27.801.820,997	4,09	4,24
38,0	10,45	45,682	20.005.671,514	26.542.517,655	4,53	4,60
40,0	11,00	44,814	19.920.504,812	25.530.483,941	4,95	4,92
42,0	11,55	44,086	19.858.299,505	24.707.849,462	5,37	5,26
44,0	12,10	43,469	19.812.174,062	24.032.243,406	5,79	5,68
46,0	12,65	42,944	19.777.505,583	23.472.175,480	6,19	6,07
48,0	13,20	42,492	19.751.128,255	23.003.917,160	6,60	6,67
50,0	13,75	42,102	19.730.836,167	22.609.360,543	6,99	7,24
52,0	14,30	41,763	19.715.067,882	22.274.524,910	7,38	8,01
54,0	14,85	41,466	19.702.702,180	21.988.499,466	7,76	8,82
56,0	15,40	41,206	19.692.923,312	21.742.684,370	8,14	9,56
58,0	15,95	40,976	19.685.130,572	21.530.238,803	8,52	10,88
60,0	16,50	40,773	19.678.876,669	21.345.674,693	8,88	12,06
62,0	17,05	40,591	19.673.825,103	21.184.554,284	9,25	13,07
64,0	17,60	40,430	19.669.720,301	21.043.262,620	9,61	14,06
66,0	18,15	40,285	19.666.366,429	20.918.834,689	9,97	15,09
68,0	18,70	40,154	19.663.612,181	20.808.822,899	10,33	16,44
70,0	19,25	40,036	19.661.339,755	20.711.194,578	10,68	17,42
72,0	19,80	39,930	19.659.456,768	20.624.252,071	11,03	18,86

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR7

x (estádio I) =	101,16 mm
I (estádio I) =	107.576.428,70 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	38,47 mm
fissuração =	4,40 kN.m
E <sub>c</sub> =	29.636,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	25.221,00 MPa
u =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,00
6,0	1,65	--	--	--	0,13	0,04
8,0	2,20	--	--	--	0,17	0,11
10,0	2,75	--	--	--	0,22	0,18
12,0	3,30	--	--	--	0,26	0,26
14,0	3,85	--	--	--	0,30	0,34
16,0	4,40	101,160	59.299.562,555	107.576.428,700	0,41	0,46
18,0	4,95	85,170	39.862.837,667	87.420.256,884	0,57	0,85
20,0	5,50	74,356	30.856.892,662	70.137.295,114	0,78	0,96
22,0	6,05	66,748	26.281.129,762	57.553.250,766	1,05	1,48
24,0	6,60	61,220	23.781.531,035	48.609.648,862	1,36	1,77
26,0	7,15	57,094	22.334.192,505	42.199.474,677	1,69	2,16
28,0	7,70	53,944	21.455.194,155	37.524.462,408	2,05	2,55
30,0	8,25	51,493	20.899.724,555	34.048.901,599	2,42	2,92
32,0	8,80	49,553	20.536.721,460	31.416.684,865	2,80	3,29
34,0	9,35	47,994	20.292.585,630	29.388.723,968	3,18	3,64
36,0	9,90	46,726	20.124.264,767	27.801.820,997	3,56	3,98
38,0	10,45	45,682	20.005.671,514	26.542.517,655	3,94	4,35
40,0	11,00	44,814	19.920.504,812	25.530.483,941	4,31	4,67
42,0	11,55	44,086	19.858.299,505	24.707.849,462	4,67	5,06
44,0	12,10	43,469	19.812.174,062	24.032.243,406	5,03	5,45
46,0	12,65	42,944	19.777.505,583	23.472.175,480	5,39	5,92
48,0	13,20	42,492	19.751.128,255	23.003.917,160	5,74	6,50
50,0	13,75	42,102	19.730.836,167	22.609.360,543	6,08	7,00
52,0	14,30	41,763	19.715.067,882	22.274.524,910	6,42	7,70
54,0	14,85	41,466	19.702.702,180	21.988.499,466	6,75	8,40
56,0	15,40	41,206	19.692.923,312	21.742.684,370	7,08	9,05
58,0	15,95	40,976	19.685.130,572	21.530.238,803	7,40	10,01
60,0	16,50	40,773	19.678.876,669	21.345.674,693	7,73	11,00
62,0	17,05	40,591	19.673.825,103	21.184.554,284	8,04	11,91
64,0	17,60	40,430	19.669.720,301	21.043.262,620	8,36	12,84
66,0	18,15	40,285	19.666.366,429	20.918.834,689	8,67	13,64
68,0	18,70	40,154	19.663.612,181	20.808.822,899	8,98	14,85
70,0	19,25	40,036	19.661.339,755	20.711.194,578	9,29	15,74
72,0	19,80	39,930	19.659.456,768	20.624.252,071	9,60	17,09

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO TRAMO

## VIGA VR8

x (estádio I) =	101,10 mm
I (estádio I) =	107.160.600,80 mm <sup>4</sup>
x (estádio II) =	37,57 mm
fissuração =	4,95 kN.m
E <sub>c</sub> =	31.381,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	30.750,00 MPa
u =	825,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,05	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,09	0,03
6,0	1,65	--	--	--	0,14	0,07
8,0	2,20	--	--	--	0,19	0,17
10,0	2,75	--	--	--	0,24	0,22
12,0	3,30	--	--	--	0,28	0,27
14,0	3,85	--	--	--	0,33	0,30
16,0	4,40	--	--	--	0,38	0,37
18,0	4,95	101,100	58.795.575,951	107.160.600,800	0,44	0,67
20,0	5,50	86,389	40.589.345,107	89.119.790,507	0,58	0,89
22,0	6,05	76,039	31.503.251,154	72.941.423,875	0,78	1,34
24,0	6,60	68,519	26.611.342,541	60.593.060,869	1,03	1,69
26,0	7,15	62,907	23.811.720,271	51.468.221,821	1,31	2,21
28,0	7,70	58,622	22.127.319,281	44.718.158,285	1,62	2,59
30,0	8,25	55,287	21.070.825,072	39.666.216,629	1,96	2,99
32,0	8,80	52,648	20.384.488,952	35.828.772,531	2,32	3,34
34,0	9,35	50,528	19.925.050,266	32.869.222,124	2,68	3,69
36,0	9,90	48,802	19.609.434,893	30.553.330,632	3,05	4,06
38,0	10,45	47,383	19.387.674,379	28.716.507,060	3,43	4,43
40,0	11,00	46,202	19.228.739,437	27.241.530,304	3,81	4,82
42,0	11,55	45,211	19.112.814,273	26.043.689,597	4,18	5,25
44,0	12,10	44,372	19.026.926,547	25.060.871,751	4,55	5,86
46,0	12,65	43,657	18.962.394,244	24.246.892,689	4,92	7,00
48,0	13,20	43,043	18.913.290,478	23.566.957,233	5,28	7,78
50,0	13,75	42,512	18.875.496,254	22.994.526,092	5,64	8,58
52,0	14,30	42,051	18.846.102,291	22.509.123,992	5,99	9,49
54,0	14,85	41,648	18.823.023,223	22.094.785,355	6,34	10,35
56,0	15,40	41,293	18.804.743,987	21.738.937,664	6,68	11,11
58,0	15,95	40,981	18.790.150,160	21.431.589,273	7,02	12,04
60,0	16,50	40,704	18.778.412,628	21.164.731,708	7,35	12,72
62,0	17,05	40,457	18.768.908,009	20.931.894,953	7,68	13,67
64,0	17,60	40,237	18.761.163,018	20.727.813,108	8,00	14,52
66,0	18,15	40,040	18.754.815,051	20.548.170,585	8,33	15,37
68,0	18,70	39,862	18.749.583,949	20.389.407,664	8,65	16,36
70,0	19,25	39,702	18.745.251,538	20.248.570,246	8,96	17,36
72,0	19,80	39,558	18.741.646,656	20.123.192,815	9,28	18,31
74,0	20,35	39,426	18.738.634,094	20.011.206,572	9,59	19,27
76,0	20,90	39,307	18.736.106,345	19.910.866,814	9,90	20,48
78,0	21,45	39,197	18.733.977,405	19.820.695,126	10,20	21,64

# DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

## VIGA VR8

x (estádio I) =	101,10 mm
I (estádio I) =	107.160.600,80 mm <sup>4</sup>
(estádio II) =	37,57 mm
fissuração =	4,95 kN.m
E <sub>c</sub> =	31.381,00 MPa
E <sub>cs</sub> =	30.750,00 MPa
u =	550,0 mm

Carga (kN)	M (kN.m)	X <sub>eq</sub> (mm)	I <sub>ii</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>eq</sub> (mm <sup>4</sup> )	Deslocamentos (mm)	
					teórico	experimental
0,0	0,00	--	--	--	0,00	0
2,0	0,55	--	--	--	0,04	0,00
4,0	1,10	--	--	--	0,08	0,03
6,0	1,65	--	--	--	0,12	0,05
8,0	2,20	--	--	--	0,16	0,15
10,0	2,75	--	--	--	0,21	0,18
12,0	3,30	--	--	--	0,25	0,22
14,0	3,85	--	--	--	0,29	0,26
16,0	4,40	--	--	--	0,33	0,33
18,0	4,95	101,100	58.795.575,951	107.160.600,800	0,38	0,49
20,0	5,50	86,389	40.589.345,107	89.119.790,507	0,51	0,73
22,0	6,05	76,039	31.503.251,154	72.941.423,875	0,68	1,16
24,0	6,60	68,519	26.611.342,541	60.593.060,869	0,89	1,45
26,0	7,15	62,907	23.811.720,271	51.468.221,821	1,14	1,85
28,0	7,70	58,622	22.127.319,281	44.718.158,285	1,41	2,19
30,0	8,25	55,287	21.070.825,072	39.666.216,629	1,71	2,53
32,0	8,80	52,648	20.384.488,952	35.828.772,531	2,01	2,84
34,0	9,35	50,528	19.925.050,266	32.869.222,124	2,33	3,14
36,0	9,90	48,802	19.609.434,893	30.553.330,632	2,66	3,46
38,0	10,45	47,383	19.387.674,379	28.716.507,060	2,98	3,80
40,0	11,00	46,202	19.228.739,437	27.241.530,304	3,31	4,13
42,0	11,55	45,211	19.112.814,273	26.043.689,597	3,64	4,48
44,0	12,10	44,372	19.026.926,547	25.060.871,751	3,96	4,98
46,0	12,65	43,657	18.962.394,244	24.246.892,689	4,28	5,98
48,0	13,20	43,043	18.913.290,478	23.566.957,233	4,59	6,65
50,0	13,75	42,512	18.875.496,254	22.994.526,092	4,90	7,33
52,0	14,30	42,051	18.846.102,291	22.509.123,992	5,21	8,10
54,0	14,85	41,648	18.823.023,223	22.094.785,355	5,51	8,81
56,0	15,40	41,293	18.804.743,987	21.738.937,664	5,81	9,53
58,0	15,95	40,981	18.790.150,160	21.431.589,273	6,10	10,20
60,0	16,50	40,704	18.778.412,628	21.164.731,708	6,39	10,87
62,0	17,05	40,457	18.768.908,009	20.931.894,953	6,68	11,71
64,0	17,60	40,237	18.761.163,018	20.727.813,108	6,96	12,50
66,0	18,15	40,040	18.754.815,051	20.548.170,585	7,24	13,39
68,0	18,70	39,862	18.749.583,949	20.389.407,664	7,52	14,18
70,0	19,25	39,702	18.745.251,538	20.248.570,246	7,79	14,92
72,0	19,80	39,558	18.741.646,656	20.123.192,815	8,07	15,75
74,0	20,35	39,426	18.738.634,094	20.011.206,572	8,34	16,75
76,0	20,90	39,307	18.736.106,345	19.910.866,814	8,61	17,85
78,0	21,45	39,197	18.733.977,405	19.820.695,126	8,87	18,95

**APÊNDICE: 3/4**

**CARGA TEÓRICA DE RUÍNA POR DESPRENDIMENTO DO REFORÇO  
(VIGAS VR1 E VR2):  
SEQUÊNCIA DE CÁLCULO**

## CARGA DE RUÍNA POR DESPRENDIMENTO DO REFORÇO

### Seqüência de cálculo

#### VIGA VRI

- Tensão máxima de cisalhamento que causa o início do desprendimento do reforço ( $\tau_{Máx}$ ):

$$\tau_{Máx} = \frac{5,4}{1 + k_1 \cdot \text{tg}33^\circ} \quad (1)$$

$$k_1 = t_R \cdot \left( \frac{k_n}{4 \cdot E_R \cdot I_R} \right)^{1/4} \quad (2)$$

$$k_n = E_A \cdot \frac{b_A}{t_A} \quad (3)$$

Etapas para obtenção de  $\tau_{Máx}$

Equação	Parâmetros	Resultado da equação
(3)	$E_A = 3.800\text{MPa}$ $b_A = 120\text{mm}$ $t_A = 0,78\text{mm}$	$k_n = 584.615,385\text{MPa}$
(2)	$t_R = 0,13\text{mm}$ $E_R = 230.000\text{MPa}$ $I_R = 0,0220\text{mm}^4$	$k_1 = 0,3015$
(1)	$k_1 = 0,3015$	$\tau_{Máx} = 4,516\text{MPa}$

- Tensões de cisalhamento e normal,  $\tau_0$  e  $\sigma_0$ , respectivamente, no adesivo e na extremidade da manta:

$$\tau_0 = \left[ V + \left( \frac{k_s}{E_R \cdot b_R \cdot t_R} \right)^{1/2} \cdot M_e \right] \cdot \frac{b_R \cdot t_R}{I \cdot b_A} (d_R - x) \quad (4)$$

$$k_S = G_A \cdot \frac{b_A}{t_A} \quad (5)$$

$$I = \frac{E_C \cdot b_w \cdot x^3}{3 \cdot E_R} + A_{sI} \cdot (d - x)^2 + b_R \cdot t_R \cdot (d_R - x)^2 \quad (6)$$

$$\sigma_0 = \tau_0 \cdot k_1 \quad (7)$$

Etapas para obtenção de  $\tau_0$  e  $\sigma_0$

Equação	Parâmetros	Resultado da equação
(5)	$G_A = 1.520\text{MPa}$ $b_A = 120\text{mm}$ $t_A = 0,78\text{mm}$	$k_S = 233.846,154\text{MPa}$
(4) e (6)	$E_C = 36.000\text{MPa}$ $E_R = 230.000\text{MPa}$ $b_w = 150\text{mm}$ $A_{sI} = 100,5\text{mm}^2$ $d = 174,7\text{mm}$ $b_R = 120\text{mm}$ $t_R = 0,13\text{mm}$ $d_R = 200,86\text{mm}$	$I = \text{processo iterativo}$ $\tau_0 = \text{processo iterativo}$

Iterações para obtenção de I e conseqüentemente de  $\tau_0$

P (N)	V (N)	$M_e$ (N.mm)	x (mm)	I (mm <sup>4</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
10.516	5.258,0	394.350,0	37,428	2.720.789,482	0,827
20.917	10.458,7	784.389,8	37,953	2.721.169,237	1,640
31.188	15.594,2	1.169.565,0	38,520	2.722.203,180	2,436
41.479	20.739,5	1.555.462,5	35,199	2.725.202,303	3,302
55.907	27.953,9	2.096.538,8	28,998	2.785.122,898	4,518

OBS:

\*  $M_e$  é o momento fletor atuante na extremidade do reforço: (P/2).75mm;

\* x é obtido pela planilha de momento fletor versus curvatura da seção transversal.

Com  $\tau_0 = 4,52\text{N/mm}^2$ , de acordo com a equação 7,  $\sigma_0$  será de  $1,36\text{N/mm}^2$ . Esses dois valores aqui obtidos se enquadraram na faixa entre 3 e  $5\text{ N/mm}^2$  – para a tensão de cisalhamento e entre 1 e  $2\text{ N/mm}^2$  para a tensão normal, conforme comentário no item 4.2.1 do capítulo 4.

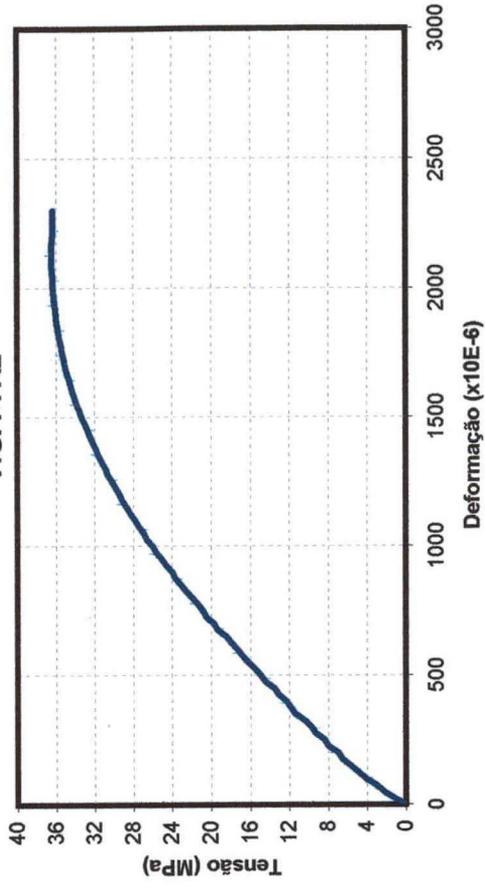
Portanto a carga necessária para se atingir a uma tensão de cisalhamento de  $4,52\text{N/mm}^2$  na extremidade da manta é de  $55,9\text{kN}$ .

O procedimento para obtenção da carga de ruína por desprendimento do reforço para a viga VR2, é análogo ao descrito para a viga VR1.

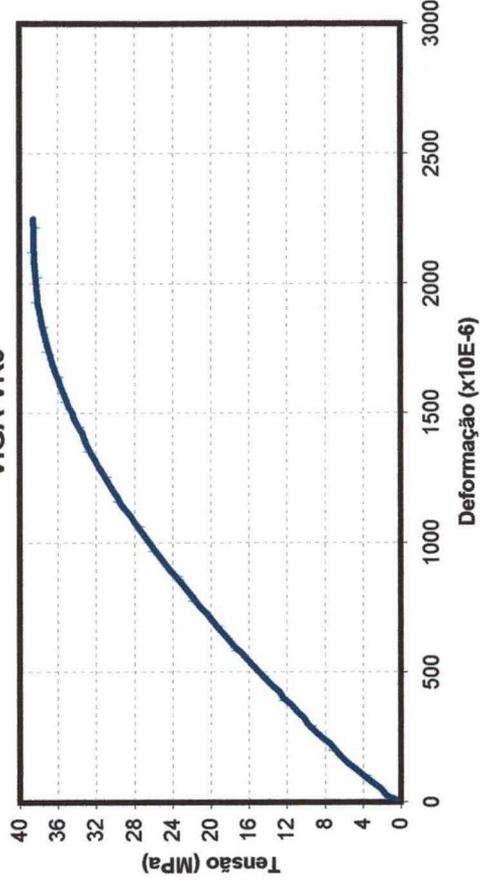
**APÊNDICE: 4/4**

**DIAGRAMAS TENSÃO versus DEFORMAÇÃO DO CONCRETO**

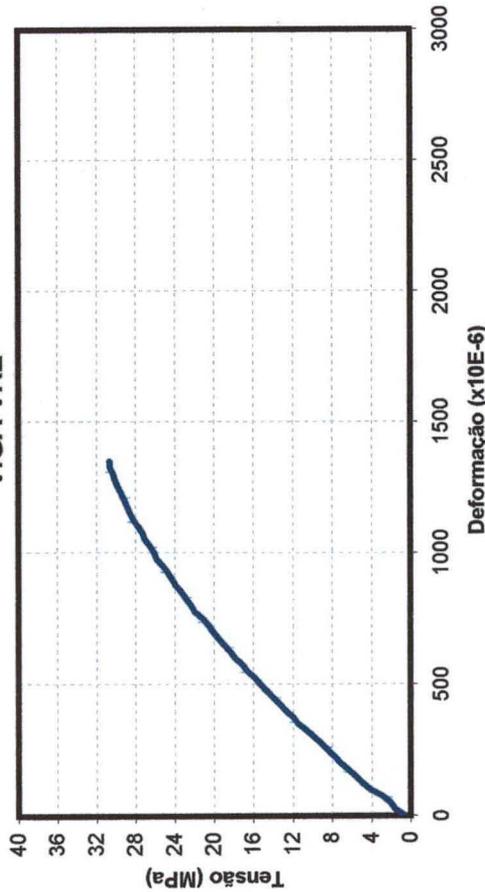
VIGA VR2



VIGA VR3



VIGA VRE



VIGA VR1

