

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

**Reforço à Flexão de Vigas de Concreto de Elevada Resistência
por Meio da Colagem de Manta Polimérica Reforçada com
Fibras de Carbono**

Augusto Ottoni Bueno da Silva

**Campinas-SP
2001**

**UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE**



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

**Reforço à Flexão de Vigas de Concreto de Elevada Resistência
por Meio da Colagem de Manta Polimérica Reforçada com
Fibras de Carbono**

Augusto Ottoni Bueno da Silva

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior

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

**Campinas-SP
2001**

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.	
Prof. Dr.	
Matrícula:	214124

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

Si38r

Silva, Augusto Ottoni Bueno da

Reforço à flexão de vigas de concreto de elevada resistência por meio da colagem de manta polimérica reforçada com fibras de carbono / Augusto Ottoni Bueno da Silva. --Campinas, SP: [s.n.], 2001.

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

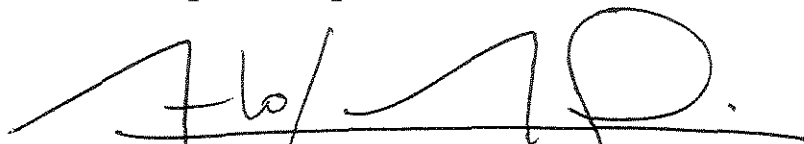
1. Flexão (Engenharia civil). 2. Vigas. 3. Concreto de alta resistência. 4. Polímeros. 5. Engenharia de estruturas. I. Silva, Augusto Ottoni Bueno da. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

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

**Reforço à Flexão de Vigas de Concreto de Elevada Resistência
por meio da Colagem de Manta Polimérica Reforçada com
Fibras de Carbono**

Augusto Ottoni Bueno da Silva

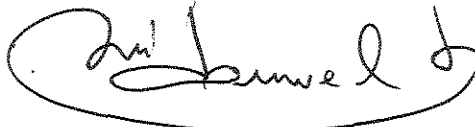
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora constituída por:



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



**Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior
FEC - UNICAMP**



**Prof. Dr. José Samuel Giongo
EESC - USP**

Campinas, 05 de fevereiro de 2001.

DEDICATÓRIA

A minha avó,
que também foi mãe,
Julieta
(in memoriam)

AGRADECIMENTOS

A REAX Indústria e Comércio, atual FOSROC REAX, pelo fornecimento da manta de PRFC e das resinas, e, pelo apoio técnico, fundamental na realização deste trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais e Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, em especial ao Marcelo e ao Luciano.

Ao orientador Armando Lopes Moreno Júnior por ter confiado na importância deste estudo e se empenhado na obtenção dos materiais e serem empregados nos ensaios.

A arquiteta Ana Aparecida Villanueva Rodrigues por compreender a importância do estudo acadêmico na vida profissional.

Aos meus pais, Antonio e Maria José, e ao meu tio Paulo, pelo carinho e por sempre me incentivarem a continuar estudando.

A minha esposa, Renata Cristina Liu, pelo amor, pela ajuda e por não ter deixado em nenhum momento que eu desistisse desta jornada.

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

SUMÁRIO

	Página
LISTA DE FIGURAS	. xvii
LISTA DE TABELAS	. xxxi
LISTA DE SÍMBOLOS	. xxxv
RESUMO	. xli
1 INTRODUÇÃO	. 001
2 MATERIAIS POLIMÉRICOS REFORÇADOS COM FIBRAS	. 005
2.1 Os Materiais Compósitos Reforçados com Fibras	. 009
2.1.1 A Matriz Polimérica	. 011
2.1.1.1 As Matrizes Termofixas e Termoplásticas	. 012
2.1.1.2 As Resinas Epóxi	. 013
2.1.2 As Armaduras	. 015
2.1.2.1 As Fibras de Vidro	. 016
2.1.2.2 As Fibras de Carbono	. 016
2.1.2.3 As Fibras de Aramida	. 017
2.1.2.4 Comparações entre as Fibras	. 018
2.1.3 Formas Comerciais dos Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC)	. 020
2.1.3.1 Laminados	. 020
2.1.3.2 Folhas e Mantas Flexíveis Unidirecionais	. 021
2.1.3.3 Tecidos	. 021
2.1.3.4 Comparação entre Formas de PRFC Comercializadas	. 022
2.1.4 Formas Comerciais dos Sistemas de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)	. 022
2.2 Materiais Compósitos na Engenharia Civil	. 023

2.2.1	A Utilização de Materiais Compósitos Reforçados com Fibras para Armar Estruturas de Concreto	. 025
2.2.1.1	A Substituição da Armadura de Aço pela Armadura de PRF	. 026
2.2.2	Reforço por Meio da Colagem de Material Plástico Reforçado com Fibras	. 028
3	REFORÇO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA COLAGEM DE CHAPAS DE AÇO OU DE MATERIAL POLIMÉRICO REFORÇADO COM FIBRAS	. 031
3.1	Reforço à Flexão em Vigas de Concreto Armado por Meio da Colagem de Chapas de Aço	. 031
3.1.1	Aplicações em Campo e Metodologia Construtiva do Reforço com de Chapas de Aço	. 032
3.1.1.1	Aplicações em Campo do Reforço com Chapas de Aço	. 032
3.1.1.2	Metodologia Construtiva do Reforço com Chapas de Aço	. 035
3.1.2	Investigações Experimentais e Considerações sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Chapas de Aço e Submetidas à Flexão Simples	. 037
3.1.2.1	Rigidez, Fissuração, Deformações, Ductilidade e Capacidade Última	. 038
3.1.2.2	Mecanismos de Incremento de Ancoragem	. 041
3.1.2.3	Tensão Normal e de Cisalhamento no Adesivo	. 044
3.1.2.4	Corrosão	. 053
3.2	Aplicações em Campo e Metodologia Construtiva do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras	. 054
3.2.1	Aplicações em Campo do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras	. 054
3.2.2	Metodologia Construtiva do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras	. 059
3.2.2.1	Temperatura e Umidade	. 060
3.2.2.2	Equipamentos	. 061
3.2.2.3	Qualidade do Concreto e das Barras de Aço	. 061
3.2.2.4	Preparação da Superfície do Substrato	. 062

3.2.2.5	Mistura das Resinas	. 063
3.2.2.6	Aplicação dos Materiais Constituintes	. 063
3.2.2.7	Alinhamento das Fibras e Sobreposição de Camadas e nas Emendas	. 065
3.2.2.8	Cura das Resinas e Proteção Temporária do Sistema	. 065
3.3	Investigações Experimentais sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Material Polimérico Reforçado com Fibras Submetidas à Flexão Simples	. 066
3.3.1	Saadatmanesh e Ehsani	. 068
3.3.1.1	Saadatmanesh e Ehsani, 1990	. 069
3.3.1.2	Saadatmanesh e Ehsani, 1991	. 075
3.3.1.3	Saadatmanesh e Ehsani, 1997	. 087
3.3.2	Arduini	. 098
3.3.2.1	Arduini, 1997	. 099
3.3.3	Ross	. 109
3.3.3.1	Ross, 1999	. 110
3.4	Considerações sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Material Polimérico Reforçado com Fibras Submetidas à Flexão Simples	. 117
3.4.1	Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1990	. 118
3.4.2	Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1991	. 119
3.4.3	Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1997	. 131
3.4.4	Considerações a Respeito do Trabalho de Arduini e Equipe Realizado em 1997	. 134
3.4.5	Considerações a Respeito do Trabalho de Ross e Equipe Realizado em 1999	. 137
3.4.6	Considerações a Respeito do Momento Fletor de Início de Descolamento	. 141
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	. 145
4.1	Detalhes Gerais das Vigas Experimentadas	. 148
4.1.1	Caracterização	. 148

4.1.2	Forma das Vigas	. 149
4.1.3	Esquema Estático e de Carregamento	. 149
4.1.4	Armaduras	. 150
4.1.5	Posicionamento das Mantas	. 152
4.2	Características dos Materiais Empregados nos Experimentos	. 156
4.2.1	Concreto	. 156
4.2.1.1	Traço	. 157
4.2.1.2	Cimento	. 158
4.2.1.3	Sílica Ativa	. 158
4.2.1.4	Agregados	. 159
4.2.1.5	Aditivos	. 160
4.2.2	Armaduras	. 160
4.2.3	Manta de PRFC	. 162
4.2.4	Primário, Massa e Saturante	. 165
4.2.4.1	Primário	. 165
4.2.4.2	Massa	. 166
4.2.4.3	Saturante	. 167
4.2.5	Adesivo	. 169
4.3	Execução, Desforma e Cura das Vigas	. 170
4.4	Metodologia de Colagem das Mantas	. 171
4.5	Instrumentação	. 180
4.5.1	Medidas de Deformação nas Armaduras	. 180
4.5.2	Medidas de Deformação no Concreto	. 182
4.5.3	Medidas de Deformação na Manta de PRFC	. 183
4.5.4	Medidas de Deslocamentos Verticais	. 186
4.6	Sistema de Aplicação de Cargas	. 187
4.7	Valores Estimados para os Momentos Fletores Resistentes	. 191
4.7.1	Viga VT	. 193
4.7.2	Vigas VR1Ca e VR1Cb	. 193
4.7.2.1	O Momento Fletor de Início de Descolamento	. 194

4.7.3	Vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X	. 198
4.7.4	A Influência dos Mecanismos de Incremento de Ancoragem	. 198
4.7.4.1	Dimensionamento do Laço: Primeiro Caso	. 199
4.7.4.2	Dimensionamento do Laço: Segundo Caso	. 205
4.7.4.3	Dimensões Adotadas para os Laços	. 207
4.7.5	Resumo dos Valores Estimados de Momentos Fletores Resistentes	. 209
4.8	Desenvolvimento dos Experimentos	. 212
4.8.1	Ensaio de Aderência	. 212
4.8.2	Ensaio das Vigas	. 216
5	RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS	. 219
5.1	Características do Concreto das Vigas	. 219
5.2	Tempo de Visgo	. 222
5.3	Ensaio de Aderência	. 223
5.4	Comportamento das Vigas durante os Ensaio	. 227
5.5	Deformações e Tensões nos Estribos	. 247
5.6	Deformações e Tensões na Armadura Longitudinal Inferior	. 270
5.7	Deformações e Tensões na Manta de PRFC	. 306
5.8	Deformações no Concreto	. 343
5.9	Deslocamentos Verticais	. 346
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	. 349
6.1	Armadura Longitudinal	. 352
6.2	Armadura Transversal	. 353
6.3	Banzo Comprimido	. 354
6.4	Manta de PRFC	. 356
6.4.1	O Ponto de Visgo	. 358
6.4.2	Os Momentos Fletores de Início de Descolamento	. 359
6.4.3	Viga VR1Ca	. 360
6.4.4	Viga VR1Cb	. 364
6.4.5	Viga VR1C/X	. 367
6.4.6	Viga VR2C/X	. 371

6.4.7	Viga VR4C/X	. 376
6.4.8	Os Mecanismos de Incremento de Ancoragem	. 380
6.5	Deslocamentos Verticais	. 382
6.6	Fissuração	. 383
6.7	Ensaio de Aderência	. 386
6.8	Taxa Esperada de Aumento na Carga Última Suportada pela Viga Reforçada	. 388
6.9	Sugestão para o Posicionamento das Mantas de PRF para se Realizar Reforço à Flexão em uma Viga de Concreto Armado	. 389
7	CONCLUSÕES	. 391
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	. 397
	ABSTRACT	. 405

LISTA DE FIGURAS

		Página
Figura 2.01	- Curvas típicas de tensão versus deformação e deformação versus tempo dos adesivos epóxi. (Fonte: EISENHUT, 1996)	. 015
Figura 2.02	- Comportamento tensão versus deformação de vários materiais. (Fonte: ACI 440R, 1996)	. 019
Figura 3.01	- Detalhe dos mecanismos de incremento de ancoragem em forma de L. (Fonte: JONES et al., 1988)	. 042
Figura 3.02	- Tensões de cisalhamento e normal no adesivo, na extremidade da chapa. (Fonte: ROBERTS, 1989)	. 046
Figura 3.03	- Análise aproximada das concentrações de tensões de cisalhamento e normal na interface chapa-concreto. a) estágio 1. b) estágio 2. c) estágio 1 + estágio 2. d) estágio 3. (Fonte: ROBERTS, 1989)	. 048
Figura 3.04	- Dimensões da seção transversal de uma viga de concreto armado reforçada à flexão através de colagem de chapa de aço. (Fonte: ROBERTS, 1989)	. 049
Figura 3.05	- Seções onde atuam V_0 , M_0 , M^* , τ_0 e σ_0 . (Fonte: ROBERTS, 1989)	. 051
Figura 3.06	- Vista lateral e corte transversal das vigas estudadas por Saadatmanesh em 1990. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1990)	. 070
Figura 3.07	- Viga C. (a) carga versus deslocamento vertical no meio do vão. (b) carga versus deformação no laminado de PRFV no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1990)	. 072
Figura 3.08	- Vista lateral e cortes transversais das vigas estudadas por	

	Saadatmanesh em 1991. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 077
Figura 3.09	- Viga A. a) Curvas carga versus deformação na armadura longitudinal inferior, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curvas prevista e obtida em ensaio da carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 079
Figura 3.10	- Curvas carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão - Viga B. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 080
Figura 3.11	- Viga C. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 082
Figura 3.12	- Carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão - Viga D. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 083
Figura 3.13	- Viga E. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 085
Figura 3.14	- Viga F. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no concreto, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)	. 086
Figura 3.15	- Esquema estático, seção transversal e pontos de carregamento das vigas ensaiadas. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 088
Figura 3.16	- Posicionamento do material de reforço e orientação das fibras. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 091
Figura 3.17	- Curva carga versus deflexão para a viga IA. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 092
Figura 3.18	- Curva carga versus deflexão para a viga IB. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 092
Figura 3.19	- Curva carga versus deflexão para a viga IC. (Fonte: NORRIS et al.,	

	1997)	. 095
Figura 3.20	- Curva carga versus deflexão para a viga ID. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 095
Figura 3.21	- Comparações entre as curvas carga versus deflexão obtidas durante os ensaios das vigas IA, IIID e Controle. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 097
Figura 3.22	- Dimensões e esquema estático das vigas da primeira série de ensaios, ou seja, aquelas com o reforço sendo feito com laminados de PRFC. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 100
Figura 3.23	- Vista lateral, seção transversal e mecanismos de ruptura das vigas reforçadas com laminados de PRFC. a) Vigas A3 e A4. b) Viga A5. c) Viga A6. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 101
Figura 3.24	- Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deflexão, no meio do vão, para as Vigas A1, A4, A5 e A6. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 102
Figura 3.25	- Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deformação no laminado, no meio do vão, para as Vigas A4, A5 e A6. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 102
Figura 3.26	- Dimensões e esquema estático das vigas da segunda série de ensaios, ou seja, aquelas com o reforço sendo feito com mantas de PRFC. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 105
Figura 3.27	- Vista lateral, seção transversal e mecanismos de ruptura das vigas reforçadas com mantas de PRFC. a) Viga B2. b) Viga B3. c) Viga B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 106
Figura 3.28	- Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deflexão, no meio do vão, para as Vigas B1, B2, B3 e B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 107
Figura 3.29	- Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deformação na manta, no meio do vão, para as Vigas B2, B3 e B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 107

Figura 3.30	-	Dimensões e esquema estático das vigas. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 111
Figura 3.31	-	Esquema dos modos de ruptura apresentados. a) ruptura do concreto comprimido, Modo 1. b) descolamento do laminado de PRFC, Modo 2. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 112
Figura 3.32	-	a) Curva T_F versus ρ . b) Curva T_F versus taxa de material compósito. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 113
Figura 3.33	-	Curvas previstas e obtidas experimentalmente da carga versus deslocamento vertical. a) vigas 2A e 2B. b) vigas 5A e 5B. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 116
Figura 3.34	-	Deformações, tensões e forças atuantes na seção transversal da viga. (Fonte: AN et al., 1991)	. 120
Figura 3.35	-	Curva idealizada da tensão versus deformação do concreto sob compressão uniaxial. (Fonte: AN et al., 1991)	. 121
Figura 3.36	-	Curvas momento versus curvatura para as vigas 20B, 20B1B, 20B1M e 20B1A. (Fonte: AN et al., 1991)	. 125
Figura 3.37	-	Curvas momento versus curvatura para as vigas 20A, 20A1B, 20A1M e 20A1A. (Fonte: AN et al., 1991)	. 125
Figura 3.38	-	Curvas momento versus curvatura para as vigas 40A, 40A2B, 40A2M e 40A2A. (Fonte: AN et al., 1991)	. 126
Figura 3.39	-	Curvas momento versus curvatura para as vigas 40B, 40B1B, 40B1M e 40B1A. (Fonte: AN et al., 1991)	. 126
Figura 3.40	-	Curvas momento versus curvatura para as vigas 20B, 20B2B, 20B2M e 20B2A. (Fonte: AN et al., 1991)	. 127
Figura 3.41	-	Curvas momento fletor último versus taxa de PRF para as vigas 40B2X e 40B1X. (Fonte: AN et al., 1991)	. 127
Figura 3.42	-	Curvas momento fletor último versus taxa de armadura para as vigas 40X2A, 40X2M, 40X2B e 40X. (Fonte: AN et al., 1991)	. 128
Figura 3.43	-	Curvas momento fletor último versus resistência à compressão do concreto para as vigas XB2A, XB2M, XB2B e XB. (Fonte: AN et al., 1991)	. 128

Figura 3.44	-	Curvas típicas do comportamento tensão versus deformação para várias orientações de fibras. (NORRIS et al., 1997)	. 133
Figura 3.45	-	Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga. a) Fase 1. b) Fase 2. c) Fase 3. d) Fase 4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 135
Figura 3.46	-	Curvas tensão versus deformação. a) concreto. b) aço. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 136
Figura 3.47	-	Dimensões da seção transversal da viga. (ROSS et al., 1999)	. 138
Figura 3.48	-	Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga. a) Fase 1. b) Fase 2. c) Fase 3. d) Fase 4. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 139
Figura 3.49	-	Trechos da curva carga versus deflexão assumidos para a análise analítica das vigas. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 140
Figura 4.01	-	Vigas do programa experimental. a) viga VT. b) viga VR1Ca. c) viga VR1Cb. d) viga VR1C/X. e) viga VR2C/X. f) viga VR4C/X.	. 146
Figura 4.02	-	Dimensões características das vigas.	. 149
Figura 4.03	-	Esquemas estático e de carregamento para as vigas.	. 150
Figura 4.04	-	Detalhe das armaduras das vigas.	. 151
Figura 4.05	-	Detalhe de ancoragem das barras longitudinais nos apoios.	. 152
Figura 4.06	-	Disposição da manta de PRFC nas vigas VR1Ca e VR1Cb.	. 152
Figura 4.07	-	Disposição das mantas de PRFC na viga VR1C/X.	. 153
Figura 4.08	-	Disposição das mantas de PRFC na viga VR2C/X.	. 154
Figura 4.09	-	Disposição das mantas de PRFC na viga VR4C/X.	. 155
Figura 4.10	-	Análise granulométrica dos agregados.	. 159
Figura 4.11	-	Diagrama tensão versus deformação da armadura longitudinal.	. 161
Figura 4.12	-	Diagrama tensão versus deformação da armadura transversal.	. 161
Figura 4.13	-	Diagrama tensão versus deformação da manta de PRFC.	. 163
Figura 4.14	-	Dimensões dos corpos de prova de manta de PRFC impregnada utilizados nos ensaios de caracterização do material.	. 163

Figura 4.15	- Sequência de aplicação dos materiais.	. 172
Figura 4.16	- Manta de PRFC, régua metálica, estilete, fita adesiva e luvas.	. 174
Figura 4.17	- Rolo de pêlo curto, rolo pesado e espátula.	. 174
Figura 4.18	- Corte da manta de PRFC.	. 175
Figura 4.19	- Aplicação da resina de tamponamento.	. 175
Figura 4.20	- Viga com a massa epóxi já aplicada.	. 176
Figura 4.21	- Aplicação do saturante epóxi.	. 176
Figura 4.22	- Retirada do plástico protetor para posterior posicionamento da manta na viga em local previamente determinado.	. 177
Figura 4.23	- Regularização da manta com rolo pesado.	. 177
Figura 4.24	- Retirada do plástico protetor.	. 178
Figura 4.25	- Impregnação da manta.	. 178
Figura 4.26	- Marcação da posição da aplicação do mecanismo de ancoragem na viga VR1C/X.	. 179
Figura 4.27	- Impregnação do laço do mecanismo de ancoragem na viga VR1C/X.	. 179
Figura 4.28	- Instrumentação das armaduras longitudinal e transversal das vigas - visualização em três dimensões.	. 181
Figura 4.29	- Instrumentação das armaduras longitudinal e transversal das vigas - visualização em duas dimensões.	. 181
Figura 4.30	- Instrumentação do concreto.	. 183
Figura 4.31	- Instrumentação da manta de PRFC nas vigas VR1Ca e VR1Cb.	. 184
Figura 4.32	- Instrumentação das mantas de PRFC na viga VR1C/X.	. 185
Figura 4.33	- Instrumentação das mantas de PRFC nas vigas VR2C/X e VR4C/X.	. 186
Figura 4.34	- Instrumentação para medição dos deslocamentos verticais.	. 187
Figura 4.35	- Pórtico onde as seis vigas do programa experimental foram ensaiadas.	. 189
Figura 4.36	- Aparelho de apoio.	. 189
Figura 4.37	- Célula de carga.	. 190

Figura 4.38	- Pontos de aplicação da carga.	. 190
Figura 4.39	- Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga.	. 192
Figura 4.40	- Suposições para o dimensionamento dos laços. a) Primeiro Caso. b) Segundo Caso.	. 199
Figura 4.41	- Posição onde será calculada a força T_{PRF} no Primeiro Caso.	. 200
Figura 4.42	- Verificação da ruptura: a força resistente em cada laço, $R_{l,laço}$, comparada com metade da força atuante na manta.	. 204
Figura 4.43	- Aparelhagem utilizada no ensaio de arrancamento. 1) pinos de alumínio. 2) aparelho de arrancamento. 3) disco de metal. 4) chave inglesa.	. 214
Figura 4.44	- Ensaio de arrancamento.	. 214
Figura 4.45	- Corte da manta ao redor do pino, realizado no Teste 2.	. 215
Figura 5.01	- Curva tensão versus deformação do concreto para a viga VT e VR1Cb.	. 221
Figura 5.02	- Curva tensão versus deformação do concreto para as vigas VR1Ca e VR4C/X.	. 221
Figura 5.03	- Curva tensão versus deformação do concreto para as vigas VR1C/X e VR2C/X.	. 222
Figura 5.04	- Ensaio de aderência do Sistema 1.	. 225
Figura 5.05	- Ensaio de aderência do Sistema 2.	. 225
Figura 5.06	- Ensaio de aderência do Sistema 3.	. 226
Figura 5.07	- Ensaio de aderência do Sistema 4.	. 226
Figura 5.08	- Viga VT, no pórtico, antes da realização do ensaio.	. 228
Figura 5.09	- Viga VT já ensaiada.	. 228
Figura 5.10	- Viga VR1Ca, no pórtico, antes da realização do ensaio.	. 229
Figura 5.11	- Detalhe do descolamento da manta de PRFC na viga VR1Ca.	. 229
Figura 5.12	- Detalhe do descolamento da manta de PRFC na viga VR1Cb.	. 230
Figura 5.13	- Viga VR1C/X, no pórtico, já ensaiada.	. 232
Figura 5.14	- Detalhe do rompimento da manta de PRFC na viga VR1C/X.	. 232

Figura 5.15	-	Viga VR2C/X, no pórtico, antes da realização do ensaio.	. 233
Figura 5.16	-	Detalhe do rompimento da manta de PRFC na viga VR2C/X.	. 233
Figura 5.17	-	Panorama final da viga VR4C/X após o ensaio.	. 234
Figura 5.18	-	Detalhe da parte inferior da seção do meio do vão da viga VR4C/X, onde a manta rompeu.	. 234
Figura 5.19	-	Evolução da fissuração da viga VT.	. 237
Figura 5.20 A	-	Evolução da fissuração da viga VR1Ca.	. 238
Figura 5.20 B	-	Evolução da fissuração da viga VR1Ca.	. 239
Figura 5.21	-	Evolução da fissuração da viga VR1Cb.	. 240
Figura 5.22 A	-	Evolução da fissuração da viga VR1C/X.	. 241
Figura 5.22 B	-	Evolução da fissuração da viga VR1C/X.	. 242
Figura 5.23 A	-	Evolução da fissuração da viga VR2C/X.	. 243
Figura 5.23 B	-	Evolução da fissuração da viga VR2C/X.	. 244
Figura 5.24 A	-	Evolução da fissuração da viga VR4C/X.	. 245
Figura 5.24 B	-	Evolução da fissuração da viga VR4C/X.	. 246
Figura 5.25	-	Deformações nos estribos da viga VT - lado esquerdo.	. 248
Figura 5.26	-	Deformações nos estribos da viga VT - lado direito.	. 249
Figura 5.27	-	Deformações nos estribos da viga VR1Ca - lado esquerdo.	. 250
Figura 5.28	-	Deformações nos estribos da viga VR1Ca - lado direito.	. 251
Figura 5.29	-	Deformações nos estribos da viga VR1Cb - lado esquerdo.	. 252
Figura 5.30	-	Deformações nos estribos da viga VR1Cb - lado direito.	. 253
Figura 5.31	-	Deformações nos estribos da viga VR1C/X - lado esquerdo.	. 254
Figura 5.32	-	Deformações nos estribos da viga VR1C/X - lado direito.	. 255
Figura 5.33	-	Deformações nos estribos da viga VR2C/X - lado esquerdo.	. 256
Figura 5.34	-	Deformações nos estribos da viga VR2C/X - lado direito.	. 257
Figura 5.35	-	Deformações nos estribos da viga VR4C/X - lado esquerdo.	. 258
Figura 5.36	-	Deformações nos estribos da viga VR4C/X - lado direito.	. 259
Figura 5.37	-	Evolução das tensões nos estribos da viga VT.	. 260
Figura 5.38 A	-	Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Ca.	. 261
Figura 5.38 B	-	Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Ca.	. 262

Figura 5.39	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Cb.	. 263
Figura 5.40 A	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR1C/X.	. 264
Figura 5.40 B	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR1C/X.	. 265
Figura 5.41 A	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR2C/X.	. 266
Figura 5.41 B	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR2C/X.	. 267
Figura 5.42 A	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR4C/X.	. 268
Figura 5.42 B	- Evolução das tensões nos estribos da viga VR4C/X.	. 269
Figura 5.43 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado esquerdo.	. 271
Figura 5.43 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado esquerdo.	. 272
Figura 5.44 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado direito.	. 273
Figura 5.44 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado direito.	. 274
Figura 5.45 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado esquerdo.	. 275
Figura 5.45 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado esquerdo.	. 276
Figura 5.46 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado direito.	. 277
Figura 5.46 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado direito.	. 278
Figura 5.47 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado esquerdo.	. 279
Figura 5.47 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado esquerdo.	. 280
Figura 5.48 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado direito.	. 281
Figura 5.48 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado	

	direito.	. 282
Figura 5.49 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado esquerdo.	. 283
Figura 5.49 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado esquerdo.	. 284
Figura 5.50 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado direito.	. 285
Figura 5.50 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado direito.	. 286
Figura 5.51 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado esquerdo.	. 287
Figura 5.51 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado esquerdo.	. 288
Figura 5.52 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado direito.	. 289
Figura 5.52 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado direito.	. 290
Figura 5.53 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado esquerdo.	. 291
Figura 5.53 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado esquerdo.	. 292
Figura 5.54 A	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado direito.	. 293
Figura 5.54 B	- Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado direito.	. 294
Figura 5.55	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VT.	. 295
Figura 5.56 A	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Ca.	. 296
Figura 5.56 B	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Ca.	. 297
Figura 5.57 A	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Cb.	. 298
Figura 5.57 B	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Cb.	. 299

Figura 5.58 A	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1C/X.	. 300
Figura 5.58 B	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1C/X.	. 301
Figura 5.59 A	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR2C/X.	. 302
Figura 5.59 B	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR2C/X.	. 303
Figura 5.60 A	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR4C/X.	. 304
Figura 5.60 B	- Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR4C/X.	. 305
Figura 5.61 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado esquerdo.	. 307
Figura 5.61 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado esquerdo.	. 308
Figura 5.62 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado direito.	. 309
Figura 5.62 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado direito.	. 310
Figura 5.63 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado esquerdo.	. 311
Figura 5.63 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado esquerdo.	. 312
Figura 5.64 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado direito.	. 313
Figura 5.64 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado direito.	. 314
Figura 5.65 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado esquerdo.	. 315
Figura 5.65 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado esquerdo.	. 316
Figura 5.66 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.	. 317
Figura 5.66 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.	. 318

Figura 5.66 C	- Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.	. 319
Figura 5.67 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado esquerdo.	. 320
Figura 5.67 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado esquerdo.	. 321
Figura 5.68 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.	. 322
Figura 5.68 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.	. 323
Figura 5.68 C	- Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.	. 324
Figura 5.69 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado esquerdo.	. 325
Figura 5.69 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado esquerdo.	. 326
Figura 5.70 A	- Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.	. 327
Figura 5.70 B	- Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.	. 328
Figura 5.70 C	- Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.	. 329
Figura 5.71 A	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Ca.	. 330
Figura 5.71 B	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Ca.	. 331
Figura 5.72 A	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Cb.	. 332
Figura 5.72 B	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Cb.	. 333
Figura 5.73 A	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.	. 334
Figura 5.73 B	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.	. 335
Figura 5.73 C	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.	. 336
Figura 5.74 A	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.	. 337
Figura 5.74 B	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.	. 338
Figura 5.74 C	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.	. 339
Figura 5.75 A	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.	. 340
Figura 5.75 B	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.	. 341
Figura 5.75 C	- Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.	. 342
Figura 5.76 A	- Deformações no concreto - banzo superior das vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 344

Figura 5.76 B	- Deformações no concreto - banzo superior das vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 345
Figura 5.77 A	- Deslocamentos verticais no meio do vão nas vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 347
Figura 5.77 B	- Deslocamentos verticais no meio do vão nas vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 348
Figura 6.01	- Deformação da armadura longitudinal inferior versus a carga aplicada para as vigas analisadas - extensômetros L1 e L2.	. 353
Figura 6.02	- Deformação da armadura transversal versus a carga aplicada para as vigas analisadas - extensômetros T1 e T2.	. 354
Figura 6.03	- Deformação do banzo comprimido de concreto versus a carga aplicada para as vigas analisadas.	. 355
Figura 6.04	- Deformação da manta de PRFC versus a carga aplicada para as vigas VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X - extensômetros F0, F1 e F2.	. 357
Figura 6.05	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Ca - extensômetros L1 e F1.	. 362
Figura 6.06	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Ca - extensômetros L2 e F2.	. 363
Figura 6.07	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Cb - extensômetros L1 e F1.	. 365
Figura 6.08	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Cb - extensômetros L2 e F2.	. 366
Figura 6.09	- Laço esquerdo da parte da frente da viga VR1C/X, após a realização do ensaio.	. 368
Figura 6.10	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1C/X - extensômetros L1 e F1.	. 369
Figura 6.11	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1C/X - extensômetros L2 e F2.	. 370
Figura 6.12	- Superfície da manta que reforçou a viga VR2C/X e estava em	

	contato com a face inferior da viga, após o final do ensaio.	. 373
Figura 6.13	- Regiões 1 e 2 da superfície da manta que estava em contato com a face inferior da viga.	. 373
Figura 6.14	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR2C/X - extensômetros L1 e F1.	. 374
Figura 6.15	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR2C/X X - extensômetros L2 e F2.	. 375
Figura 6.16	- Laço esquerdo da parte da frente da viga VR4C/X, após a realização do ensaio.	. 377
Figura 6.17	- Laço direito da parte da frente da viga VR4C/X, após a realização do ensaio.	. 377
Figura 6.18	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR4C/X - extensômetros L1 e F1.	. 378
Figura 6.19	- Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR4C/X - extensômetros L2 e F2.	. 379
Figura 6.20	- Deslocamento vertical versus a carga aplicada para as vigas analisadas.	. 383
Figura 6.21	- Panorama final de fissuração para as vigas analisadas.	. 385
Figura 6.22	- Fissura final na viga VR2C/X, após o rompimento da manta.	. 386
Figura 6.23	- Acúmulo de resina de tamponamento na superfície de viga com elevada resistência à compressão.	. 388

LISTA DE TABELAS

		Página
Tabela 2.01	- Propriedades típicas dos compósitos reforçados com fibras comercializados. (Fonte: ACI 440R, 1996)	. 019
Tabela 2.02	- Comparação entre as formas comercializadas de PRFC. (Fonte: RIPPER, 1999)	. 022
Tabela 3.01	- Comparação entre os custos estimados para a realização de reforço na Shirota Bridge, Japão. (Fonte: KOBAYASHI et al, 1995)	. 058
Tabela 3.02	- Características das vigas. (Fonte: SAADATMANESH, 1991)	. 076
Tabela 3.03	- Características das vigas ensaiadas à flexão. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 089
Tabela 3.04	- Características dos sistemas de PRF utilizados. (Fonte: NORRIS et al., 1997)	. 090
Tabela 3.05	- Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na primeira parte do programa experimental. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 100
Tabela 3.06	- Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na segunda parte do programa experimental. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 104
Tabela 3.07	- Comparações entre os resultados experimentais e os dados analíticos previstos. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)	. 108
Tabela 3.08	- Armadura inferior das vigas ensaiadas. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 111
Tabela 3.09	- Resultados dos ensaios das vigas. (Fonte: ROSS et al., 1999)	. 114
Tabela 4.01	- Propriedades de cálculo da manta de PRFC. (Fonte: S & P CLEVER REINFORCEMENT, 1998)	. 164
Tabela 4.02	- Propriedades gerais da manta de PRFC. (Fonte: S & P CLEVER	

	REINFORCEMENT, 1998)	. 164
Tabela 4.03	- Características da resina epóxi de tamponamento. (Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)	. 166
Tabela 4.04	- Características da massa epóxi niveladora. (Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)	. 167
Tabela 4.05	- Características do saturante epóxi. (Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)	. 168
Tabela 4.06	- Características do adesivo epóxi. (Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)	. 169
Tabela 4.07	- Passos para a obtenção de $\tau_{i,desc}$.	. 195
Tabela 4.08	- Termos constantes da Equação 3.13.	. 196
Tabela 4.09	- Iterações para a obtenção de τ_0 .	. 197
Tabela 4.10	- Os valores de $b_{l,laço}$ necessários segundo as duas metodologias propostas e os valores efetivamente escolhidos para serem utilizados.	. 208
Tabela 4.11	- Valores estimados dos momentos fletores de descolamento, último e máximo para as vigas VT, VR1Ca e VR1Cb.	. 210
Tabela 4.12	- Valores estimados dos momentos fletores último e máximo para as vigas VR1C/X , VR2C/X e VR4C/X.	. 210
Tabela 4.13	- Características e valores estimados dos momentos fletores últimos para as seis vigas ensaiadas.	. 211
Tabela 4.14	- Relações entre os momentos fletores e modo de ruptura esperado para as vigas reforçadas.	. 211
Tabela 4.15	- Relações esperadas entre os momentos fletores máximos e últimos e entre os momentos fletores últimos e o momento fletor último para a viga VT, para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 212
Tabela 5.01	- Características do concreto das vigas.	. 220
Tabela 5.02	- Tempo de visgo do saturante epóxi durante a colagem das mantas de PRFC na viga VR4C/X.	. 223

Tabela 5.03	- Ensaio de aderência - Teste 2 - em quatro sistemas de colagem.	. 224
Tabela 5.04	- Ensaio de aderência - Teste 2 - aplicado ao sistema de colagem 5.	. 227
Tabela 5.05	- Comportamento das vigas durante os ensaios.	. 236
Tabela 6.01	- Taxas M_u sobre $M_{u,esp}$, M_u sobre $M_{u,VT}$ e $M_{máx}$ sobre M_u para as vigas reforçadas.	. 350
Tabela 6.02	- Relações esperadas e obtidas em ensaio entre os momentos fletores máximos e últimos e entre os momentos fletores últimos e o momento fletor último da viga VT, para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 351
Tabela 6.03	- Valores de momento fletor de início de descolamento esperados e obtidos em ensaio.	. 360
Tabela 6.04	- Deformações e as respectivas tensões máximas obtidas nas regiões centrais dos laços das vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.	. 381
Tabela 6.05	- Larguras ótimas e seguras para os laços.	. 382
Tabela 6.06	- Taxas T_F sobre $T_{F,esp}$ para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X de acordo com equação determinada por Ross e equipe.	. 389

LISTA DE SÍMBOLOS

a	=	consumo de areia
A	=	percentagem de argamassa seca na mistura do concreto
$A_{l,laço}$	=	área do laço que está colada à face lateral da viga
A_{PRF}	=	área da seção transversal do PRF
$A_{PRFC,lc}$	=	área da seção transversal de uma camada de PRFC colada à face inferior da viga de concreto armado
A_s	=	área da seção transversal da armadura longitudinal inferior
$A_{s'}$	=	área da seção transversal da armadura longitudinal superior
$b_{l,laço}$	=	largura de um laço
b_a	=	largura do adesivo
b_{ca}	=	largura da chapa de aço
b_{PRF}	=	largura da manta de PRF
b_w	=	largura da seção transversal da viga retangular de concreto armado
c	=	consumo de cimento
c_o	=	Coesão
C_c	=	força resultante de compressão no concreto
$C_{s'}$	=	força resultante de compressão na armadura longitudinal superior
d	=	distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal inferior ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra (altura útil)
d'	=	distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de compressão na armadura longitudinal superior ao ponto de maior encurtamento de uma seção

transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra

d_{ap}	=	distância do apoio da viga até o ponto onde é calculado o momento fletor
d_{ca}	=	distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na chapa de aço colada à face inferior da viga ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra (altura útil da chapa de aço)
$d_{extr,ca}$	=	distância do apoio à extremidade da chapa de aço
$d_{extr,m}$	=	distância do apoio à extremidade da manta
E_a	=	módulo de deformação do adesivo
E_c	=	módulo de deformação longitudinal do concreto
E_{ca}	=	módulo de deformação longitudinal da chapa de aço
E_f	=	eficiência do processo de reforço
E_{PRFC}	=	módulo de deformação longitudinal do PRFC
$E_{PRFC,fab}$	=	módulo de deformação longitudinal da manta de PRFC fornecido pelo fabricante
E_s	=	módulo de deformação da armadura longitudinal inferior
E_{sw}	=	módulo de deformação da armadura transversal
f_c	=	resistência à compressão do concreto
$f_{c'}$	=	pico de resistência à compressão do concreto
$f_{máx,PRFC}$	=	tensão máxima à tração da manta de PRFC
f_{sw}	=	tensão de escoamento da armadura transversal
$f_{u,PRFC}$	=	resistência à tração do PRFC
f_t	=	resistência à tração do concreto
f_y	=	tensão de escoamento da armadura longitudinal inferior
F	=	força total aplicada pelo pórtico à viga durante o ensaio
$F_{máx,a}$	=	carga máxima suportada pela viga, obtida analiticamente
$F_{máx,exp}$	=	carga máxima suportada pela viga, obtida experimentalmente
G_a	=	módulo de deformação transversal do adesivo
h	=	altura da seção transversal da viga retangular de concreto armado
$I_{aço}$	=	momento de inércia de segunda ordem da seção equivalente de aço em relação à linha neutra

I_{chapa}	=	momento de inércia de segunda ordem da chapa de aço em relação ao seu centróide individual
I_{manta}	=	momento de inércia de segunda ordem da manta de PRF em relação ao seu centróide individual
I_{PRF}	=	momento de inércia de segunda ordem da seção equivalente de PRF em relação à linha neutra
k_l	=	constante que relaciona as tensões de cisalhamento e normal
k_n	=	rigidez normal por unidade de comprimento do adesivo
k_s	=	rigidez de cisalhamento por unidade de comprimento do adesivo
l	=	distância entre a extremidade do reforço até a seção onde atua M^*
m	=	consumo de sílica ativa
M	=	momento fletor
M^*	=	momento fletor a uma distância específica da extremidade do reforço
M_0	=	momento fletor atuante na seção coincidente com a extremidade do reforço
M_{desc}	=	momento fletor de descolamento da manta de PRF
MF	=	módulo de finura do agregado
$M_{i, fis}$	=	momento fletor de início de fissuração
$M_{i, desc}$	=	momento fletor de início de descolamento da manta de PRF
$M_{i, desc, esp}$	=	momento fletor esperado de início de descolamento da manta de PRF
$M_{máx}$	=	momento fletor máximo, onde pelo menos um dos componentes resistentes do sistema passou a não trabalhar mais
$M_{máx, esp}$	=	momento fletor máximo esperado
M_u	=	momento fletor último, correspondente ao estado limite último convencional
$M_{u, esp}$	=	momento fletor último esperado
$M_{u, reforço}$	=	momento fletor último da viga reforçada
$M_{u, VT}$	=	momento fletor último da viga testemunho
M_y	=	momento fletor de início de escoamento da armadura longitudinal inferior
p	=	consumo de pedra e pedrisco
$R_{l, laço}$	=	força suportada por um laço
S_{sw}	=	espaçamento entre estribos

$t_{lc,PRF}$	=	espessura final de uma camada de manta de PRF
t_a	=	espessura do adesivo
t_{ca}	=	espessura da chapa de aço
t_{PRF}	=	espessura final de todas as camadas de PRF
T_c	=	força resultante de tração no concreto
T_F	=	taxa que exprime o aumento da carga última suportada pela viga reforçada
$T_{F,esp}$	=	taxa esperada de aumento na carga última suportada pela viga reforçada
T_{PRF}	=	força resultante de tração no PRF
T_s	=	força resultante de tração na armadura longitudinal inferior
V	=	força de cisalhamento
V_0	=	força de cisalhamento na seção coincidente com a extremidade do reforço
x	=	distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento do concreto, na seção transversal da viga
α	=	parâmetro empírico utilizado na obtenção do bloco retangular de tensões de compressão no concreto
β	=	parâmetro empírico que descreve a distância da força resultante de compressão no concreto até o topo da viga
δ_u	=	deslocamento vertical no meio do vão, correspondente ao estado limite último convencional
δ_y	=	deslocamento vertical no meio do vão, correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal inferior
ε_0	=	deformação no concreto correspondente ao pico de resistência à compressão
ε_c	=	deformação do concreto à compressão
ε_{cu}	=	encurtamento último do concreto
$\varepsilon_{c,u}$	=	encurtamento do concreto quando é atingido algum dos estados limites últimos convencionais
$\varepsilon_{c,y}$	=	encurtamento do concreto correspondente ao início de escoamento da armadura longitudinal inferior
$\varepsilon_{máx,PRFC}$	=	alongamento máximo da manta de PRFC
ε_{PRF}	=	alongamento do PRF

$\varepsilon_{PRFC,u}$	=	alongamento da manta de PRFC quando é atingido algum dos estados limites últimos convencionais
$\varepsilon_{PRFC,y}$	=	alongamento da manta de PRFC correspondente ao início de escoamento da armadura longitudinal inferior
ε_s	=	deformação da armadura longitudinal inferior
$\varepsilon_{s'}$	=	deformação da armadura longitudinal superior
$\varepsilon_{sw,u}$	=	alongamento da armadura transversal quando é atingido algum dos estados limites últimos convencionais
$\varepsilon_{sw,y}$	=	alongamento da armadura transversal correspondente ao início de escoamento da armadura longitudinal inferior
ε_t	=	deformação do concreto à tração
$\varepsilon_{u,PRFC}$	=	alongamento último da manta de PRFC
ε_y	=	deformação de início de escoamento da armadura longitudinal inferior
$\varepsilon_{y,sw}$	=	deformação de escoamento da armadura transversal
ϕ_i	=	ângulo de fricção interna
ϕ	=	diâmetro da barra de aço
ρ	=	taxa de armadura
ρ_{PRF}	=	taxa de PRF
σ_0	=	tensão normal atuante na interface reforço-concreto na seção coincidente com a extremidade do reforço
σ_c	=	tensão de compressão no concreto
σ_n	=	tensão normal à linha do adesivo
σ_s	=	tensão na armadura longitudinal inferior
σ_{sw}	=	tensão na armadura transversal
σ_t	=	tensão de tração no concreto
σ_{PRF}	=	tensão no PRF
τ_0	=	tensão de cisalhamento atuante na interface reforço-concreto na seção coincidente com a extremidade do reforço
$\tau_{i,desc}$	=	tensão máxima de cisalhamento atuante na interface manta-concreto, a partir da

qual se inicia o descolamento da manta do substrato

RESUMO

O objetivo deste trabalho é oferecer uma parcela de contribuição ao estudo do comportamento de vigas de concreto de alta resistência reforçadas externamente com mantas unidirecionais de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC), técnica esta que vem sendo executada desde 1980, porém, ainda pouco difundida e estudada no Brasil. Seis vigas, com resistência à compressão do concreto em torno de 90 MPa, e, mesma geometria e armaduras, longitudinal e transversal, foram levadas à ruptura por flexão. Uma viga foi considerada como viga padrão e outras cinco foram reforçadas à flexão, por intermédio de mantas de fibras de carbono aderidas às suas faces inferiores. Em três das vigas reforçadas um mecanismo de incremento de ancoragem, nas regiões próximas aos apoios, foi proposto. Os resultados experimentais foram comparados com valores esperados, que por sua vez foram obtidos de acordo com uma metodologia de cálculo à flexão desenvolvida com base no estudo de trabalhos já realizados por outros autores. Os valores dos momentos fletores de início de descolamento da manta, nas vigas sem os laço de ancoragem, também foram confrontados com valores previamente esperados. Foram ainda realizados ensaios de aderência e propostas duas metodologias para o dimensionamento dos mecanismos de melhoria da ancoragem. De acordo com os ensaios realizados pôde-se constatar que a ruptura prematura por descolamento total da manta pode ser evitada pelo mecanismo de ancoragem proposto, sendo que o reforço, pelo próprio arranjo sugerido, além de retardar o início do escoamento da armadura longitudinal inferior, atua como alternativa de reforço ao esforço cortante. A resistência última à flexão da viga reforçada com quatro camadas e laços de ancoragem foi aumentada, em relação à viga testemunho, em 157 %.

1 INTRODUÇÃO

A pesquisa aqui apresentada tem como objetivo a investigação do comportamento à flexão de vigas de concreto de alta resistência reforçadas com material polimérico reforçado com fibras de carbono (PRFC).

Este trabalho pretende caracterizar as vantagens da utilização de polímeros reforçados com fibras em processos de reforço de estruturas de concreto armado, particularmente, como alternativa aos sistemas de reforço tradicionais, como por exemplo, a adição de chapas de aço.

Por outro lado pretende-se chamar a atenção para os cuidados que devem ser tomados durante o processo de dimensionamento à flexão e verificação de possíveis rupturas indesejadas, também conhecidas como rupturas prematuras, além da especial atenção que deve ser dada aos procedimentos de aplicação dos materiais que comporão o sistema de reforço.

Foi utilizado um concreto de alta resistência com o intuito de propiciar sempre a ruptura à tração da fibra, impedindo que o elemento resistente à compressão, no caso o concreto, falhasse antes do rompimento ou descolamento do material de reforço. E ainda, como as características físicas do sistema de reforço ainda seriam checadas e comparadas com os valores fornecidos pelo fabricante era necessário que se garantisse a não ruptura do concreto, por isso, optou-se por um elemento com elevada resistência à compressão.

Assim, como objetivos principais do trabalho pode-se citar:

- a) testar o estágio III como modelo de dimensionamento das peças reforçadas;

b) obter a taxa de aumento na capacidade de resistir a momentos fletores das vigas reforçadas;

c) analisar os valores obtidos em ensaio dos momentos fletores de início de fissuração, de início de descolamento da manta da face inferior da viga, de início de escoamento da armadura longitudinal inferior, últimos e máximos de cada viga do programa experimental;

d) observar se as vigas reforçadas estão sujeitas a rupturas prematuras, detectar quais os tipos ocorridos e verificar se o mecanismo de incremento de ancoragem proposto será eficiente;

e) desenvolver uma metodologia de dimensionamento dos mecanismos de incremento de ancoragem;

f) realizar ensaios de aderência para verificar a qualidade da colagem da manta ao substrato; e,

g) verificar o comportamento dos deslocamentos verticais e do panorama de fissuração à medida que se aumenta o número de camadas de reforço.

Desta maneira, para uma melhor compreensão e organização do trabalho, o mesmo será dividido em sete capítulos, cujas abordagens serão explicitadas a seguir.

No capítulo 2 é feita uma breve introdução sobre os sistemas de reforço mais utilizados em peças de concreto armado sendo em seguida definido o que é um material compósito e como eles começaram a ser utilizados na engenharia civil. Por fim, neste mesmo capítulo, são feitas comparações entre as formas de PRFC comercializadas e quais são as tendências atuais para o reforço de estruturas de concreto armado.

Em seguida é feita uma investigação bibliográfica, apresentada no capítulo 3, sobre as técnicas de reforço de estruturas em concreto com a colagem externa de chapas de aço e de compósitos reforçados com fibras. São apresentadas algumas aplicações de campo, bem como as metodologias construtivas mais utilizadas nos dois tipos de processo. Por fim, são descritos e comentados alguns trabalhos de pesquisadores que investigam as duas técnicas tratadas.

A técnica do reforço com polímero reforçado com fibras (PRF), englobando tecnologia de aplicação e modelos de dimensionamento existentes, será avaliada pela análise experimental

de seis vigas de concreto armado com seção transversal retangular e resistência à compressão do concreto em torno de 90 MPa.

O programa experimental, todas as características dos materiais utilizados nos ensaios e os valores estimados para os momentos fletores último e máximo de cada viga ensaiada estão descritos no capítulo 4. Neste capítulo são explicitados ainda os valores das deformações últimas adotadas para cada material resistente.

O capítulo 5 é destinado à apresentação dos resultados dos experimentos, explicitando o comportamento das vigas durante os ensaios, identificando as tensões nos estribos, armadura longitudinal, concreto e manta através da leitura das deformações nos extensômetros feita por um sistema aquisitor de dados. São apresentados ainda os resultados dos deslocamentos verticais e de alguns ensaios de aderência para se verificar se a colagem da manta ao concreto obedece certos valores pré-estabelecidos.

No capítulo 6 é feita a análise de todos os dados coletados durante os experimentos. São realizadas várias comparações entre as vigas ensaiadas, analisando parâmetros como deformações, tensões e deslocamentos verticais. Os dados experimentais são comparados com os resultados esperados e com as conclusões das pesquisas já realizadas por outros pesquisadores, que foram descritas no capítulo 3.

Ao final do trabalho, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões e as sugestões para novas investigações a respeito da técnica de reforço à flexão de vigas de concreto armado através da colagem de material polimérico reforçado com fibras.

2 MATERIAIS POLIMÉRICOS REFORÇADOS COM FIBRAS

Preservar as estruturas existentes tem se mostrado algo cada vez mais importante no mundo da engenharia civil.

A aprendizagem de novas técnicas de reparo e reforço de estruturas é de suma importância para a economia de um país, pois, ao se adaptá-las e readequá-las à necessidade atual, garante-se um aumento na segurança, na capacidade, na durabilidade e consequentemente na vida útil das mesmas.

A deterioração devido à corrosão de armaduras, fissuração ou deformações excessivas, os erros de projeto e de execução, o aumento das cargas atuantes e os acidentes são as causas mais frequentes da necessidade de reparo ou de reforço de peças estruturais.

Neste trabalho pretende-se investigar um novo método para o reforço à flexão de vigas de concreto armado.

O reforço de vigas é feito quando se deseja aumentar a capacidade de resistir a esforços cortantes e/ou fletores. No caso do reforço à flexão de vigas de concreto armado, as técnicas que estão dentre as mais utilizadas atualmente são: adição, na parte superior da viga, de uma camada de concreto de elevada resistência à compressão; a instalação de barras protendidas externamente ao corpo da viga; adição, na parte inferior da viga, de um novo concreto ou argamassa de elevado desempenho com novas barras de armadura longitudinal; e, colagem de chapas de aço na superfície da peça, com ou sem a utilização de parafusos.

O reforço através de aumento da seção transversal da viga, por meio de acréscimo de concreto na sua face superior geralmente é utilizado devido à falta de capacidade de resistência à compressão da viga, seja por deficiência de seção de aço na zona de compressão, seja pela baixa qualidade do concreto empregado ou por ambos (SOUZA et al. ,1998; CÁNOVAS, 1988). Este tipo de reabilitação aumenta o braço de alavanca do momento resistente e, conseqüentemente, a capacidade portante das vigas.

Esta técnica, que deve ser combinada com o descarregamento parcial ou total da viga antes da execução do reforço, é bastante eficiente e de rápida execução, tendo como inconveniente maior o fato de que o piso do pavimento estrutural onde o reforço será executado ficará com saliências. Deve-se cuidar 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.

As três soluções mais adotadas para a execução deste tipo de reforço são as seguintes:

- a) apicoamento, limpeza a seco, aplicação de resina epóxi e execução de nova camada de concreto com elevada resistência;
- b) apicoamento, furação da peça para encaixe de novos estribos em forma de U invertido, limpeza e execução de nova camada de concreto com elevada resistência; e,
- c) combinação das duas soluções anteriores.

A técnica de protensão em sua modalidade de pós-tensão encontra no reforço de estruturas uma acolhida muito favorável, especialmente nos casos em que se tenha chegado a uma situação grave de comprometimento estrutural de elementos horizontais, como é o caso das vigas. Esta técnica permite resolver problemas que muitas vezes não tiveram solução por outros sistemas, conforme indicado por CÁNOVAS (1988).

O método 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, proteger as barras da corrosão. SAADATMANESH et al. (1989a, 1989b e 1989c), ao estudarem o comportamento de vigas compostas - viga "I" de aço conectada a uma mesa de concreto - protendidas por barras longitudinais de aço explicaram algumas das principais vantagens deste método:

- a) aumento da fase de comportamento elástico da estrutura resultante da introdução de um momento interno na direção oposta àquela provocada pelo carregamento externo;

- b) aumento significativo da carga de escoamento, pois, para alcançá-la, a tensão na peça tem que passar de inicialmente comprimida e alcançar a tensão de escoamento na tração;

- c) aumento da capacidade última do conjunto;

- d) redução do peso de aço estrutural devido à utilização de uma viga de aço com seção transversal menor combinada com as barras de elevada resistência protendidas;

- e) melhora do comportamento de fadiga pois, ao se pré-comprimir a aba tracionada da peça, reduz-se as tensões de tração do ciclo de tensões ao qual a peça estará submetida durante a sua utilização (simulação de uma estrutura de ponte) o que constitui uma vantagem em relação ao procedimento de colagem de chapas de aço;

- f) melhor forma de ruptura pois ao se reduzir a tensão de tração máxima como explicado no item anterior, diminui-se a probabilidade de ruptura frágil; e,

- g) redução das tensões atuantes no concreto devido à elevada tensão suportada pela barra protendida e o consequente aparecimento de um momento contrário ao causado pelas forças externas.

Outra importante vantagem apontada por CÁNOVAS (1988) consiste no fato de que, ao se utilizar o reforço mediante protensão para gerar as forças que vão assegurar o equilíbrio da peça, não é necessário que esta continue se deformando sob a ação das solicitações exteriores. No caso da colagem de elementos para o reforço de estruturas, o novo material só é eficaz quando ocorrem novas deformações do conjunto, o que em alguns casos, pode ocasionar a inutilização do elemento para seus fins funcionais. Assim, o reforço mediante protensão permite atuar sobre elementos deformados e submetidos às cargas de serviço sem a inconveniente necessidade de descarregar a estrutura e eliminar as deformações existentes.

Com a adição de armadura longitudinal inferior de flexão e uso de argamassa ou concreto de alto desempenho na camada adicional promove-se um aumento da seção transversal resistente da viga e com isso um aumento na capacidade de resistir a esforços externos. Alguns problemas como o uso de fôrmas e escoramentos, longo tempo de aplicação e posicionamento correto das novas armaduras são enfrentados com a utilização deste método. Este procedimento geralmente é adotado quando ocorre falta de armadura de tração, o que acaba por provocar fissuras na parte central da viga ou mesmo a ruptura da mesma se a falta de armadura for grave (CÁNOVAS, 1988).

Por fim, a colagem de chapas de aço na superfície da peça utilizando-se formulações adesivas à base de resina epóxi juntamente com parafusos auto-fixantes tem sido utilizada por elevar bastante a resistência à tração da peça e possuir uma espessura total final e um custo relativamente baixos, além da importante característica de possuir ruptura dúctil, ou seja, com aviso. Como desvantagens pode-se citar o problema da corrosão da chapa, o alto peso próprio do material, a criação de juntas, o difícil manuseio e aplicação pois necessita-se de dispositivos de posicionamento e ferramentas de aperto e, finalmente, a questão da aderência, que deve ser muito bem analisada quando não são utilizados parafusos para que não ocorra a ruptura brusca da peça. Alguns programas experimentais, a metodologia construtiva e algumas conclusões sobre a eficiência desta técnica serão descritos no capítulo 3 deste trabalho.

Trabalhando no intuito de buscar materiais cada vez mais leves, resistentes, duráveis e de fácil aplicação em obras de recuperação é que a comunidade científica passou a utilizar em obras civis um material denominado FRP - fiber reinforced plastic, ou, em português, polímero reforçado com fibra - PRF. A técnica e a eficácia deste novo material, que já vem sendo utilizado para o reforço de estruturas desde meados da década de 90, serão abordadas neste trabalho através do estudo do comportamento de seis vigas retangulares de concreto armado. Porém, inicialmente, para uma melhor compreensão das características deste material que será utilizado, serão definidos, neste capítulo, o que é um polímero e um material compósito reforçado com fibras. Por fim, será feito um breve histórico sobre como este material passou a ser utilizado na

área da engenharia civil e relacionadas algumas das vantagens do mesmo como material de reforço de estruturas.

2.1 Os Materiais Compósitos Reforçados com Fibras

Compósito é um sistema de materiais. O termo "compósito" pode ser aplicado a qualquer combinação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface identificável entre eles. Frequentemente, costuma-se fazer um tratamento de superfície em um ou mais dos materiais constituintes para melhorar a adesão entre os mesmos (ACI, 1996).

Os materiais compósitos que serão aqui estudados são definidos como matrizes poliméricas reforçadas com fibras. Assim, no caso de aplicações estruturais, tanto em peças de concreto armadas com barras de PRF, como em membros de concreto armado convencional que serão reforçados externamente, pelo menos um dos materiais constituintes do compósito precisa ser formado por uma armadura contínua, sendo a outra fase, uma matriz estabilizadora que servirá de suporte às fibras (ACI, 1996).

Um polímero reforçado com fibras (PRF) consiste de dois ou mais materiais distintos combinados em uma escala macroscópica para produzir um material que possui características que excedem àquelas dos componentes individuais. O PRF foi criado, então, a partir de uma combinação de fibras de alta resistência aplicadas a uma matriz de resina, geralmente a epóxi. A matriz suporta as fibras, as protege e transferem a carga aplicada às fibras através das tensões de cisalhamento. O material mais comum que constitui a matriz em processos de engenharia civil são os polímeros (MCKENNA et al., 1994).

Segundo MCKENNA et al. (1994) os fatores principais que afetam a performance física de um compósito de PRF são as propriedades mecânicas, a orientação e a composição química das

fibras, as propriedades mecânicas da matriz e a adesão entre as fibras e a matriz. Entretanto, em campo, os fatores que influem na performance de um PRF são, basicamente:

a) a duração da carga: geralmente, a curva tensão versus deformação é aproximadamente linear, entretanto, submetidos a carregamentos de longa duração, a curva torna-se levemente não-linear. Como para o concreto, as deformações devido à fluência podem ser significantes. Os efeitos são dependentes da tensão e da deformação aplicada, assim como do tipo de matriz;

b) a resistência à fadiga: o material exibe, geralmente, boa resistência à fadiga. Com cerca de 10 milhões de ciclos, as fibras de carbono mantêm 80 % da sua resistência total, as fibras de aramida 40 % e fibras de vidro 25 %;

c) os efeitos do meio-ambiente: eles podem degradar as matrizes de polímeros, o que pode gerar uma perda de resistência e ruptura do PRF. As causas da deterioração incluem fotodegradação, degradação por raios X ou gama, e, degradação química e biodegradável;

d) a temperatura: flutuações causam um enfraquecimento do material pois as fibras e a matriz têm diferentes coeficientes de expansão térmica. Altas temperaturas podem também descolorir o laminado;

e) a absorção de água: a água pode causar um efeito plastificante na lâmina e modificar as propriedades mecânicas da resina como a redução do módulo de elasticidade do compósito e das suas propriedades de resistência em até 30 %. Das fibras comumente utilizadas, as de aramida são as mais desfavoravelmente afetadas, apesar da resistência ser novamente alcançada quando as fibras são secas;

f) o clima: para as fibras de vidro, o clima é responsável por uma perda de 12 % a 20 % da resistência à flexão num período de 15 anos através do aparecimento da corrosão mecânica climática, como perfurações ou fissuras; e,

g) o fogo: a matriz de polímero é muito sensível ao fogo, e, dependendo da composição química da mesma, uma grande quantidade de fumaça densa, preta e tóxica pode ser produzida quando o material começa a perder suas propriedades. Entretanto, certos materiais de revestimento podem ser usados para melhorar o desempenho quando exposto a elevadas temperaturas.

2.1.1 A Matriz Polimérica

Um polímero é definido como uma molécula de cadeia longa que possui uma ou mais unidades de átomos que se repetem e que são unidas entre si por fortes ligações covalentes. Assim, um material ou uma matriz polimérica é a coleção de um grande número de moléculas de polímeros de estrutura química similar. Se, em uma fase sólida, as moléculas estão em uma ordem aleatória, o material polimérico é dito amorfo. Se as moléculas estão em arranjos ordenados ele é dito semi-cristalino (ACI, 1996).

Os polímeros são formados por processo químico de associação molecular. Esta associação é controlada por catalisadores, que são responsáveis pelo início do processo, por inibidores, que impedem a polimerização prematura durante o armazenamento do produto e pelos aceleradores, que aumentam a velocidade do processo de associação.

A polimerização pode ocorrer através da ação conjunta de um catalisador e do calor, pela ação de raios gama emitidos por cobalto 60 ou então pela ação conjunta de um catalisador e um acelerador, à temperatura ambiente (SOUZA et al., 1998).

Em um material compósito reforçado com fibras, o conjunto das fibras se constitui como o principal elemento resistente a carregamentos à flexão, entretanto, é essencial que se considere e compreenda a importância da matriz polimérica.

Os papéis da matriz polimérica são transferir tensões entre as fibras e proteger as mesmas de danos mecânicos e provenientes do meio-ambiente. Uma boa qualidade da resina da matriz propicia um suporte lateral contra o empenamento das fibras sob carga à compressão (ACI, 1996).

As matrizes poliméricas se diferenciam dos metais em vários aspectos que podem afetar os seus comportamentos em aplicações estruturais. As suas propriedades mecânicas, por exemplo, dependem fortemente da temperatura ambiente e da taxa de carregamento.

A matriz polimérica é altamente viscoelástica. Quando uma carga externa é aplicada, ela apresenta uma deformação elástica instantânea seguida de uma lenta deformação viscosa.

Ao se aquecer um material polimérico, ele se transforma em um sólido com a consistência de uma borracha, capaz de grandes deformações elásticas sob o efeito de cargas externas. Se a temperatura é aumentada ainda mais, os termoplásticos amorfos e os semi-cristalinos alcançam um estado líquido altamente viscoso (ACI, 1996).

2.1.1.1 As Matrizes Termofixas e Termoplásticas

A cura de uma resina, período no qual ocorrem as ligações químicas entre as moléculas durante a polimerização, é o momento no qual ela passa do estado líquido para o sólido. Este fenômeno é chamado, em inglês, de *cross-linking*.

A matriz polimérica de um material polimérico reforçado com fibras pode ser do tipo termofixa ou termoplástica.

As matrizes poliméricas termofixas (*thermoset polymers*) são líquidos de baixo peso molecular com viscosidades muito baixas. Elas possuem boa estabilidade térmica e resistência química porém baixa resistência a impactos (ACI, 1996). Exibem ainda pouca fluência e relaxação de tensões em comparação com os polímeros termoplásticos além de baixa deformação até a ruptura. Geralmente possuem um curto período para aplicação após o início da polimerização. A principal característica, entretanto, deste material, é o fato de não poder serem reformados ou moldados 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 (ACI, versão preliminar).

As matrizes termoplásticas (*thermoplastic polymers*), 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 (ACI, 1996). 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 (ACI, versão preliminar). Como exemplos pode-se citar o nylon, o polipropileno e o poliestireno.

Os polímeros termofixos são quase sempre processados em estado líquido. Assim, é possível se obter um bom arranjo das fibras sem se recorrer a altas temperaturas ou pressões. Atualmente, as matrizes poliméricas termofixas (poliesteres, vinil esterres e epóxis) têm sido o tipo de material mais utilizado em aplicações estruturais, incluindo aquelas que são utilizadas em combinação com o concreto.

2.1.1.2 As Resinas Epóxi

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 estão disponíveis em uma variada gama de viscosidades, são caracterizadas como de baixo, intermediário e alto módulo e trabalham em conjunto com um grande número de endurecedores (ACI, 1996).

Dentre as matrizes termofixas utilizadas na área de materiais para o reforço de estruturas, as resinas epóxi, que são derivadas do petróleo e resultantes da combinação da epocloridina e do bifenol, têm sido as mais empregadas. De acordo com as proporções utilizadas de cada um destes componentes torna-se possível a obtenção de resinas com diferentes propriedades, principalmente no que diz respeito a densidade e peso molecular (SOUZA et al., 1998).

As formulações epoxídicas utilizadas como ligantes são insensíveis à umidade, sendo, por esta razão, utilizadas também no combate a corrosão de barras de aço. Estas formulações têm boa aderência à maioria dos materiais como concreto, argamassas e aço, mas não aderem a superfícies sujas de cera, graxas ou óleos ou a materiais desagregados.

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 provocados por incompatibilidade de deformações (SOUZA et al., 1998).

Um fator importante a ser considerado durante a aplicação das formulações epoxídicas é a temperatura ambiente. A utilização destes produtos em temperaturas inferiores a 10 °C pode acarretar em insucesso pois o processo de polimerização pode não ocorrer. Por outro lado, quando as peças a serem reforçadas estão sujeitas a temperaturas acima de 50 °C a resina perde a rigidez (SOUZA et al., 1998).

EISENHUT (1996) apresenta as curvas típicas de tensão versus deformação e deformação versus tempo dos adesivos epóxi (Figura 2.01).

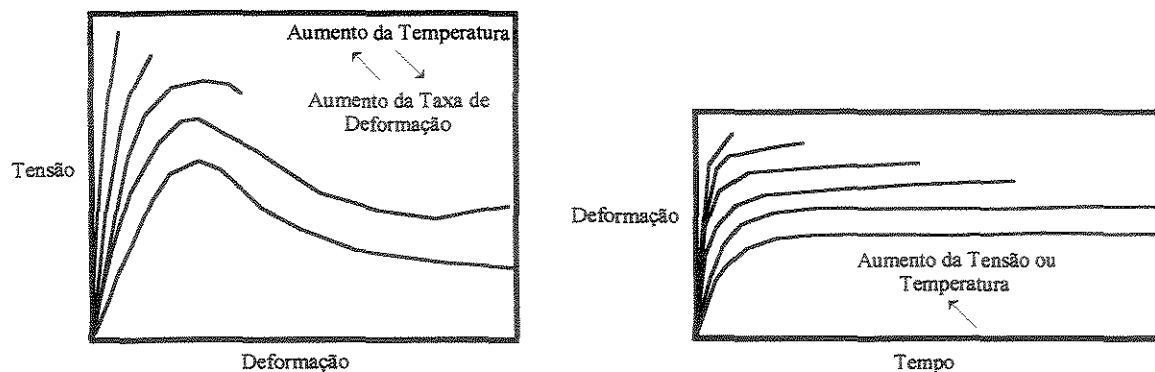


Figura 2.01 - Curvas típicas de tensão versus deformação e deformação versus tempo dos adesivos epóxi. (Fonte: EISENHUT, 1996)

2.1.2 As Armaduras

As principais armaduras em forma de fibras comercialmente utilizadas em materiais compósitos para a aplicação estrutural na engenharia civil são as fibras de vidro, carbono e aramida, originando, respectivamente, os polímeros reforçados com fibras de vidro (PRFV), os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) e os polímeros reforçados com fibras de aramida (PRFA).

As propriedades mecânicas de um material compósito reforçado com fibras dependem fortemente da direção em que a medida é feita. A resistência à tração e o módulo de deformação são máximos quando são medidos na direção longitudinal das fibras. Em outros ângulos, estas propriedades são reduzidas (ACI, 1996).

As fibras de vidro são as mais populares das fibras pois o seu custo de produção é baixo. Entretanto, a sua sensibilidade a soluções alcalinas e ácidas, assim como seu comportamento a fadiga potencialmente baixo restringe seu uso como mantas de PRF para o reforço de estruturas. E ainda, as fibras de carbono e de aramida têm propriedades de resistência e rigidez que são

superiores às das fibras de vidro. Muitos pesquisadores e engenheiros têm optado atualmente pelo uso de fibras de carbono pois além de serem menos sensíveis à deterioração, elas são duas vezes mais rígidas que as fibras de aramida (MEIER, 1992).

Em situações especiais o carbono e a aramida são empregados em conjunto com o vidro, formando compósitos híbridos.

2.1.2.1 As Fibras de Vidro

As fibras de vidro são comercializadas em três formulações diferentes: E-Glass, S-Glass e C-Glass.

A família do E-Glass é utilizada para a fabricação de peças moldadas e em aplicações elétricas. Esta família compreende aproximadamente de 80 % a 90 % da fibra de vidro comercializada. A família S-Glass 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. Finalmente, a família C-Glass é frequentemente utilizada em compósitos que necessitam ser resistentes à corrosão (ACI, 1996).

As fibras de vidro são elásticas até a ruptura e possuem fluência praticamente desprezível sob certas condições de controle.

2.1.2.2 As Fibras de Carbono

Os materiais ideais para serem utilizados no reforço de estruturas são baseados nos elementos encontrados principalmente na região central da Tabela Periódica. Esses elementos,

incluindo o carbono, formam a nível atômico, ligações fortes e estáveis. Os materiais que são formados por este tipo de ligação são rígidos e resistentes a muitos tipos de ambientes quimicamente agressivos, mesmo a temperaturas relativamente altas. Apresentam ainda baixa densidade, sendo disponíveis em quantidades quase ilimitadas (MEIER, 1992).

As fibras de carbono têm sido utilizadas desde o século 19, quando Thomas Edison usou filamentos de carbono feitos de fibras de bambu no seu primeiro experimento de bulbo de luz.

As fibras de carbono são produzidas por extrusão de um polímero em um filamento contínuo. O filamento passa por um tratamento de estabilização ao ar a 200 a 350 °C, após o qual é submetido a temperaturas entre 350 e 1600 °C em uma atmosfera de gás inerte para remover o hidrogênio, o oxigênio, o nitrogênio e outros elementos contaminantes. As propriedades mecânicas das fibras resultantes podem ser modificadas por um subsequente tratamento de calor que chega a alcançar temperaturas entre 1300 a 3000 °C.

Fibras de carbono com módulo de elasticidade de cerca de 230 GPa são conhecidas como fibras de alta resistência (AR) ou de baixo módulo. As fibras de alto módulo (AM) têm valores que variam de 480 a 700 GPa. Melhorias significativas nas propriedades mecânicas das fibras de carbono estão ainda sendo realizadas em alguns laboratórios de pesquisa e podem vir a ser incorporadas no futuro aos produtos que chegam ao mercado. O módulo teórico de fibras perfeitamente alinhadas gira em torno de 1000 GPa.

2.1.2.3 As Fibras de Aramida

Existem várias fibras orgânicas disponíveis que podem ser usadas em aplicações estruturais. Entretanto, o custo, e em alguns casos a temperatura de serviço, além de fatores de durabilidade, restringem o uso a aplicações específicas. A mais popular das fibras orgânicas é a aramida. A sua estrutura contribui para uma elevada estabilidade térmica, sendo que a sua

configuração origina um conjunto de moléculas coesas que contribuem para elevados valores de resistência e módulo.

As fibras de aramida estão disponíveis na forma de estopas, fios lisos e torcidos e em vários tipos de produtos na forma de tecidos.

Aqui seguem algumas propriedades das fibras de aramida (ACI, 1996):

a) 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. Em compósitos poliméricos a perda de resistência por ação do meio-ambiente não tem sido observada;

b) são isolantes elétricos;

c) são altamente estáveis termicamente. As fibras se decompõe à 425 °C mas não são utilizadas a temperaturas acima de 150 °C pois elas oxidam;

d) o módulo de deformação à tração é uma função da orientação molecular; e,

e) possuem uma boa resistência à ruptura por fadiga e fluência.

2.1.2.4 Comparações entre as Fibras

A seguir são apresentadas uma tabela (Tabela 2.01) com algumas propriedades dos materiais compósitos reforçados com fibras comercializados e um gráfico (Figura 2.02) que compara o comportamento tensão versus deformação de vários materiais.

Tabela 2.01 - Propriedades típicas dos compósitos reforçados com fibras comercializados.

Fibra	Diâmetro (microns)	Módulo de Deformação (GPa)	Resistência à Tração (GPa)	Alongamento na Ruptura (%)
E-glass	10,0	72,4	3,45	4,8
S-Glass	10,0	86,9	4,30	5,0
PAN-Carbon T-300 ¹	7,0	231,0	3,65	1,4
PITCH-Carbon P-555 ¹	10,0	380,0	1,90	0,5
PITCH-Carbon P-100 ¹	10,0	758,0	2,41	0,3
Aramid Kevlar 49 ²	11,9	131,0	3,62	2,8
Aramid Twaron 1055 ³	12,0	127,0	3,60	2,5

(Fonte: ACI, 1996)

¹ Fabricante: Amoco

² Fabricante: DuPont de Nemours and Co.

³ Fabricante: Akzo-Nobel Fibers

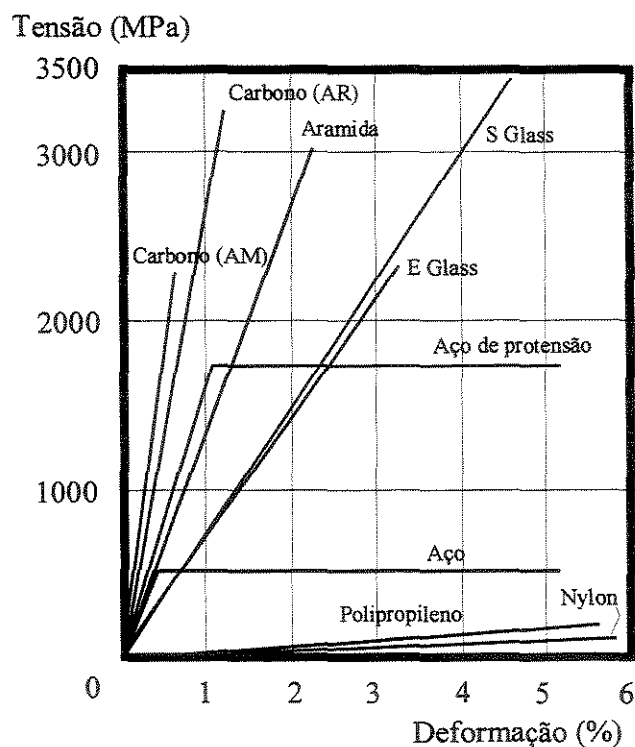


Figura 2.02 – Comportamento tensão versus deformação de vários materiais. (Fonte: ACI, 1996)

2.1.3 Formas Comerciais dos Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC)

Como este trabalho será realizado com polímeros reforçados com fibras de carbono, a seguir serão apresentadas as formas comerciais em que estes produtos são encontrados bem como algumas características de cada forma, havendo por final, no item 2.1.3.4 uma tabela (Tabela 2.02) que compara as propriedades das várias formas encontradas no mercado.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono são comercializados na forma de laminados, folhas e mantas unidirecionais e tecidos. A seguir são apresentadas algumas características destes materiais.

2.1.3.1 Laminados

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

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

Para a aplicação do laminado o substrato de concreto deve ser ligeiramente avivado, de forma a deixar exposto parte dos agregados maiores, limitando assim a espessura da pasta adesiva a ser aplicada aos 2 mm.

2.1.3.2 Folhas e Mantas Flexíveis Unidirecionais

As folhas e as mantas flexíveis são utilizadas para o reforço de vigas, complementarmente ao laminado ou em substituição a este quando da ocorrência de mudança de direção das fibras, e ainda, em reforço de lajes ou em confinamento de pilares.

As mantas unidirecionais são constituídas de feixes de fibras de carbono agrupadas de forma contínua e costuradas por uma tela impregnada com mínimas quantidades de resina epóxi. A espessura das armaduras é de décimos de milímetro, sendo que o compósito, neste caso, é formado quando da adição da resina, na aplicação.

Para a fabricação da manta, as fibras, depois de alinhadas e esticadas, num processo semelhante ao dos laminados, são introduzidas numa prensa juntamente à tela impregnada de epóxi e a dois plásticos de proteção.

2.1.3.3 Tecidos

Os tecidos, por possuírem fibras em duas ou mais direções, adquirem espessura média da ordem de 0,5 mm, e, por este motivo, requerem mais resinas durante o processo de realização do reforço. Antes de se iniciar o processo de aplicação, o substrato deve ser apicoado.

Na fabricação, as fibras, depois de alinhadas, são entrelaçadas como em um tear.

2.1.3.4 Comparação entre Formas de PRFC Comercializadas

Na Tabela 2.02 são apresentadas algumas comparações entre as formas comercializadas de PRFC.

Tabela 2.02 - Comparação entre as Formas Comercializadas de PRFC.

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

(Fonte: RIPPER, 1999)

¹ valor de cálculo do módulo de deformação longitudinal à tração sugerido pelo autor

2.1.4 Formas Comerciais dos Sistemas de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)

Os sistemas de PRF se apresentam em formas variadas, sendo caracterizados com base no estado como são transportados e instalados em campo (ACI, versão preliminar). Os sistemas de PRF utilizados para o reforço de estruturas de concreto são os saturados em campo (*wet lay-up systems*), os previamente saturados (*pre-preg systems*) e os previamente curados (*pre-cured systems*).

O sistema que será simulado neste trabalho, ou seja, o saturado em campo, consiste em mantas ou tecidos, unidirecionais ou multi-direcionais, impregnados com uma resina saturante no

próprio local de instalação do sistema. São utilizados durante o processo de colagem à superfície do concreto, geralmente, além do saturante, um primário, também conhecido como *primer*, e uma massa niveladora. A cura do sistema ocorre, obviamente, em campo, após a execução dos procedimentos de instalação.

Os sistemas previamente saturados consistem em mantas ou tecidos, unidirecionais ou multi-direcionais, impregnados com uma resina saturante ainda nas instalações da empresa aplicadora. Estes sistemas são colados à superfície do concreto com ou sem a aplicação de outras resinas, dependendo das exigências específicas do sistema. A cura deste sistema, que geralmente requer um aquecimento adicional, ocorre em campo.

Os sistemas previamente curados, finalmente, consistem em formas variadas de compósitos laminados que são transportados já impregnados e curados à obra, sendo no momento da aplicação apenas colados à superfície do concreto. Geralmente nestes sistemas também são utilizados primário e massa niveladora.

2.2 Materiais Compósitos na Engenharia Civil

Os materiais compósitos são largamente utilizados nas indústrias mecânica, química, aeronáutica e aeroespacial (MCKENNA et al., 1994).

Na área da engenharia civil, as primeiras estruturas compósitas realmente significantes foram projetadas nos anos 50 por um grupo de engenheiros liderados por H. Isler. Dentre as suas criações estão estruturas auto-portantes, principalmente estruturas de placas, cascas e tubulares, feitas principalmente de resinas de poliésteres insaturados reforçados com fibras de vidro. Os elementos de placa consistiam de estruturas em forma de caixas e as estruturas de casca de paredes finas eram predominantemente projetadas com curvaturas duplas. As configurações

geométricas típicas eram assim necessárias para se compensar o relativamente baixo módulo de elasticidade daqueles materiais plásticos reforçados com fibras de vidro (MEIER, 1992).

O estudo de materiais compósitos na forma de barras de material plástico reforçado com fibras de vidro tem sido realizado nos Estados Unidos desde a metade da década de 50 (ACI, 1996) e na Alemanha desde o final da década de 70 (MEIER, 1992), sendo que neste último país foram utilizadas barras protendidas desse material pela primeira vez em 1980 em uma pequena ponte de concreto. Em 1986, em Dusseldorf, uma ponte de concreto onde circularia tráfego pesado foi especialmente projetada, pela primeira vez, para que fosse armada com elementos protendidos de material plástico reforçado com fibra de vidro.

As fibras de aramida e os materiais plásticos reforçados com fibras de aramida têm também sido usado para protensão, em cabos estaiados, e, em particular, na ancoragem de plataformas onde são feitas perfurações para extração de petróleo. (MEIER, 1992).

O uso de material plástico reforçado com fibra de carbono começou a ser estudado na engenharia civil para que fosse aplicado na construção de pontes, em particular, na função de cabos para pontes estaiadas ou suspensas. A primeira ponte empregando este material foi construída em 1991, em Ludwigshafen, e tem 80 metros de comprimento sendo parcialmente armada com barras de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) protendidas (MEIER, 1992).

As barras de PRFC são caracterizadas pela excelente resistência à corrosão e à fadiga, pela baixa densidade e pelo baixo coeficiente de deformação térmica linear na direção longitudinal da fibra.

Os materiais compósitos reforçados com fibras só começaram a ser finalmente testados para o reforço de estruturas por volta de 1980. Assim como as barras, as mantas, folhas e laminados fabricados com polímeros reforçados com fibras são caracterizados pela baixa densidade e elevadas resistências à fadiga e à corrosão.

Ao se tratar de recuperação de estruturas, o uso de material plástico reforçado com fibra ao invés de chapas de aço traz a solução de alguns problemas comuns quando se empregava o reforço com adição de aço. Em climas frios, por exemplo, costuma-se utilizar sais de degelo em rodovias e pontes, sendo que eles acabam por ocasionar uma rápida deterioração na armadura interna de estruturas de concreto armado e colocam em risco a durabilidade das chapas de aço coladas externamente. A proximidade de ambientes marinhos e industriais pode também contribuir à corrosão do aço (MCKENNA et al., 1994). Assim, por serem resistentes à corrosão, estes novos materiais se tornam extremamente úteis para o reforço de estruturas.

2.2.1 A Utilização de Materiais Compósitos Reforçados com Fibras para Armar Estruturas de Concreto

Como já foi dito, os produtos plásticos ou polímeros reforçados com fibras foram utilizados pela primeira vez para armar estruturas de concreto, nos Estados Unidos, na metade da década de 50 (ACI, 1996). Hoje em dia estes produtos já são utilizados para a fabricação de barras, cabos, telas, mantas e laminados. Estes materiais podem alcançar objetivos estruturais de forma semelhante ou superior aos produtos metálicos comumente utilizados, como barras de aço e tendões protendidos.

O que há de comum entre os produtos de PRF existentes é o uso de fibras contínuas (vidro, aramida, carbono, entre outras) mergulhadas em uma matriz de resina, que é a cola que permite às fibras trabalharem em conjunto, como um único elemento.

O processo de pultrusão é um dos métodos de fabricação de barras de PRF mais utilizados hoje em dia pois combina formas contínuas de armaduras com uma resina para produzir produtos de PRF que seguem uma orientação determinada garantindo assim uma grande quantidade de fibras por volume.

O método da pultrusão é utilizado para produzir, dentre outras coisas, varas de pesca, cabos de pás e peças estruturais.

Um dos primeiros interesses da indústria do concreto nas armaduras de PRF ocorreu pelo fato dele não causar problemas de durabilidade como aqueles associados à corrosão de armaduras de aço. Além desta vantagem, as estruturas de concreto podem se beneficiar também das seguintes características da armadura de PRF: leveza, elevada resistência à tração, durabilidade, resistência a produtos químicos e às condições do meio-ambiente, permeabilidade eletromagnética e resistência a impactos.

Numerosos produtos de PRF foram e estão sendo desenvolvidos em todo o mundo, sendo que o Japão, a Suíça, os Estados Unidos e a Alemanha são os países mais avançados na aplicação desta tecnologia.

2.2.1.1 A Substituição da Armadura de Aço pela Armadura de PRF

Na década de 60 muitos problemas de corrosão começaram a aparecer nas estruturas e pontes de concreto armado. O sal aplicado para o degelo em climas mais frios e o sal marinho em áreas costeiras aceleravam a corrosão em armaduras de aço. Os produtos da corrosão expandiam e causavam a fratura do concreto (ACI, 1996).

Uma primeira medida tomada para se prevenir a corrosão foi a aplicação de uma pintura galvanizada sobre as barras de armadura de aço. Esta solução logo foi abandonada por várias razões, mas principalmente devido a uma reação eletrolítica entre o aço e a tinta que era a base de zinco, levando a uma perda da proteção.

Já no final da década de 60 muitas companhias nos Estados Unidos desenvolveram um spray eletrostático para ser aplicado em encanamentos de óleo e gás feitos de aço. No início da década de 70, naquele mesmo país, o Federal Highway Administration, órgão responsável por monitorar e fazer a manutenção das estradas e pontes naquele país, iniciou uma pesquisa para avaliar mais de 50 tipos de pinturas protetoras para barras de aço. A pesquisa obteve sucesso e levou ao uso corrente de barras de aço protegidas por pintura epóxi.

As pesquisas relativas ao uso de resinas no concreto, que começaram no final da década de 60, buscavam o estudo de um concreto impregnado com polímero. Infelizmente, as armaduras de aço não puderam ser utilizadas com concreto polimérico devido a uma incompatibilidade de propriedades térmicas. Este fato levou a Marshall-Vega (que mais tarde foi chamada de Vega Technologies e depois de Marshall-Vega Corporation) a produzir barras compósitas reforçadas com fibras de vidro (PRFV). As experiências com o novo material obtiveram bons resultados e a barra compósita resultante se tornou um tipo de armadura que poderia ser utilizado com concreto polimérico (ACI, 1996).

Apesar do número crescente de pesquisas a respeito do uso de armaduras de PRF em conjunto com concreto, esta técnica só foi reconhecida a partir do início da década de 80, quando começaram a ser desenvolvidas pesquisas para se comprovar se os materiais compósitos realmente apresentavam uma melhoria significativa em relação às barras de aço protegidas por pintura epóxi.

Na década de 80 houve um grande aumento no uso de barras de PRF em aplicações que se necessitava de quesitos especiais ou onde as armaduras estavam sujeitas a ataques químicos severos. Talvez o maior mercado, à época, foram as peças de concreto que suportam ou envolvem equipamentos médicos de ressonância magnética. Para estas estruturas, as armaduras de aço convencionais não podem ser utilizadas. Barras compósitas têm sido usadas mais recentemente na construção de alguns diques, lajes do teto de indústrias, base para equipamentos elétricos e reatores, e pisos de concreto em ambientes quimicamente agressivos.

Em 1986, a primeira ponte no mundo a utilizar armadura compósita foi construída na Alemanha. Desde então, outras pontes estão sendo construídas na Europa, e, mais recentemente, na América do Norte e Japão. Os governos dos Estados Unidos e do Canadá estão investindo significativamente nos últimos anos em avaliações do produto para futuros desenvolvimentos de novas tecnologias e aplicações.

2.2.2 Reforço por Meio da Colagem de Material Plástico Reforçado com Fibras (PRF)

Com relação ao reforço de estruturas, os polímeros reforçados com fibras começaram a ser utilizados para este fim no início da década de 90 na Suíça e no Japão. A Ibach Bridge, em Lucerne, foi a primeira ponte a ser reparada através do uso do PRFC na Suíça. Neste caso, foram aplicados 6,2 kg de material compósito em substituição a 175 kg de aço (MEIER, 1992; MEIER et al., 1992).

Estes novos materiais compósitos reforçados com fibras têm sido utilizados para o reforço de tubos, túneis, silos, tanques, chaminés, pilares, lajes de edifícios e indústrias, piers (MALVAR et al., 1995; INABA et al., 1996), vigas subdimensionadas ou que necessitem de reforço ao cisalhamento ou à flexão, e, em anos recentes, nos Estados Unidos, para o reforço de paredes de blocos de concreto (HARTLEY et al., 1996).

Atualmente muito têm-se estudado sobre o reforço à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado através do uso de PRF. O aumento na capacidade de resistir a esforços cortantes, tema este que não faz parte do escopo deste trabalho, tem sido abordado por vários pesquisadores. Como exemplos pode-se citar os importantes trabalhos já realizados por TRIANTAFILLOU (1998) e CHAJES et al. (1995) que realizaram extensos programas experimentais e MALEK et al. (1998a e 1998b) que desenvolveram estudos analíticos para uma melhor compreensão da natureza dos esforços atuantes em um membro reforçado podendo-se

prever, em última análise, a capacidade última do reforço através da colagem de PRF nas faces laterais das vigas.

No capítulo 3 serão apresentados outros casos de aplicação em campo, a metodologia construtiva e de cálculo atualmente utilizadas, alguns programas experimentais e seus resultados e, finalmente, conclusões a respeito da eficiência do processo de reforço à flexão de vigas de concreto armado através da colagem de PRF.

3 REFORÇO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA COLAGEM DE CHAPAS DE AÇO OU DE MATERIAL POLIMÉRICO REFORÇADO COM FIBRAS

Neste capítulo é feita uma investigação bibliográfica sobre as técnicas de reforço de vigas de concreto armado através da colagem de chapas de aço ou de material polimérico reforçado com fibras, sendo descritos e comentados alguns dos principais programas experimentais já realizados pela comunidade científica internacional. São apresentadas ainda algumas aplicações de campo, bem como as metodologias construtivas geralmente adotadas nos dois tipos de processo.

Para o caso do reforço com PRF são discutidos principalmente a metodologia de dimensionamento à flexão, a influência das taxas de armadura interna e de PRF no aumento da eficiência do processo e os métodos de prevenção de rupturas prematuras geralmente adotados.

3.1 Reforço à Flexão em Vigas de Concreto Armado por Meio da Colagem de Chapas de Aço

Aqui será feito um breve histórico a respeito do início das aplicações em campo do reforço com chapas de aço além de explicitada a metodologia construtiva geralmente adotada. A seguir serão apresentadas as conclusões de algumas investigações experimentais importantes e

feitas algumas considerações sobre o comportamento à flexão de vigas de concreto armado submetidas à flexão simples e reforçadas através da colagem de chapas de aço.

3.1.1 Aplicações em Campo e Metodologia Construtiva do Reforço com Chapas de Aço

A seguir serão resumidos apenas alguns casos em que se optou pelo reforço com chapas de aço e quais os procedimentos mais usualmente adotados durante o processo de realização do reforço em campo.

3.1.1.1 Aplicações em Campo do Reforço com Chapas de Aço

A colagem de chapas de aço à superfície tracionada de vigas de concreto é uma técnica que tem sido bastante utilizada. Uma vantagem deste método é a eliminação das ancoragens especiais quando se utilizava o método da pós-tensão. Uma desvantagem é o perigo da corrosão na interface chapa-adesivo, que acaba afetando a resistência da colagem.

Na Bélgica (DEREYMAEKER, 1996) foi feito um levantamento das causas de falhas ou problemas em estruturas de concreto e as três primeiras razões encontradas, em percentagem, foram as mudanças no uso (25 %), erros na construção (20 %) e ações como acidentes, explosões, fogo, entre outros (14 %). Ainda foram relacionados problemas como erros de cálculo, efeitos do meio ambiente, fluência do concreto, deterioração do concreto - reação álcali-agregado e adaptações devido a mudanças nas normas. Como poderá ser constatado a seguir estes são realmente os problemas encontrados por engenheiros em várias partes do mundo, sendo que, em várias ocasiões, o reforço através da colagem de chapas de aço foi escolhido como o mais adequado para a solução do problema.

O uso de chapas de aço coladas externamente com a intenção de reabilitar peças de concreto armado foi primeiramente relatado em 1964, quando chapas de aço maleáveis foram aplicadas com cola adesiva a vigas carregadas no subsolo de um prédio de apartamentos em Dubain, África do Sul, pois, as armaduras das vigas não tinham sido colocadas (MCKENNA et al., 1994).

No início da década de 70, muitos edifícios na Suíça foram reforçados utilizando-se este método, sendo que, em 1980, foi reforçada uma ponte em arco de concreto armado com um custo somente de 60 % em relação ao custo estimado de substituição da mesma.

Em 1972, chapas de aço coladas externamente foram aplicadas à face tracionada de uma ponte de concreto de vigas T na França para corrigir uma flecha permanente de 80 mm devido à fluência. Também na França, em 1974, outra viga T de concreto de uma ponte teve chapas de aço coladas para melhorar sua capacidade à flexão e cisalhamento. Em ambos os casos, foi mantido um fluxo reduzido de tráfego nas pontes.

Em Karastan, república que fazia parte da antiga U.R.S.S., uma ponte de concreto armado de vãos contínuos construída em 1912 e que tinha sofrido uma perda de 25% de sua armadura devido a corrosão, foi reforçada com a aplicação de chapas de aço coladas com epóxi às regiões de momento negativo. Na região de momento fletor positivo, parafusos foram soldados às armaduras expostas e chapas de aço foram coladas aos parafusos. Durante o trabalho, foi permitido um fluxo reduzido de veículos.

Em 1978 a Shelly Bridge, em Perth, na Austrália, tinha desenvolvido fissuras de cisalhamento antes da ponte ser aberta ao tráfego. Chapas de aço de 200 mm de largura por 6 mm de espessura foram coladas e aparafusadas externamente em camadas para corrigir o problema.

Em 1979 foi reforçada uma ponte em Florida Keys, Estados Unidos, para que a mesma pudesse suportar a passagem de cargas mais pesadas (BARLOW, 1996). A ponte está localizada

em uma região marinha com temperaturas oscilando entre 29 °C e 35 °C e elevada umidade, particularmente nos meses de verão. Todo o serviço de injeção de fissuras no concreto, tratamento das superfícies do concreto e das chapas, colagem do material de reforço nas vigas e tabuleiro da ponte e tratamento das superfícies expostas de aço levaram apenas duas semanas e meia. Os itens mais caros deste processo foram as plataformas de trabalho e o recobrimento de toda a superfície superior da ponte com concreto novo.

No final da década de 80 foi realizado em Singapura, no Hwa Chong Junior College, um dos maiores trabalhos de reforço com a colagem de chapas de aço já realizados naquele país (YONG et al., 1996). Foi constatado que a resistência do concreto utilizado durante a construção do edifício, entre 1972 e 75, não alcançou o valor especificado em projeto. Antes da realização do reforço em várias vigas e pilares, vários elementos como paredes e adornos foram removidos para se diminuir o valor do peso próprio da estrutura.

No início da década de 90 foram realizados dois importantes reforços em vigas localizadas no teto de edifícios industriais italianos (AGNELONI, 1996). O primeiro caso de intervenção se deu em uma indústria próxima a Roma, onde algumas vigas protendidas do teto foram reforçadas com a colagem de chapas de aço de 3 milímetros de espessura por 10 centímetros de largura para que se garantisse as deformações verticais inicialmente previstas em projeto. O outro trabalho foi realizado em Catania, Sicília. A degradação das peças se deram devido a infiltração de água, causando a deterioração do concreto e a oxidação das armaduras de aço. Após o reparo do concreto optou-se pelo reforço externo com chapas de aço para se garantir a resistência à flexão das vigas.

A fluência no concreto pode causar deflexões excessivas em uma peça estrutural. Este efeito ocorreu em uma famosa piscina conhecida como "Poseidon", em Bruxelas, na Bélgica, onde as deflexões foram causadas pela fluência do concreto e pela corrosão da armadura interna (DEREYMAEKER, 1996). Os reparos das vigas, laje e paredes foram feitos com a colagem de chapas de aço. Seiscentos e noventa tiras de aço representando um total de 9.460 quilogramas

foram utilizadas para cobrir uma área de 290 metros quadrados. O trabalho foi realizado em dois meses.

Pelo fato do sistema de colagem de chapas de aço possuir algumas desvantagens como a dificuldade de manuseio no transporte e no momento da execução do reforço devido ao peso das peças, a possibilidade de corrosão na interface aço/adetivo, e o problema de formação de juntas entre as chapas, que são relativamente curtas, passou-se a investigar um meio de se substituir o uso de chapas de aço por material polimérico reforçado com fibras (MEIER, 1992). Assim, apesar do método das chapas ser ainda utilizado, e, atualmente já bastante estudado, o método de reforço através da colagem de PRF vem ganhando espaço na área de reforço de estruturas, como poderá ser constatado no item 3.2.1 deste trabalho.

3.1.1.2 Metodologia Construtiva do Reforço com Chapas de Aço

A colagem de chapas metálicas ao concreto requer a utilização de resinas com elevadas capacidades de aderência. Atualmente, a maioria dos processos de reforço tem utilizado adesivos à base epóxi.

Geralmente, a metodologia construtiva se divide em três procedimentos: preparação das superfícies do concreto e do aço, preparação e colagem das chapas e proteção externa do aço. Esta metodologia, que será descrita a seguir, foi bem explicada por YONG et al. (1996).

O jateamento com ar proporciona a melhor preparação de uma superfície de aço que será colada a uma superfície de concreto já que ela é capaz de remover todas as substâncias possivelmente contaminantes. Entretanto, este método é somente prático quando uma grande área de superfície de aço precisa ser preparada. Como em métodos de reforço as chapas são geralmente cortadas para se moldar à estrutura a ser reforçada, as mesmas são moldadas em pedaços relativamente pequenos, não justificando o custo do sistema de jateamento de ar. Assim,

geralmente se opta pela raspagem da superfície da chapa anteriormente à instalação. Este método tem demonstrado ser eficiente e econômico. SOUZA et al. (1998) sugere que previamente a esta decapagem a superfície seja desengordurada com tricloruretano.

As superfícies de concreto podem ser preparadas através da remoção de todos os contaminantes utilizando métodos mecânicos. Subsequentemente, com o auxílio de um martelo e de uma pontalete quebra-se a camada de massa até se encontrar os agregados. A superfície é então limpa com o jateamento de água para remover qualquer tipo de poeira. Finalmente, a superfície é seca antes da instalação das chapas.

As chapas geralmente são coladas através do método da injeção pressurizada - *pressure injection method* - ou através do método da compressão - *pressure buttering method*.

Pelo método da injeção pressurizada, após a preparação da superfície, as chapas são fixadas através de grampos na posição desejada deixando uma pequena abertura entre as mesmas e o concreto. Então, os tubos de injeção e de ventilação são posicionados em posições estratégicas ao redor das bordas assim como em furos previamente abertos nas chapas.

Utilizando uma massa cimentícia de pega rápida ou uma argamassa epóxi, a área periférica da chapa de aço assim como a área ao redor dos furos são seladas para se prevenir a perda de grout por escoamento durante o processo de injeção por pressão.

A injeção é feita utilizando-se uma epóxi líquida de baixa viscosidade. O preenchimento com a cola se inicia através do tubo de injeção posicionado no ponto mais baixo da chapa e continua no ponto onde a cola verte, e assim sucessivamente até que toda a interface seja preenchida. Ao se fazer isso consegue-se um completo preenchimento da abertura outrora existente entre as chapas e o concreto, garantindo a não existência de bolhas de ar na interface.

Pelo método da compressão, uma resina com consistência pastosa deve ser simplesmente aplicada sobre a chapa de aço. Então, após o correto posicionamento na estrutura, a chapa deve

ser submetida a uma ligeira pressão uniforme que poderá ser exercida, por exemplo, por meio de escoras metálicas ajustáveis, encimadas por pranchas de madeira, sistema este que deverá ser mantido até o instante de total cura da resina. Geralmente são utilizados pinos chumbadores nas extremidades das chapas para auxiliar no processo de pressionamento da chapa contra o concreto.

Finalmente, após a colagem, o lado exposto da chapa de aço precisa ter sua superfície externa protegida, seja contra a ação do fogo em casos de incêndio, quando se decidir que este procedimento é necessário, seja contra as condições do meio ambiente, particularmente dos produtos causadores da corrosão, sempre que a proteção ao fogo não for realizada.

Uma estrutura de aço qualquer requer a proteção contra o fogo. Uma camada de material resistente é usualmente aplicada sobre a superfície de aço exposta para se estar de acordo com as Normas que regulam este tipo de construção. Entretanto, YONG et al. (1996) esclarece que se o concreto existente se encontra dentro dos padrões de proteção, antes da colagem das chapas de aço, as mesmas podem ser projetadas para ruir no caso de incêndio, não exigindo então qualquer proteção contra a exposição a altas temperaturas. Como uma medida preventiva, o aparafusamento das chapas de aço ao concreto previne que as mesmas caiam no caso de incêndio.

Se as chapas de aço não necessitarem então de proteção ao fogo, as superfícies devem receber tratamento de pintura anti-corrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico.

3.1.2 Investigações Experimentais e Considerações sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Chapas de Aço e Submetidas à Flexão Simples

Aqui serão relatados os resultados obtidos em algumas importantes investigações experimentais e apresentadas algumas conclusões a respeito da rigidez, do panorama de fissuração, deformações e capacidade última das vigas reforçadas. Será explicitada a influência das

tensões atuantes na interface chapa-concreto no comportamento de serviço e último da peça e os mecanismos de incremento de ancoragem geralmente utilizados para se prevenir uma ruptura brusca; e, finalmente, serão apresentados os resultados de um extenso programa experimental que abordou o problema da corrosão.

3.1.2.1 Rigidez, Fissuração, Deformações, Ductilidade e Capacidade Última

Apesar da crescente utilização em campo durante as décadas de 70 e 80, somente algumas investigações experimentais foram empreendidas em laboratório na década de 80 para verificar a performance estrutural e dúctil de membros de concreto armado em ação conjunta com chapas de aço coladas externamente. Na Europa, a maioria das pesquisas foram feitas na Inglaterra na Universidade de Sheffield e no Laboratório de Transportes e Pesquisa Viária em Crowthorne (McKENNA et al., 1994). Cada um desses programas experimentais foi parte de um programa experimental maior, culminando em 1987 e 1988 com estudos específicos completados por SWAMY et al. (1987) e JONES et al. (1988).

SWAMY et al. (1987) ensaiaram 24 vigas, todas com seção transversal de 15,5 cm x 25,5 cm e comprimento de 2,5 metros. As vigas foram armadas com barras longitudinais de 3,2 milímetros de diâmetro a uma profundidade de 22 centímetros do topo da viga. Os estribos possuíam 6 milímetros de diâmetro sendo o espaçamento de 7,5 centímetros de centro a centro de estribo. As vigas, simplesmente apoiadas, foram ensaiadas sobre um vão de 2,3 metros e carregadas nos terços. As principais variáveis que estavam sendo estudadas eram as espessuras da cola e da chapa. Foram observados ainda fatores como técnicas de sobreposição de pequenas chapas nas seções do meio do vão e de aplicação de cargas, espessura variável do adesivo ao longo do comprimento da viga e concentração de tensões no adesivo.

Foram utilizadas três espessuras de cola: 1,5 mm, 3 mm e 6 mm. Para cada espessura de cola, três espessuras de chapa foram usadas, 1,5 mm, 3 mm e 6 mm, todas com largura constante de 12,5 centímetros.

A resina epóxi utilizada era bi-componente e possuía uma consistência pastosa. A resina apresentava uma resistência à tração de cerca de 15 MPa e um módulo de deformação a baixas deformações de $2,1 \text{ kN/mm}^2$ que reduzia para $1,65 \text{ kN/mm}^2$ a altas deformações.

As conclusões apresentadas por SWAMY et al. (1987) após extensa análise dos dados obtidos após os ensaios das vinte e quatro vigas do programa experimental estão listadas a seguir.

A adição de chapas de aço coladas a vigas de concreto armado podem aumentar substancialmente as suas rigidezes à flexão, reduzir a fissuração e as deformações dos materiais resistentes em todos os níveis de carregamentos, além de contribuir para um modesto aumento em sua capacidade última à flexão.

A carga para causar a primeira fissura nas vigas reforçadas foi cerca de 1,5 vez maior que a carga causadora do mesmo efeito na viga controle.

A redução da fissuração e deformações foi maior com o aumento da espessura da chapa e com o aumento da espessura da cola, mas não na mesma proporção; e, ainda, o efeito na rigidez das peças produzido pelo aumento da espessura da cola decrescia à medida que a espessura da chapa aumentava.

Do ponto de vista estrutural, o efeito do enrijecimento foi muito mais influente na redução das deformações das armaduras e chapas de aço que na redução dos deslocamentos verticais. Ou seja, as chapas de aço coladas contribuíram mais no controle da fissuração que no controle das deflexões. Assim, com a redução das deformações devido ao enrijecimento, as cargas de serviço são substancialmente aumentadas. Finalmente, sob o ponto de vista estrutural, o efeito

do reforço com chapa de aço foi muito maior que se a área de seção transversal das barras longitudinais tivessem aumentado do mesmo valor da área transversal da chapa de aço.

A sobreposição de chapas, o carregamento antes da colagem da chapa, a variação da espessura da cola ao longo do comprimento da viga e a existência de concentração de tensões no adesivo não tiveram efeitos adversos no comportamento estrutural das vigas reforçadas.

As vigas reforçadas com chapas de 1,5 milímetro de espessura romperam à flexão em todos os casos como resultado da combinação do escoamento da chapa e da armadura interna anteriormente ao rompimento do concreto. Nenhuma das vigas apresentaram qualquer sinal de descolamento entre adesivo-concreto ou adesivo-chapa, porém, as grandes deflexões causaram o descolamento da chapa na região de momento fletor puro, sendo que isso só foi evidenciado após o descarregamento da viga. Nas vigas reforçadas com chapas de 3 milímetros de espessura, as rupturas ocorreram com a combinação de esforços de flexão e de cisalhamento, sendo a ruptura à flexão a mais predominante, com as barras e a chapa escoando antes do rompimento do concreto e alcançando quase toda a capacidade resistente esperada. Não se constatou nenhum descolamento, porém houve um desprendimento do cobrimento de concreto no nível da armadura longitudinal inferior, que iniciou com uma fissura de cisalhamento na extremidade da chapa se propagando ao longo da viga em direção ao ponto de carregamento.

Todas as vigas reforçadas com chapas de 6 milímetros de espessura romperam através do desprendimento do cobrimento de concreto também no nível da armadura longitudinal inferior, não havendo sinais de descolamento entre a chapa e o concreto e sem a armadura ou a chapa terem alcançados suas respectivas tensões de escoamento. Como resultado as rupturas foram repentinas e frágeis.

Os ensaios demonstraram que a colagem de chapas de aço com espessuras de 1,5 e 3 milímetros a vigas descarregadas podem aumentar a capacidade última à flexão das mesmas em apenas 10 % a 15 %, enquanto que para as vigas previamente carregadas e depois reforçadas o aumento varia entre 8 % a 16 %. Estes ganhos em resistência podem ser satisfatoriamente

previstos pela metodologia de cálculo baseada na teoria convencional do concreto armado. Existe, entretanto, uma limitação na espessura da chapa além da qual ocorre a ruptura de parte do cobrimento de concreto sem que se alcance toda a resistência à flexão da peça e a ductilidade na ruptura. Assim, dois critérios são sugeridos para que as vigas reforçadas tenham sua capacidade à flexão e ductilidade na ruptura garantidas: primeiro, a razão largura sobre espessura da chapa, b_{ca}/t_{ca} , não deve ser menor que 50, e, ainda, a profundidade da linha neutra não deve ser maior que 0,4 vez a altura útil, d .

3.1.2.2 Mecanismos de Incremento de Ancoragem

Os trabalhos desenvolvidos durante a década de 80 no Departamento de Engenharia Civil e Estrutural da Universidade de Sheffield, e já parcialmente explicados por SWAMY et. al (1987), haviam elucidado que:

a) pode ser conseguida uma ação compósita perfeita entre uma peça de concreto e uma chapa de aço com o uso de uma cola epóxi adequada;

b) o reforço com chapas de aço propicia uma considerável redução nas larguras das fissuras de flexão e nas deflexões. As reduções são maiores se comparadas com as alcançadas com a colocação de uma armação interna adicional equivalente àquela correspondente à chapa de aço externa;

c) a partir do momento em que a ruptura de uma viga de concreto armado reforçada é atingida com o escoamento da chapa, a resistência última pode ser precisamente prevista através da utilização da teoria convencional do concreto armado; e,

d) quando é necessário o uso de chapas relativamente grossas (b_{ca}/t_{ca} menor que 40 para aços para chapa tipo A) a ruptura de parte do cobrimento de concreto, que se inicia nas extremidades da chapa, pode ocorrer após o surgimento de fissuras horizontais. Neste caso, a chapa não alcança a sua tensão de escoamento e a ruptura é repentina, após um breve aviso.

Preocupados com o comportamento das vigas próximo às extremidades de espessas chapas de aço, JONES et al. (1988) propuseram a análise da eficiência de diferentes métodos em superar o problema da ruptura de parte do cobrimento em conjunto com o descolamento da chapa. Algumas técnicas como o uso de chapa de espessura variável ao longo do comprimento, chapas sobrepostas sendo a externa com menor comprimento, e, parafusos, que já tinham sido utilizadas com sucesso em outros experimentos, foram novamente estudadas. Chapas de ancoragem coladas às laterais e à face inferior das vigas foram também testadas (Figura 3.01). Assim, além da viga testemunho, sete vigas reforçadas com chapas de aço foram testadas para se investigar o problema da ruptura repentina por descolamento da chapa. Todas as vigas foram projetadas para possuírem a mesma resistência teórica última, assumindo que não ocorreria o descolamento.

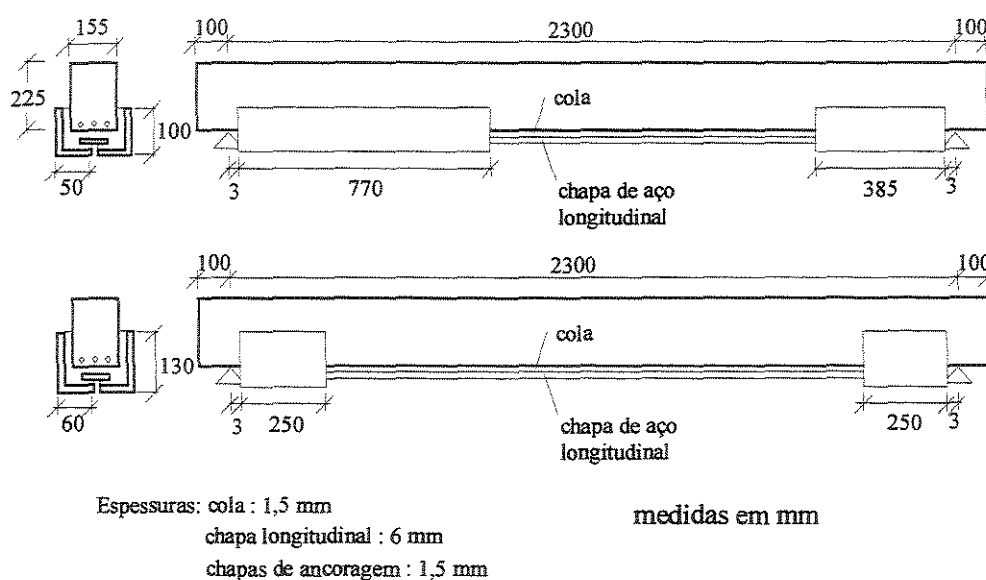


Figura 3.01 - Detalhe dos mecanismos de incremento de ancoragem em forma de L. (Fonte: JONES et al., 1988)

Em três das vigas reforçadas, uma através de simples colagem de chapa na face inferior da viga, uma com o uso de chapa de espessura variável ao longo do comprimento e outra com chapas sobrepostas sendo a externa de menor comprimento, a ruptura ocorreu por descolamento da chapa sem que se atingisse nem mesmo a resistência última apresentada pela viga padrão. Para

as duas vigas em que foram utilizados parafusos, até um carregamento correspondente à resistência última da viga padrão, houve uma completa ação compósita entre concreto e chapa, sendo que, logo após, um descolamento repentino começou a ocorrer nas extremidades das chapas até um comprimento de cerca de 30 centímetros. Os parafusos preveniram o descolamento completo e as vigas foram capazes de suportar mais carga. À medida que o carregamento aumentava, mais a chapa descolava, surgindo fissuras horizontais próximas à chapa. A ruptura ocorreu com o esmagamento do concreto na região de momento fletor constante, sem o escoamento das chapas de aço.

As chapas de ancoragem em forma de L utilizadas em duas vigas se mostraram como sendo o mais efetivo sistema de ancoragem, propiciando que ambas alcançassem a carga última teórica. A ruptura se deu com o esmagamento do concreto após o escoamento da chapa. As vigas suportaram uma carga, no instante da ruptura, cerca de 35 % maior que a carga suportada pela viga padrão.

A inspeção das vigas após os ensaios revelaram que ocorreu o aparecimento de algumas fissuras no concreto ao redor das bordas das chapas de ancoragens mais longas (77 centímetros), o que não aconteceu ao redor das outras chapas (38,5 e 25 centímetros). Possivelmente isto se deve ao fato de que a chapa longa esteve sujeita a ação de momentos fletores e esforços cortantes.

Através da análise dos dados experimentais e da teoria constatou-se ainda que:

a) a ruptura devido ao descolamento se inicia nas extremidades das chapas, onde ocorre uma mudança repentina na seção transversal. A análise teórica indicou que o descolamento da chapa é devido às elevadas tensões locais de colagem na interface e às forças de "descascamento" ou desprendimento - *peeling forces* - que surgem nas extremidades das chapas. Em vigas simplesmente apoiadas, esta transição é geralmente situada em uma região de elevado valor de força cortante e baixo, mas *caminhando* rapidamente para valores maiores, valor de momento fletor. Esta ascensão nos valores de momentos fletores produzem elevadas tensões nas interfaces cola-chapa e cola-concreto;

b) o tipo de ancoragem escolhido, ou a não utilização de nenhum artifício de ancoragem, não influenciou nos valores de deslocamentos verticais em cargas de serviço. Todas as vigas reforçadas se comportaram de forma semelhante, com rigidezes cerca de 60 % maior que a da viga padrão. Logo após ser alcançada a carga de serviço, as três vigas que não apresentavam mecanismos de ancoragem romperam sem demonstrar nenhuma ductilidade, enquanto as duas vigas com parafusos se mostraram consideravelmente mais dúcteis, com as curvas carga versus deflexão se achatando rapidamente antes da ruptura. Por fim, as curvas das vigas com chapas de ancoragem se achataram mais lentamente, demonstrando uma ductilidade semelhante às vigas com chapas aparafusadas;

c) para as vigas que romperam prematuramente, ou seja, para aquelas que não possuíam um mecanismo de incremento de ancoragem na forma de L, os valores experimentais máximos da tensão de colagem obtidos nas regiões de extremidade das chapas sugerem um valor limite de $4,9 \text{ N/mm}^2$, que equivale, aproximadamente, ao produto da raiz quadrada de dois vezes a resistência à tração do concreto;

d) o cálculo das dimensões da chapa de ancoragem pode ser baseada simplesmente na área de colagem necessária para reduzir as tensões normal e de cisalhamento a níveis aceitáveis; e,

e) as vigas reforçadas à flexão através da colagem de espessas chapas de aço que apresentaram as melhores performances foram aquelas em que foram instalados mecanismos de incremento de ancoragem na forma de chapas dobradas em L.

3.1.2.3 Tensões Normal e de Cisalhamento no Adesivo

Apesar de estudos terem comprovado que a colagem de finas chapas de aço às faces tracionadas de vigas de concreto armado pode levar a um aumento na performance estrutural, sob condições de serviço e última, as investigações têm demonstrado também que rupturas prematuras podem ocorrer devido às concentrações de tensões normal e de cisalhamento nas extremidades das chapas de aço, resultando no descolamento ou no arrancamento do cobrimento de concreto na altura da armadura longitudinal inferior.

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. A comparação de testes experimentais (JONES et al.,1988) com a análise teórica mostrou uma boa aproximação entre os resultados.

Várias técnicas têm sido empregadas no intuito de tentar evitar o problema da ruptura prematura, sendo as mais utilizadas aquelas que fazem o uso de parafusos ou de chapas de aço coladas às laterais da viga, ambas tentando criar mecanismos de incremento de ancoragem.

Como esperado, o uso de parafusos apesar de aumentar a ductilidade das vigas reforçadas, acarreta em uma pequena influência na resistência da camada de adesivo, que depende, na verdade, da concentração de tensões. A maneira mais efetiva de ancorar as extremidades das chapas de aço é através da colagem de chapas de aço dobradas, que se estendem até as faces laterais da viga. Esta técnica propicia um aumento na resistência e rigidez da viga reforçada, conforme demonstrado por JONES et al. (1988).

Todas as soluções analíticas e numéricas já obtidas para as tensões de cisalhamento e normal na interface chapa-concreto, sujeitas à flexão e forças axiais, levam às características mostradas na Figura 3.02.

As soluções elástica e utilizando a técnica dos elementos finitos indicam que a tensão de cisalhamento se reduz a zero na extremidade livre, após um comprimento da ordem da espessura do adesivo. Os valores significantes de tensões normais estão confinados em um pequeno trecho na extremidade da chapa, que depende da rigidez da camada adesiva. Detalhes práticos como o arredondamento dos cantos e a não-linearidade do material podem modificar a distribuição elástica idealizada de tensões, mas as características gerais são mantidas.

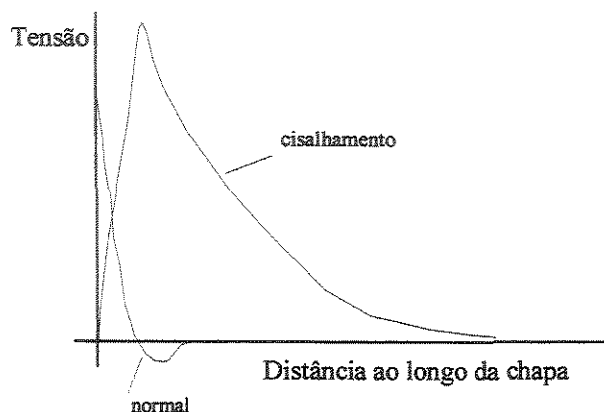


Figura 3.02 - Tensões de cisalhamento e normal no adesivo, na extremidade da chapa. (Fonte: ROBERTS, 1989)

Soluções analíticas baseadas na teoria da interação parcial para a previsão das concentrações de tensão de cisalhamento e normal no adesivo têm sido desenvolvidas por ROBERTS (1989). Estas soluções têm sido validadas pela comparação com soluções por elementos finitos e com ensaios experimentais. Um estudo teórico extenso de vigas reforçadas com chapas indicou que as concentrações das tensões de cisalhamento e normal no adesivo nas extremidades da chapa de aço dependem significativamente das rigidezes cisalhante e normal do adesivo, da espessura da chapa e da posição relativa entre extremidades da chapa e apoios. As conclusões práticas deste estudo elucidam que as concentrações de tensão podem ser reduzidas significativamente através da utilização de um adesivo mais flexível, reduzindo a espessura da chapa de aço, e, para uma viga simplesmente apoiada, posicionando a chapa de aço o mais próximo possível dos apoios.

As soluções analíticas e numéricas propiciam previsões razoavelmente precisas das concentrações de tensões no adesivo, entretanto, as soluções analíticas são geralmente consideradas muito complexas, tratando-se de procedimentos normais a serem utilizados em uma marcha de cálculo. Assim, para que se possa reduzir a complexidade dos cálculos a um nível

aceitável, tem-se utilizado um procedimento analítico aproximado que será aqui explicado apenas em linhas gerais, visto que este não é um dos objetivos deste trabalho. Este método simplificado, apesar de aproximado, para ser completamente compreendido, além da dificuldade matemática existente, exige o entendimento a fundo de vários conceitos de resistência dos materiais envolvidos na formulação, o que justifica, mais uma vez, a sua rápida explicação.

ROBERTS (1989) divide o problema em três estágios. Durante o primeiro, as tensões são determinadas assumindo uma perfeita ação compósita entre a viga de concreto armado e a chapa de aço colada. Durante o segundo e o terceiro estágios, a análise é modificada para se levar em conta as condições de contorno existentes nas extremidades da chapa de aço.

O método simplificado supõe que os valores máximos das tensões de cisalhamento e normal agem simultaneamente e exatamente na extremidade da chapa, onde, na prática, não devem existir forças ou momento fletor externos atuantes; e, é por isso que deve-se levar em conta as condições de contorno na extremidade do elemento de reforço. As suposições de carregamento feitas no estágio 1 (Figura 3.03a) geram forças axiais agindo nas extremidades da chapa. Desta maneira, o estágio 2 supõe a aplicação, às extremidades do reforço, de duas forças de mesma intensidade e direção, porém, de sentidos contrários às forças obtidas no estágio 1, com a intenção de anular as primeiras (Figura 3.03b). Com a superposição dos estágios 1 e 2, surge o aparecimento de uma força transversal e um momento fletor (Figura 3.03c), que serão, desta vez, anulados durante o estágio 3 (Figura 3.03d). Assim, a obtenção da tensão de cisalhamento máxima é feita com a superposição dos efeitos dos estágios 1 e 2, sendo a tensão normal máxima deduzida durante a análise do terceiro estágio.

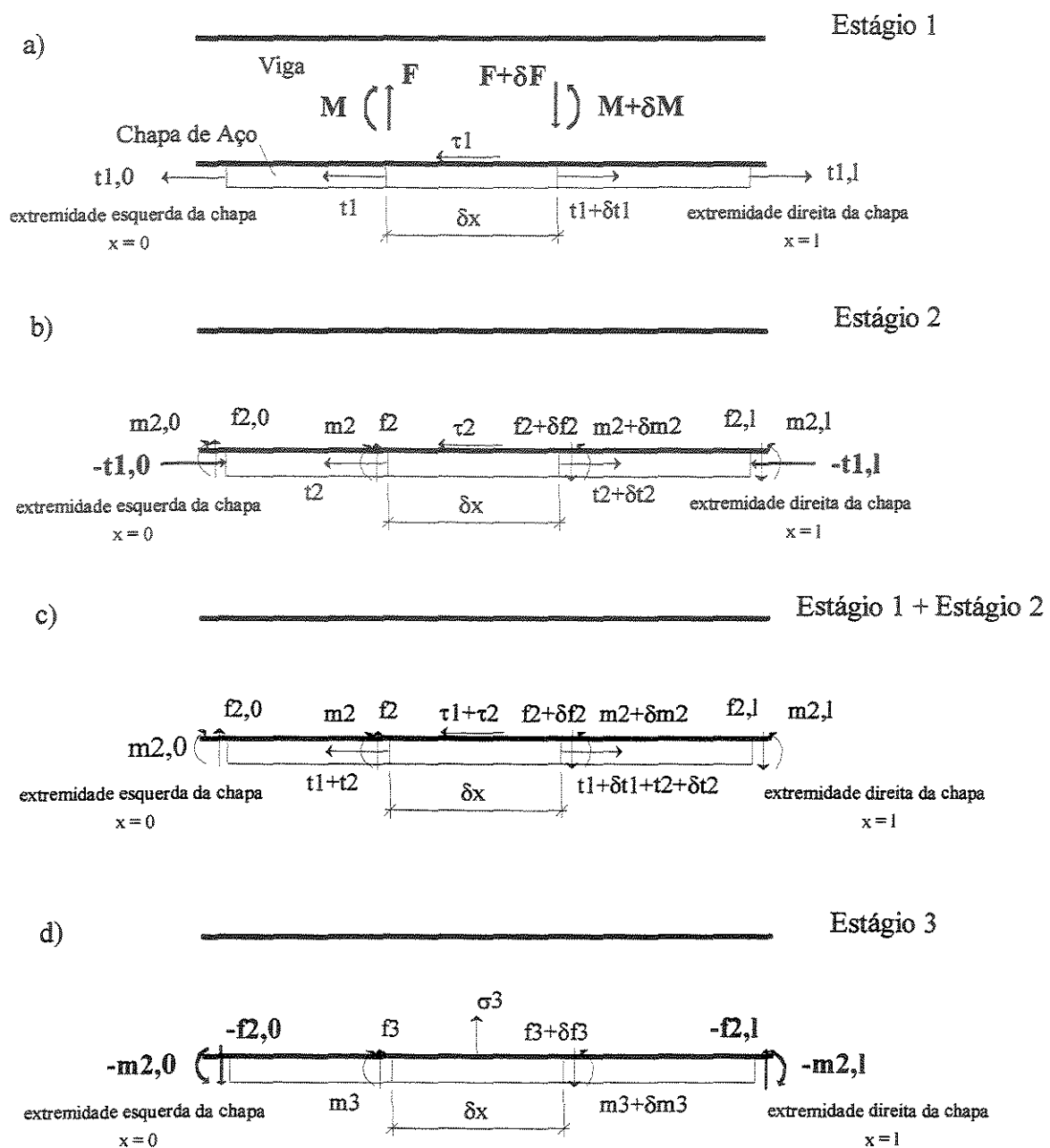


Figura 3.03 - Análise aproximada das concentrações de tensões de cisalhamento e normal na interface chapa-concreto. a) estágio 1. b) estágio 2. c) estágio 1 + estágio 2. d) estágio 3. (Fonte: ROBERTS, 1989)

Os valores máximos das tensões de cisalhamento, τ_0 , e normal, σ_0 , na extremidade da chapa, obtidos através da análise aproximada são dados pelas equações 3.01 e 3.02, respectivamente.

$$\tau_0 = \left[V_0 + \left(\frac{k_s}{E_{ca} \times b_{ca} \times t_{ca}} \right)^{\frac{1}{2}} \times M_0 \right] \times \frac{b_{ca} \times t_{ca}}{I_{aço} \times b_a} \times (d_{ca} - x) \quad (3.01)$$

$$\sigma_0 = \tau_0 \times t_{ca} \times \left(\frac{k_n}{4 \times E_{ca} \times I_{chapa}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.02)$$

Os fatores b_{ca} , t_{ca} , d_{ca} , x e b_a estão explicitados na Figura 3.04. E_{ca} , V_0 e M_0 são, respectivamente, o módulo de deformação longitudinal da chapa de aço e a força cortante e o momento fletor atuantes na seção coincidente com a extremidade da chapa de aço.

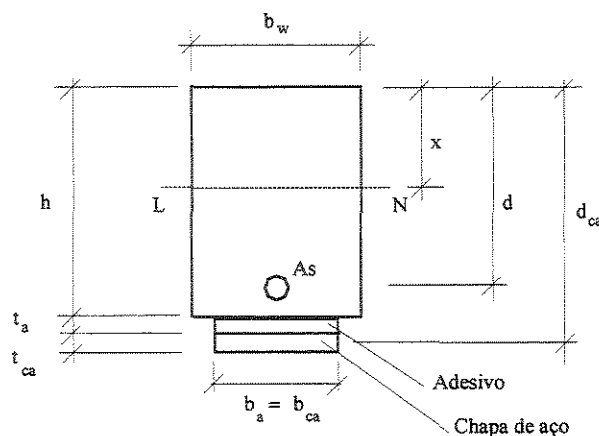


Figura 3.04 - Dimensões da seção transversal de uma viga de concreto armado reforçada à flexão através da colagem de chapa de aço. (Fonte: ROBERTS, 1989)

Os fatores k_s , rigidez de cisalhamento por unidade de comprimento do adesivo, e k_n , rigidez normal por unidade de comprimento do adesivo, estão indicados nas Equações 3.03 e 3.04, respectivamente.

$$k_s = G_a \times \frac{b_a}{t_a} \quad (3.03)$$

$$k_n = E_a \times \frac{b_a}{t_a} \quad (3.04)$$

G_a , E_a e t_a são, respectivamente, o módulo de deformação transversal, o módulo de deformação longitudinal e a espessura do adesivo.

Os fatores $I_{aço}$, momento de segunda ordem da seção equivalente de aço em relação à linha neutra, e I_{chapa} , momento de segunda ordem da chapa de aço em relação ao seu centróide individual, estão indicados nas Equações 3.05 e 3.06, respectivamente.

$$I_{aço} = \frac{E_c \times b_w \times x^3}{3 \times E_{ca}} + A_s \times (d - x)^2 + b_{ca} \times t_{ca} \times (d_{ca} - x)^2 \quad (3.05)$$

$$I_{chapa} = \frac{b_{ca} \times t_{ca}^3}{12} \quad (3.06)$$

E_c , b_w , A_s e d são, respectivamente, o módulo de deformação longitudinal do concreto, a largura da seção transversal da viga retangular de concreto armado, a área da seção transversal da armadura longitudinal inferior e a altura útil.

Segundo ROBERTS (1989), realizando-se uma comparação das fórmulas obtidas através da solução aproximada com as tensões obtidas pela aplicação de uma solução mais rigorosa, percebe-se que a solução apresentada nas Equações 3.01 e 3.02 podem subestimar a magnitude da concentração de tensões em até 30 %. É recomendado, então, que qualquer que seja o valor de M_0 , ou seja, o valor do momento fletor calculado na extremidade da chapa, que o mesmo seja substituído por M^* (Figura 3.05), que é o valor do momento fletor calculado na posição indicada na Equação 3.07. Esta modificação resulta em uma correlação extremamente satisfatória com as soluções mais rigorosas e com os resultados de ensaios experimentais.

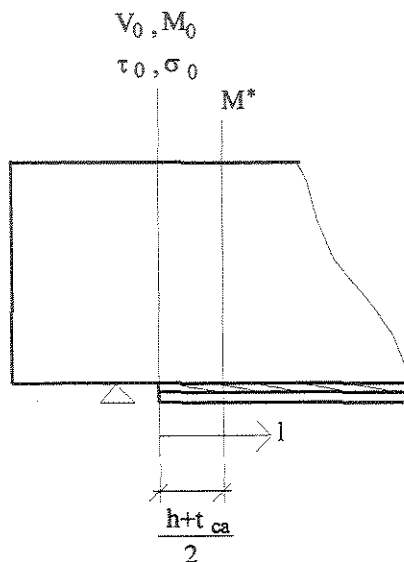


Figura 3.05 - Seções onde atuam V_0 , M_0 , M^* , τ_0 e σ_0 . (Fonte: ROBERTS, 1989)

$$l = \frac{h + t_{ca}}{2} \quad (3.07)$$

l é a distância entre a extremidade do reforço até a seção onde atua M^* , conforme mostrado na Figura 3.05. Assim, o momento fletor, que é obtido em relação ao apoio, é calculado

na posição dada pela Equação 3.08, onde d_{ap} é a distância do apoio até o ponto onde calcula-se o momento M^* e $d_{extr,ca}$ é a distância do apoio à extremidade da chapa de aço.

$$d_{ap} = d_{extr,ca} + \frac{h + t_{ca}}{2} \quad (3.08)$$

Assim, a Equação 3.01 pode ser reescrita como indicado na Equação 3.09.

$$\tau_0 = \left[V_0 + \left(\frac{k_s}{E_{ca} \times b_{ca} \times t_{ca}} \right)^{\frac{1}{2}} \times M^* \right] \times \frac{b_{ca} \times t_{ca}}{I_{aço} \times b_a} \times (d_{ca} - x) \quad (3.09)$$

O procedimento de cálculo baseado nas Equações 3.09 e 3.02 para a previsão das concentrações de tensão de cisalhamento e normal, respectivamente, na camada de adesivo de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço demonstra uma correlação satisfatória com testes experimentais e com as soluções analíticas rigorosas baseadas na teoria da interação parcial. A análise dos resultados dos testes apresentados por JONES et al. (1988) indica que a ruptura das chapas de aço coladas com adesivo epóxi se dá provavelmente em tensões de cisalhamento entre 3 e 5 N/mm² combinadas com tensões normais entre 1 e 2 N/mm². Entretanto, estes limites dependerão da resistência do adesivo e do concreto adjacente e no método de preparação da superfície.

Por fim, vale dizer, que as tensões máximas de cisalhamento e normal, τ_0 e σ_0 , respectivamente, estão relacionadas entre si de acordo com a Equação 3.10, sendo que k_l é uma constante calculada de acordo com a Equação 3.11.

$$\sigma_0 = \tau_0 \times k_1 \quad (3.10)$$

$$k_1 = t_{ca} \times \left[\frac{k_n}{4 \times E_{ca} \times I_{chapa}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (3.11)$$

3.1.2.4 Corrosão

Em 1979, HOBBS et al. (1996) iniciaram um extenso estudo sobre corrosão em chapas de aço coladas com resina epóxi em vigas de concreto armado. Vinte e uma vigas reforçadas à flexão, algumas carregadas e outras sem carga, foram expostas ao tempo por cerca de 12 anos, sem nenhum tipo de manutenção, em uma área industrial a alguns quilômetros de distância do centro da cidade de Sheffield, na Inglaterra. As principais variáveis utilizadas durante a confecção das vigas foram espessura do adesivo, número de camadas e comprimento das chapas.

As conclusões encontradas foram as seguintes:

- a) a extensão total de corrosão na superfície exposta de cada uma das vigas foi sempre menor que 6 %;
- b) o dano causado pela corrosão, entretanto, não foi uniformemente distribuído. Significantes áreas de corrosão estavam altamente concentradas, e ocorriam nas extremidades e cantos das chapas e na interface entre camadas;
- c) em todos os casos a corrosão iniciou o avanço pela chapa através das extremidades ou cantos expostos às condições do meio ambiente;
- d) a correspondência entre extensões de corrosão nas superfícies externas e internas das chapas apresentou grande variação;
- e) a profundidade de carbonatação no concreto depois de 12 anos de exposição ficaram entre 2 a 3 milímetros, sendo que todas as barras de aço internas às vigas estavam completamente livres de corrosão e em excelentes condições;

f) a taxa de deterioração das interfaces chapa-concreto é altamente dependente da região da chapa analisada. Interfaces entre camadas, e os cantos e extremidades das chapas, foram particularmente vulneráveis à penetração da corrosão e levaram a uma deterioração significativa da colagem; e,

g) levando em consideração que não foi feito nenhum tipo de manutenção ou mesmo limpeza das superfícies expostas durante todo o período de exposição, a técnica de colagem com chapas de aço parece ser bastante tolerante, até mesmo quando existem trechos grandes de corrosão. A performance estrutural, ou seja, a resistência esperada para a peça reforçada só não foi atingida quando o reforço foi realizado com chapas de pequeno comprimento, localizadas em posições estratégicas. É natural que isto tenha ocorrido justamente pelo fato de que, como já foi dito, quanto maior o número de extremidades de chapas expostas às intempéries, maior a taxa de corrosão.

3.2 Aplicações em Campo e Metodologia Construtiva do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras

Aqui serão apresentados alguns importantes trabalhos de reforço com PRF já realizados nos Estados Unidos, Japão e Suíça, além da metodologia construtiva geralmente adotada durante a realização dos trabalhos de recuperação.

3.2.1 Aplicações em Campo do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras

O reforço através da colagem de polímeros reforçados com fibras às superfícies de peças de concreto tem se tornado um método eficiente na melhoria da performance de estruturas sob

cargas de serviço e últimas. A seguir serão relatados, brevemente, alguns trabalhos de reforço de estruturas realizados nos Estados Unidos, no Japão e na Suíça.

Nos Estados Unidos, um grande volume de estruturas foram recuperadas durante a década de 90. O PRF tem sido utilizado principalmente para o reforço de piers por todo o país, que precisam suportar uma carga de serviço maior, pilares na região oeste, para não ruírem durante abalos sísmicos, e, paredes de blocos de concreto, principalmente na região da Flórida, para suportarem a fúria dos tornados e furacões. A seguir, alguns casos em que piers, pilares, alvenarias e vigas tiveram que ser reforçados, serão relatados.

Durante o ano de 1991, segundo MALVAR et al. (1995), a quantia necessária para se recuperar as zonas portuárias da marinha norte-americana giravam em torno de 1,3 bilhão de dólares, sendo 613 milhões destinados para melhorias em piers. Cerca de 75 % de todos estes piers e ancoradouros possuem atualmente mais de 45 anos e necessitam além de constante manutenção, obras de recuperação e reforço nas suas estruturas para expansão das atividades ali realizadas. O uso relativamente recente de grandes gruas móveis são responsáveis pelo elevado aumento nas cargas atuantes sobre as estruturas atualmente existentes, sendo que estas novas exigências frequentemente excedem a capacidade de carga originalmente projetada para estes locais. Como uma alternativa à demolição e reconstrução de novas estruturas ou à utilização de tradicionais métodos de reforço, estão sendo aplicados materiais poliméricos reforçados com fibras para a recuperação e readequação de várias instalações nos Estados Unidos. Assim, desde o início da década de 90 alguns pesquisadores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Califórnia e do Centro de Serviços em Engenharia Naval em Port Hueneme, também na Califórnia, têm estudado o comportamento estrutural de vigas (MALVAR et al., 1995) e lajes (INABA et al. 1996) reforçadas com PRFC para a reabilitação de piers.

O Departamento de Transportes da Califórnia, como parte do seu programa de reforço de estruturas contra abalos sísmicos, tem confinado vários pilares de pontes utilizando polímeros reforçados com fibra de vidro. Um caso onde a eficiência do processo já foi inclusive testada é o de uma ponte situada a 32 quilômetros de Northridge. Onze colunas circulares de 1,8 metro e

quatro de 1,2 metro de diâmetro foram "envelopadas" com PRFV e não sofreram nenhum dano durante o terremoto de 17 de janeiro de 1994 que atingiu a costa oeste dos Estados Unidos. Esta técnica de envelopamento tem sido bastante utilizada na Califórnia principalmente em Los Angeles e Santa Monica onde aproximadamente 200 colunas foram reforçadas entre os anos de 1993 e 1994 (ACI, 1996).

Os polímeros reforçados com fibras estão sendo utilizados também para o reforço de paredes de blocos de concreto. Esta técnica foi utilizada em 1994 para o reparo de uma grande parede externa de 18,3 metros de largura por 6 metros de altura de um edifício em Glendale, Califórnia. Este pano de alvenaria constituído por blocos de 20 centímetros de largura foi seriamente fissurado durante o terremoto de Northridge (ACI, 1996). Delgados tecidos de PRF foram colados às faces interna e externa da parede. O reforço de alvenarias de blocos de concreto, porém, tem sido mais utilizado no estado da Flórida, onde 65 % das residências foram feitas utilizando-se esta técnica construtiva, tornando-a o estado norte-americano que mais constrói edificações deste tipo. Conforme relatado por HARTLEY et al. (1996), os resultados experimentais inicialmente obtidos na Universidade da Flórida, em Tampa, demonstram que a resistência e rigidez de paredes previamente danificadas podem ser significativamente aumentadas com a utilização desta técnica, sendo importante citar, pelo fato dos panos das alvenarias das residências não possuírem grandes dimensões, que a manta necessita ser colada apenas às faces externas das construções, facilitando assim a instalação do PRF.

Na Foulk Road Bridge, situada em Wilmington, Delaware, uma ponte com 24 vigas protendidas de 16,5 metros de comprimento, simplesmente apoiadas, foi utilizado o PRFC para que se suprisse a falta de armadura transversal (ACI, 1996). Seis vigas da superestrutura da ponte tiveram então que ser reforçadas ao cisalhamento. Uma camada de manta unidirecional aplicada transversalmente ao membro foi utilizada em quatro vigas. Em duas outras foram utilizados um tecido com uma trama mais densa, por isso com maior módulo e resistência, sendo que em uma delas foram utilizadas duas camadas de material de reforço.

No Japão, um dos países pioneiros na busca de materiais alternativos para o reforço de estruturas, durante a década de noventa muitas estruturas como túneis, chaminés, paredes e lajes de indústrias e pontes foram reforçadas com o uso de polímeros reforçados com fibras. A seguir serão apresentados os casos da Shiota Bridge e do Nikkureyama Tunnel.

A Shiota Bridge, na província de Kyushu, foi reforçada com quatro camadas de PRFC em abril de 1994 para que se pudesse aumentar o número de veículos e a carga atuante sobre a ponte, conforme relatado por KOBAYASHI et al. (1995) e THOMAS et al. (1996). Uma inspeção anterior ao processo de reforço concluiu que as tensões atuantes nas barras de aço internas iriam exceder a tensão máxima permitida de acordo com a futura regulamentação de trânsito que seria adotada. Para que se pudesse monitorar a ponte, extensômetros foram colados às barras de aço. Os extensômetros foram monitorados em quatro seções de testes durante o período de um ano. As deformações eram medidas continuamente sob condições normais de tráfego durante um período de 168 horas corridas e os níveis de deformações eram convenientemente agrupados. Estes testes foram feitos antes da realização do reforço, imediatamente após o reforço, após seis meses e finalmente quando completou-se um ano. Além das deformações, a deflexão foi monitorada anterior e posteriormente ao reforço sob a ação de uma carga estática. Todos os testes realizados demonstraram claramente que os efeitos de enrijecimento da estrutura proporcionados pela colagem de PRFC ainda permaneciam eficazes depois de um ano de realização do reforço.

Antes da realização do reforço na Shiota Bridge um estudo de custo comparativo entre as técnicas de colagem de aço e de PRFC foi realizado, como é mostrado na Tabela 3.01.

Quando utilizado para o reforço de túneis o PRF pode reduzir o crescimento das fissuras, prevenir a esfoliação do concreto e agir como um material resistente ao aumento de pressão do solo. Como outras vantagens pode-se citar ainda a mínima diminuição da seção transversal e o fato de se poder colar novas camadas no futuro, se necessário.

Tabela 3.01 - Comparação entre custos estimados para a realização de reforço na Shirota Bridge, Japão.

Método de Reforço	PRFC	Chapas de aço de 4,5 mm de espessura
Tempo de trabalho (dias/100m ²) ¹	20	30
Custo unitário direto (US\$/m ²) ²	770	800

(Fonte: KOBAYASHI et al., 1995)

¹ Período estimado com base em duas equipes de trabalho

² Inclue material, mão-de-obra, perda de material e ferramentas e máquinas para a preparação da superfície do concreto e para a instalação do material de reforço

O reparo do Nikkureyama Tunnel na rodovia Joshinetsu, foi realizado com a utilização de PRFC conforme relatou KOBAYASHI et al. (1995). O túnel em arco foi construído em uma camada de solo constituído de lama e as fissuras que apareceram nas paredes do túnel foram ocasionadas pelo aumento na pressão do solo. A tensão no concreto e a taxa de crescimento das fissuras foram monitoradas durante um ano e meio depois da construção da linha, e concluiu-se que as fissuras propagavam-se paralelamente à direção longitudinal do túnel. Com a colagem de PRFC espera-se, além de se prevenir a esfoliação do concreto, que o material polimérico possa suportar o aumento das tensões devido ao aumento gradual que irá ocorrer na pressão do solo nos próximos 20 anos.

A Suíça foi um dos primeiros países na Europa a aplicar em campo a técnica do reforço com material polimérico reforçado com fibras. Segundo MEIER et al. (1992) as três primeiras estruturas a serem efetivamente reforçadas neste país foi a Ibach Bridge, em 1991, e a prefeitura de Gossau St. Gall e a histórica ponte de madeira em Sins, ambas em 1992. A seguir serão apresentados alguns detalhes de dois destes primeiros trabalhos de recuperação na Suíça.

Um acidente em uma barra protendida durante trabalhos de manutenção que estavam sendo realizados na Ibach Bridge, em Lucerne, na Suíça, fez com que a capacidade de carga da ponte decaísse e se optasse pelo uso do PRFC para o seu reforço. A ponte, de 228 metros de

comprimento, construída em 1969, possui vigas contínuas com vãos de 39 metros. A seção transversal da ponte, tipo caixão, possui 16 metros de largura e uma alma longitudinal central. Três laminados de 5 metros de comprimento por 15 centímetros de largura foram aplicados à superfície inferior da ponte de uma plataforma móvel que só era montada à noite, quando o tráfego da rodovia que passa sob a Ibach Bridge podia ser interrompido. Dois laminados possuíam 1,75 milímetro de espessura e o outro 2 milímetros. Neste caso, foram aplicados 6,2 kg de material compósito em substituição a 175 kg de aço que seriam utilizados caso se tivesse optado por este material (MEIER, 1992; MEIER et al., 1992; ACI, 1996).

Construída em 1807 para o tráfego de cavalos, a ponte histórica de madeira em Sins, no início da década de 90 suportava o trânsito de veículos com até 200 kN (MEIER et al., 1992). Durante os quase duzentos anos de existência a ponte foi reforçada em várias ocasiões sendo que alguns testes realizados no início da década passada comprovaram que o pavimento e algumas vigas transversais não suportavam mais o tráfego pesado. Assim, em 1992, após a população ter desaprovado a construção de uma ponte em concreto protendido a centenas de metros daquele local para aliviar o fluxo da antiga ponte, iniciou-se o processo de reforço da histórica obra de arte suíça. Duas das vigas transversais mais carregadas foram reforçadas com PRFC e resinas epóxi. Cada uma destas vigas eram constituídas de duas vigas de carvalho uma sobre a outra, sendo a inferior com seção transversal de 37 cm x 30 cm e a superior de 30 cm x 30 cm. As vigas foram reforçadas com mantas de 1 milímetro de espessura. As larguras utilizadas foram 30, 25 e 20 centímetros.

3.2.2 Metodologia Construtiva do Reforço com Material Polimérico Reforçado com Fibras

O Instituto Americano do Concreto, ACI, (ACI, versão preliminar) sugere que sejam seguidos alguns procedimentos para a instalação de sistemas de polímeros reforçados com fibras a superfícies de concreto. Os sistemas, apesar de aparentemente simples de serem executados,

devem ser realizados por pessoal treinado e de acordo com procedimentos já previamente estabelecidos. Cuidados com relação à temperatura e umidade ambiente e da peça, aos equipamentos, à qualidade do concreto e das barras de aço internas, à preparação do substrato, à mistura e cura das resinas, à aplicação dos materiais constituintes, ao alinhamento das fibras e proteção temporária do sistema devem ser tomados. A seguir, estes cuidados serão abordados em linhas gerais, sendo necessária a consulta a literaturas específicas para que se solucione os problemas ou dúvidas, que eventualmente possam surgir, relativos a cada um destes procedimentos.

3.2.2.1 Temperatura e Umidade

A temperatura da superfície do concreto e do ar, a umidade da superfície do concreto e a umidade relativa do ar e o seu correspondente ponto de condensação são os fatores que podem afetar a performance de um sistema de PRF, por isso, eles devem ser atentamente monitorados anteriormente e durante a instalação.

Os adesivos em geral não devem ser aplicados a superfícies muito frias pois a saturação da manta e a cura da resina pode ser inadequada, comprometendo a integridade do sistema de PRF. Uma fonte auxiliar de calor, desde que limpa para não contaminar o sistema, pode ser usada para aumentar a temperatura ambiente e a da superfície da peça. Os adesivos não devem também ser aplicados sobre superfícies úmidas ou molhadas, a menos que sejam formulados justamente para este tipo de aplicação.

3.2.2.2 Equipamentos

Cada sistema de PRF possui equipamentos específicos para a sua aplicação, porém, são geralmente simples de serem manuseados. Rolos, espátulas, estiletes, aparelhos medidores de espessura de resina, equipamentos elétricos de mistura de resinas, ferramentas de posicionamento e aparelhos de desenrolar mantas são alguns dos materiais geralmente utilizados.

Todos os equipamentos que darão suporte ao trabalho de reforço de uma estrutura devem estar limpos e em boas condições de operação. Cada aplicador deve possuir seu equipamento pessoal de proteção como luvas, máscaras e aventais. É muito importante que todos os materiais estejam em perfeito funcionamento e disponíveis em quantidades suficientes para que seja garantida uma continuidade nos trabalhos.

3.2.2.3 Qualidade do Concreto e das Barras de Aço

Um sistema de PRF 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 este fenômeno podem comprometer a integridade estrutural do sistema de PRF, assim, tanto as barras de aço como o concreto comprometidos com os efeitos da corrosão devem ser reparados previamente à aplicação do reforço.

Alguns fabricantes de PRF especificam que as fissuras com aberturas maiores que 0,3 milímetro podem afetar a performance do sistema de reforço através de delaminação e/ou ruptura das fibras. Consequentemente, estas fissuras devem ser tratadas através da injeção pressurizada de resina epóxi. Se a peça ficará exposta a um ambiente agressivo as fissuras menores podem também necessitar de tratamento.

3.2.2.4 Preparação da Superfície do Substrato

A preparação da superfície se baseia no tipo de peça em que o sistema de reforço será aplicado. Os reforços, segundo o ACI, podem ser caracterizados como de colagem crítica (*bond-critical applications*) ou de contato crítico (*contact-critical applications*). 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, 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, a preparação da superfície 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 e argamassas, devem ser removidos. Pequenos vazios na superfície devem ser completamente expostos durante o tratamento inicial da superfície.

Após completadas as operações de preparação da superfície, a mesma deve ser limpa e protegida para que nenhum tipo de material seja depositado e interfira na qualidade da colagem. Problemas de nivelamento podem ser resolvidos com a raspagem da superfície ou então, se as variações forem muito pequenas, elas podem ser suavizadas utilizando-se uma massa niveladora, que deve ser utilizada também para o preenchimento de pequenos buracos.

Os cantos de seções transversais retangulares devem ser arredondados em um raio mínimo de 13 milímetros para que se previna uma concentração de tensões neste local e o aparecimento de vazios entre o sistema de PRF e o concreto, prejudicando a colagem.

Toda a superfície que irá receber o sistema de reforço deve estar seca, pois a presença de água nos poros pode inibir a penetração da resina e reduzir o travamento mecânico entre o sistema e o substrato.

Nas aplicações de contato crítico os elementos de concreto, que serão envolvidos com material de reforço, devem estar com suas superfícies niveladas e seus cantos arredondados. Os grandes vazios da superfície do substrato, se houverem, devem ser preenchidos com material com resistência compatível à do concreto existente.

3.2.2.5 Mistura das Resinas

Todos os componentes das resinas devem ser misturados na proporção correta e até que ocorra uma mistura uniforme dos componentes. Como os componentes das resinas geralmente possuem cores contrastantes, constata-se que se alcançou a mistura completa quando se chega a uma cor com tom intermediário. Os fabricantes geralmente especificam no rótulo das embalagens das resinas as proporções dos componentes e o tempo de mistura.

A resina já preparada que foi produzida em excesso ou que excedeu seu tempo de vida não deve ser utilizada pois a viscosidade continuará a aumentar dificultando a sua penetração na superfície do substrato ou por entre as fibras da manta.

3.2.2.6 Aplicação dos Materiais Constituintes

A colagem propriamente dita do material de reforço à peça de concreto resume-se à aplicação de resinas sobre o substrato e sobre as fibras em uma determinada sequência, respeitando-se determinados tempos.

A resina de tamponamento, conhecida também como primário ou *primer*, leva este nome por ser a primeira resina a ser aplicada. Ela deve ser espalhada por toda a superfície de concreto, previamente preparada, onde será instalado o material de reforço. O primário deve ser aplicado uniformemente e obedecendo a uma específica taxa de cobrimento - volume de material por área de concreto - previamente estabelecida pelo fabricante.

A segunda resina possui uma consistência pastosa e é chamada de massa niveladora ou *putty*. Ela deve ser utilizada com uma espessura adequada e após a aplicação do primário. Este intervalo de tempo é especificado pelo fabricante. Ele não poderá ser curto demais pois o primário estará pouco viscoso, nem longo demais, quando o primário já estiver vitrificando-se. A massa niveladora deve ser utilizada apenas para o preenchimento de vazios e para amenizar as irregularidades da superfície do substrato.

O primário e a massa niveladora devem ser curados respeitando-se os prazos determinados pelo fabricante. Estes dois primeiros materiais são utilizados tanto para os sistemas de PRF saturados em campo como para os previamente curados.

Os sistemas de PRF saturados em campo utilizam-se de mantas flexíveis e de resinas saturantes para a finalização do processo de reforço.

A resina saturante deve ser inicialmente aplicada a toda a superfície de concreto que receberá a manta. O material de reforço deve então ser posicionado e pressionado, geralmente com as próprias mãos, contra o concreto. A seguir satura-se a manta com a aplicação de mais resina saturante. As bolhas de ar presentes devem ser liberadas por entre as fibras ou levadas até à borda da manta com a auxílio de uma espátula.

Os sistemas de PRF previamente curados utilizam-se de materiais reforçados com fibras na forma de laminados e são fixados com o auxílio de um adesivo; que por sua vez, deve ser uniformemente aplicado à superfície onde o reforço será posicionado ou então diretamente sobre o

laminado. A superfície do laminado deve ser limpa e preparada de acordo com especificações do fabricante, que é o responsável por informar também a espessura mais adequada da camada de adesivo.

Para a proteção final do sistema de reforço, contra por exemplo impactos ou fogo, os fabricantes geralmente possuem catálogos indicando o uso de tintas ou outros materiais.

3.2.2.7 Alinhamento das Fibras e Sobreposição de Camadas e nas Emendas

Pequenas variações nos ângulos de aplicação, como por exemplo em 5 graus em relação à direção pretendida, já pode causar uma redução substancial nos esforços resistentes. Folhas e tecidos com nós, dobras ou ondulações exageradas não devem ser utilizados.

Devido a características especiais, a sobreposição de várias camadas ou mesmo o emprego de emendas com sobreposição são artifícios que não são possíveis de serem utilizados em alguns sistemas de PRF; porém, de modo geral, quando se utiliza mantas e tecidos, as sobreposições são possíveis e eficientes.

3.2.2.8 Cura das Resinas e Proteção Temporária do Sistema

O tempo necessário para a cura de uma resina é um fenômeno dependente da temperatura. A cura de resinas à temperatura ambiente pode levar vários dias para se completar, sendo que temperaturas extremas ou mesmo flutuações bruscas podem acelerar ou retardar este tempo.

Temperaturas adversas, contato direto com chuvas, poeira e sujeira, exposição direta aos raios solares, elevada umidade e vandalismo podem prejudicar a instalação de um sistema de PRF e causar uma cura imprópria das resinas. Assim, sugere-se uma proteção temporária das peças durante a instalação do sistema e cura das resinas. Esta proteção pode ser feita na forma de tendas, toldos e telas plásticas. Por fim, a estrutura só deverá ser recarregada após completa cura das resinas.

3.3 Investigações Experimentais sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Material Polimérico Reforçado com Fibras e Submetidas à Flexão Simples

A partir do início da década de 90 começaram a ser desenvolvidos programas computacionais, modelos analíticos e ensaios experimentais em laboratórios de estruturas para a análise do reforço à flexão em vigas de concreto armado através da colagem externa de material compósito reforçado com fibras.

Duas linhas de pesquisa principais estão sendo estudadas. Uma técnica consiste simplesmente da colagem da manta à face inferior da viga sendo a outra fundamentada na protensão da manta antes da colagem da mesma à viga.

Em linhas gerais, as pesquisas com relação ao uso do PRF para o reforço de peças submetidas a esforços de flexão têm demonstrado resultados positivos. Estas investigações indicam que a resistência à flexão e a rigidez de vigas de concreto armado podem ser aumentadas através da simples colagem de mantas de PRF às suas faces tracionadas.

Estes trabalhos têm sido desenvolvidos por pesquisadores suíços (MEIER e KAISER, 1991), canadenses (HEFFERNAN e ERKI, 1996; BAZAA et al., 1996), norte-americanos (RITCHIE et al., 1991), italianos (SPADEA et al., 1998), árabes (SHARIF et al., 1994), entre

outros. Todos eles identificaram ao longo do estudo a existência das rupturas prematuras e a necessidade de se criar alternativas para evitá-las.

TRIANTAFILLOU et al. (1991), por outro lado, foram os primeiros a utilizarem a técnica da colagem de mantas de PRF protendidas nas zonas tracionadas de elementos estruturais. A técnica é aplicável ao reforço de estruturas existentes ou quando da construção de novos elementos. Neste estudo foi desenvolvido um modelo analítico para se encontrar a máxima protensão que pode ser aplicada a uma manta de PRF antes da colagem da mesma ao concreto, para que assim, o sistema protendido não rompesse próximo às zonas de ancoragem. Foi descoberto que a eficiência do método é melhorada aumentando-se a espessura da camada adesiva e/ou aumentando a fração da área do material compósito, sendo a eficiência definida como o nível de protensão que pode ser aplicada à manta sem a ocorrência de ruptura do concreto quando da liberação da mesma após a cura da epóxi. Níveis de protensão moderados a elevados foram alcançados dependendo se a ruptura do sistema fosse controlada pela resistência ao cisalhamento do material da viga ou pela camada de adesivo.

Em 1992, TRIANTAFILLOU et al. verificaram o modelo analítico desenvolvido em 1991 através de ensaios laboratoriais e encontraram uma ótima concordância entre a teoria e os resultados experimentais. Outros estudos, analítico e experimental, também foram feitos para se testar o comportamento à flexão de vigas de concreto armado convencionais porém também protendidas com mantas de PRF. Foi demonstrada a performance superior do sistema híbrido em relação ao método tradicional de armação e enfatizada as características favoráveis de resistência, rigidez e ductilidade.

A protensão com mantas compósitas unidirecionais envolve o desenvolvimento de um aparato relativamente simples, sendo que durante o processo de protensão, uma atenção especial deve ser dada à maneira de se prender as extremidades da manta, sendo que para isso é importante que se use um adesivo de elevada performance à base de epóxi. De igual importância ao sucesso do método estão a seleção do adesivo a ser usado para se colar o PRF à superfície de concreto,

que deve ser de baixa fluência, e a preparação da superfície do concreto que deve estar livre de camadas fracas e partículas soltas.

Comparando o efeito de laminados protendidos e não protendidos na resistência à flexão de vigas de concreto armado, é visto que uma melhoria da ordem de 25 % pode ser obtida, sendo que um dos efeitos mais benéficos do método é o controle da fissuração, que é de significativa importância no critério de cálculo baseado nas condições de serviço.

Os autores acreditam que antes que a aplicação da nova técnica possa ser feita, vários estudos adicionais são necessários como o desenvolvimento de esquemas de ancoragem para aumentar os níveis iniciais de protensão, o comportamento a longo prazo do sistema e como ele é afetado pelas propriedades de fluência dos materiais constituintes, a resistência de todo o sistema frente a cargas cíclicas como fadiga, terremotos e ciclos térmicos, e, por fim, a resistência dos materiais quando da exposição ao fogo.

A seguir serão relatados cinco programas experimentais de considerável importância para a compreensão dos mecanismos que envolvem o reforço à flexão de vigas de concreto armado através da colagem, sem protensão, de PRF às superfícies das peças.

3.3.1 Saadatmanesh e Ehsani

A primeira série de estudos realizados nos Estados Unidos aconteceram na Universidade do Arizona. Hamid Saadatmanesh e sua equipe inicialmente estudaram a adequabilidade de algumas resinas em aplicações de reforço de vigas de concreto (SAADATMANESH et al., 1990). Um ano depois desenvolveram um extenso programa experimental para a avaliação da eficiência do reforço com polímeros reforçados com fibras (SAADATMANESH et al., 1991). Nestes dois estudos foram utilizados laminados de PRFV. Em 1997 estudaram as consequências que as

variações nas orientações das fibras em relação ao eixo longitudinal da peça causariam na resistência, na rigidez e no modo de ruptura das vigas (NORRIS et al., 1997).

Hamid Saadatmanesh é Professor Associado de engenharia civil no Departamento de Engenharia Civil e Mecânica da Universidade do Arizona, em Tucson, Estados Unidos. Ele é o secretário do Comitê 440 do Instituto Americano do Concreto, que trata do estudo de materiais poliméricos reforçados com fibras. Saadatmanesh geralmente desenvolve seus trabalhos em conjunto com Mohammad Ehsani, que também é professor de engenharia civil do Departamento de Engenharia Civil e Mecânica da Universidade do Arizona. Ehsani é membro do Comitê 408 e secretário do Comitê 352 do ACI, que tratam, respectivamente, da colagem e desenvolvimento de armaduras, e, juntas e conexões em estruturas monolíticas.

O trabalho de Saadatmanesh e Ehsani realizado em 1997 foi desenvolvido em conjunto com Tom Norris, que é pesquisador assistente na Federal Highway Administration em McLean, Virgínia, Estados Unidos.

3.3.1.1 Saadatmanesh e Ehsani, 1990

Em 1990, para a avaliação de quatro adesivos à base epóxi, quatro vigas (15 cm x 9 cm x 167 cm) foram reforçadas à flexão com laminados de PRFV de 6 milímetros de espessura por 7,5 centímetros de largura coladas ao longo de todo o comprimento da face inferior das vigas, se estendendo por todo o vão livre de 152 centímetros (SAADATMANESH et al., 1990). Todas as quatro vigas, além da viga controle, foram armadas com uma barra longitudinal inferior de 0,95 centímetros de diâmetro com tensão de escoamento de 589 MPa e com estribos de 5 milímetros de diâmetro espaçados de 7,5 centímetros. A resistência média à compressão do concreto era de 36,4 MPa. As vigas, simplesmente apoiadas, foram carregadas em dois pontos simétricos em relação ao meio do vão da viga e distanciados entre si de 15 centímetros (Figura 3.06). Com a realização de ensaio à tração constatou-se que o PRFV exibiu um comportamento elástico linear

até a ruptura, com um módulo de deformação longitudinal de 37,2 GPa e uma resistência última de 400 MPa.

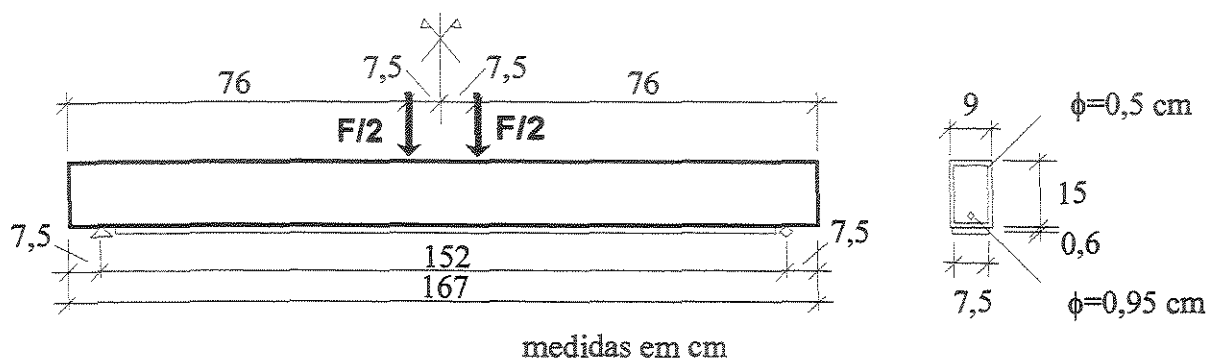


Figura 3.06 - Vista lateral e corte transversal das vigas estudadas por Saadatmanesh em 1990.
(Fonte: SAADATMANESH et al., 1990)

Os quatro adesivos à base epóxi foram designados pelas letras A, B, C e D. A primeira viga a ser ensaiada utilizou a epóxi A, portanto foi chamada de viga A. Os nomes das outras três vigas seguiram esta mesma lógica.

A primeira resina epóxi, ou epóxi A, relativamente fluida antes de iniciado o processo de polimerização era a mais flexível das resinas testadas após terminada a cura. Aplicada ao substrato com uma espessura aproximada de 1,8 milímetros, o teste de resistência à tração no cisalhamento sobre um substrato de alumínio indicou uma resistência de 13 MPa na ruptura.

O comportamento da viga com a epóxi A foi muito semelhante ao da viga controle. A rigidez de ambas reduziram após a fissuração do concreto. A armadura longitudinal escoou a uma carga de 24,2 kN, quando grandes fissuras de tração se desenvolveram. A cola entre o laminado e a viga rompeu de uma maneira dúctil, com a manta se separando de maneira gradual. Quando a ruptura foi alcançada, com o laminado se separando da viga em vários trechos, não detectou-se

danos visíveis tanto nas superfícies do concreto como do laminado. A viga A e a viga controle tiveram a mesma carga de ruptura.

A flexibilidade da epóxi A foi muito alta e não permitiu que o cisalhamento fosse transferido entre o PRFV e a viga, assim, neste caso, não foi possível alcançar nenhum aumento na resistência última da peça.

A segunda resina, desenvolvida para resistir a impactos e choques, era mais viscosa que a primeira epóxi testada. A epóxi B possuía um alongamento máximo na ruptura de 170 % e o teste de resistência à tração no cisalhamento sobre um substrato de alumínio indicou uma resistência de 14 MPa na ruptura. Após curada a epóxi formou uma camada de aproximadamente 1 milímetro de espessura.

A uma carga de aproximadamente 37,8 kN grandes fissuras de cisalhamento apareceram na viga, tornando a ruptura iminente. Esta ruptura prematura ao cisalhamento é atribuída ao fato de se ter reforçado a viga à flexão sem ter feito o mesmo ao cisalhamento. Neste momento a viga foi completamente descarregada e as regiões onde surgiram as fissuras foram reforçadas com a aplicação de grampos em forma da letra C. A viga foi então recarregada e o carregamento continuou até que a viga rompeu a uma carga de 31,2 kN. A ruptura foi causada pela separação do laminado da viga, particularmente ao redor da base das grandes fissuras de cisalhamento onde a cola entre o laminado e o concreto tinha sido seriamente danificada no primeiro ciclo de carregamento. Como resultado da ruptura prematura ao cisalhamento, a verdadeira capacidade última à flexão não pôde ser alcançada. A máxima força desenvolvida na manta foi de 35,4 kN.

A epóxi C, desenvolvida para a colagem de componentes automobilísticos, tinha uma consistência semelhante a uma pasta de cimento e foi aplicada com uma espessura de 1,6 milímetros. O teste de resistência à tração no cisalhamento sobre um substrato de alumínio indicou uma resistência de 14,5 MPa na ruptura. O alongamento máximo da resina, na ruptura, foi de 40%.

Para se prevenir uma ruptura ao cisalhamento prematura, similar à observada na viga B, uma armadura externa de cisalhamento foi colocada nas faces da viga C através da instalação de vários grampos, também na forma da letra C.

A epóxi C se comportou muito bem, não havendo ruptura na cola durante todos os estágios de carregamento, sendo que a viga alcançou uma carga última de 60 kN, duas vezes maior que a da viga controle. Não houve um patamar na curva carga versus deflexão no meio do vão, conforme é mostrado na Figura 3.07a, indicando que o incremento na componente da tração do momento fletor interno foi suportado pelo PRFV depois que a armadura de tração escoou.

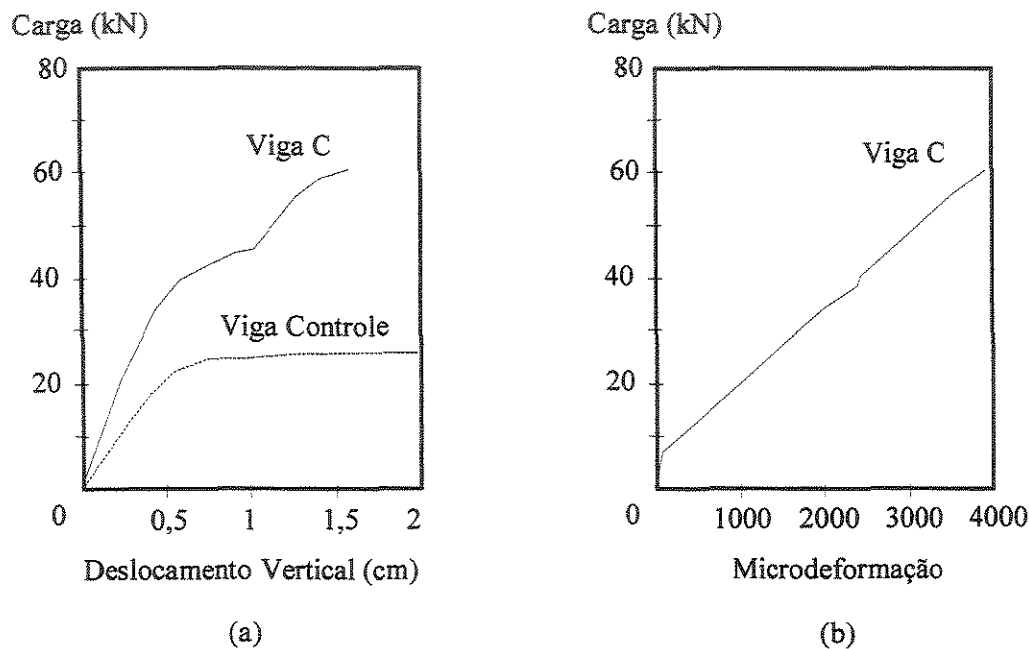


Figura 3.07 - Viga C. (a) carga versus deslocamento vertical no meio do vão. (b) carga versus deformação no laminado de PRFV no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1990)

As larguras das fissuras na viga C foram muito menores que as da viga controle por todo o estágio de carregamento, mostrando-se também, bem distribuídas ao longo da viga. Não houve nenhuma fissura visível até 70 % da carga última.

A ruptura aconteceu quando uma camada de concreto se destacou cerca de 13 milímetros acima da linha de colagem ao longo de todo o comprimento da viga, indicando uma satisfatória performance da epóxi.

A relação carga versus deformação no laminado, no meio do vão, foi bilinear (Figura 3.07b). Depois que o concreto fissurou a uma carga de cerca de 6,7 kN, a força de tração no concreto se transferiu ao laminado, resultando em altas deformações. A curva continuou linear, porém mais abatida, até a ruptura. A força substancial de 96 kN desenvolvida no laminado indica a transferência de tensões de cisalhamento, evidenciando uma boa ação compósita entre o laminado e a viga de concreto.

A última viga utilizou a epóxi mais rígida, caracterizada por um alongamento na ruptura de apenas 1 %. A consistência da epóxi D não-curada era similar à da epóxi C, sendo que a linha de colagem tinha uma espessura de 1,6 milímetros.

Neste último ensaio, logo no início do experimento, quando o concreto iniciou a sua fissuração, o laminado se separou da viga de uma maneira muito frágil e repentina. A ruptura começou próxima das fissuras de tração e imediatamente se espalhou através da linha de colagem. Finalmente, o laminado se separou completamente da viga produzindo um estalo. Não houve aumento na capacidade última.

Como conclusões importantes pode-se dizer que:

- a) a utilização de um laminado de PRFV em conjunto com uma resina epóxi adequada é um eficiente método para se reforçar vigas existentes de concreto armado;
- b) cada uma das quatro vigas apresentaram um tipo diferente de ruptura. Na viga A o laminado descolou de uma maneira dúctil pois a epóxi utilizada era muito flexível, porém, não se

constatou nenhum ganho na capacidade última da peça comparando-se com a viga controle. Na viga B, devido à eficiente colagem do laminado e ao fato de não se ter superdimensionado a viga ao cisalhamento para se estudar os efeitos do reforço à flexão, grandes fissuras de cisalhamento apareceram ao longo do ensaio, o que acarretou na necessidade da instalação de grampos. A ruptura foi causada pela separação do laminado da viga. Notou-se um pequeno ganho na resistência. No caso da viga C, após ser previamente reforçada ao cisalhamento, observou-se que a ruptura aconteceu quando uma camada de concreto se destacou cerca de 13 milímetros acima da linha de colagem ao longo de todo o comprimento da viga. Neste caso a viga reforçada suportou uma carga duas vezes maior que a da viga controle. Ao utilizar-se de uma epóxi muito rígida, caso da viga D, percebeu-se que o resultado do teste não foi satisfatório. A ruptura, com o laminado descolando-se da viga, aconteceu de maneira frágil e repentina, sem apresentar ganho em resistência;

c) basicamente, como pôde-se constatar no item *b*, as rupturas foram de dois tipos: descolamento do laminado da superfície de concreto e ruptura do cobrimento de concreto ao longo do comprimento da viga, entre o reforço e a armadura longitudinal;

d) a resina escolhida deve ter rigidez e resistência para transferir os esforços de cisalhamento entre o material compósito e o concreto, porém, deve-se cuidar para não se utilizar de adesivos nem muito rígidos, nem muito flexíveis;

e) segundo SAADATMANESH et al. (1990) a ruptura da viga pode ocorrer com a ruptura do laminado e esmagamento do concreto, caso que não ocorreu em nenhum dos testes aqui analisados, ou através da ruptura ao cisalhamento da camada de concreto entre o laminado e a armadura longitudinal inferior, como ocorreu na viga C. No primeiro caso a resistência última pode ser prevista através das bem conhecidas equações das vigas de concreto armado, adicionando um binário resistente de momentos fletores, consistindo de uma força de tração no laminado e uma de compressão no concreto. No segundo caso os autores informam que são necessários testes adicionais para se estabelecer a tensão limite de cisalhamento na qual a camada de concreto entre o laminado e a armadura longitudinal irá romper. Esta tensão provavelmente terá que ser relacionada com a resistência à compressão do concreto; e,

f) os autores não citam no trabalho, porém, fica implícito que é necessário que se compreenda e que se previna também a ruptura por descolamento do laminado do corpo da viga, como ocorreu nos testes das vigas A, B e D.

3.3.1.2 Saadatmanesh e Ehsani, 1991

Com o intuito de avaliar a performance à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com laminados de PRFV, SAADATMANESH et al. (1991) moldaram seis vigas de concreto armado com seções transversais e armaduras de acordo com Figura 3.08 e Tabela 3.02, respectivamente.

Para observar o efeito da taxa de armadura longitudinal no aumento da resistência de vigas reforçadas, três diferentes índices foram utilizados nas composições das armaduras tracionadas. Para se investigar o efeito das fissuras de cisalhamento, uma viga, denominada viga A, foi projetada subdimensionada a esforços cortantes, ao contrário das outras vigas, que foram ligeiramente superdimensionadas para se prevenir a ruptura brusca ao cisalhamento e assim poder se observar o comportamento à flexão através do carregamento até a ruptura.

A resistência média à compressão do concreto foi de 35 MPa. Com a realização de ensaio à tração constatou-se que o PRFV exibiu um comportamento elástico linear até a ruptura, com um módulo de deformação longitudinal de 37,2 GPa e uma resistência na ruptura de 400 MPa. A tensão de escoamento média das barras longitudinais foi de 456 MPa.

A epóxi utilizada na pesquisa foi a denominada epóxi C nos estudos de avaliação de resinas desenvolvidos por Saadatmanesh em 1990, apresentados aqui no item 3.3.1.1. Ela foi escolhida por ter sido a que apresentou melhor desempenho em tarefas de reforço de vigas de concreto com PRFV. Ela foi originalmente desenvolvida para a colagem de componentes automobilísticos e possui uma consistência similar a de uma pasta de cimento.

Para uma melhor compreensão dos resultados Saadatmanesh e sua equipe desenvolveram modelos analíticos para se prever o comportamento do laminado, das barras de aço tracionadas e do concreto comprimido.

Tabela 3.02 - Características das vigas.

Viga	Armadura Comprimida	Armadura Tracionada	Estribos
A	2 ϕ 13 mm	3 ϕ 25 mm	14 ϕ 9,5 mm c/ 33 cm
B	2 ϕ 13 mm	2 ϕ 25 mm	34 ϕ 13 mm c/ 15 cm
C	2 ϕ 13 mm	2 ϕ 13 mm	34 ϕ 13 mm c/ 15 cm
D	2 ϕ 13 mm	2 ϕ 25 mm	34 ϕ 13 mm c/ 15 cm
E	2 ϕ 13 mm	-	34 ϕ 13 mm c/ 15 cm
F	3 ϕ 13 mm	2 ϕ 25 mm	34 ϕ 13 mm c/ 15 cm

(Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

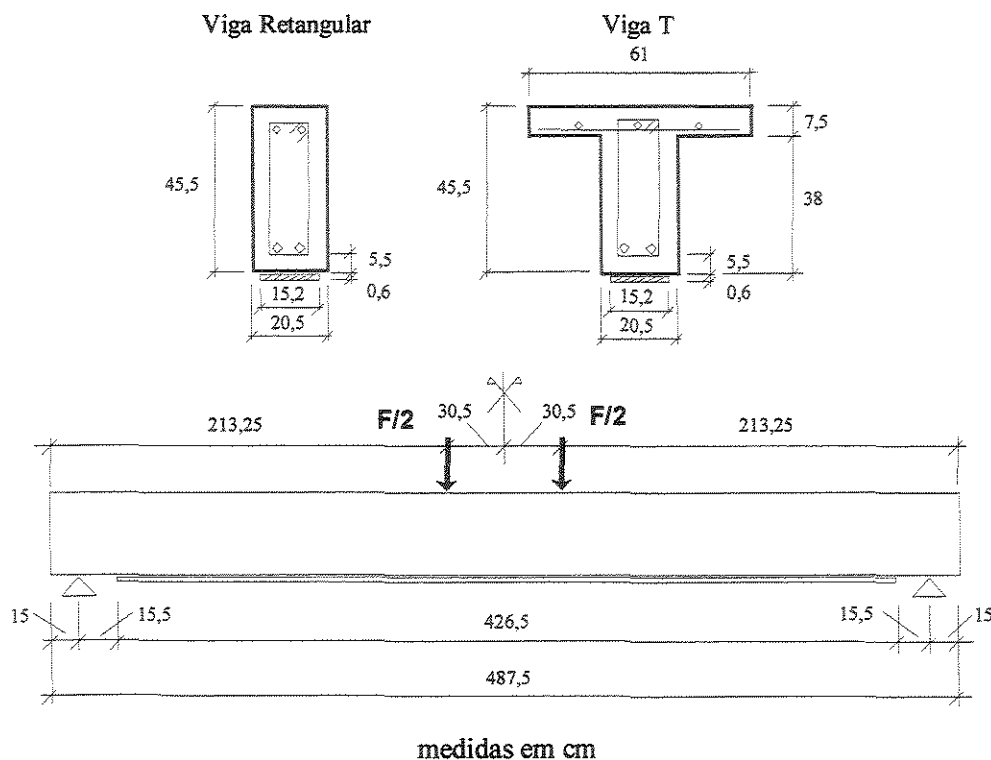


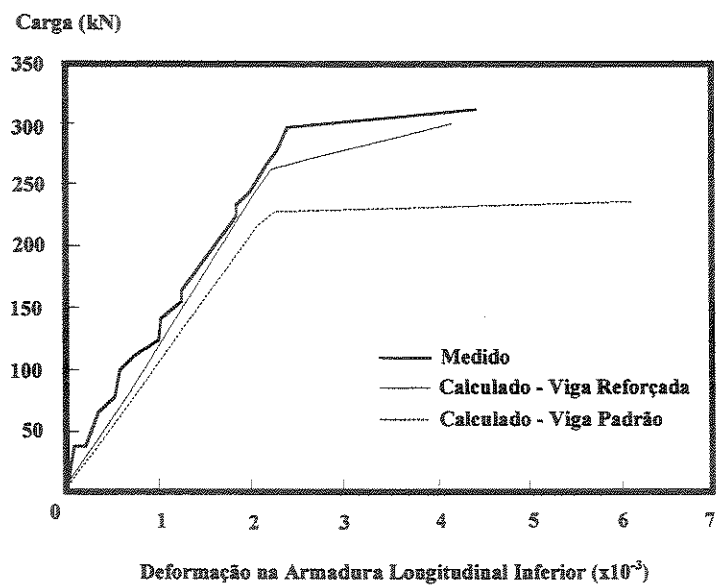
Figura 3.08 - Vista lateral e cortes transversais das vigas estudadas por Saadatmanesh em 1991.

(Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

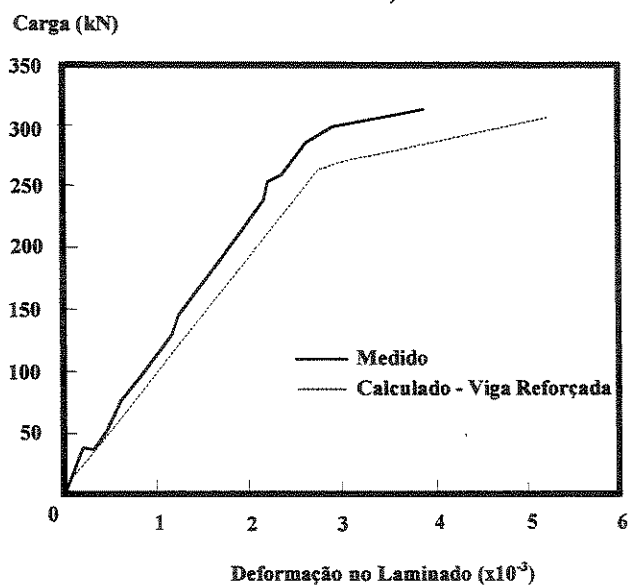
Todas as vigas foram simplesmente apoiadas em um vão livre de 4,57 metros e submetidas a duas cargas concentradas simetricamente posicionadas em relação ao meio do vão. Os pontos de carregamento se distanciavam 0,61 metro (Figura 3.08). As vigas foram carregadas por estágios até a ruptura. Após cada estágio de incremento de carga as deformações no concreto, nas barras de aço e no material polimérico bem como as deflexões no meio do vão foram medidas através de um sistema automático de aquisição de dados. A mesma taxa de carregamento foi utilizada para todas as vigas.

Na viga A, apesar de ter sido levemente subdimensionada ao esforço cortante, não foram observadas maiores fissuras ou ruptura ao cisalhamento, sendo que a ruptura aconteceu como resultado do esmagamento do concreto à compressão.

A Figura 3.09a mostra as curvas medida e prevista para as curvas de carga versus deformação nas barras de aço. A deformação na barra aumentou a uma taxa maior depois que o concreto fissurou a uma carga de 35 kN. As deformações então aumentaram quase linearmente até que as barras escoaram a uma carga de 300 kN. Uma comparação entre as curvas pontilhada, que representa a viga sem reforço e sólida, que representa o resultado obtido no ensaio, indica que o reforço aumentou a carga de escoamento em cerca de 33 %. A Figura 3.09b mostra as curvas medida e prevista num gráfico de carga versus deformação no laminado de PRFV. A curva foi similar à obtida para o aço. As deformações na barra de aço e no laminado aumentaram a uma taxa maior depois que o concreto fissurou a uma carga de 35 kN. A curva carga versus deformação continuou linear até que as barras escoaram a uma carga de 300 kN. A esta carga, a deformação no laminado aumentou a uma taxa muito mais rápida, indicando que o laminado sozinho resistiu aos incrementos subsequentes de componente de tração do binário de momento interno após as barras escoarem. As inclinações das curvas medida e prevista correlacionaram-se bem, indicando que o modelo analítico previu de maneira adequada as tensões no laminado.



a)



b)

Figura 3.09 - Viga A. a) Curvas carga versus deformação na armadura longitudinal inferior, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curvas prevista e obtida em ensaio da carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

As curvas medida e prevista para a viga B para a relação carga versus deflexão são mostradas na Figura 3.10. Os resultados medidos mostram uma redução na rigidez depois que o concreto fissurou a uma carga de 49 kN. As barras de aço escoaram a uma carga de 185 kN. Neste ponto, a rigidez da viga reduziu significativamente; entretanto, a viga pôde ainda carregar cargas adicionais e o comportamento continuou quase linear até que a ruptura última acontecesse a uma carga de 250 kN.

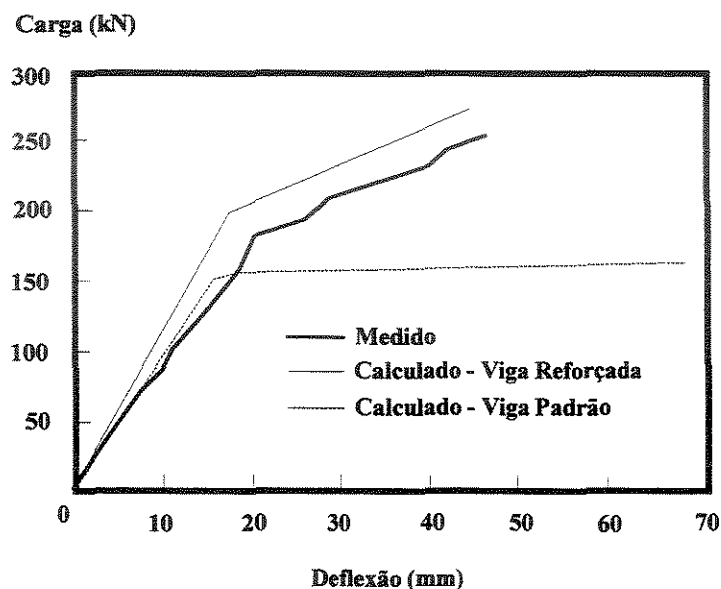


Figura 3.10 - Curvas carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão - Viga B. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

A ruptura da viga B foi causada pelo descolamento do laminado da viga um pouco antes de se alcançar a carga de esmagamento do concreto. O descolamento ocorreu repentinamente e de uma maneira frágil; entretanto, não houve maior dano à viga, e a mesma pôde ainda suportar carga mesmo após o descolamento do laminado.

No caso da viga C, o laminado foi colado enquanto se aplicava uma contra-flecha na viga. A Figura 3.11a mostra as curvas de carga versus deflexão no meio do vão. A deflexão

negativa indica a contra-flecha inicialmente existente na peça. A viga foi carregada a 107 kN e então descarregada. Então a viga foi carregada novamente até que o concreto entre o laminado e a armadura longitudinal rompeu de uma maneira repentina. Este modo de ruptura tem sido observado também em vigas reforçadas com chapas de aço coladas com epóxi (SWAMY et al. 1987). As curvas medida e prevista para o gráfico carga versus deflexão se correlacionam bem. Isto deveu-se principalmente ao melhor comportamento da colagem ao se comparar com as vigas anteriores. O reforço aumentou significativamente as cargas de escoamento e última da viga. Devido ao fato da viga possuir originalmente uma quantidade relativamente pequena de armadura tracionada, o concreto na viga não pôde ser utilizado eficientemente. Entretanto, adicionando-se um binário resistente consistindo de uma força de tração no laminado e uma força igual de compressão no concreto, a capacidade última da viga foi substancialmente aumentada.

A Figura 3.11b mostra a curva carga versus deformação no laminado de PRFV na viga C. A deformação no laminado aumentou quase linearmente até que as barras escoaram a uma carga de cerca de 100 kN. Neste ponto, a deformação no laminado aumentou a uma taxa maior, indicando que o laminado sozinho resistiu à componente de tração do binário interno com os aumentos da carga aplicada. As deformações medidas são menores que os valores calculados devido ao escorregamento relativo entre o laminado e a viga, o qual não foi considerado no modelo analítico.

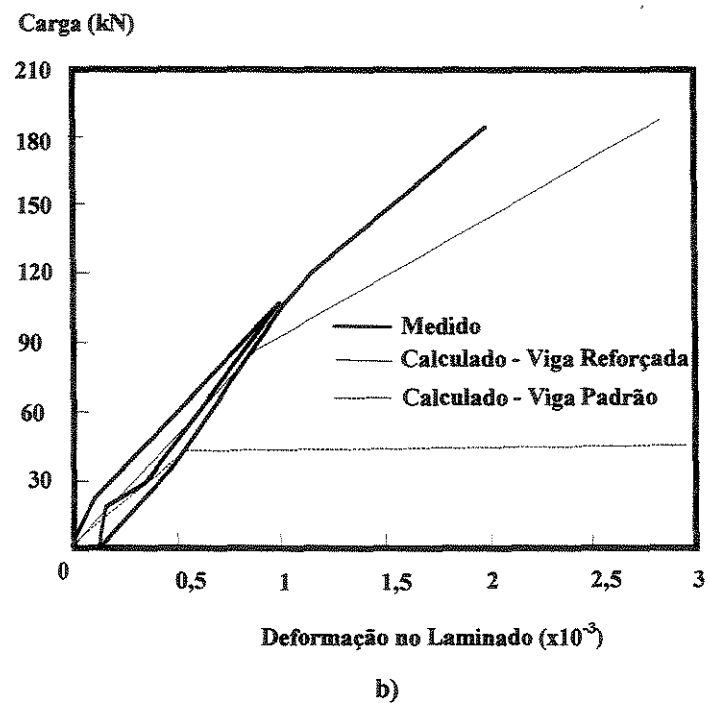
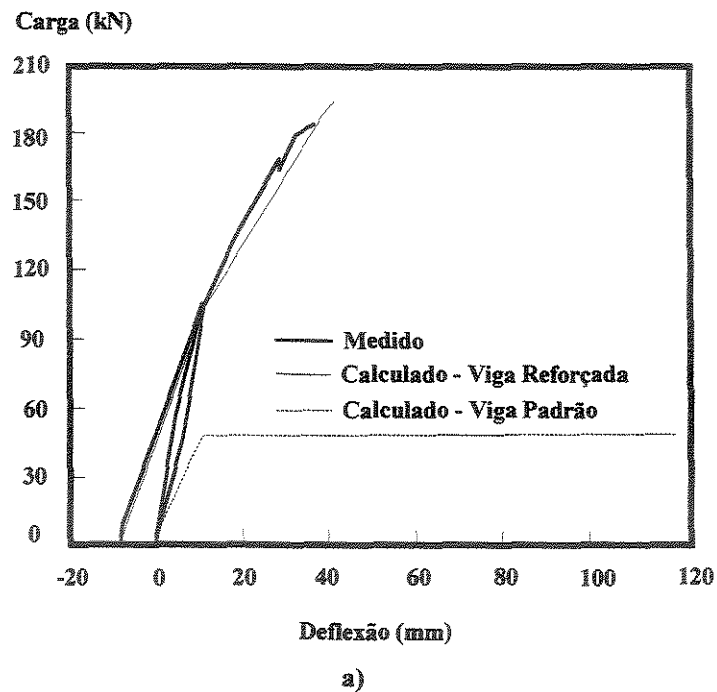


Figura 3.11 - Viga C. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

A viga D foi previamente fissurada antes da colagem do material polimérico, e, em seguida, assim como a viga C, aplicou-se uma contra-flecha e colou-se o reforço antes do início de uma nova sequência de aplicação de cargas. As curvas carga versus deflexão no meio do vão, medida e prevista, são mostradas na Figura 3.12. Devido ao fato da viga ter sido pré-fissurada, a curva carga versus deflexão não exibiu uma redução na rigidez como resultado da fissuração do concreto. No trecho elástico do carregamento as deflexões medidas mostradas pela linha sólida foram maiores que os valores calculados. Isto pode ser novamente atribuído à ação compósita imperfeita entre o laminado e o concreto. No trecho seguinte as deflexões medidas são menores. Isto pode ter sido resultado de uma tensão de escoamento da barra de aço maior que o valor assumido nos cálculos. Comparando as curvas da viga reforçada com a sem reforço pode ser visto que o ganho na capacidade última não é tão significativo quanto ao da viga C devido à taxa de armadura da viga D ter sido maior que a da viga C. O ensaio finalizou-se com a ruptura repentina da camada de concreto entre o laminado e as barras de aço.

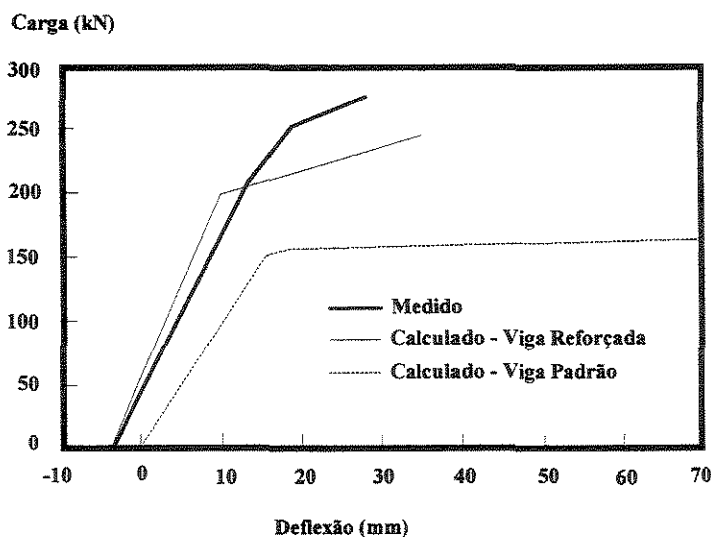


Figura 3.12 - Carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão - Viga D. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

A Figura 3.13a mostra a curva carga versus deflexão até a ruptura da Viga E. A carga última medida foi significativamente mais baixa que a carga calculada devido à ruptura prematura da viga causada por grandes fissuras de tração. Foi concluído que é necessária a presença de armadura longitudinal inferior para se limitar a largura das fissuras de tração e assim se prevenir uma ruptura prematura na colagem. A Figura 3.13b mostra a curva carga versus deformação no laminado de PRFV no meio do vão. As deformações medidas foram menores que os valores calculados devido ao escorregamento significativo na linha de colagem causado pelas grandes aberturas das fissuras.

Analizando finalmente os resultados da última viga experimentada, a Viga F, única viga com seção Tê analisada, conclui-se, primeiramente, ao se analisar a curva carga versus deflexão (Figura 3.14a) medida e prevista no meio da viga que o reforço quase dobrou a capacidade da peça comparando os resultados com a curva da viga padrão. As curvas medida e prevista se correlacionaram bem, exceto na carga última. A razão para esta diferença foi a separação prematura e repentina entre o laminado e a viga, talvez resultado da mão-de-obra desqualificada para o preparo da superfície de concreto e para a colagem do material polimérico. O carregamento foi interrompido neste ponto. Na Figura 3.14b é mostrada a curva carga versus deformação da fibra de concreto localizada no topo da viga, no meio do vão. A uma carga de 35 kN, o concreto tracionado fissurou, resultando numa redução na rigidez da viga. Comparando as deformações na viga reforçada e na viga padrão pode-se perceber que o reforço reduziu a deformação no concreto comprimido para todos os níveis de carregamento.

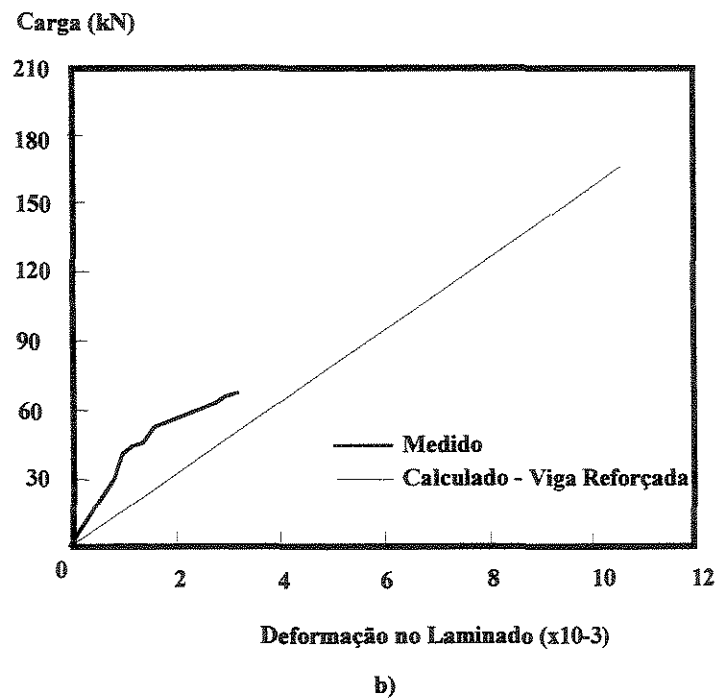
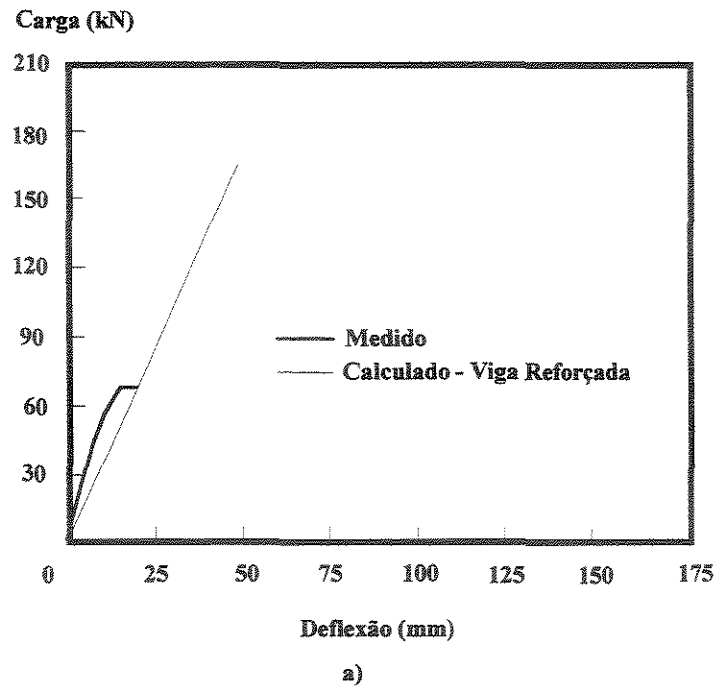
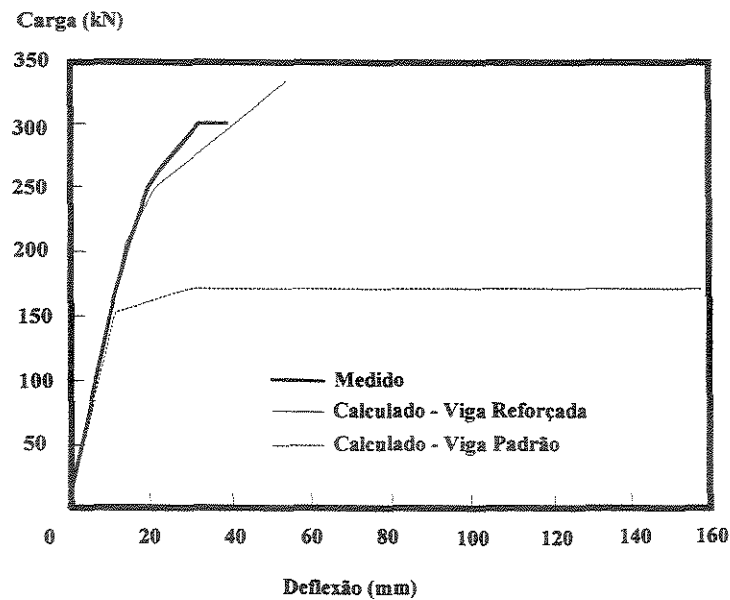
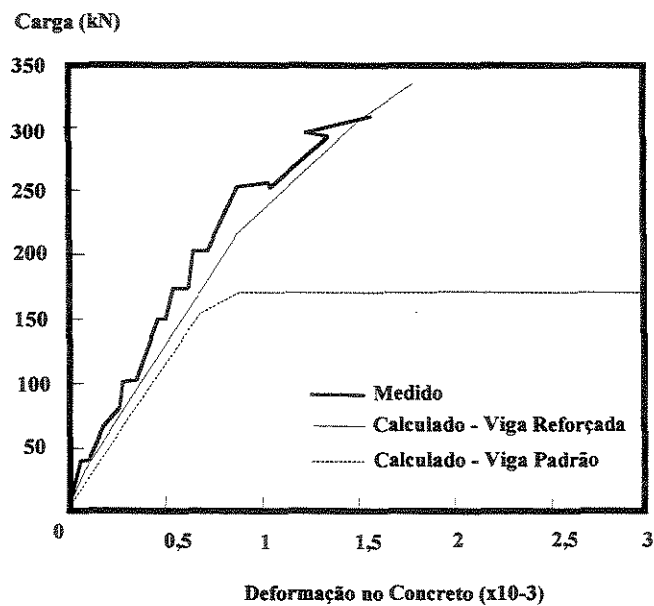


Figura 3.13 - Viga E. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no laminado de PRFV, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)



a)



b)

Figura 3.14 - Viga F. a) Curva carga versus deflexão, prevista e obtida em ensaio, no meio do vão. b) Curva carga versus deformação no concreto, no meio do vão. (Fonte: SAADATMANESH et al., 1991)

Como conclusões, os autores citam:

- a) pode-se conseguir um aumento significativo na resistência à flexão de uma viga de concreto armado com a colagem de laminados de PRFV à sua face tracionada;
- b) o ganho na resistência última à flexão foi mais significante nas vigas com taxas de armaduras mais baixas;
- c) o reforço reduziu os tamanhos das fissuras nas vigas em todos os estágios de carregamento;
- d) o sucesso desta técnica de reforço requer uma cuidadosa preparação da superfície do concreto e a seleção de uma resina à base epóxi adequada;
- e) o reforço reduziu a ductilidade das vigas. Esta redução varia com a ductilidade da viga original e deve ser considerada no projeto;
- f) uma comparação entre os resultados medidos e analíticos baseados no equilíbrio de forças e na compatibilidade de deformações indicou que o comportamento de vigas reforçadas pode ser previsto com uma precisão razoável. Entretanto, outros estudos analíticos e experimentais precisam ser feitos para se estabelecer os critérios que prevêm a carga limite que causa a ruptura da camada de concreto entre as barras longitudinais e o laminado; e,
- g) a aplicação de uma contra-flecha na viga resultou numa melhora no comportamento da fissuração, porém, para ser aplicada em campo, maiores estudos precisam ser feitos para se examinar o comportamento da fluência na interface concreto-adesivo.

3.3.1.3 Saadatmanesh e Ehsani, 1997

Em 1997, Saadatmanesh e equipe (NORRIS et al., 1997) propuseram um novo conjunto de ensaios com o intuito de analisar o comportamento à flexão e ao cisalhamento de dezenove vigas de concreto armado reforçadas com polímero reforçado com fibra de carbono.

O programa consistia em aplicar carga à maioria das vigas ainda sem reforço até o início da fissuração do concreto, porém, antes que a armadura longitudinal inferior entrasse em

escoamento. Então, descarregava-se, aplicava-se o reforço às faces tracionadas e laterais e carregava-se as vigas novamente até a ruptura.

Na Figura 3.15 encontram-se ilustradas a seção transversal, o esquema estático e os pontos de carregamento das vigas. O carregamento foi aplicado de modo a se proporcionar uma região de momento constante e com ausência de cisalhamento no centro da viga simplesmente apoiada.

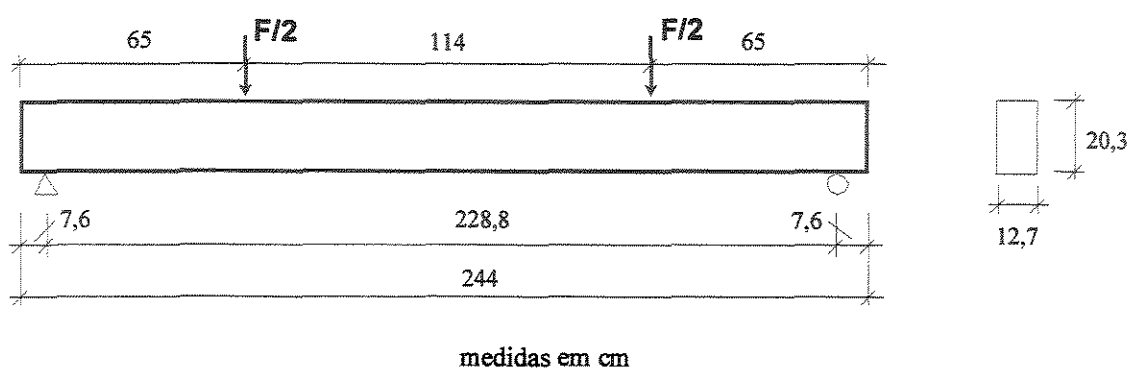


Figura 3.15 - Esquema estático, seção transversal e pontos de carregamento das vigas ensaiadas.

(Fonte: NORRIS et al., 1997)

Neste trabalho serão abordados apenas os resultados das doze vigas reforçadas à flexão e da viga que serviu como controle. Estas vigas foram superdimensionadas ao cisalhamento diminuindo o espaçamento entre os estribos, prevenindo-se assim a ruptura ao cisalhamento e isolando-se o comportamento à flexão do comportamento ao cisalhamento.

A armadura à flexão nestas vigas consistiu de duas barras inferiores e duas barras superiores, todas elas com 9,5 mm de diâmetro. Para os estribos foram utilizadas barras de 6 mm de diâmetro, sendo que, na região central da viga, entre os pontos de carregamento, o espaçamento foi de 16,5 cm e nas regiões entre os suportes e os pontos de carregamento o espaçamento foi de 5,1 cm.

A tensão de escoamento das armaduras era de 420 MPa e a resistência à compressão do concreto era de 36,5 MPa.

A Tabela 3.03 resume as principais características de cada viga ensaiada à flexão.

Tabela 3.03 - Características das vigas ensaiadas à flexão.

Nome da Viga	Conjunto PRF-epóxi	Tipos de Orientações das Fibras nas Vigas
C	nenhum	Nenhum
IA	1	A
IB	1	B
IBu	1	B
IBi	1	B
IC	1	C
ID	1	D
IIA	2	A
IIB	2	B
IIBu	2	B
IIBi	2	B
IIIC	3	C
IIID	3	D

(Fonte: NORRIS et al., 1997)

Os conjuntos PRF-epóxi utilizados estão apresentados na Tabela 3.04, sendo que a epóxi A foi projetada para aplicações em engenharia civil, está disponível comercialmente e possui uma resistência à tração de 28,9 MPa e uma deformação máxima na ruptura de 15,5 %. A epóxi B possui uma resistência à tração de 28,3 MPa e uma deformação na ruptura significativamente menor, 10,2 %.

A viga C representa a viga controle, ou seja, a viga não reforçada. O índice *u* indica que a viga não foi fissurada antes da colagem do PRF. O índice *i* indica que nestas vigas foram colados um número maior de extensômetros.

Tabela 3.04 - Características dos sistemas de PRF utilizados.

Conjunto PRF-epóxi	Epóxi	Orientação da Fibra na Manta (°)	Número de Camadas	Resistência à Tração da Fibra (MPa)	Módulo de Def. Long. da Fibra (GPa)	Espessura Final do Sistema (mm)
1	A	0 ¹	2	389,7	34,1	1
2	B	0	2	395,3	33,4	1
3	B	0/90 ²	1	245,7	28,3	1,5

(Fonte: NORRIS et al., 1997)

¹ Fibra está paralela à direção longitudinal da manta

² Existem fibras paralelas e perpendiculares à direção longitudinal da manta

O posicionamento do material de reforço e a orientação das fibras nas vigas estão ilustrados na Figura 3.16.

Os valores esperados para as curvas de carga versus deflexão foram obtidos baseando-se nos procedimentos descritos no artigo de AN et al. (1991). Um programa de computador foi desenvolvido para gerar as curvas através de toda a escala de carregamento até a ruptura.

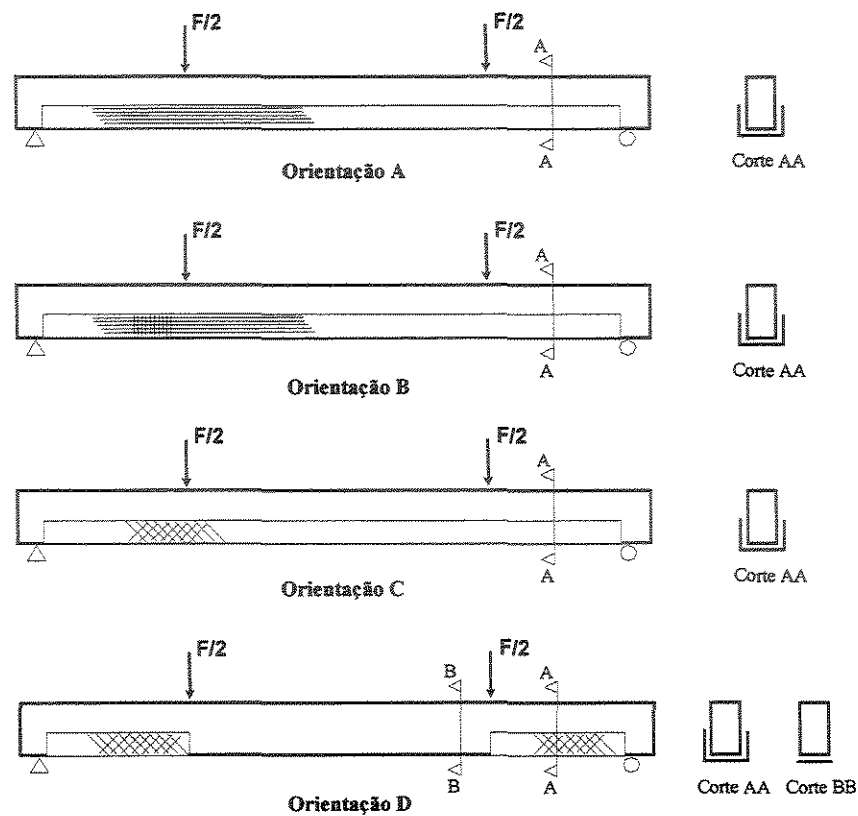


Figura 3.16 - Posicionamento do material de reforço e orientação das fibras. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

A relação carga versus deflexão obtida no ensaio da viga IA é mostrada na Figura 3.17 juntamente com os resultados previstos. Nesta mesma figura estão os pontos esperados e obtidos para a viga controle.

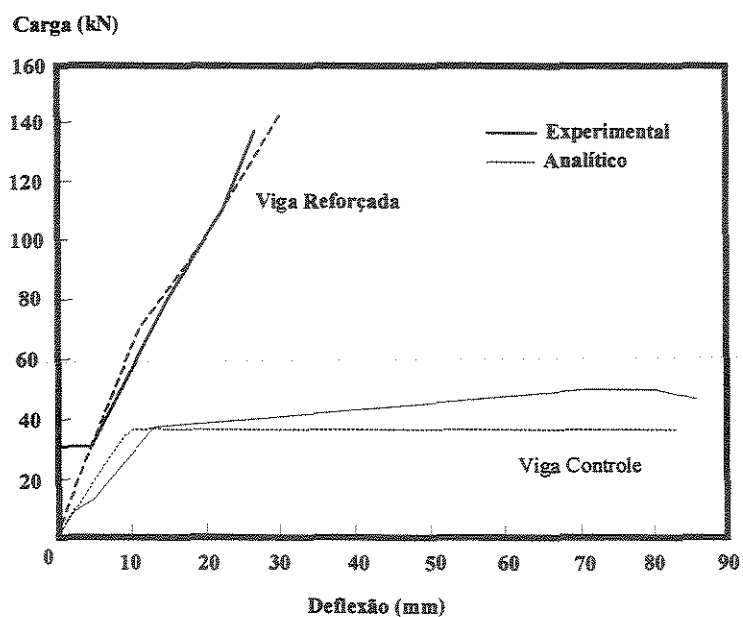


Figura 3.17 - Curva carga versus deflexão para a viga IA. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

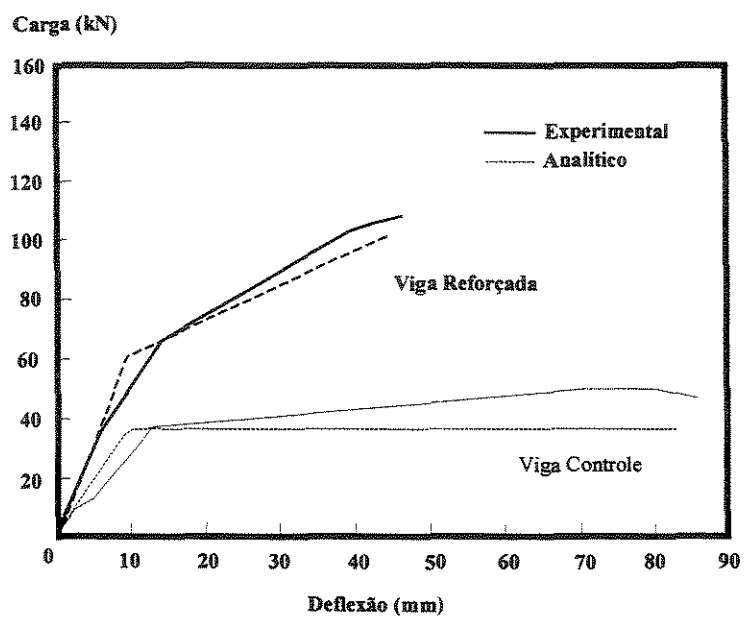


Figura 3.18 - Curva carga versus deflexão para a viga IB. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

O programa de computador previu com certa acuidade o aumento na rigidez e na resistência última devido a ação compósita do PRF com a viga de concreto. A repentina mudança na inclinação das curvas para a viga controle mostra o ponto em que a tensão na armadura de tração excede a tensão de escoamento da armadura longitudinal inferior. Este efeito foi menos evidente nas vigas reparadas.

Comparando a viga reforçada com a viga controle pode-se perceber que o carregamento no qual o aço escoou foi maior para a viga reforçada, sugerindo que as forças internas foram divididas entre as fibras de carbono e o aço. A viga com reforço mostrou uma resistência última maior que a viga padrão pois o carregamento cresceu até 138 kN antes que a viga rompesse abruptamente.

A ruptura deveu-se ao descolamento do laminado de PRFC do concreto. Como resultado de uma concentração de tensão na extremidade do laminado, a resistência a ruptura do concreto foi excedida neste ponto e uma fissura se formou logo após o final da área com material de reforço. Esta fissura se propagou rapidamente em direção a um dos pontos de carregamento destruindo a viga.

A fissura que causou a ruptura da viga propagou-se em três dimensões arrancando um pedaço de concreto da lateral da viga na região de cisalhamento constante, ou seja, entre o ponto de carregamento e o apoio. O PRFC separou-se da alma e da face inferior aproximadamente metade do comprimento da viga.

A viga IB era representativa do comportamento de camadas de material de reforço em cruz. A plotagem carregamento versus deflexão para as vigas IB e controle são mostradas na Figura 3.18 em conjunto com os resultados analíticos.

Nesta viga apenas metade das fibras foram usadas na direção longitudinal e, portanto, a resistência última é menor que a da viga IA, porém, ainda assim, há um aumento significativo comparando-se com os resultados obtidos para a viga controle.

A ação compósita do PRFC e da viga de concreto notada na viga IA pode ser também presenciada neste ensaio sob a forma de um elevado carregamento de escoamento do aço. Entretanto, para a orientação B, a viga rompeu de um modo diferente ao da viga IA. As vigas que foram carregadas rapidamente experimentaram uma ruptura do concreto na extremidade do PRFC similar àquelas vigas com as fibras apenas na direção longitudinal. Aquelas que foram carregadas mais lentamente romperam embaixo de um dos pontos de carregamento por ruptura à tração das fibras de PRFC.

As vigas IBI e IIBi foram instrumentadas com vários extensômetros adicionais colados ao PRF, distribuídos ao longo da face tracionada e da alma. Esta instrumentação indicou que novas fissuras de flexão começaram a ocorrer mais próximas dos pontos de extremidade da manta de PRFC à medida que os momentos progressivamente aumentavam e as tensões nas fibras longitudinais foram transferidas para cima, ao longo da alma, através da trama de fibras existente na direção transversal da viga. Para todas as vigas com orientação das fibras do tipo B registraram-se rupturas menos explosivas que as vigas com fibras apenas longitudinais.

Em um determinado trecho o concreto existente entre a armadura tracionada e a manta rompeu. Observou-se também o descolamento do material de reforço de trechos da borda tracionada e da alma, indicando que as tensões foram transferidas para a superfície da alma pelas fibras transversais, como foi indicado pelas leituras de deformações feitas pelos extensômetros adicionais colados à alma.

A viga IC, como previsto pela análise computacional, mostrou um menor aumento na resistência e rigidez se comparado com as vigas com fibras longitudinais. Como pode-se observar através da plotagem do carregamento versus a deflexão (Figura 3.19), o comportamento desta viga foi mais dúctil que o das duas primeiras. Além disso, o modo de ruptura ocorreu mais lentamente, sendo que, à medida que a flecha aumentava a borda superior do PRFC começou a se separar da alma, momento em que o ensaio foi interrompido.

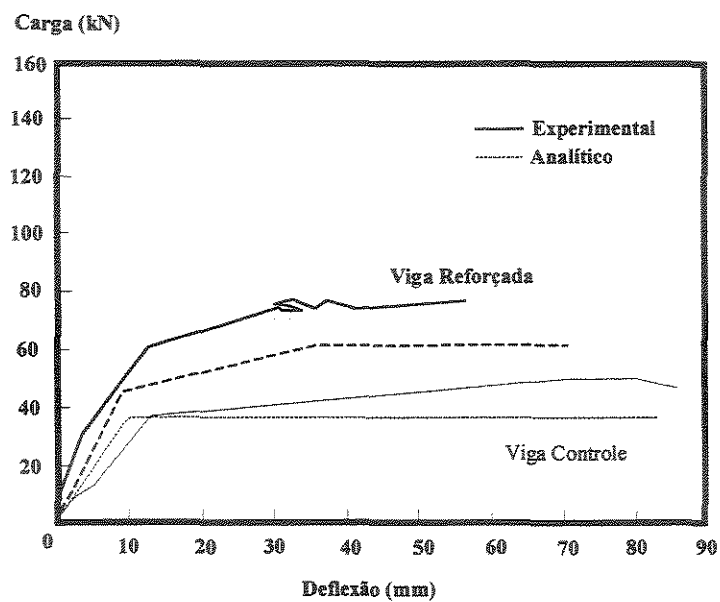


Figura 3.19 - Curva carga versus deflexão para a viga IC. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

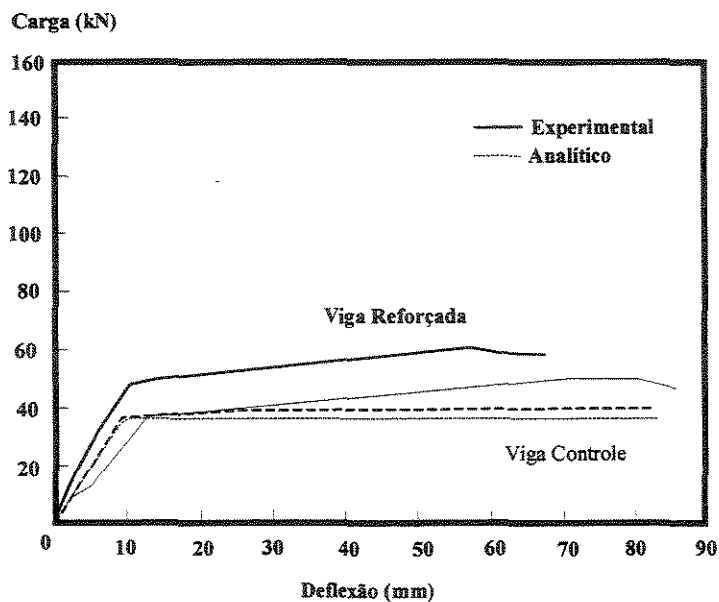


Figura 3.20 - Curva carga versus deflexão para a viga ID. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

A viga ID foi reforçada com o conjunto PRF-epóxi 1, com uma camada de manta colada à viga a 45° em relação ao eixo da peça e então coberta com uma segunda camada perpendicular à primeira, formando uma trama que pode ser observada na Figura 3.15. A viga IIID foi reforçada com o conjunto PRF-epóxi 3, com um tecido costurado em cruz colado a 45° em relação ao eixo da viga. Estas duas vigas, devido à orientação das fibras, apresentaram baixo aumento na resistência se comparado com os resultados da viga controle.

No caso das vigas ID e IIID, devido ao fato do reforço ter sido diminuído na região de baixo cisalhamento existente no meio do vão, constatou-se um menor comprimento de ancoragem das fibras próximas ao centro da viga. Além disso, como já explicado, as fibras coladas à lateral inferior de um dos lados da viga, cruzavam-na diagonalmente e terminavam do outro lado da mesma, resultando uma baixa resistência na direção longitudinal da peça. Devido a estes dois fatores estas vigas foram as que menos tiveram suas resistências aumentadas. A curva carga versus deflexão para a viga ID pode ser vista na Figura 3.20.

Como pode ser observado na Figura 3.20, este tipo de reforço propiciou um pequeno aumento na rigidez à flexão, sendo que a viga apresentou um rompimento dúctil e gradual como descrito anteriormente para a viga IC. O carregamento foi interrompido quando a deflexão tornou-se excessiva. Com o descarregamento percebeu-se que a manta tinha se separado do concreto na parte inferior da viga e que a segunda camada de manta na parte inferior da viga havia rompido parcialmente próximo ao trecho de descontinuidade do reforço lateral, provavelmente devido a uma concentração de tensões.

A Figura 3.21 mostra as curvas carga versus deflexão obtidas durante os ensaios das vigas Controle, IIID e IA. Das vigas ensaiadas a viga IA foi a que apresentou o maior aumento na rigidez e resistência, sendo a viga IIID a menos indicada para o aumento destes parâmetros, com a sua curva ficando muito próxima da obtida para a viga Controle. Apesar de todas as vigas reforçadas terem apresentado um aumento nos parâmetros resistência e rigidez, observou-se uma correlação direta entre a magnitude destes aumentos e o modo de ruptura. Quando as fibras estavam posicionadas perpendicularmente às fissuras, o resultado obtido era uma maior resistência porém uma ruptura frágil. No caso da orientação das fibras do tipo B quando foram

utilizadas duas camadas de manta (vigas IB, IBu, IBi, IIB, IBu e IIBi), as fibras posicionadas perpendicularmente à primeira camada tenderam a conter o concreto fraturado, com a ruptura continuando abrupta devido a presença das fibras perpendiculares às fissuras. Quando as fibras foram posicionadas obliquamente em relação às fissuras, caso das vigas IC, IIIC, ID e IID, o aumento na rigidez foi menor e o modo de ruptura foi mais dúctil, sendo que o comprimento de ancoragem das fibras nas laterais da viga influenciou sobremaneira o resultado, como pôde ser visto nos resultados da viga IID.

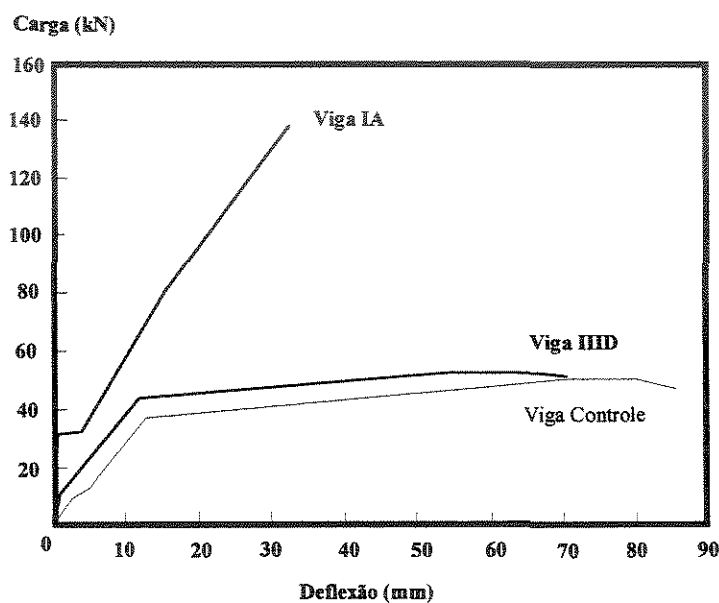


Figura 3.21 - Comparações entre as curvas carga versus deflexão obtidas durante os ensaios das vigas IA, IID e Controle. (Fonte: NORRIS et al., 1997)

As conclusões admitidas pelos autores são as seguintes:

- a) o reforço com mantas de PRFC pode levar a um aumento na resistência à flexão e rigidez de vigas de concreto armado quando coladas às faces laterais e inferior da peça;
- b) a magnitude do aumento e o modo de ruptura estão relacionados com a direção em que as fibras estão coladas na peça. Quando as fibras de PRFC foram posicionadas perpendicularmente às fissuras da viga observou-se um grande aumento na rigidez e resistência

além de uma ruptura repentina do concreto como resultado de uma concentração de tensões próximas às extremidades da manta;

c) quando as fibras de PRFC foram posicionadas obliquamente às fissuras da viga registrou-se um menor aumento na resistência e rigidez, entretanto, este modo de colagem propiciou uma ruptura mais dúctil e precedida de sinais de aviso como pequenos estalos e descolamento da manta; e,

d) uma combinação de tipos de fibras e orientações das mesmas em relação ao eixo longitudinal da peça pode evitar a ruptura brusca do material de reforço.

3.3.2 Arduini

Em 1997, Arduini, Tommaso e Nanni estudaram o comportamento analítico e experimental de dez vigas de concreto armado (ARDUINI et al., 1997). A preocupação dos pesquisadores era verificar a influência da variação no número de camadas de material de reforço e a eficiência de mecanismos de incremento de ancoragem na resistência, rigidez e modo de ruptura das vigas analisadas.

Marco Arduini é engenheiro civil e responsável técnico pelo Laboratório de Testes e Modelagem da Universidade de Bolonha, Itália. Ele é membro fundador da AICO, uma associação italiana que trata de assuntos relativos à aplicação do PRF na indústria da construção civil. Angelo Di Tommaso é professor de engenharia civil no Departamento de Engenharia Estrutural na Universidade de Bolonha. Ele é presidente do grupo italiano ligado ao RILEM - *The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures*. Antonio Nanni é professor no Departamento de Engenharia Arquitetônica na Universidade Estadual da Pensylvania, Estados Unidos. Ele é membro dos comitês 325, 440, 530, 537, 544 e 549 do ACI.

3.3.2.1 Arduini, 1997

Arduini e equipe propuseram duas séries de ensaios, sendo a primeira com a utilização do material de reforço na forma de laminados e a segunda na forma de mantas de PRFC (ARDUINI et al., 1997).

A primeira parte deste programa experimental constou da execução de seis vigas de concreto armado com dimensões e esquema estático ilustrados na Figura 3.22. Todas as vigas foram armadas com duas barras longitudinais superiores e duas barras longitudinais inferiores de 14 milímetros de diâmetro e estribos de 6 milímetros de diâmetro espaçados de 15 centímetros. As vigas denominadas A1 e A2 foram testadas sem o uso do material de reforço. As outras quatro vigas restantes, A3, A4, A5 e A6, foram reforçadas com tiras de laminados da PRFC com dimensões de 170 centímetros de comprimento, 5 centímetros de largura e 1,3 milímetros de espessura. As vigas A3 e A4 foram identicamente reforçadas com três tiras paralelas de PRFC coladas à face inferior da viga, conforme ilustrado na Figura 3.23a. As vigas A5 (Figura 3.23b) e A6 foram reforçadas com duas camadas de três tiras, sendo que, na viga A6 foram coladas ainda, com adesivo epóxi, duas chapas de aço dobradas ao redor das extremidades dos laminados. As chapas possuíam 10 centímetros de largura e 1,5 milímetro de espessura, sendo o comprimento o suficiente para ir de uma face lateral à outra, passando pela face inferior da viga, conforme ilustrado na Figura 3.23c.

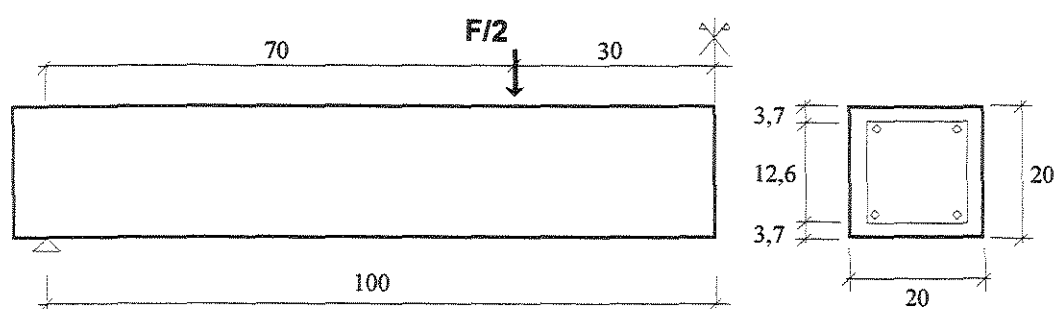
Na Tabela 3.05 são mostradas as propriedades mecânicas dos materiais constituintes da primeira parte dos ensaios.

Tabela 3.05 - Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na primeira parte do programa experimental.

Material	Módulo de Elasticidade	Resistência à Compressão	Tensão de Escoamento	Resistência à Tração	Deformação Máxima, na Ruptura
	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)
Concreto	25	33	-	2,6	-
Aço	200	-	540	700	10,0
Adesivo	11	-	-	26	0,3
Laminado	167	-	-	2.906	1,8

(Fonte: ARDUINI et al., 1997)

A Figura 3.24 mostra as curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deflexão, no meio do vão, para as vigas A1, A4, A5 e A6. As vigas A2 e A3 não foram mostradas pois tiveram comportamento semelhante às vigas A1 e A4, respectivamente. A Figura 3.25 mostra as curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deformação no laminado, no meio do vão, para as vigas A4, A5 e A6.



medidas em cm

Figura 3.22 - Dimensões e esquema estático das vigas da primeira série de ensaios, ou seja, aquelas com o reforço sendo feito com laminados de PRFC. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

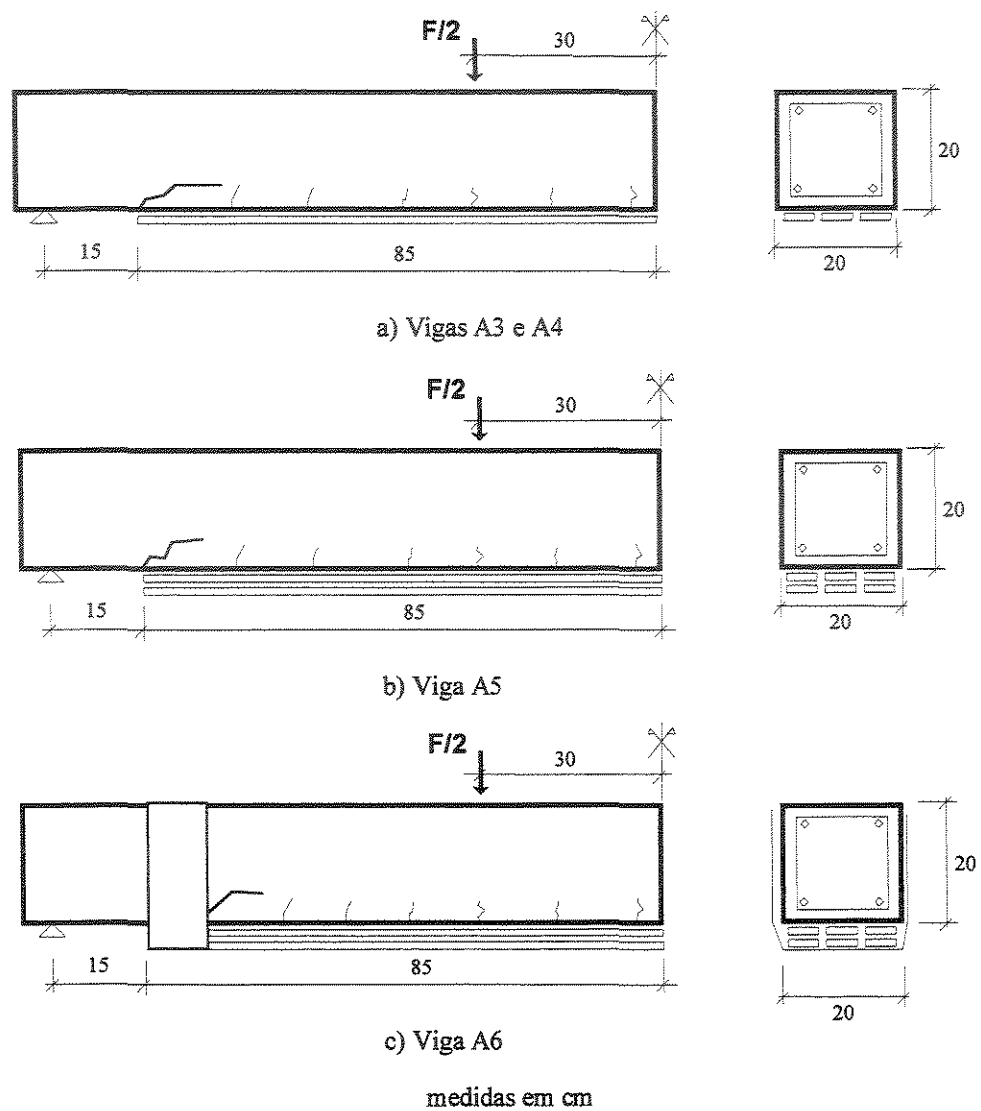
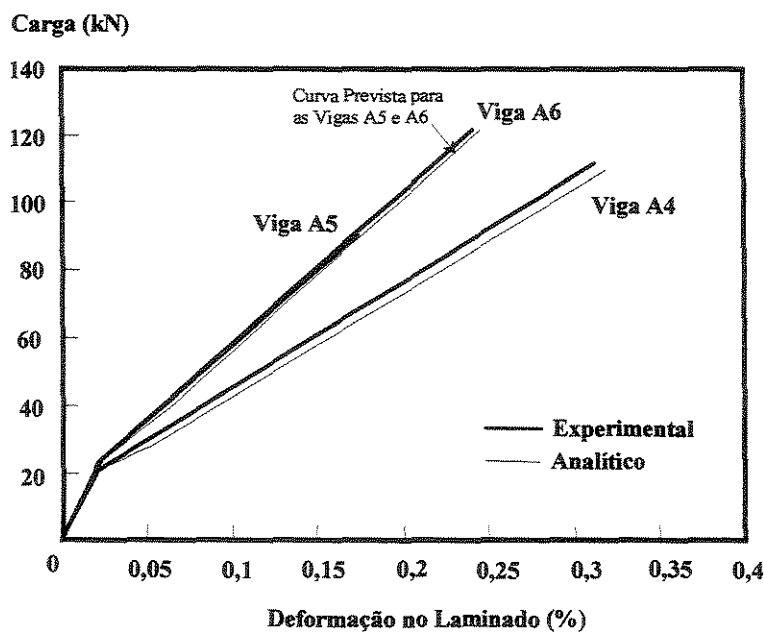
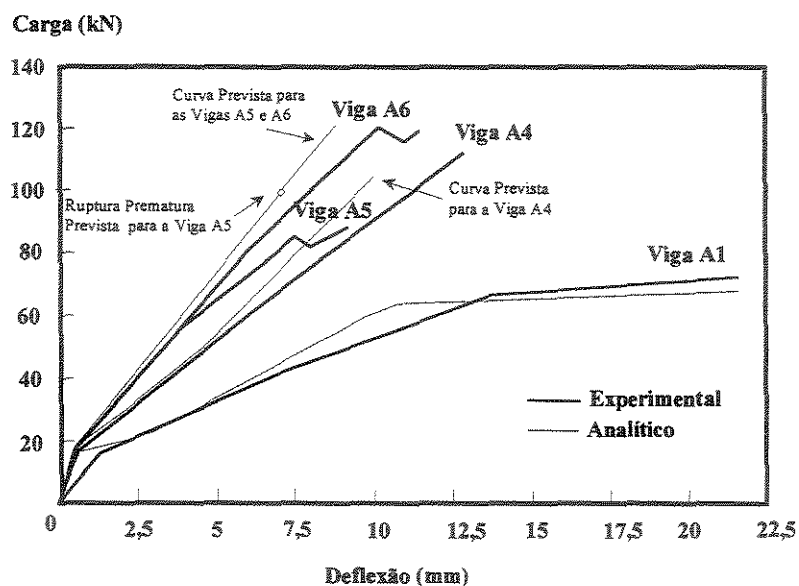


Figura 3.23 - Vista lateral, seção transversal e mecanismos de ruptura das vigas reforçadas com laminados de PRFC. a) Vigas A3 e A4. b) Viga A5. c) Viga A6. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)



Todas as vigas reforçadas mostraram primeiramente um comportamento elástico-linear seguido do aparecimento das primeiras fissuras na região do meio do vão. Logo após, em cada uma delas, uma grande fase não-linear foi observada com o desenvolvimento de numerosas fissuras de flexão. Nesta fase, as deformações no laminado de PRFC aumentaram consideravelmente, assim como o deslocamento vertical no meio do vão. As vigas A1 e A2 romperam com o esmagamento do concreto ocorrendo bem depois do início do escoamento da armadura longitudinal inferior. 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 (Figura 3.23a). 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, com duas camadas de laminados de PRFC, mostrou uma rigidez na região fissurada consideravelmente maior que as vigas reforçadas com apenas uma camada de material de reforço. Entretanto, ela rompeu com uma carga menor devido a uma ruptura ao cisalhamento do concreto na extremidade do laminado, assim como as vigas A3 e A4 (Figura 3.23b). Este mecanismo de ruptura repentina foi parcialmente corrigido na viga A6 onde as chapas de aço foram coladas nas extremidades do laminado. Neste caso, a carga pôde aumentar até o aparecimento da mesma fissura de cisalhamento. Por fim, a chapa se descolou do concreto (Figura 3.23c).

Na segunda parte do programa experimental foram ensaiadas quatro vigas com dimensões e esquema estático ilustrados na Figura 3.26. As vigas foram armadas com duas barras longitudinais superiores e três barras longitudinais inferiores de 13 milímetros de diâmetro e estribos de 8 milímetros de diâmetro igualmente espaçados de 10 centímetros. A primeira peça ensaiada, denominada viga B1, foi utilizada como viga padrão. As outras três vigas, B2, B3 e B4, foram reforçadas com a utilização de mantas flexíveis unidirecionais de PRFC de espessura de 0,17 milímetros. Enquanto a viga B2 foi reforçada com apenas uma camada de manta (Figura 3.27a), as vigas B3 (Figura 3.27b) e B4 receberam três camadas de material de reforço coladas às faces inferiores das peças, com as fibras sempre posicionadas paralelamente à direção

longitudinal das mesmas. A viga B4 teve uma quarta camada aplicada ao redor das suas faces laterais e inferior, com as fibras orientadas na direção transversal da peça (Figura 3.27c).

A Tabela 3.06 mostra as propriedades mecânicas dos materiais constituintes desta segunda etapa. Deve ser notado que para a manta, as propriedades mecânicas e geométricas se referem às fibras e não ao compósito.

Tabela 3.06 - Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na segunda parte do programa experimental.

Material	Módulo de Elasticidade	Resistência à Compressão	Tensão de Escoamento	Resistência à Tração	Deformação Máxima, na Ruptura
	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)
Concreto	26	30	-	1,9	-
Aço	200	-	340	530	10,0
Manta	400	-	-	3.000	0,75

(Fonte: ARDUINI et al., 1997)

A Figura 3.28 mostra as curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deflexão, no meio do vão, para as vigas B1, B2, B3 e B4. A Figura 3.29 mostra as curvas prevista analiticamente e obtida experimentalmente da carga versus deformação da manta, no meio do vão, para as vigas B2, B3 e B4. Todas as vigas demonstraram um comportamento similar ao observado nas vigas reforçadas com laminados de PRFC. A viga B1, assim como o outro membro controle da primeira série, a viga A1, também alcançou a ruptura com o esmagamento do concreto comprimido ocorrendo bem depois do escoamento da armadura inferior. A viga B2 teve a manta rompida no meio do vão após o escoamento da armadura, registrando um ganho considerável na capacidade de carga. A viga B3, com três camadas de mantas, alcançou a ruptura com o descolamento da manta quando o aumento na capacidade de carga já era cerca de 2,5 vezes ao registrado no ensaio da viga B1. Para a viga B4 o descolamento

das três camadas de reforço foi parcialmente contido, resultando na maior capacidade de carga observada.

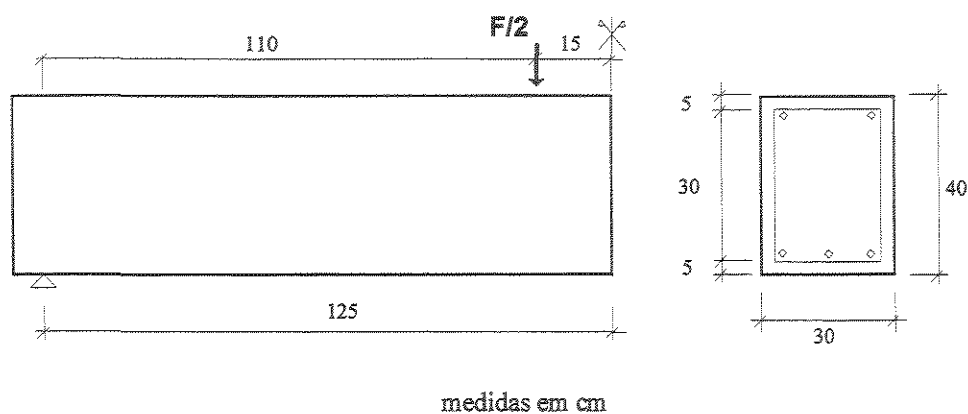


Figura 3.26 - Dimensões e esquema estático das vigas da segunda série de ensaios, ou seja, aquelas com o reforço sendo feito com mantas de PRFC. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

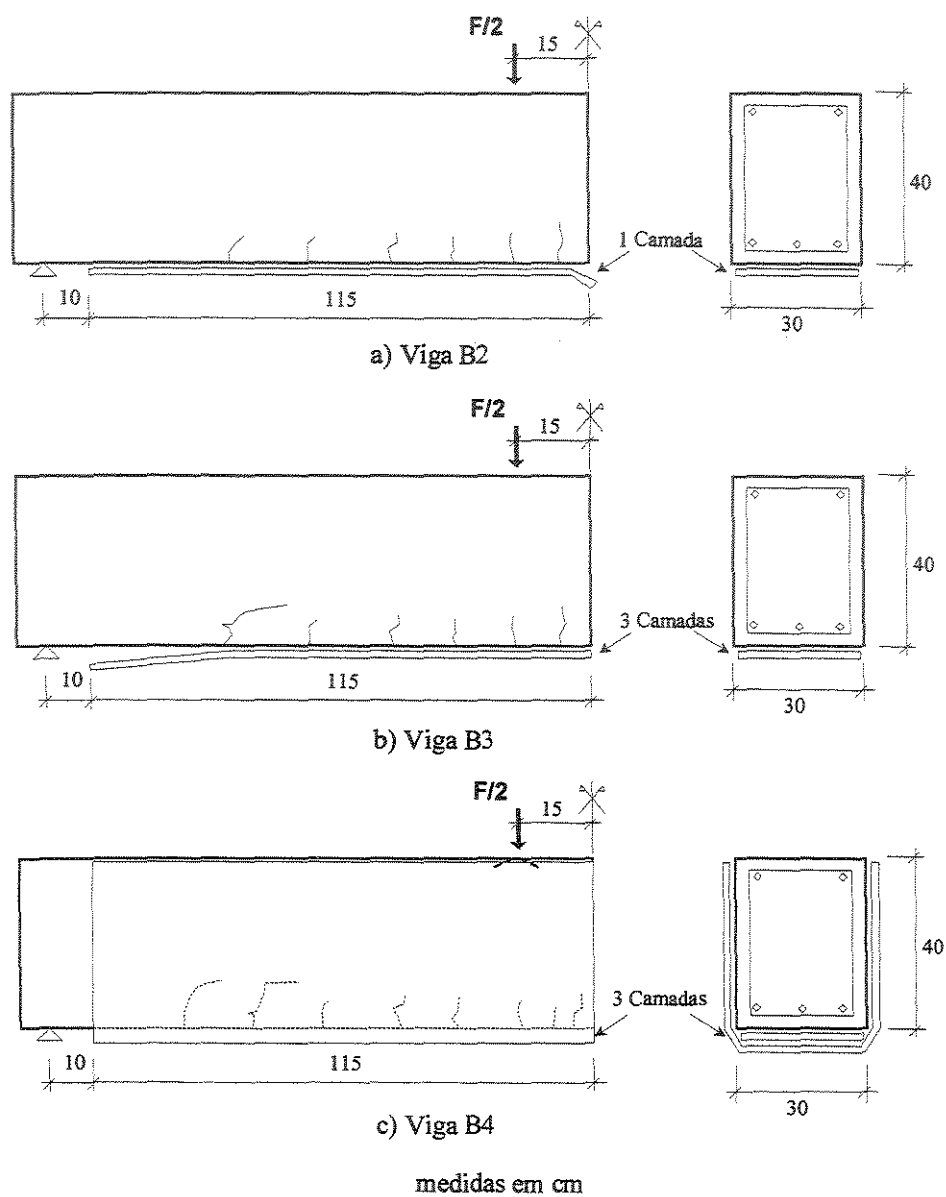


Figura 3.27 - Vista lateral, seção transversal e mecanismos de ruptura das vigas reforçadas com mantas de PRFC. a) Viga B2. b) Viga B3. c) Viga B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

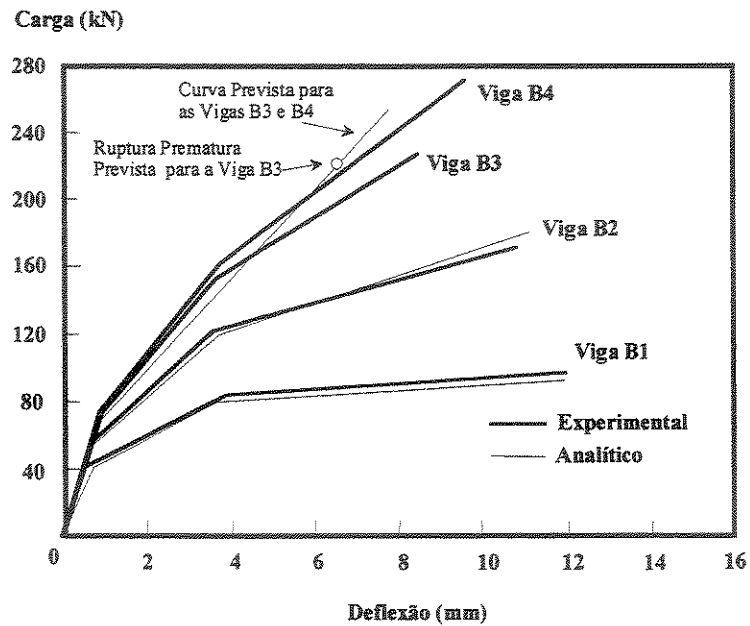


Figura 3.28 - Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deflexão, no meio do vão, para as vigas B1, B2, B3 e B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

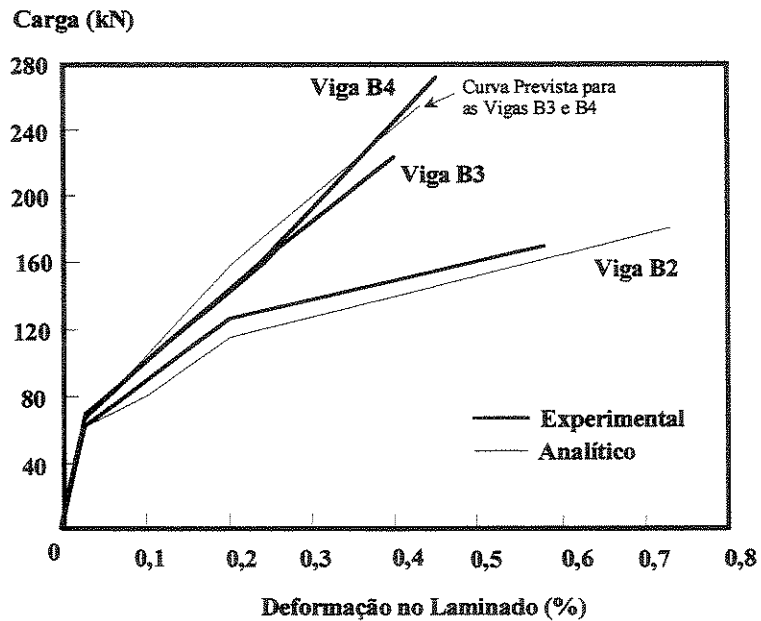


Figura 3.29 - Curvas prevista analiticamente e obtida em ensaio da carga versus deformação na manta, no meio do vão, para as vigas B2, B3 e B4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

Na Tabela 3.07 encontra-se resumida uma comparação entre os resultados experimentais e os dados analíticos previstos. A segunda coluna da tabela expressa a razão entre as cargas máximas obtidas analiticamente, $F_{máx,a}$, e experimentalmente, $F_{máx,exp}$. A terceira coluna expressa a razão entre as deflexões máximas obtidas analiticamente, $\delta_{máx,a}$, e experimentalmente, $\delta_{máx,exp}$. Por fim, a última coluna relata os modos de ruptura apresentados. Segundo os autores os modos de ruptura previstos foram observados experimentalmente, sendo encontradas boas correlações nas previsões das forças máximas. Por outro lado, após a realização dos ensaios e análise das flechas obtidas no meio do vão percebeu-se que as deflexões máximas experimentais não registraram valores tão próximos aos esperados como no caso das cargas.

Tabela 3.07 - Comparações entre os resultados experimentais e os dados analíticos previstos.

Viga	$\frac{F_{máx,a}}{F_{máx,exp}}$	$\frac{\delta_{máx,a}}{\delta_{máx,exp}}$	Modos de Ruptura
A1 e A2	-	-	Convencional, com o esmagamento do concreto comprimido
A3 e A4	0,90	0,7	Prematura e repentina, com o rompimento do cobrimento de concreto
A5	1,09	0,7	Prematura e repentina, com o rompimento do cobrimento de concreto
A6	1,02	0,9	Prematura mas com aviso, com o descolamento da chapa de aço
B1	-	-	Convencional, com o esmagamento do concreto comprimido
B2	1,06	1,0	Convencional e repentina, com o rompimento da manta
B3	1,00	0,8	Prematura, com o descolamento da manta
B4	0,93	0,8	Prematura mas com aviso, com o descolamento da manta colada na direção transversal da peça

(Fonte: ARDUINI et al., 1997)

Como conclusões pode-se dizer que:

a) as vigas de concreto armado reforçadas à flexão com material polimérico reforçado com fibras podem apresentar rupturas convencionais e prematuras. Nesta série de experimentos foram observadas a ruptura convencional da manta e as rupturas prematuras por rompimento do cobrimento de concreto e descolamento da manta e do mecanismo de melhoria da ancoragem;

b) é possível se prever analiticamente e com boa precisão as cargas máximas bem como os modos de ruptura das vigas ensaiadas;

c) o modelo analítico para o cálculo das flechas esperadas precisa ser reanalisado;

d) o modo de ruptura da viga é alterado dependendo da maneira como a mesma é reforçada. Variações no número de camadas e a existência de mecanismos de incremento de ancoragem influenciam diretamente na ocorrência de rupturas com ou sem aviso; e,

e) além de se conseguir um aumento na capacidade de carga de mais de 2,5 vezes o obtido em uma viga semelhante sem reforço, pode-se projetar uma eventual ruptura com avisos, evitando-se a indesejável ruptura frágil e repentina.

3.3.3 Ross

Em 1999, Allen Ross e equipe (ROSS et al., 1999) propuseram uma série de ensaios experimentais para verificar a influência da taxa de armadura inferior da viga no aumento da resistência e rigidez das peças após a realização de reforço à flexão com material polimérico reforçado com fibras. Os autores desenvolveram ainda um procedimento de cálculo que prevê a curva carga versus deflexão para cada grupo de vigas ensaiadas.

Allen Ross é membro do ACI e professor emérito de Engenharia Espacial e Mecânica e Ciência da Engenharia na Universidade da Flórida, Estados Unidos. A sua equipe era composta por David Jerome que é membro do ACI e cientista sênior PhD no Laboratório de Pesquisas Aéreas situado na Base Aérea de Eglin, Flórida; por Joseph Tedesco, também membro do ACI e

professor de engenharia civil na Universidade de Auburn, Alabama e por Mary Hughes, que em 1999 estudava para obter o título de PhD em engenharia civil pelo Instituto de Tecnologia da Geórgia.

3.3.3.1 Ross, 1999

O estudo experimental constou do ensaio de vinte e quatro vigas de concreto armado divididas em seis grupos de quatro peças, separadas de acordo com a taxa de armadura longitudinal inferior ρ (ROSS et al., 1999).

Os grupos das vigas, designados de 1 a 6, representavam seis diferentes taxas de armaduras, em ordem ascendente, estando seus valores compreendidos entre a mínima até a máxima taxa permitida pelo American Concrete Institute (ACI), ou seja, de 0,0033 a 0,0350. As armaduras para cada grupo está explicitada na Tabela 3.08. Para se evitar a ruptura da armadura transversal, as vigas foram superarmadas ao cisalhamento utilizando-se estribos de 9,5 milímetros de diâmetro espaçados de 10,2 centímetros.

Em cada um dos seis grupos, três vigas foram reforçadas com laminados de PRFC e designadas de B, C e D, sendo a viga A deixada como viga controle. É importante deixar claro que as vigas B, C e D de um mesmo grupo eram idênticas entre si.

Os laminados de PRFC colados às faces inferiores das vigas mediam 2,74 metros de comprimento por 20,3 centímetros de largura por 0,45 milímetro de espessura. O laminado possuía uma resistência à tração de 2.206 GPa e um módulo de deformação à tração de 138 GPa.

Todas as vigas apresentavam barras de aço inferiores com uma tensão de escoamento de 410 MPa e uma resistência à compressão do concreto de 54,8 MPa. As dimensões e o esquema estático das vigas estão ilustradas na Figura 3.30.

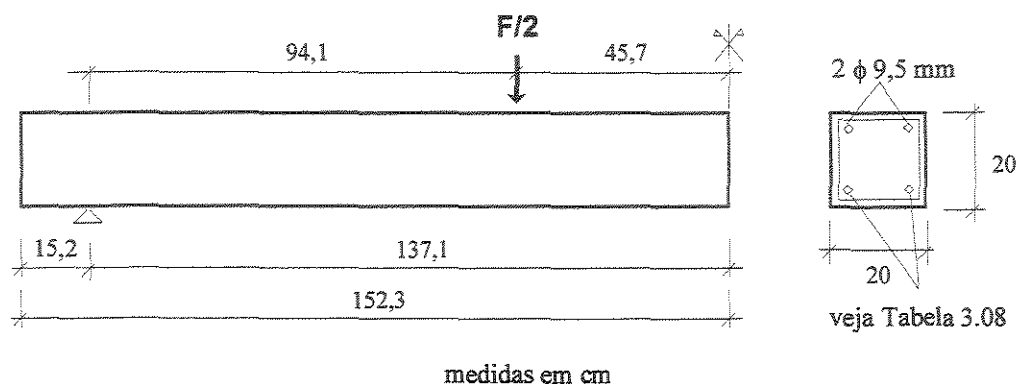


Figura 3.30 - Dimensões e esquema estático das vigas. (Fonte: ROSS et al., 1999)

É importante notar que a área de seção transversal de concreto, A_c , foi constante para todas as vigas, ou seja, de $90,3 \text{ mm}^2$; entretanto, a razão da área de concreto pela área de armadura, A_s , varia de grupo para grupo.

Tabela 3.08 - Armadura inferior das vigas ensaiadas.

Grupo	Armadura Inferior	$A_s (\text{mm}^2)$	Taxa de armadura, ρ^1	% de taxa de armadura ²
1	2 ϕ 0,95 cm	142	0,00458	4
2	2 ϕ 1,28 cm	259	0,00833	16
3	2 ϕ 1,60 cm	400	0,01242	29
4	2 ϕ 1,97 cm	612	0,01833	47
5	2 ϕ 2,22 cm	774	0,02500	68
6	2 ϕ 2,55 cm	1019	0,03292	93

Fonte: Ross et al. (1999)

$$^1 \rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

² acima do mínimo exigido pelo ACI

Dois tipos básicos de modos de ruptura foram presenciados durante o ensaio das vigas reforçadas. No grupo das vigas altamente armadas (grupos 4, 5 e 6), o modo de ruptura encontrado foi a ruptura do concreto comprimido acompanhado do desenvolvimento de fissuras na região central da viga como ilustrado na Figura 3.31a. Este modo de ruptura foi denominado de Modo 1. Para as vigas com baixa ou moderada taxa de armadura (grupos 1, 2 e 3), a ruptura foi alcançada com o descolamento do PRFC, como ilustrado na Figura 3.31b. Este modo de ruptura foi denominado de Modo 2.

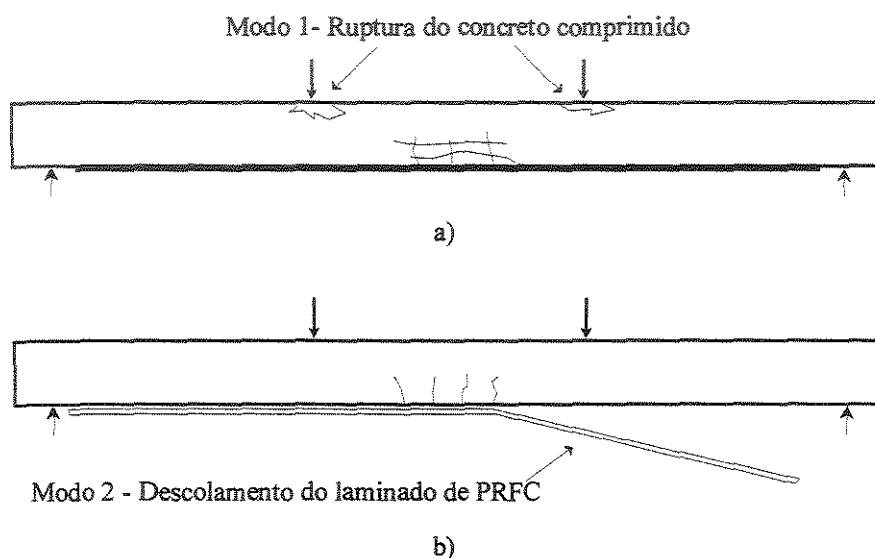
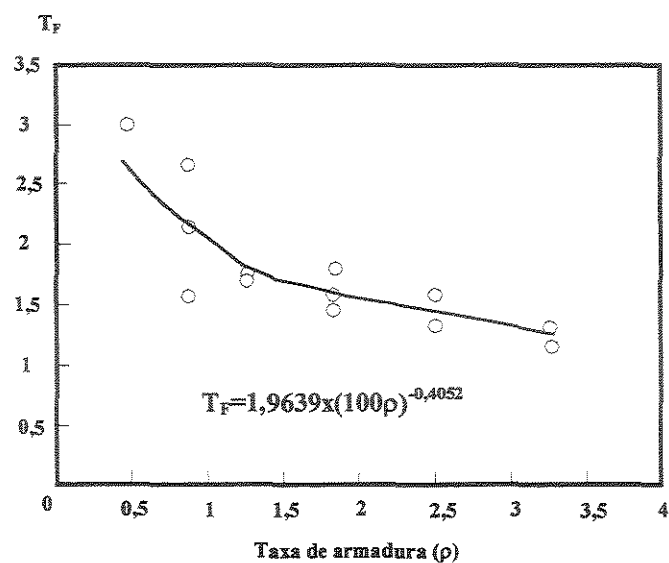


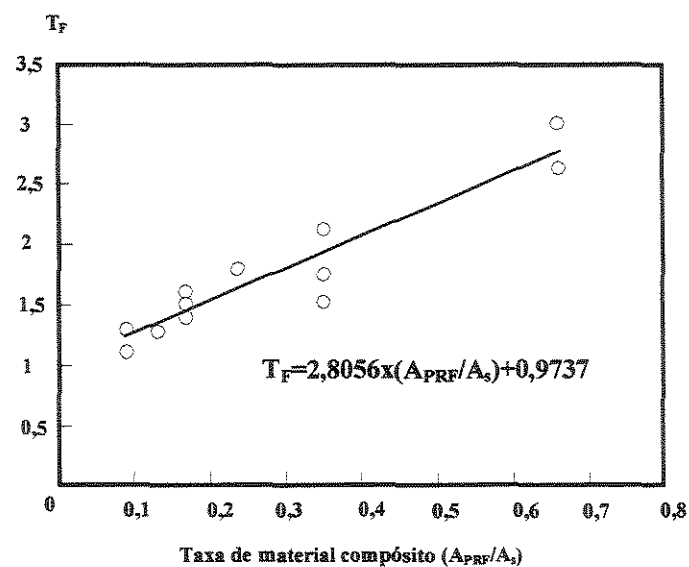
Figura 3.31 - Esquema dos modos de ruptura apresentados. a) ruptura do concreto comprimido, Modo 1. b) descolamento do laminado de PRFC, Modo 2. (Fonte: ROSS et al., 1999)

Os resultados dos ensaios das vigas estão resumidos na Tabela 3.09. Para se quantificar o efeito causado pelo reforço de PRFC foi calculada uma taxa de aumento na carga suportada pela viga, T_F . Esta taxa foi definida como a razão entre a carga última na viga reforçada sobre a carga última aplicada à viga controle de seus respectivos grupos. A taxa de aumento na carga suportada pela viga, T_F , como função da taxa de armadura, ρ , é mostrada na Figura 3.32a. Na

Figura 3.32b está ilustrada a curva da taxa T_F versus uma taxa de material compósito, aqui definida como A_{PRF} sobre A_s .



a)



b)

Figura 3.32 - a) Curva T_F versus ρ . b) Curva T_F versus taxa de material compósito. (Fonte: ROSS et al., 1999)

Tabela 3.09 - Resultados dos ensaios das vigas.

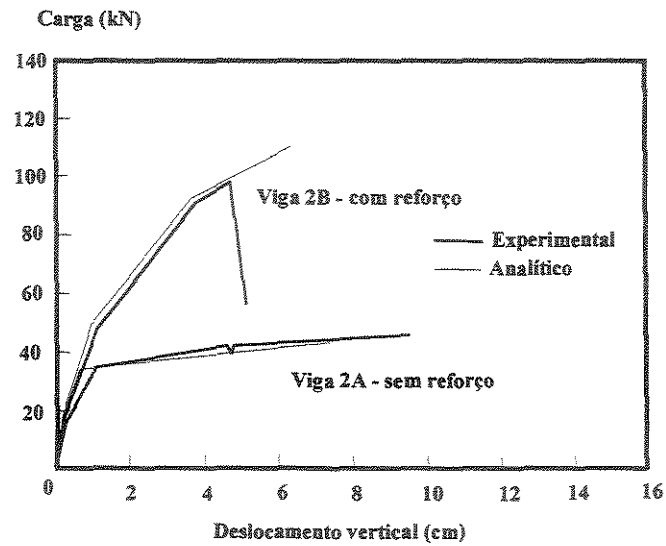
Viga	Cargas Máximas (kN)	T_F	A_{PRF}/A_s	Modo de ruptura
1A	26,7	-	-	-
1B	80,1	3,00	0,64	2
1C	71,2	2,67	0,64	2
1D ¹	-	-	-	-
2A	46,7	-	-	-
2B	97,9	2,10	0,35	2
2C	71,2	1,52	0,35	2
2D	80,1	1,71	0,35	2
3A	62,3	-	-	-
3B	109,03	1,75	0,23	2
3C	108,14	1,74	0,23	2
3D	108,58	1,74	0,23	2
4A	71,2	-	-	-
4B	107,64	1,51	0,16	1
4C	104,58	1,47	0,16	1
4D	111,25	1,56	0,16	1
5A	115,7	-	-	-
5B	146,85	1,27	0,12	1
5C	146,85	1,27	0,12	1
5D	145,52	1,26	0,12	1
6A	133,5	-	-	-
6B	169,1	1,27	0,09	1
6C	153,1	1,15	0,09	1
6D	153,1	1,15	0,09	1

(Fonte: Ross et al., 1999)

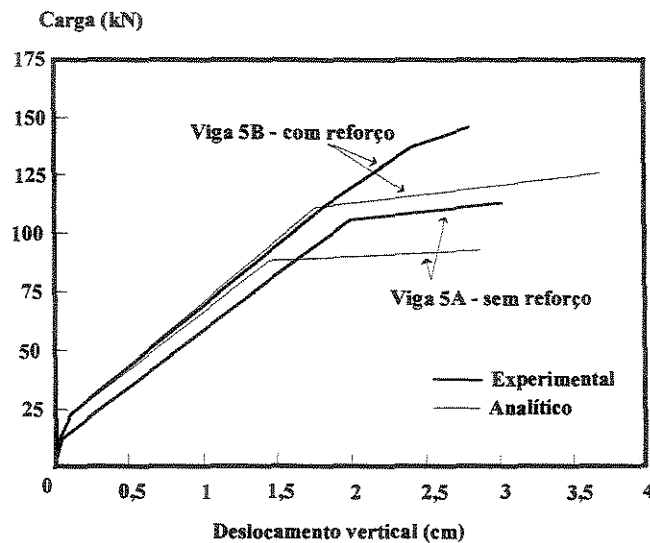
¹ Os resultados desta viga não foram apresentados no artigo.

Os resultados do programa experimental indicam claramente que se pode alcançar um significativo aumento na resistência de vigas de concreto armado colando-se uma quantidade relativamente pequena de material polimérico reforçado com fibras à face inferior das peças. A percentagem deste aumento parece depender da taxa de armadura (Figura 3.32a), da taxa de material compósito (Figura 3.32b) e da perfeita colagem entre PRF e o concreto. Para as vigas pouco ou moderadamente armadas (grupos 1, 2 e 3), no qual a taxa de material compósito é alta, o efeito causado pelo reforço é bastante evidente. Para estas vigas, que exibem relativamente grandes deslocamentos antes da ruptura, a tensão no laminado chega a se aproximar da sua resistência à tração; entretanto, o laminado se descola do concreto (Modo 2 de ruptura) antes disso acontecer (Figura 3.33a). Por outro lado, as vigas mais armadas (grupos 4, 5 e 6), que apresentam uma taxa de material compósito mais baixa, demonstram menores deslocamentos verticais antes da ruptura e não utilizam uma alta percentagem da capacidade do laminado de resistir a esforços de tração, ocorrendo o esmagamento do concreto antes da ruptura do material de reforço.

A análise analítica prevê muito bem o comportamento das vigas menos armadas como se pode perceber pelas curvas carga versus deslocamento vertical, previstas e obtidas analiticamente, para as vigas do grupo 2 (Figura 3.33a). A carga máxima obtida experimentalmente da viga reforçada, 97,9 kN, se refere ao momento de descolamento do laminado, que ocorreu de forma repentina, como se pode perceber comparando a curva prevista com a obtida em laboratório. No caso das vigas fortemente armadas a análise analítica não previu de maneira razoável o instante da ruptura do concreto (Figura 3.33b), que aconteceu a uma carga de 146,85 kN.



a)



b)

Figura 3.33 - Curvas previstas e obtidas experimentalmente da carga versus deslocamento vertical. a) vigas 2A e 2B. b) vigas 5A e 5B. (Fonte: ROSS et al., 1999)

Como principais conclusões os autores citam:

a) em vigas pouco armadas ($\rho < 0,01$), um significativo ganho na resistência à flexão é obtido através da colagem de uma fina camada de PRF à face tracionada da peça;

b) para as vigas mais fortemente armadas (grupos 4, 5 e 6), a resistência à tração do laminado foi sub-utilizada, pois a elevada taxa de armadura interna recebeu praticamente todos os esforços de tração, deixando apenas uma pequena parcela sob a responsabilidade do laminado. Assim, quando a resistência à compressão do concreto foi alcançada, o mesmo rompeu;

c) para vigas com altas taxas de armadura, para se conseguir o mesmo ganho de resistência é necessário que se aumente a seção transversal resistente de material de reforço, ou seja, necessita-se aumentar o valor da taxa de material compósito;

d) para não se ter surpresas em processos de reforço de vigas é muito importante a perfeita aderência do material de reforço à superfície do concreto; e,

e) para se alcançar toda a capacidade resistente de um material compósito reforçado com fibras e ao mesmo tempo evitar o descolamento prematuro do mesmo, é necessário a implementação de um mecanismo de incremento de ancoragem do laminado.

3.4 Considerações sobre o Comportamento à Flexão de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Colagem de Material Polimérico Reforçado com Fibras e Submetidas à Flexão Simples

Esta parte do trabalho tem como principal objetivo apresentar as premissas dos modelos analíticos utilizados pelos autores dos trabalhos descritos no item 3.3 desta dissertação para prever as deflexões e deformações das vigas ensaiadas. Com este intuito, os itens 3.4.2 a 3.4.5 se dedicam a tecer algumas considerações a respeito, principalmente, de como foram obtidos os valores esperados de deflexão das vigas e deformações nos materiais constituintes das peças ensaiadas nos trabalhos descritos nos itens 3.3.1.2, 3.3.1.3, 3.3.2.1 e 3.3.3.1, respectivamente.

No item 3.4.1, que diz respeito ao trabalho de Saadatmanesh e sua equipe realizado em 1990, será brevemente comentada a importância da caracterização das propriedades de uma resina para a escolha da mais adequada a ser utilizada em processos de reforço de vigas de concreto armado.

Por fim, o item 3.4.6 se preocupa em relacionar o trabalho com chapas de aço desenvolvido por ROBERTS (1989), comentado no item 3.1.2.3 deste trabalho, com os estudos teóricos para materiais poliméricos reforçados com fibras desenvolvidos por CHAALLAL et al. (1998).

3.4.1 Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1990

Como foi visto no item 3.3.1.1 deste trabalho, é muito importante se obter as características físicas do adesivo que se pretende utilizar no processo de reforço. A escolha pode determinar o tipo de ruptura que a viga irá apresentar. 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.

A caracterização da resina também é de grande importância para se obter os valores máximos das tensões de cisalhamento, τ_0 , e normal, σ_0 , na extremidade do elemento de reforço, conforme explicitado no item 3.1.2.3 desta dissertação, onde é descrito o trabalho de ROBERTS (1989). Para a obtenção de τ_0 e σ_0 é necessário calcular os fatores k_s , rigidez de cisalhamento por unidade de comprimento do adesivo, e k_n , rigidez normal por unidade de comprimento do adesivo, respectivamente. Estes fatores que indicam a rigidez do adesivo dependem dos parâmetros G_a , E_a e t_a que são, respectivamente, o módulo de deformação transversal, o módulo de deformação longitudinal e a espessura do adesivo. Em última análise, para se obter, como será visto logo mais, o valor do momento fletor de início de descolamento do material de reforço é necessário que se determine estes parâmetros do adesivo que será utilizado.

Assim, as propriedades físicas devem ser avaliadas para se garantir um bom desempenho do processo de reforço e para serem utilizadas durante o dimensionamento das peças reforçadas.

Quanto às propriedades químicas é importante que se saiba principalmente se a mesma é sensível à umidade e o quanto ela é afetada pelas condições do meio ambiente, principalmente temperatura, no momento da mistura dos componentes e da cura.

3.4.2 Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1991

Em 1991, Saadatmanesh e equipe realizaram o ensaio de seis vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFV (SAADATMANESH et al., 1991), conforme descrito no item 3.3.1.2 deste trabalho. Em conjunto a estes testes experimentais foi desenvolvido um modelo analítico (AN et al., 1991) para se prever o comportamento destas vigas, como pode ser visto nas Figuras 3.09 a 3.14. No artigo que explicita como foi desenvolvido o modelo analítico, também publicado em 1991, além de serem esclarecidas quais as suposições adotadas para o dimensionamento das peças e construção das curvas previstas, foi apresentado também um estudo comparativo de diversas vigas idealizadas para que se pudesse estudar o comportamento das mesmas até se alcançar uma ruptura clássica à flexão.

Assim, a seguir, serão apresentadas as duas partes que compuseram este trabalho, bem como as conclusões obtidas.

Na primeira parte do estudo, como já foi dito, AN et al. (1991) desenvolveram um modelo analítico para prever as tensões e deformações atuantes em vigas de concreto armado reforçadas com PRF colado à face inferior das peças. O modelo adotado, baseado na teoria clássica da flexão, combinada com a teoria das pequenas deformações, utilizava as seguintes suposições:

- a) distribuição linear de deformações através de toda a seção transversal da viga, garantindo que as seções planas permanecem planas (Figura 3.34);
- b) compatibilidade de deformações e equilíbrio de forças (Figura 3.34);

- c) o efeito da armadura longitudinal superior não é desprezado (Figura 3.34);
- d) curva tensão versus deformação da armadura é adotada como elástica perfeitamente plástica;
- e) curva tensão versus deformação do PRF é adotada como elástica-linear até a ruptura;
- f) curva tensão versus deformação para o concreto comprimido é assumida de acordo com a Figura 3.35, sendo o módulo de deformação adotado aquele calculado pela tangente na origem;
- g) inexistência de deformações devido ao cisalhamento;
- h) resistência à tração do concreto nula; e,
- i) ação compósita completa entre o concreto e o material de reforço até se chegar a uma ruptura clássica, com o concreto sofrendo uma deformação de encurtamento de 0,3% ou o PRF alcançando sua resistência última; ou seja, supôs-se que não ocorreria nenhum tipo de ruptura prematura.

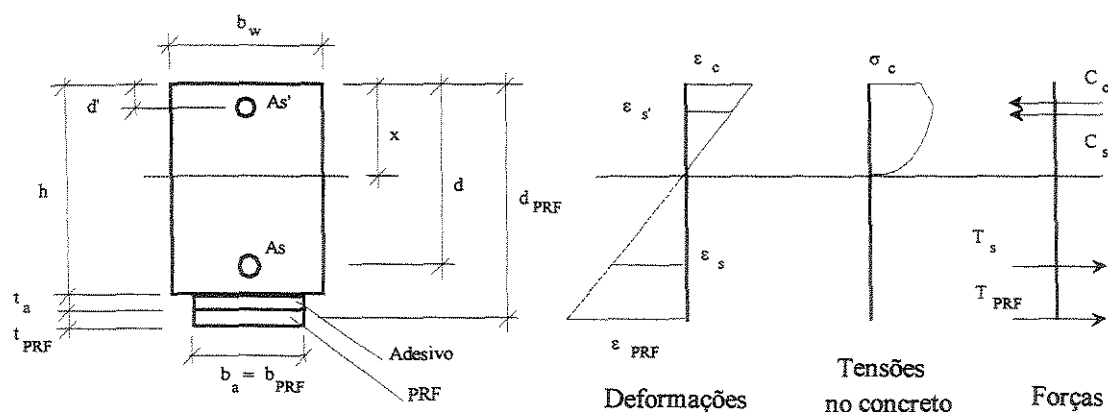


Figura 3.34 - Deformações, tensões e forças atuantes na seção transversal da viga. (Fonte: AN et al., 1991)

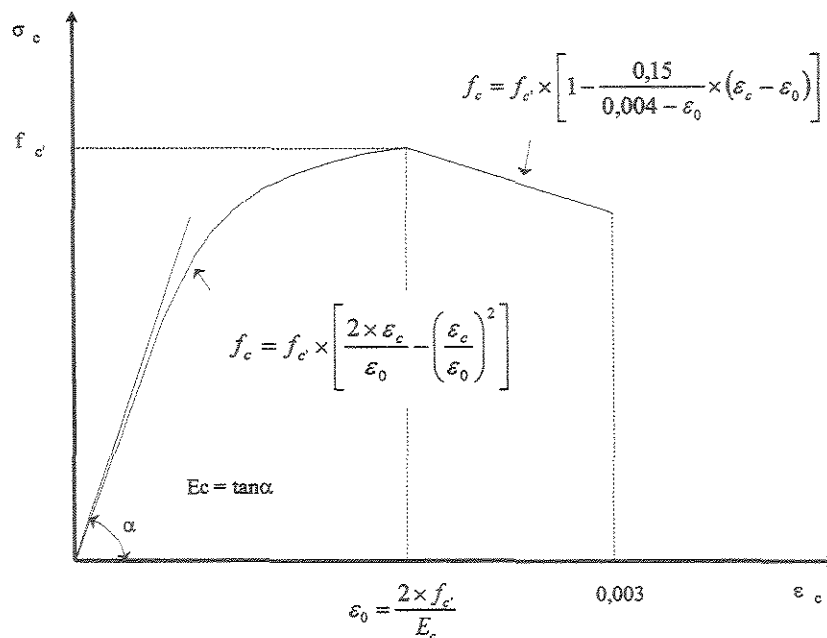


Figura 3.35 - Curva idealizada da tensão versus deformação do concreto sob compressão uniaxial. (Fonte: AN et al., 1991)

A primeira parte do estudo, que teve como intuito comparar os resultados experimentais descritos no item 3.3.1.2 deste trabalho (SAADATMANESH et al., 1991) com os resultados obtidos através do modelo analítico (AN et al., 1991) mostrou que o comportamento de vigas reforçadas à flexão com PRF pode ser previsto com precisão razoável utilizando-se as aproximações aqui explicitadas.

A segunda parte do estudo analítico desenvolvido investigou ainda os efeitos de algumas variáveis de projeto como seção transversal de PRF, resistência e rigidez do PRF, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura nos valores de momento fletor da viga reforçada. Os autores propuseram um estudo paramétrico que compreendiam vigas com seções transversais retangulares e T. A seguir serão descritos apenas os resultados analíticos obtidos para vigas de seção transversal retangular. Nos gráficos que serão aqui apresentados cada curva será identificada através de um conjunto de letras e números organizados em uma sequência lógica. O primeiro símbolo expressa a resistência à compressão do concreto, onde, 20 indica uma

resistência de 20,6 MPa e 40, uma resistência de 41,4 MPa; o segundo símbolo expressa a taxa de armadura, onde, a letra B indica uma baixa taxa de armadura, 0,005, e a letra A indica uma alta taxa, 0,015; o terceiro símbolo expressa uma combinação de módulo de deformação e resistência última do PRF, onde, a primeira combinação, indicada pelo numeral 1, corresponde a um módulo de deformação do PRF de 34,5 GPa e uma resistência última à tração de 414 MPa e, a segunda combinação, indicada pelo numeral 2, corresponde a um módulo de deformação de 68,9 GPa e uma resistência de 828 MPa; e, finalmente, o último símbolo expressa a razão entre as áreas transversais de PRF e de concreto, ρ_{PRF} (Equação 3.12), onde, a letra B indica uma baixa taxa de PRF, 0,0025, a letra M indica uma taxa de 0,005, e a letra A indica uma alta taxa, 0,015. As curvas das Figuras 3.36 a 3.40 são finalizadas no ponto onde o concreto comprimido alcança uma deformação de 0,3 % ou quando o PRF alcança sua resistência última.

$$\rho_{PRF} = \frac{A_{PRF}}{b_w \times h} \quad (3.12)$$

Na Figura 3.36 são mostradas as curvas momento fletor versus curvatura para vigas com três diferentes valores de taxa de PRF. Todos os outros parâmetros foram mantidos constantes, utilizando-se um concreto de 20,6 MPa e uma baixa taxa de armadura. Neste gráfico encontra-se plotada também a curva de uma viga testemunho, sem nenhum tipo de reforço. A baixa taxa de armadura das vigas tem como intenção representar uma suposta viga com insuficiente armadura de flexão ou uma na qual a corrosão causou uma significativa redução na área das barras de aço. Pode-se constatar das curvas plotadas que a colagem do PRF aumentou sobremaneira os valores dos momentos fletores de escoamento da armadura interna e último. A ruptura nestes casos foi devida ao encurtamento do concreto de 0,3 %. Pode ser visto também que o valor da curvatura no instante da ruptura reduz com o aumento da área de PRF, causando uma sensível diminuição na área sob o diagrama momento-curvatura.

Novamente o parâmetro taxa de PRF é analisado na Figura 3.37. Neste caso, semelhante ao da Figura 3.36, o único fator alterado foi a taxa de armadura, que foi desta vez suposta

elevada. Como pode ser notado, o ganho nos valores de momento fletores de escoamento da armadura e último em relação a uma viga com as mesmas características, porém sem reforço, não são tão significantes como os obtidos no primeiro caso onde as vigas tinham uma taxa de armadura menor. A razão é que a componente de compressão absorvida pelo concreto não pode ser aumentada além de um certo limite pois alcança-se o valor da resistência à compressão do mesmo. Isto acaba por limitar também a componente de tração do momento interno resistida pela ação combinada do PRF e das barras de aço. Como resultado, o PRF, neste caso, não pode ser utilizado de maneira tão efetiva como no caso anterior. Isto não pode, entretanto, ser considerado como uma desvantagem porque esta técnica pode ser usada sempre quando há uma falta de elementos resistentes a esforços de tração, mesmo nos casos onde esta falta é pequena.

É interessante dizer que a relação do aumento nos valores de momento fletor com a taxa de armadura interna, ρ , estudada analiticamente pela equipe de Saadatmanesh em 1991, foi comprovada pela equipe de Ross em 1999 (ROSS et. Al, 1999), conforme explicitado no item 3.3.3.1 deste trabalho.

Os resultados obtidos demonstram também que para vigas armadas com uma taxa de armadura maior, um PRF mais rígido em conjunto com um concreto com uma resistência mais elevada levam a resultados mais efetivos, como pode ser visto na plotagem das curvas da Figura 3.38. A taxa de armadura é a mesma que aquela utilizada nas vigas da Figura 3.37, entretanto, devido à maior resistência do PRF e do concreto, os ganhos relativos nos momentos de início de escoamento da armadura e último são maiores.

O efeito do aumento da resistência à compressão do concreto no comportamento momento-curvatura é mostrado também na Figura 3.39. As parâmetros de projeto neste caso são os mesmos adotados nas vigas da Figura 3.36, exceto pela resistência do concreto, que aqui vale o dobro. Comparando-se as curvas das Figuras 3.36 e 3.39 percebe-se que aumentando-se a resistência do concreto e a taxa de PRF consegue-se um aumento significativo nos valores de momento fletor último, como se vê na Figura 3.39. Isto é devido ao surgimento de um binário interno adicional produzido pelas forças de tração nas barras de aço e no PRF e uma igual força de compressão resistente desenvolvida pelo concreto mais resistente. A ruptura teórica para as

curvas da Figura 3.39 seria limitada pelo PRF, quando o mesmo alcançasse sua resistência última. Por fim, percebe-se que as vigas reforçadas apresentam menos ductilidade que a viga testemunho.

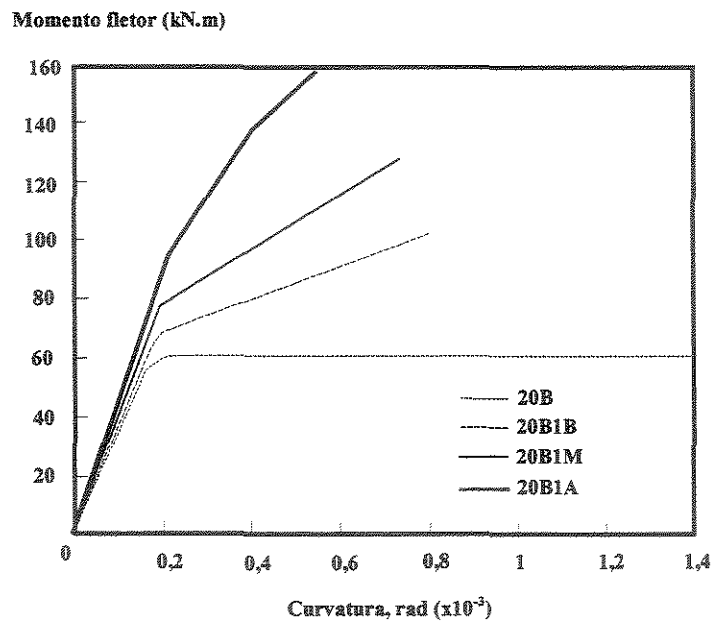


Figura 3.36 - Curvas momento fletor versus curvatura para as vigas 20B, 20B1B, 20B1M e 20B1A. (Fonte: AN et al., 1991)

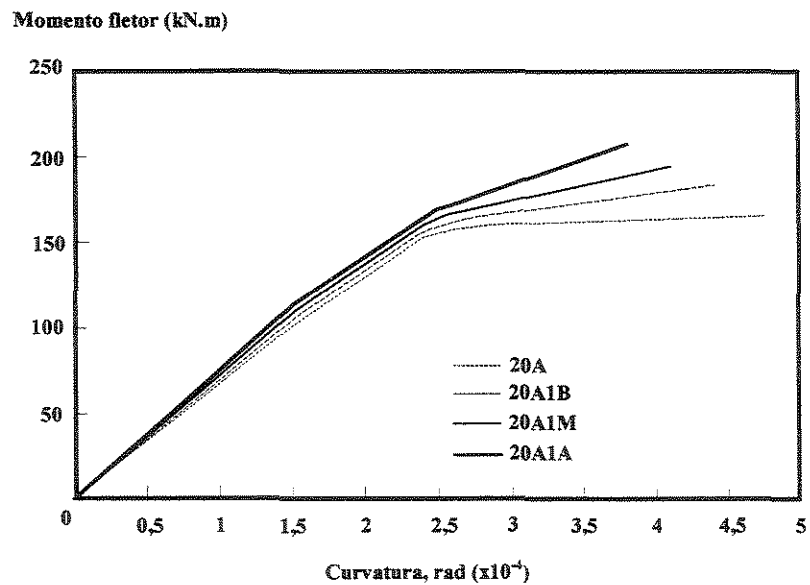


Figura 3.37 - Curvas momento fletor versus curvatura para as vigas 20A, 20A1B, 20A1M e 20A1A. (Fonte: AN et al., 1991)

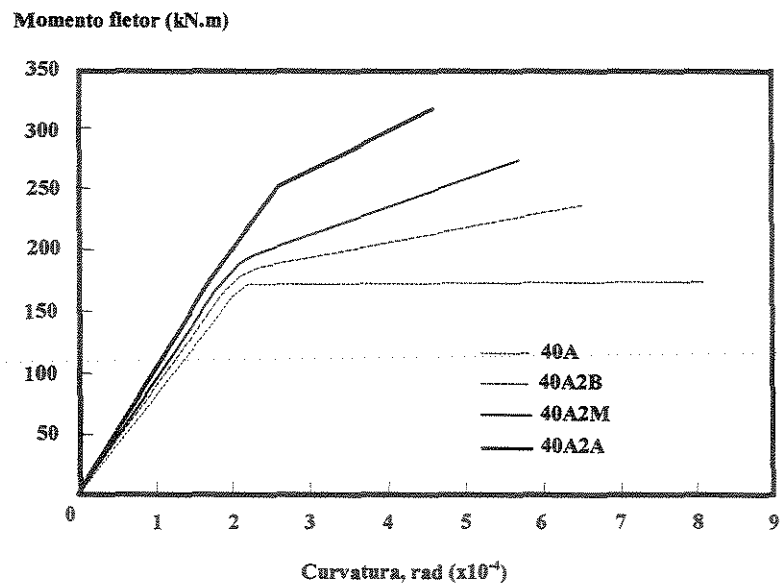


Figura 3.38 - Curvas momento fletor versus curvatura para as vigas 40A, 40A2B, 40A2M e 40A2A. (Fonte: AN et al., 1991)

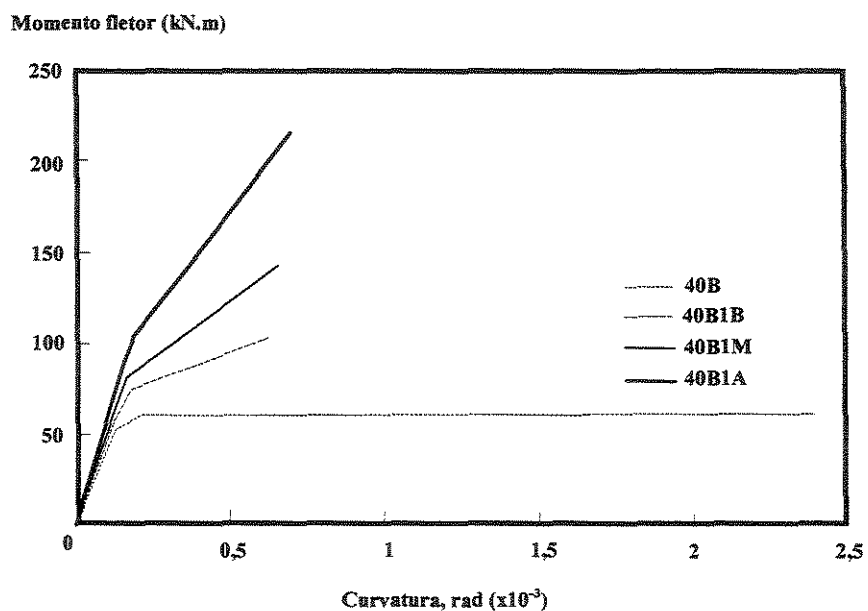


Figura 3.39 - Curvas momento fletor versus curvatura para as vigas 40B, 40B1B, 40B1M e 40B1A. (Fonte: AN et al., 1991)

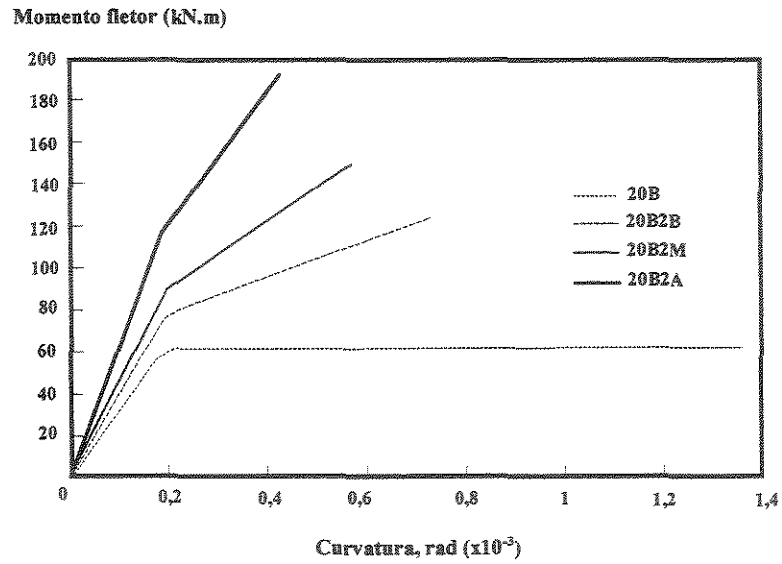


Figura 3.40 - Curvas momento fletor versus curvatura para as vigas 20B, 20B2B, 20B2M e 20B2A. (Fonte: AN et al., 1991)

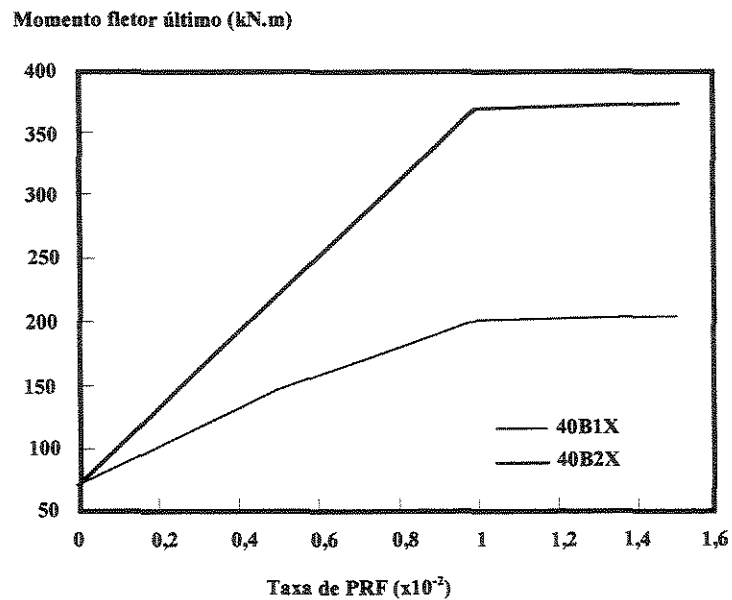


Figura 3.41 - Curvas momento fletor último versus taxa de PRF para as vigas 40B2X e 40B1X. (Fonte: AN et al., 1991)

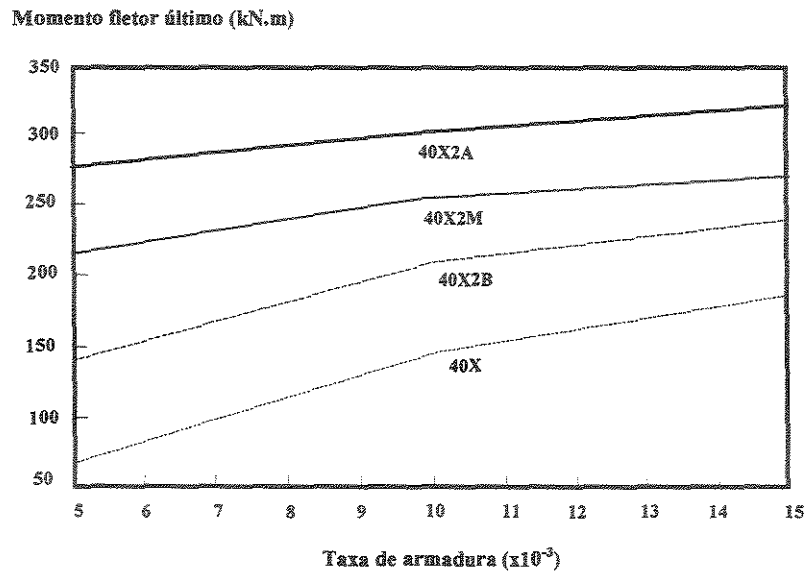


Figura 3.42 - Curvas momento fletor último versus taxa de armadura para as vigas 40X2A, 40X2M, 40X2B e 40X. (Fonte: AN et al., 1991)

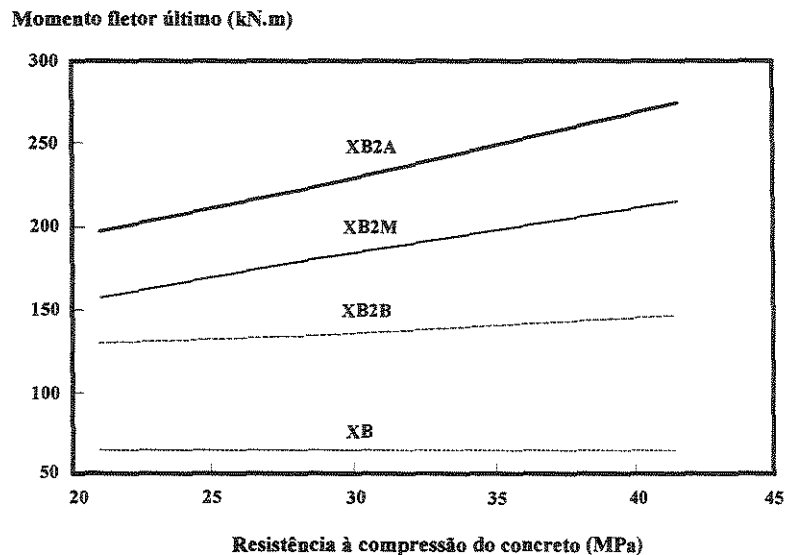


Figura 3.43 - Curvas momento fletor último versus resistência à compressão do concreto para as vigas XB2A, XB2M, XB2B e XB. (Fonte: AN et al., 1991)

A Figura 3.40 mostra as curvas momento versus curvatura para vigas com baixas taxa de armadura e resistência à compressão do concreto, mas com PRF com elevado módulo e resistência. Neste estudo variou-se a taxa de PRF. Como foi observado na Figura 3.36, o reforço aumenta significativamente os momentos fletores de escoamento da armadura e último, particularmente quando se utiliza como reforço um material polimérico resistente e rígido combinado a uma baixa taxa de armadura interna.

Na Figura 3.41 são mostradas duas curvas de momento fletor último como função da taxa de PRF. A letra X nos nomes das vigas devem ser entendidas como os valores de taxa de PRF que devem ser lidos no eixo horizontal do gráfico. A linha mais fina indica o aumento nos valores de momento para um PRF com módulo e resistência mais baixos que o PRF utilizado na linha mais grossa. As curvas foram construídas baseando-se nos seguintes valores de taxas de PRF: 0, 0,0025, 0,005, 0,01 e 0,015. Para a construção de toda a curva os outros valores foram interpolados. Para ambos os tipos de PRF, os valores de momento fletor último aumentam à medida em que a taxa de PRF também aumenta. Entretanto, a taxa na qual os valores de momento crescem, diminui à medida que a taxa de PRF aumenta, indicando haver um limite de área de seção transversal de PRF além do qual não se consegue aumentar mais o valor do momento fletor último da viga, pois o fator limitante passa a ser a resistência do concreto.

A relação entre o momento fletor último e a taxa de armadura para quatro vigas idealizadas é mostrada na Figura 3.42. A resistência do concreto e o tipo de PRF utilizado para o reforço foram mantidos constantes. As letras X nos nomes das vigas devem ser entendidas como os valores de taxa de armadura que devem ser lidos no eixo horizontal do gráfico. Cada curva foi construída baseando-se nos seguintes valores de taxas de armadura: 0,005, 0,01 e 0,015. Como se pode constatar, os valores de momento fletor último aumentam com o aumento da taxa de armadura e também com o aumento da taxa de PRF, porém, o aumento nos momentos é muito mais significativo quando se aumenta a taxa de PRF do que a taxa de armadura, visto que, um aumento na seção de PRF possibilita um aumento na absorção de esforços de tração muito maior que no caso da armadura. É importante salientar também que os aumentos puderam ser obtidos

devido ao fato do concreto ter conseguido absorver os esforços de compressão necessários para o aumento da capacidade portante da viga.

A Figura 3.43 mostra o efeito do aumento da resistência à compressão do concreto nos valores de momento fletor último em uma viga testemunho e em outras três reforçadas com taxas de PRF diferentes. A taxa de armadura interna e o tipo de PRF utilizado para o reforço foram mantidos constantes. A letra X nos nomes das vigas devem ser entendidas como os valores de resistência do concreto que devem ser lidos no eixo horizontal do gráfico. Percebe-se que o aumento na resistência do concreto praticamente não aumenta a resistência da viga sem reforço pois a taxa de armadura interna é baixa, sem reservas para um aumento nos esforços de tração atuantes na seção transversal do membro. Entretanto, para as vigas reforçadas, à medida que a taxa de PRF aumenta, a taxa na qual os valores de momento último crescem também aumentam, como pode ser visto pelas inclinações das curvas do gráfico. Isto acontece pois o concreto, à medida que tem a sua resistência à compressão aumentada, encontra um parceiro que resistirá aos esforços de tração, no caso o PRF, já que a taxa de armadura interna é mantida constante. Este comportamento pode ser muito útil no caso de recuperação de pontes antigas onde o tabuleiro da laje precisa ser substituído. Utilizando-se concretos de elevada resistência em conjunto com materiais compósitos reforçados com fibras colados às faces inferiores da laje e das vigas, consegue-se obter um significativo aumento na capacidade da ponte de resistir a momentos fletores.

Como conclusões mais importantes da segunda parte do estudo, que visava obter uma análise comparativa do comportamento de diversas vigas idealizadas, os autores relacionam:

a) a colagem de um PRF à face tracionada de uma viga de concreto armado pode aumentar a rigidez da viga, reduzindo os valores das flechas em todos os patamares de carregamento, o momento fletor no qual a armadura longitudinal inferior escoar, bem como a resistência final da peça, sendo que, o método se mostra particularmente mais eficiente, proporcionando maiores taxas de aumento nas resistências das vigas, em peças com uma taxa de armadura interna relativamente baixa;

b) o aumento na resistência à compressão do concreto acompanhado do aumento da taxa de PRF proporciona significantes aumentos na capacidade da viga de resistir a momentos fletores; e,

c) quando o concreto de uma viga é resistente o suficiente para suportar os esforços de compressão, à medida que se aumenta a taxa de PRF, aumenta-se a resistência e diminui-se a ductilidade da peça.

Deve-se dizer que o autor não comentou quais foram os critérios tomados para a adoção do valor de resistência última à tração do PRF, ou seja, qual seria a percentagem do valor da resistência máxima à tração, na qual ocorre a ruptura do PRF, que seria adotada para se estipular o valor limite aceito de tensão no material de reforço.

Como comentário final da segunda parte do trabalho, vale ressaltar que em nenhum momento, durante a construção das curvas, foi levada em consideração a possibilidade da interrupção das mesmas por ocorrência de ruptura prematura, já que o objetivo do trabalho era estudar os elementos limitantes e causadores das rupturas clássicas. Este trabalho é de grande importância pois quando os pesquisadores possuírem a tecnologia e compreenderem como se dimensionar as peças evitando-se as rupturas prematuras, o comportamento das vigas poderá ser analisado utilizando-se os dados deste trabalho.

3.4.3 Considerações a Respeito do Trabalho de Saadatmanesh e Equipe Realizado em 1997

Saadatmanesh e sua equipe, em 1997, analisaram o comportamento à flexão de treze vigas de concreto armado, sendo doze delas reforçadas com PRFC (NORRIS et al., 1997), conforme descrito no item 3.3.1.3 deste trabalho. Em conjunto a estes testes experimentais foi desenvolvido um modelo analítico para se prever o comportamento destas vigas, como pode ser constatado nas curvas carga versus deflexão mostradas nas Figuras 3.17 a 3.21.

A equipe adotou as mesmas suposições de 1991 (AN et al., 1991), já enumeradas no item 3.4.2 deste trabalho, para prever as tensões e deformações que iriam atuar nas seções transversais de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC.

É importante dizer que a contribuição do material de reforço colado às faces laterais de algumas vigas foi ignorada no cálculo da resistência à flexão destas peças.

Foram realizados ensaios para se determinar a resistência e o módulo de deformação do PRFC. Nestes ensaios, o corpo de prova de PRF é cortado em dimensões predeterminadas, instrumentado e tracionado, sendo os dados de força e deformação armazenados para a construção de curvas como as da Figura 3.44. Neste caso as tensões calculadas são baseadas na seção transversal do compósito incluindo a matriz polimérica. A resistência à tração medida apenas nas fibras é significativamente maior e não reflete o que está sendo realmente usado como material de reforço.

Como pode ser visto na Figura 3.44, os módulos de deformação variam de acordo com a orientação das fibras situadas dentro do material polimérico. Quando a carga é aplicada a zero ou noventa graus em relação às fibras, o comportamento é elástico linear, sendo a equação deste comportamento facilmente obtida. Entretanto, quando a carga é aplicada formando um ângulo entre zero e noventa, o comportamento é não-linear, e, nestes casos, para o cálculo analítico, deve-se desenvolver equações que expressem as curvas determinadas em laboratório. As fibras orientadas a 45°, por exemplo, foram expressas através da aproximação de três trechos de retas.

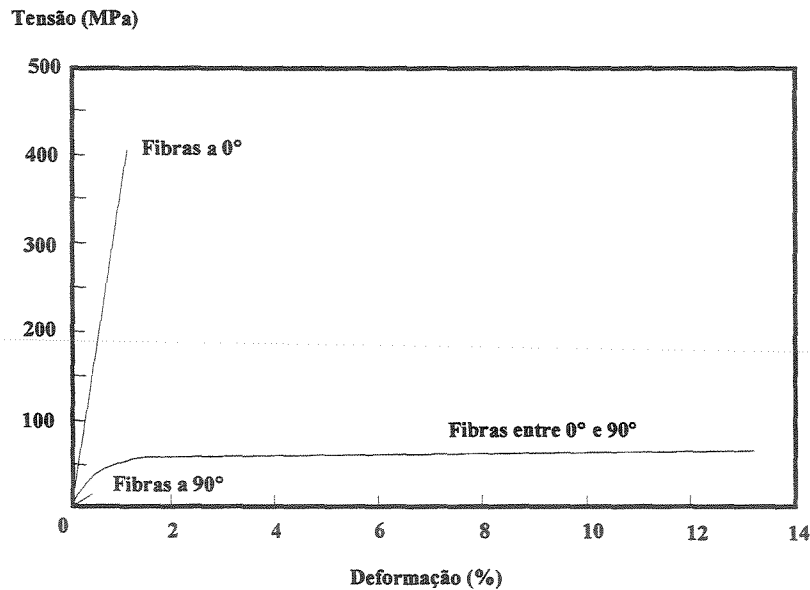


Figura 3.44 - Curvas típicas do comportamento tensão versus deformação para várias orientações de fibras. (NORRIS et al., 1997)

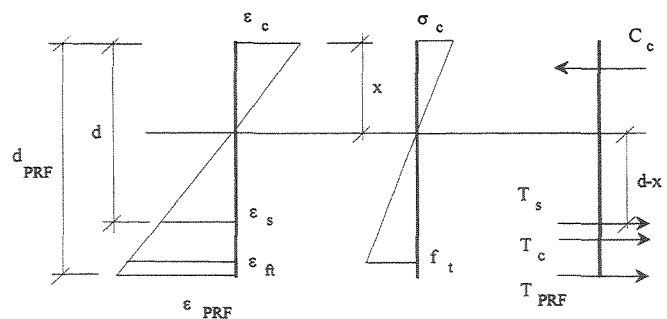
Como observação importante pode-se dizer que os comportamentos observados em laboratório nos casos das vigas IC e ID, conforme explicitado nas Figuras 3.19 e 3.20, respectivamente, superaram sensivelmente as expectativas. Nestes casos, a diferença entre as curvas observada e prevista foi maior se comparada com os resultados das vigas IA e IB, ilustrados nas Figuras 3.17 e 3.18, respectivamente. Isto pode ter acontecido pelo fato de a influência do material colado às faces laterais das vigas, que não foi considerado no modelo, ter sido maior quando se utilizava uma trama de fibras a 45° do que quando se optava por fibras paralelas e/ou perpendiculares ao eixo longitudinal da peça.

Por fim, deve-se dizer que para as vigas IA e IB as curvas previstas foram bem próximas às curvas obtidas nos ensaios de laboratório, mostrando que, nestes casos, as suposições feitas propiciaram a obtenção de resultados razoáveis.

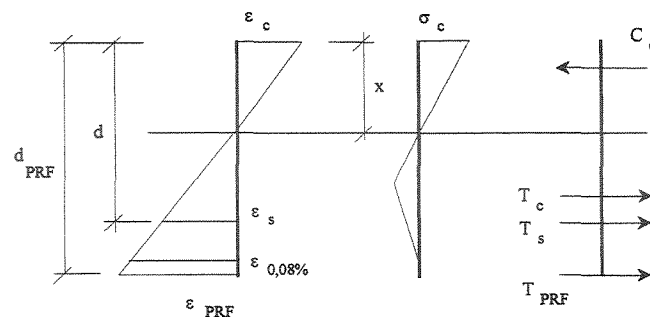
3.4.4 Considerações a Respeito do Trabalho de Arduini e Equipe Realizado em 1997

Em 1997, Arduini e sua equipe desenvolveram um trabalho de estudo do comportamento à flexão de dez vigas de concreto armado conforme descrito no item 3.3.2.1 deste trabalho. Para o cálculo dos valores esperados de deflexão e deformação os pesquisadores adotaram algumas suposições e com o auxílio de um programa computacional discretizaram cada uma das vigas para se poder construir as curvas dos valores esperados, como pode-se constatar nos gráficos das Figuras 3.24, 3.25, 3.28 e 3.29. As suposições adotadas foram as seguintes:

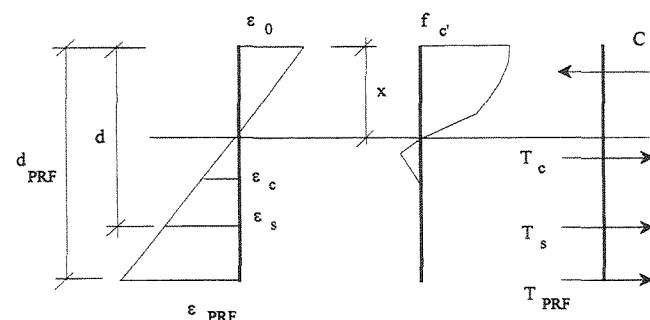
- a) distribuição linear de deformações através de toda a seção transversal da viga, assumindo que as seções planas permanecem planas;
- b) compatibilidade de deformações e equilíbrio de forças;
- c) para a obtenção dos valores previstos de tensões, deformações e deflexões em cada estágio de carregamento foi suposta a existência de quatro Fases, ou estádios, que caracterizassem o comportamento dos materiais (Figura 3.45);
- d) a resistência à tração do concreto é considerada durante as Fases 1 e 2 (Figura 3.46a e 3.46b);
- e) a curva tensão versus deformação para o concreto comprimido é assumida de acordo com a Figura 3.46a, com comportamentos diferenciados para o concreto confinado e não confinado;
- f) o concreto não confinado sofre deformação de encurtamento última de 0,35 %;
- g) a previsão para a ruptura do concreto é feita utilizando-se a curva do concreto confinado (Figura 3.46a), sendo esta curva utilizada somente para esta finalidade;
- h) o módulo de deformação do concreto comprimido foi calculado como valendo 2/3 do módulo dinâmico, que é obtido através de ensaio ultrassônico diretamente aplicado à viga;
- i) curva tensão versus deformação para o aço é assumida de acordo com a Figura 3.46b;
- j) curva tensão versus deformação do PRF é adotada como elástica-linear até a ruptura;
- k) espessura do adesivo é adotada em 1 mm; e,
- l) perfeita ação compósita entre o concreto e o material de reforço, ou seja, supõe-se que não haverá escorregamento entre os materiais.



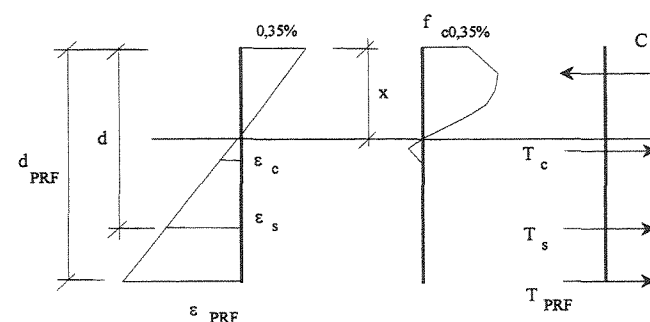
a) Deformações Tensões no concreto Forças



b) Deformações Tensões no concreto Forças

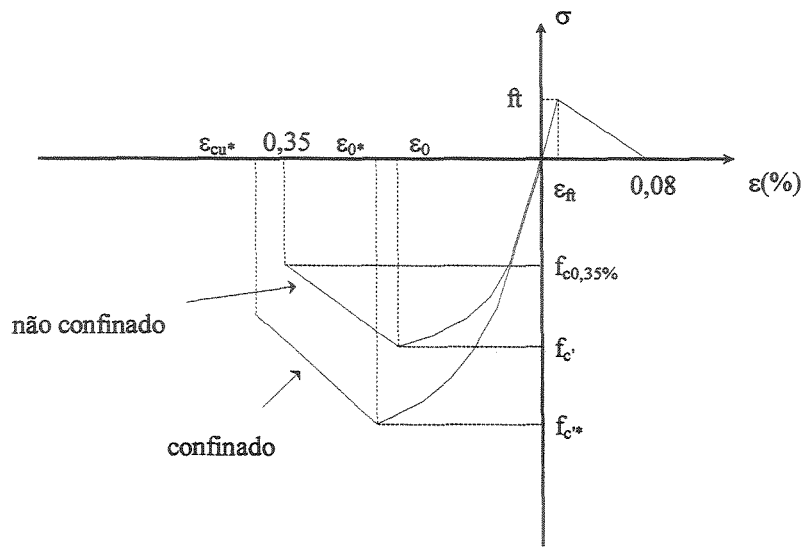


c) Deformações Tensões no concreto Forças

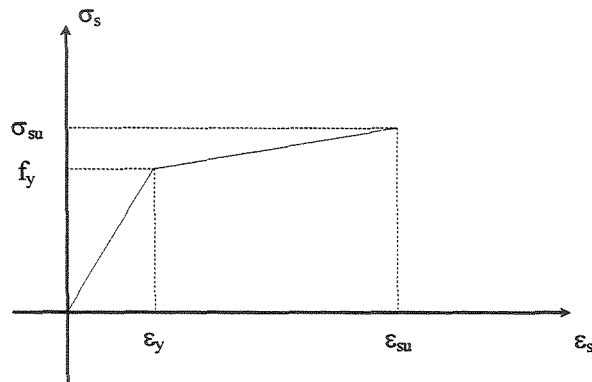


d) Deformações Tensões no concreto Forças

Figura 3.45 - Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga. a) Fase 1. b) Fase 2. c) Fase 3. d) Fase 4. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)



a)



b)

Figura 3.46 - Curvas tensão versus deformação. a) concreto. b) aço. (Fonte: ARDUINI et al., 1997)

Na Figura 3.46a ϵ_{cu}^* , $f_c'^*$ e ϵ_0^* são, respectivamente, o encurtamento último, o pico de resistência à compressão e a deformação correspondente ao pico de resistência à compressão do concreto confinado. f_t e ϵ_{ft} é a resistência e a correspondente deformação máxima à tração do concreto. Na Figura 3.46b σ_{su} e ϵ_{su} são, respectivamente, a tensão e a deformação última do aço.

Segundo os autores, algumas das diferenças entre os valores experimentais e o modelo analítico podem ser explicadas através das seguintes reflexões:

a) os resultados experimentais não foram obtidos através de ensaios onde as cargas eram aplicadas contínua e progressivamente, mas sim obtidos através de ciclos de carregamento e descarregamento das vigas, ciclos estes que não foram mostrados nas curvas apresentadas para não atrapalhar o entendimento do que realmente precisa ser compreendido;

b) na região não fissurada, as curvas analíticas são geralmente mais rígidas que as obtidas experimentalmente. Isto está relacionado com o fato de que a resistência assumida para o concreto foi obtida através de corpos de prova e não diretamente das vigas;

c) a maior rigidez dos resultados esperados na fase onde a armadura inferior já havia entrado em escoamento é provavelmente devido à existência de escorregamento na interface concreto-PRF; e,

d) como já foi dito, a teoria para a modelagem foi transferida para ser analisada por um programa computacional, e, talvez o comprimento do segmento utilizado para a discretização da viga não tenha sido pequeno o suficiente para a obtenção de resultados mais próximos dos encontrados em laboratório. Na análise foi escolhido um comprimento de 50 milímetros, cerca de duas vezes maior que o tamanho máximo do agregado utilizado para a confecção das peças.

3.4.5 Considerações a Respeito do Trabalho de Ross e Equipe Realizado em 1999

O artigo de Ross e sua equipe realizado em 1999 resume os resultados de um estudo experimental e analítico sobre o comportamento à flexão de vinte e quatro vigas de concreto armado, sendo dezoito delas reforçadas através da colagem de laminados de PRFC à face tracionada das mesmas.

Para que se pudesse prever o comportamento das peças foi elaborado um estudo analítico baseado em algumas premissas, sendo várias delas iguais às que já haviam sido adotadas por outros pesquisadores, ou seja:

a) distribuição linear de deformações através de toda a seção transversal da viga, assumindo que as seções planas permanecem planas (Figura 3.48);

b) compatibilidade de deformações e equilíbrio de forças (Figura 3.48);

c) para a obtenção dos valores previstos de tensões, deformações e deflexões em cada estágio de carregamento foi suposta a existência de quatro Fases, ou estádios, que caracterizassem o comportamento dos materiais (Figura 3.48). Cada Fase corresponde a uma Região do gráfico ilustrado na Figura 3.49, ou seja, a Fase 1 na Figura 3.48a corresponde à Região 1 da Figura 3.49;

d) a resistência à tração do concreto é considerada durante a Fase 1 (Figura 3.48a);

e) curva tensão versus deformação para o concreto comprimido é assumida de acordo com a Figura 3.35, sendo que, na Fase 4 (Figura 3.48d), as tensões no concreto são baseadas em uma distribuição retangular equivalente;

f) a armadura superior não é considerada (Figura 3.47);

g) em relação à armadura inferior, foram adotados dois valores de módulo de deformação. Um valor para a fase elástica, 200 GPa, e um para a fase plástica, 8,3GPa;

h) curva tensão versus deformação do PRF é adotada como elástica-linear até a ruptura;

i) perfeita ação compósita entre o concreto e o material de reforço, ou seja, supõe-se que não haverá escorregamento entre os materiais; e,

j) as espessuras do adesivo e do laminado são desprezadas no cálculo (Figura 3.47);

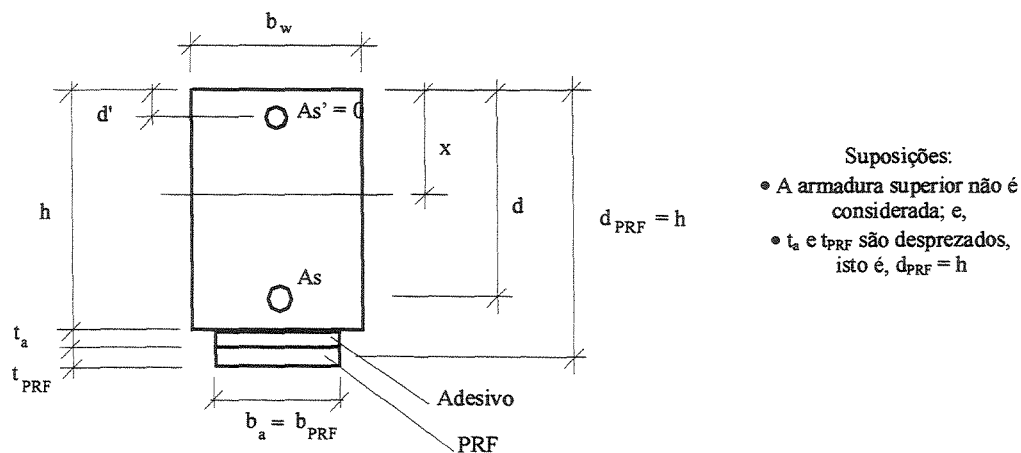


Figura 3.47 - Dimensões da seção transversal da viga. (ROSS et al., 1999)

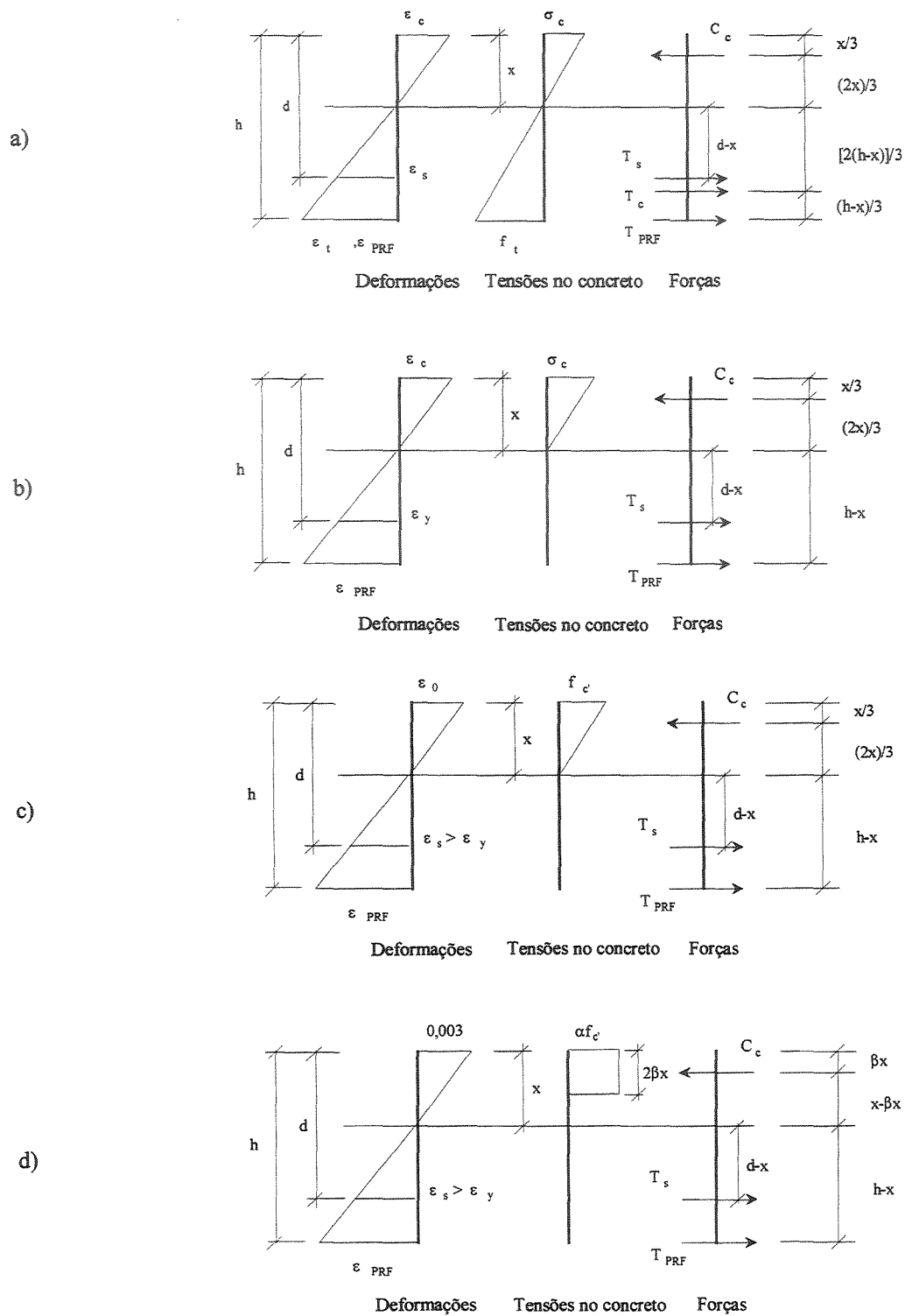


Figura 3.48 - Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga. a) Fase 1. b) Fase 2. c) Fase 3. d) Fase 4. (Fonte: ROSS et al., 1999)

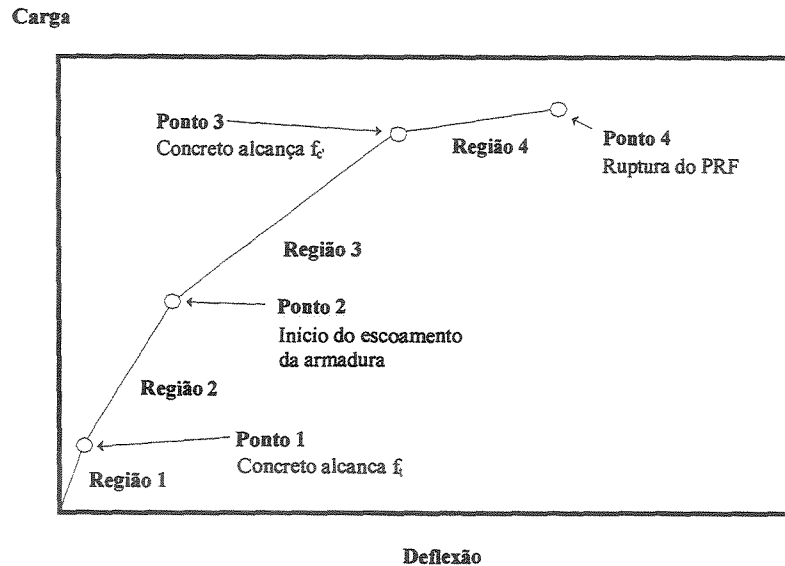


Figura 3.49 - Trechos da curva carga versus deflexão assumidos para a análise analítica das vigas.
(Fonte: ROSS et al., 1999)

Na Região 1 do gráfico da Figura 3.49 todos os materiais estão se deformando elasticamente, até que o concreto atinge sua tensão de ruptura à tração, ilustrado pelo Ponto 1. As deformações, tensões no concreto e as forças atuantes na seção transversal da peça são ilustradas na Figura 3.48a. No próximo trecho, denominado de Região 2 no gráfico, assume-se que o concreto está fissurado abaixo da linha neutra, ou seja, o concreto não resiste mais a esforços de tração. O fim da Região 2, onde encontra-se o Ponto 2, caracteriza-se pelo início do escoamento da armadura longitudinal inferior. As deformações, tensões no concreto e forças atuantes representantes deste trecho estão ilustradas na Figura 3.48b. No trecho seguinte, ou seja, na Região 3, a armadura sofre deformações plásticas, e, a reta é finalizada no Ponto 3, onde a tensão no concreto na face superior da viga atinge seu valor máximo, f_c , que corresponde à deformação ε_0 . As deformações, tensões no concreto e forças atuantes representantes deste trecho estão ilustradas na Figura 3.48c. No último trecho, denominado de Região 4, a distribuição de tensões no concreto é baseada em uma distribuição retangular equivalente, que faz uso de parâmetros empíricos α e β , adotados pelos autores como valendo 0,56 e 0,352, respectivamente. A deformação última no concreto é de 0,3 %. O trecho é finalizado no Ponto 4, onde ocorre a

ruptura do PRF. As deformações, tensões no concreto e forças atuantes representantes do último trecho estão ilustradas na Figura 3.48d.

O autor não apresentou gráficos relacionando as deformações esperadas com as constatadas para os materiais constituintes das vigas. Quanto aos resultados das deflexões, os valores esperados foram mais precisos no caso das vigas com baixa taxa de armadura do que no caso das peças com alta taxa, conforme pode ser observado através das curvas das Figuras 3.33a e 3.33b, respectivamente. No caso das vigas com alta taxa de armadura, a resistência à compressão do concreto não foi suficientemente alta para que se alcançasse a ruptura do PRF, com o ensaio sendo interrompido durante a Fase 4, e, ainda, o valor previsto para a resistência do concreto ficou abaixo do que se constatou no ensaio, prejudicando a previsão destes resultados, como se percebe observando-se as curvas da Figura 3.33b.

3.4.6 Considerações a Respeito do Momento Fletor de Início de Descolamento

Segundo CHAALLAL et al. (1998) as tensões máximas de cisalhamento e normal, τ_0 e σ_0 , respectivamente, que agem na extremidade de uma manta de 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), já explicitado no item 3.1.2.3 deste trabalho. Assim, transportando os resultados de ROBERTS (1989) para uma peça com reforço em PRF as expressões para τ_0 , σ_0 , k_1 , I_{PRF} e I_{manta} podem ser reescritas segundo as equações 3.13 a 3.17, respectivamente.

$$\tau_0 = \left[V_0 + \left(\frac{k_s}{E_{PRF} \times b_{PRF} \times t_{PRF}} \right)^{\frac{1}{2}} \times M^* \right] \times \frac{b_{PRF} \times t_{PRF}}{I_{PRF} \times b_a} \times (d_{PRF} - x) \quad (3.13)$$

$$\sigma_0 = \tau_0 \times k_1 \quad (3.14)$$

$$k_1 = t_{PRF} \times \left[\frac{k_n}{4 \times E_{PRF} \times I_{manta}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (3.15)$$

$$I_{PRF} = \frac{E_c \times b_w \times x^3}{3 \times E_{PRF}} + A_s \times (d - x)^2 + b_{PRF} \times t_{PRF} \times (h - x)^2 \quad (3.16)$$

$$I_{manta} = \frac{b_{PRF} \times t_{PRF}^3}{12} \quad (3.17)$$

O momento fletor deve ser calculado, similarmente ao reforço com chapas de aço, na posição dada pela Equação 3.18.

$$d_{ap} = d_{extr,m} + \frac{h + t_{PRF}}{2} \quad (3.18)$$

De acordo com CHAALLAL et al. (1998), a tensão máxima de cisalhamento atuante na extremidade de uma manta de PRF na qual ocorre o início do descolamento da mesma, pode ser obtida através da Lei de Mohr-Coulomb, expressa pela Equação 3.19.

$$\tau_{i,desc} = c_o - \sigma_n \times tg\phi_i \quad (3.19)$$

Na Equação 3.19 $\tau_{i,desc}$ é a tensão de cisalhamento de início de descolamento que age na interface manta-concreto, c_o é a coesão, σ_n é a tensão normal à linha do adesivo, e, ϕ_i é o ângulo de fricção interna.

Nota-se que c_o e ϕ_i dependem das propriedades do adesivo e do concreto, assim como da preparação da superfície. Eles podem ser determinados experimentalmente usando o teste de sobreposição no cisalhamento, isto é, com a tensão normal nula, e o ensaio à flexão de uma viga projetada para romper por descolamento do material de reforço. Segundo CHAALLAL et al. (1998) estes testes já foram conduzidos por alguns pesquisadores utilizando-se diferentes tipos de adesivos e PRFs. De acordo com o que se obteve em laboratório chegou-se à expressão de $\tau_{i,desc}$ de acordo com a Equação 3.20, ou seja, com c_o valendo 5,4 e ϕ_i valendo 33° .

$$\tau_{i,desc} = 5,4 - \sigma_n \times tg33^\circ \quad (3.20)$$

A Equação 3.20 pode ser reescrita levando em consideração a Equação 3.14, ou seja, substituindo σ_n por $\tau_{i,desc} \times k_1$, chegando à Equação 3.21.

$$\tau_{i,desc} = \frac{5,4}{1 + k_1 \times tg33^\circ} \quad (3.21)$$

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental constou da análise de seis vigas de concreto de alta resistência com mesma geometria e armaduras, longitudinal e transversal, sendo cinco delas reforçadas à flexão com mantas de PRFC, e da realização de ensaios de aderência para a verificação da eficiência da ligação das mantas à superfície do concreto. Foram realizados ainda ensaios para a caracterização das armaduras, do concreto, dos agregados e da manta de PRFC.

Foram medidos, durante o reforço da viga VR4C/X, os tempos de visgo necessários para que se pudesse posicionar o material polimérico sobre o saturante epóxi. Os resultados estão apresentados no capítulo 5.

Das vigas analisadas experimentalmente uma era testemunho, e foi designada como viga VT (Figura 4.01a); uma foi reforçada por meio da colagem externa de uma camada de manta de PRFC na face inferior da peça, VR1Ca (Figura 4.01b); e, outras três vigas, além da manta de PRFC, receberam também mecanismos de incremento de ancoragem constituídos de laços de PRFC na forma de um “X”, nas duas extremidades de cada peça, próximos às regiões dos apoios, sendo denominadas VR1C/X (Figura 4.01d), VR2C/X (Figura 4.01e) e VR4C/X (Figura 4.01f), vigas estas reforçadas com uma, duas e quatro camadas de mantas, respectivamente. Pela importância da análise do comportamento da viga reforçada com uma camada, porém sem nenhum mecanismo de incremento de ancoragem, foi programado também o ensaio de uma outra viga idêntica à VR1Ca, chamada de VR1Cb (Figura 4.01c).

Na Figura 4.01 estão ilustradas as vistas laterais de todas as vigas do programa experimental.

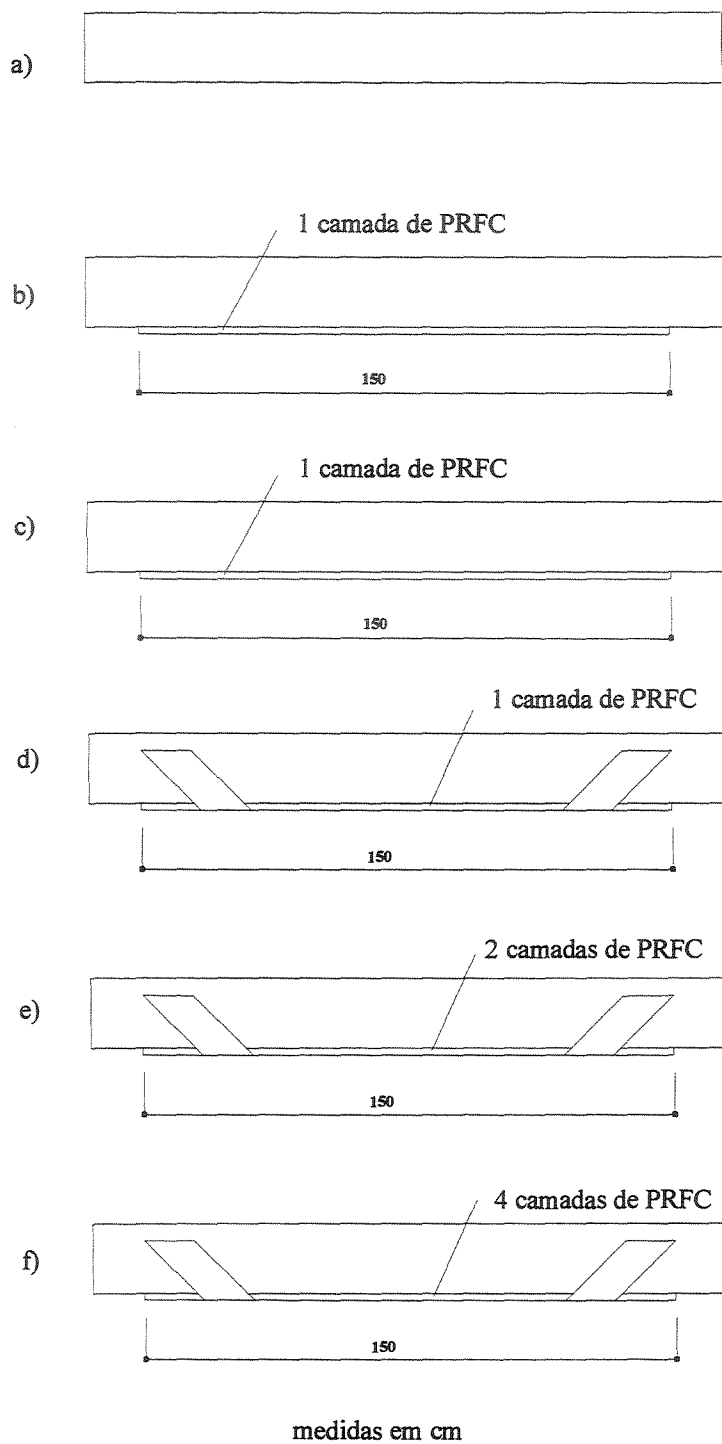


Figura 4.01 – Vigas do programa experimental. a) viga VT. b) viga VR1Ca. c) viga VR1Cb. d) viga VR1C/X. e) viga VR2C/X. f) viga VR4C/X.

Os parâmetros resistência do concreto à compressão e armaduras à flexão e cisalhamento foram mantidos constantes em todas as vigas para que se pudesse analisar os efeitos do número de camadas de manta e dos mecanismos de incremento de ancoragem na resistência e rigidez das peças.

Um dos objetivos principais do conjunto dos experimentos propostos, como já foi dito no capítulo 1, foi analisar a magnitude do incremento de momento fletor resistente proporcionado pelo reforço de vigas por meio da colagem de mantas de PRFC às suas faces inferiores, estabelecendo relações entre o número de camadas e:

- a) o aumento na rigidez das vigas; -
 - b) o aumento na capacidade de resistir a esforços cortantes;
 - c) o retardamento no escoamento da armadura longitudinal;
 - d) os valores de momentos fletores de início de descolamento, último e de ruína das vigas;
- e,
- f) o panorama final de fissuração.

Neste capítulo serão apresentadas ainda as características das resinas utilizadas no processo de reforço e no ensaio de aderência, e os valores esperados para os momentos fletores de início de descolamento e último para todas as vigas do programa experimental. Desta maneira, pretende-se comparar a metodologia de cálculo proposta com os resultados experimentais, de maneira que se constate se os valores obtidos estão próximos dos esperados.

Este programa experimental faz parte de um conjunto de trabalhos que estão sendo desenvolvidos no Laboratório de Estruturas e Materiais da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP e visa o estudo do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com material compósito reforçado com fibras.

4.1 Detalhes Gerais das Vigas Experimentadas

Aqui serão apresentadas as formas das vigas, o esquema estático e de carregamento, as armaduras e o posicionamento das mantas nas vigas reforçadas.

4.1.1 Caracterização

Os nomes adotados para as vigas não seguiram um procedimento padrão.

A primeira viga ensaiada foi uma viga padrão ou testemunho que passou a ser denominada VT.

A segunda viga experimentada foi uma viga reforçada na sua parte inferior com a colagem de uma camada de manta de PRFC. Esta viga foi denominada VR1Ca. A terceira viga, idêntica à segunda, VR1Cb, foi confeccionada para comparar o seu comportamento à viga VR1Ca.

A quarta viga foi preparada de modo idêntico a segunda, porém, foram adicionadas quatro tiras de manta de PRFC formando dois mecanismos de ancoragem em laço em forma de "X", um em cada extremidade da peça, próximos às regiões de apoio. A viga foi então denominada VR1C/X.

As duas últimas vigas ensaiadas foram denominadas VR2C/X e VR4C/X, com duas e quatro camadas de manta, respectivamente. Assim como a viga VR1C/X, elas também possuíam mecanismos de ancoragem em forma de "X".

4.1.2 Forma das Vigas

Todas as vigas, que apresentavam seção transversal retangular, foram executadas com as mesmas dimensões.

A Figura 4.02 ilustra as dimensões das peças ensaiadas.

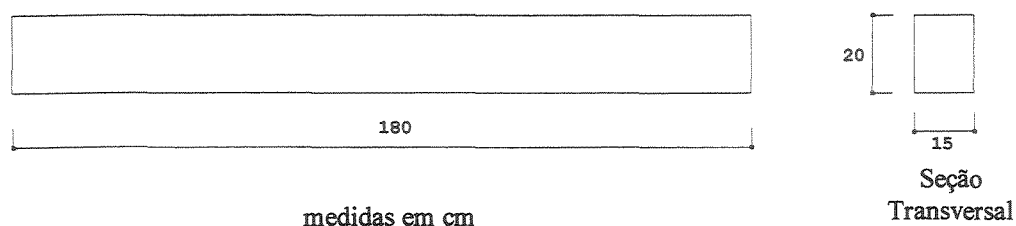


Figura 4.02 - Dimensões características das vigas.

4.1.3 Esquemas Estático e de Carregamento

O carregamento nas vigas foi feito através de aplicação de duas cargas concentradas, cada uma distanciada 20 cm do meio do vão. O carregamento foi aplicado de modo gradativo, em incrementos de 2,5 kN.

Na Figura 4.03 indica-se o esquema estático e o esquema de carregamento adotados para as vigas.

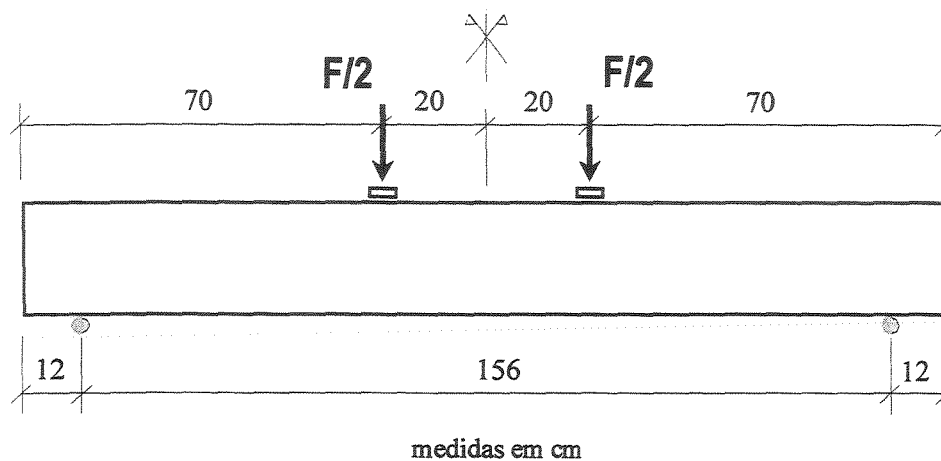


Figura 4.03 - Esquemas estático e de carregamento para as vigas.

As vigas foram ensaiadas sobre dois apoios, um fixo e um móvel.

4.1.4 Armaduras

Tanto a armadura longitudinal quanto a transversal, conforme Figura 4.04, foram as mesmas para todas as vigas ensaiadas.

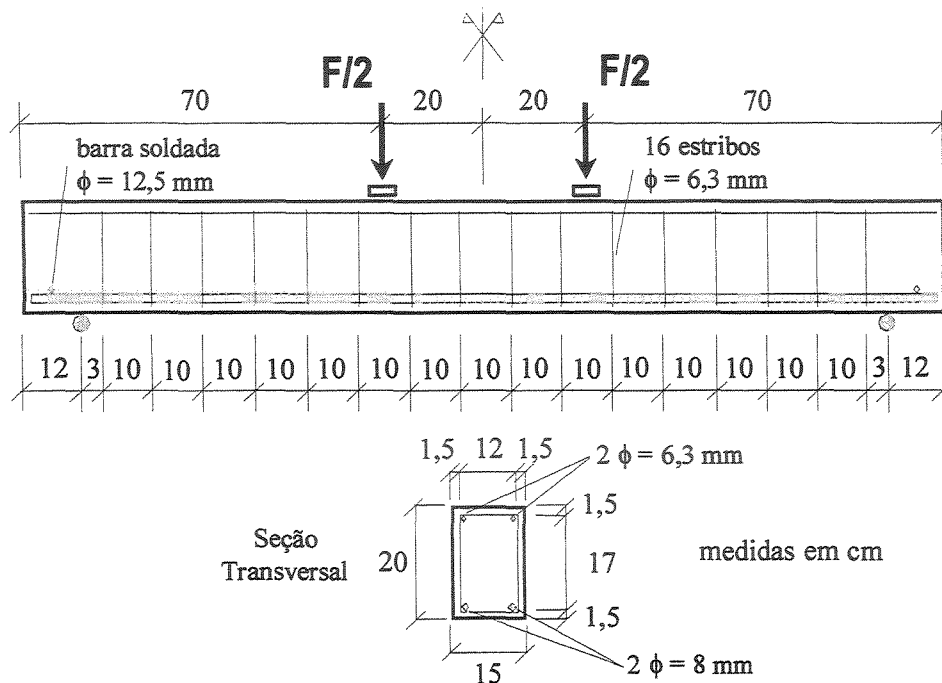


Figura 4.04 - Detalhe das armaduras das vigas.

A armadura longitudinal inferior foi constituída por duas barras de aço CA50 com 8 mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura longitudinal de 0,36 %.

A armadura transversal foi constituída por dezesseis estribos verticais de aço CA60, de 6,3 mm de diâmetro e espaçamento de 10 cm, correspondendo a uma taxa de armadura transversal de 0,42 %.

Como porta-estribos foram utilizadas duas barras de 6,3 mm de diâmetro de aço CA60.

Nas extremidades das barras longitudinais foi soldada, transversalmente, uma barra de 12,5 mm de diâmetro com 12 cm de comprimento, de forma a se melhorar, ainda mais, as condições de ancoragem das barras longitudinais nos apoios (Figura 4.05).

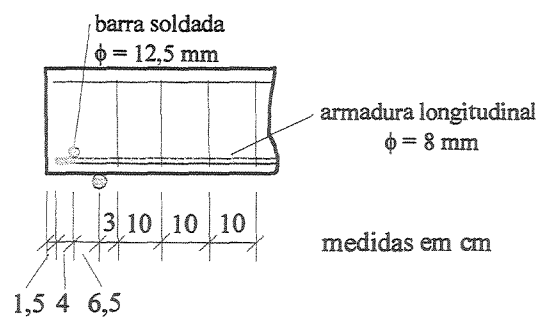


Figura 4.05 - Detalhe de ancoragem das barras longitudinais nos apoios.

4.1.5 Posicionamento das Mantas

Das seis vigas experimentadas, cinco foram reforçadas com mantas de PRFC.

Na Figura 4.06 está ilustrado o posicionamento da manta nas vigas VR1Ca e VR1Cb.

Nas Figuras 4.07 a 4.09 estão ilustrados os posicionamentos das mantas nas vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X, respectivamente.

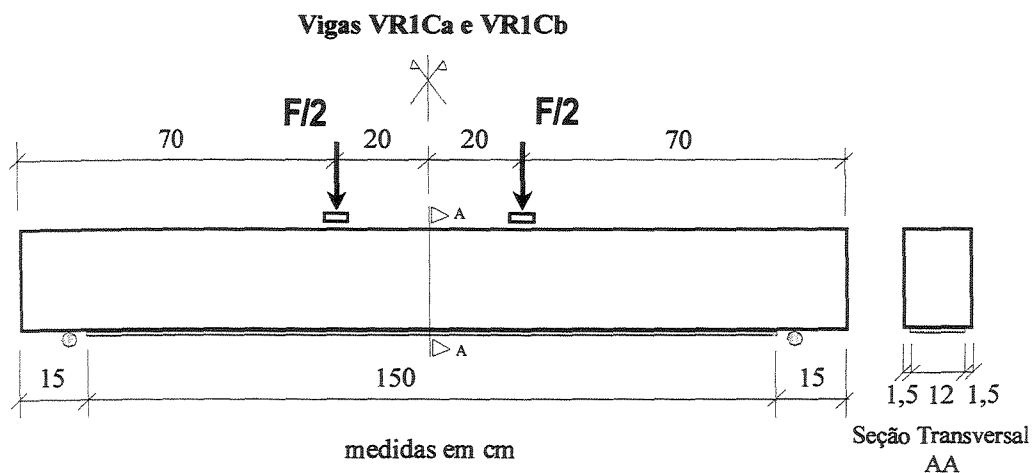


Figura 4.06 – Disposição da manta de PRFC nas vigas VR1Ca e VR1Cb.

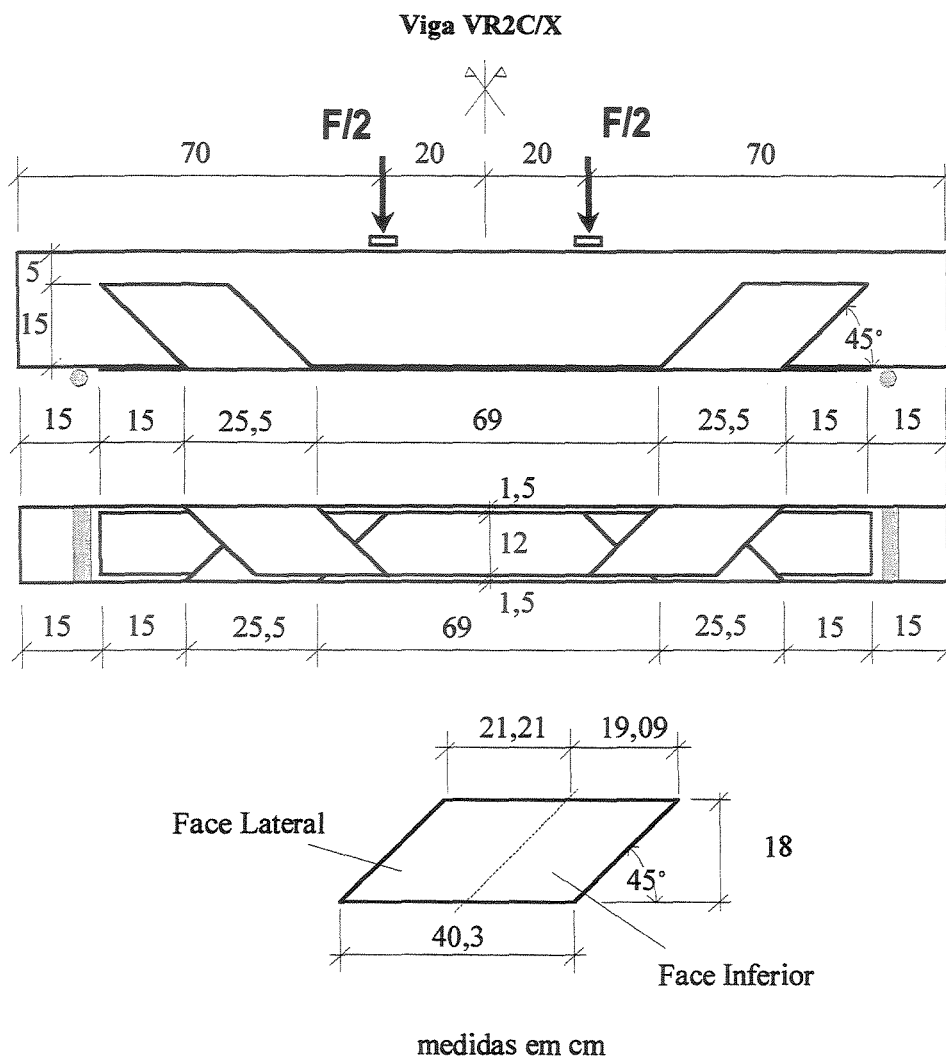


Figura 4.08 - Disposição das mantas de PRFC na viga VR2C/X.

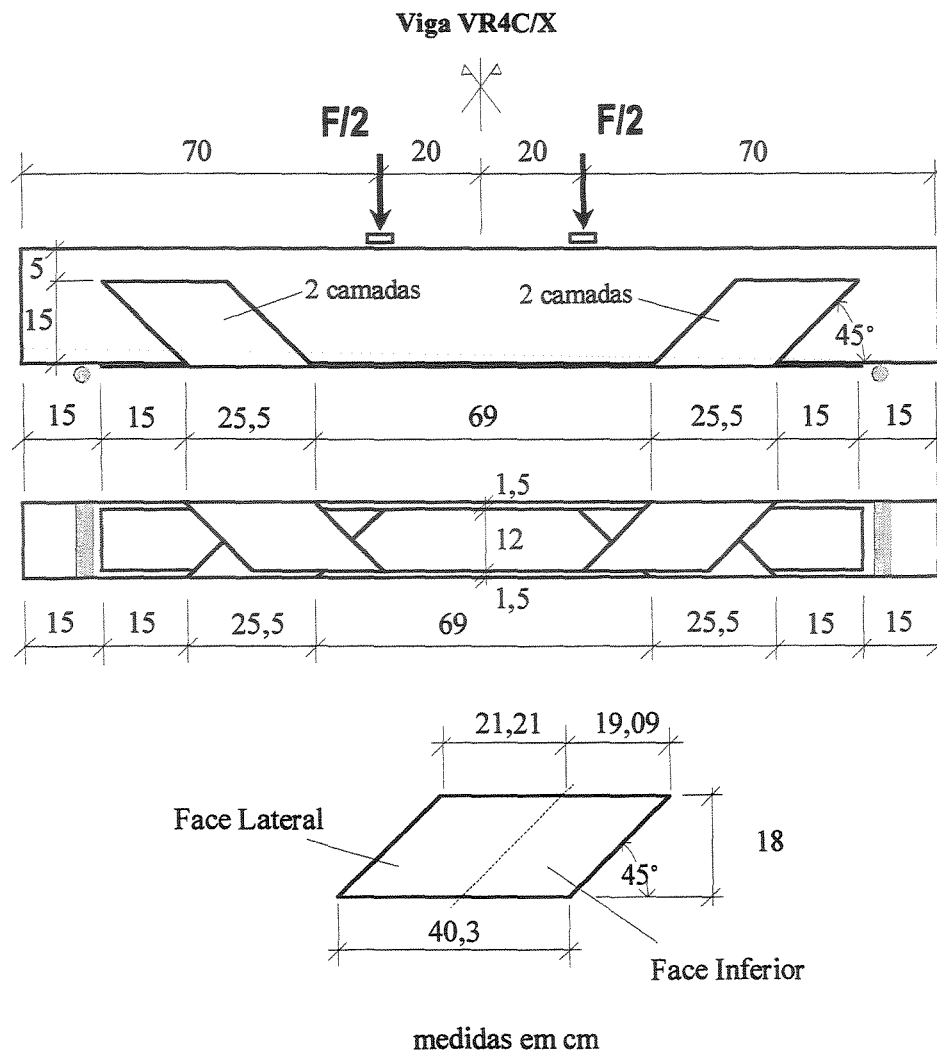


Figura 4.09 - Disposição das mantas de PRFC na viga VR4C/X.

4.2 Características dos Materiais Empregados nos Experimentos

Aqui serão apresentadas as características do concreto, das armaduras, da manta de PRFC e das resinas utilizadas nos processos de reforço e nos ensaios de aderência.

4.2.1 Concreto

Foram realizadas três betonadas, no mesmo dia, para a execução do material necessário na análise experimental. Em cada betonada foram moldadas duas vigas e oito corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para determinar-se as resistências à compressão e à tração e o módulo de deformação longitudinal do concreto.

Os corpos de prova permaneceram nos moldes, encobertos com lona plástica, no recinto do laboratório, por, aproximadamente, 24 horas. Depois deste período foram desmoldados, enrolados em jornal molhado e acondicionados em sacos plásticos.

Os materiais utilizados nas misturas foram os disponíveis em laboratório.

O cimento e a sílica ativa foram previamente misturados, a seco, antes de serem colocados na betoneira.

Os agregados graúdo e miúdo foram utilizados em estado seco.

A água de amassamento foi dividida em três partes iguais, sendo misturado a duas destas partes, em proporções iguais, aditivo superplastificante.

A colocação dos materiais na betoneira obedeceu a seguinte ordem:

a) agregado graúdo;

- b) parte da água sem adição de superplastificante;
- c) cimento com sílica ativa;
- d) parte da água com adição de superplastificante;
- e) areia; e,
- f) o restante da água com o superplastificante.

Após a adição da segunda parte de água esperava-se, aproximadamente, um minuto antes da adição da areia, aguardando-se a ação do superplastificante na mistura.

4.2.1.1 Traço

O traço, em massa, utilizado foi de 1:0,75:1,4:0,15 (cimento; areia; pedra; pedrisco). A relação água/cimento adotada foi de 0,3.

O concreto foi preparado com um consumo de cimento de 660 kg/m^3 , um consumo de sílica ativa como sendo 15 % do consumo de cimento, um consumo de pedrisco como sendo 10 % do consumo de pedra e com a porcentagem de argamassa seca, A , igual a 53 %. A porcentagem de argamassa seca representa a relação entre os consumos, em peso, de cimento, c , somado a areia, a , e a sílica ativa, m , e os consumos de cimento somado a areia, sílica ativa e pedra e pedrisco, p .

Assim, tem-se que a equação para o cálculo da porcentagem de argamassa seca é obtida através da Equação 4.01.

$$A = \frac{c + a + m}{c + a + m + p} = 0,53 \quad (4.01)$$

Foi utilizado aditivo superplastificante a 1 %.

4.2.1.2 Cimento

O cimento utilizado foi um cimento Portland de alta resistência inicial, o CPV-ARI-PLUS da cimentos Nacionais de Minas S. A. - CIMINAS.

Este cimento tem como características relativas à finura um resíduo na peneira 200 de, aproximadamente, 1 % e uma superfície específica de Blaine de, aproximadamente, 400 m²/kg.

4.2.1.3 Sílica Ativa

A sílica ativa empregada foi a SILMIX, produzida e distribuída pela Camargo Corrêa Cimentos S. A.

As características físicas desta microssílica são:

- a) massa específica igual a 2.200 kg/m³;
- b) massa unitária igual a 360 kg/m³;
- c) superfície específica de 20.000 m²/kg; e,
- d) partículas em formato esférico com diâmetro médio de 20 µm.

4.2.1.4 Agregados

O agregado graúdo foi constituído por uma parte de brita 1, com dimensão máxima de 19 mm e módulo de finura, MF , de 6,43 mm, e outra parte de pedrisco com dimensão máxima de 9,5 mm e módulo de finura de 2,67 mm.

O agregado miúdo foi constituído de areia com diâmetro máximo de 6,3 mm e módulo de finura de 3,16 mm.

Na Figura 4.10 são apresentados os resultados da análise granulométrica dos agregados.

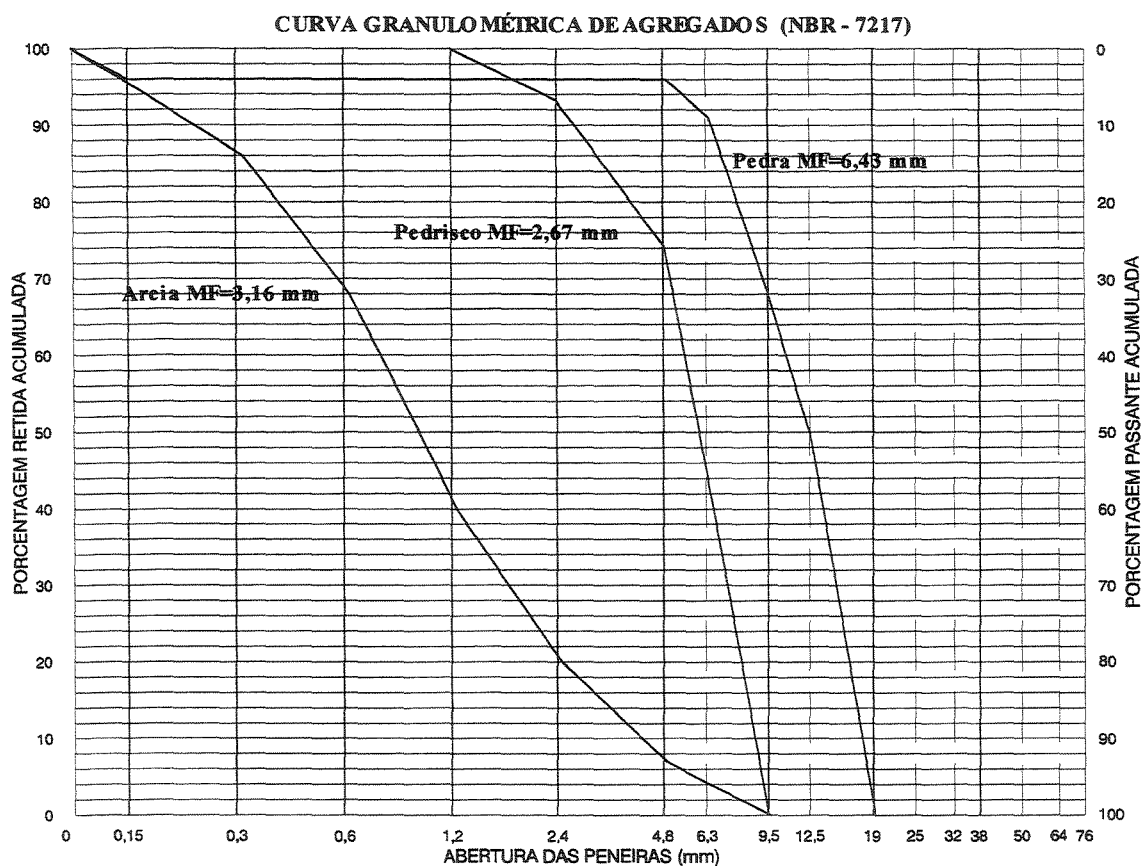


Figura 4.10 - Análise granulométrica dos agregados.

4.2.1.5 Aditivos

Foi utilizado superplastificante ADIMENT[®], da Otto Baumgart Indústria e Comércio S. A. As recomendações deste produto dizem que se deve utilizar de 0,5 % a 1 % da massa do cimento em aditivo.

A densidade do aditivo é 1,12 g/cm³, sendo que sua composição básica consiste de resina de melamina-formaldeído.

4.2.2 Armaduras

Das barras de aço utilizadas na armadura longitudinal e transversal das vigas, foram retiradas quatro amostras por lote. Duas destas amostras foram ensaiadas à tração, sendo as demais utilizadas para determinar-se peso linear, área da seção transversal e diâmetro nominal da barra.

Para a obtenção do diagrama tensão versus deformação, cada amostra ensaiada à tração foi instrumentada com extensômetros elétricos com base de medida de 8 mm.

Nas Figuras 4.11 e 4.12 são apresentados os diagramas tensão versus deformação, bem como as características mecânicas das barras de aço utilizadas nas vigas.

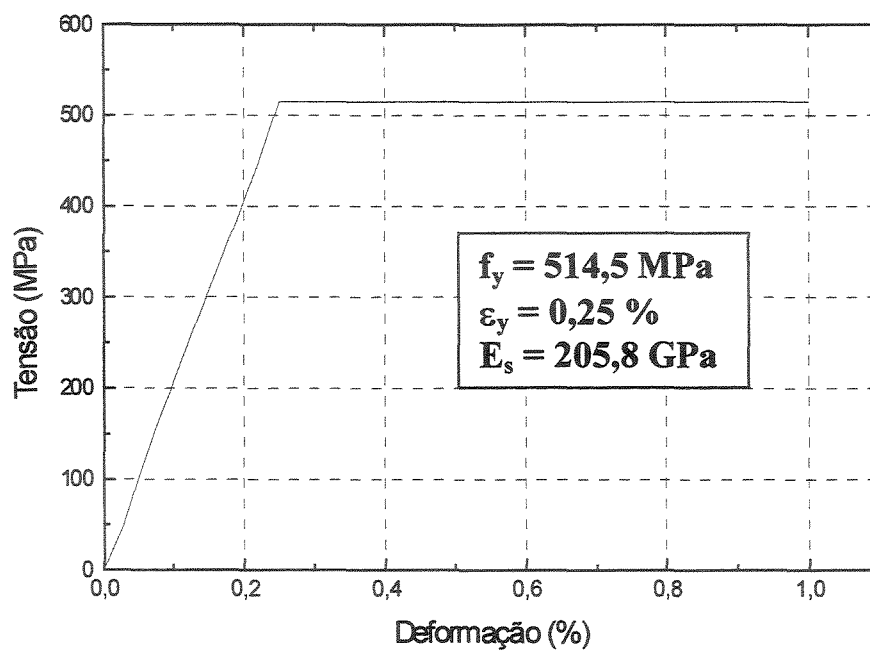


Figura 4.11 – Diagrama tensão versus deformação da armadura longitudinal.

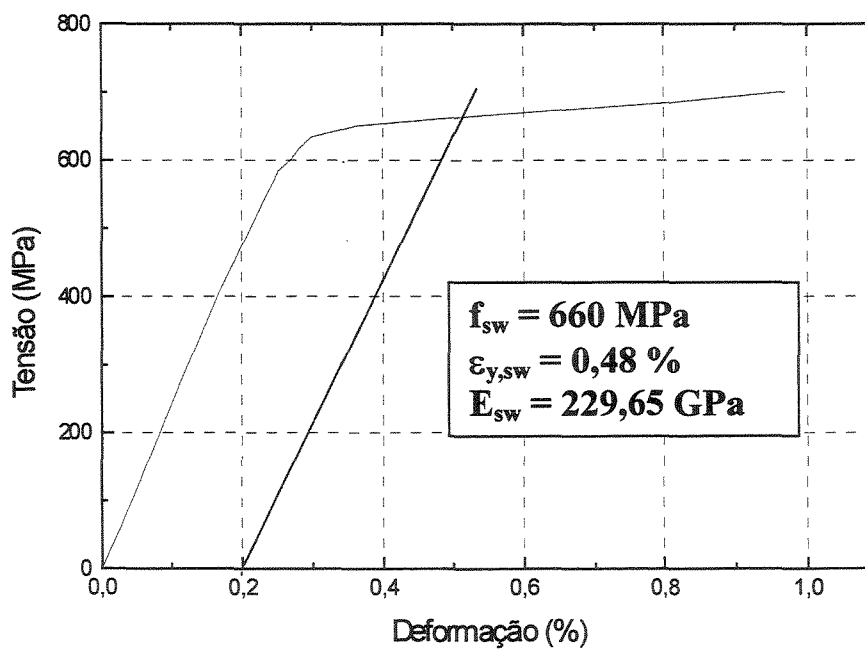


Figura 4.12 – Diagrama tensão versus deformação da armadura transversal.

4.2.3 Manta de PRFC

O material de reforço utilizado em cinco vigas desta pesquisa foi uma manta de PRFC de elevada resistência, cujo módulo de deformação longitudinal e resistência à tração estão em torno de, respectivamente, 240 GPa e 3.900 MPa, segundo o fabricante. O nome comercial da manta é csheet 240.

As propriedades de cálculo para projeto e gerais da manta, segundo o fabricante, a empresa S&P Clever Reinforcement Company, estão expressas nas Tabelas 4.01 e 4.02, respectivamente.

Na Figura 4.13 estão representadas a curva tensão versus deformação, bem como as características mecânicas da manta de PRFC, já impregnada, obtidas através da média dos valores dos ensaios de dois corpos de prova com dimensões indicadas na Figura 4.14.

Como se pode observar na Figura 4.14, nas extremidades da tira de manta ensaiada à tração, existe um reforço feito da própria manta para que a garra do pórtico possa segurar o material sem que o danifique.

Nota-se que não foi detectado nos ensaios de caracterização do material um alongamento último de ruptura de 1,55 % nem mesmo uma resistência máxima longitudinal à tração de 3.900 MPa, conforme informações do fabricante (Tabela 4.01). Obteve-se como média dos ensaios um alongamento máximo de 0,81 % e uma resistência à tração de 2.304,8 MPa.

O módulo de deformação longitudinal da manta, indicado na Figura 4.13, foi calculado tomando como referência as deformações de 0 % e 0,8 %. Observa-se também que o valor obtido em ensaio, 284,54 GPa, difere do fornecido pelo fabricante, 240 GPa.

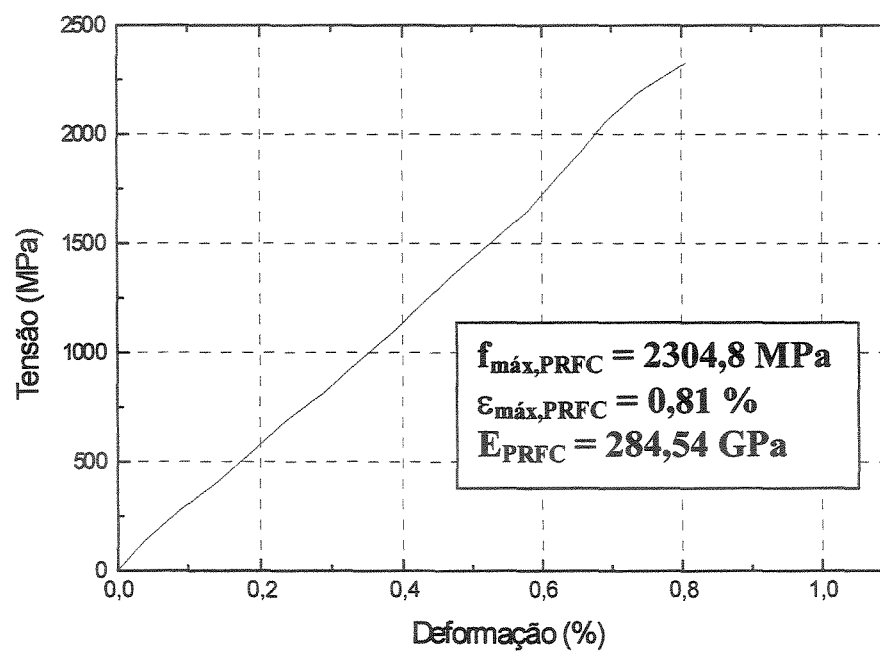


Figura 4.13 - Diagrama tensão versus deformação da manta de PRFC.

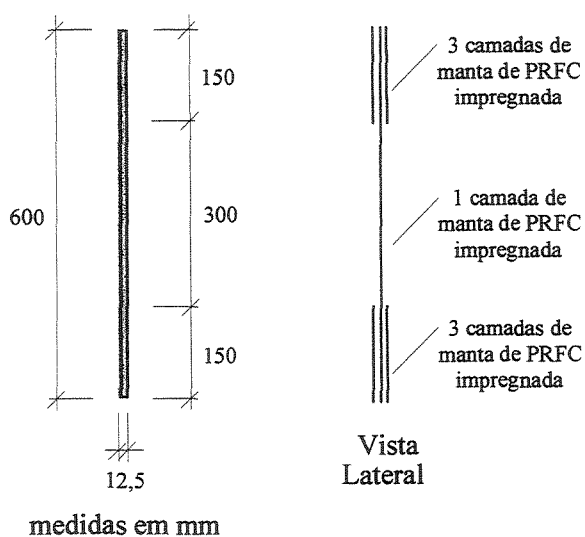


Figura 4.14 - Dimensões dos corpos-de-prova de manta de PRFC impregnada utilizados nos ensaios de caracterização do material.

Tabela 4.01 - Propriedades de cálculo da manta de PRFC¹.

Propriedade	Unidade	
Resistência (tensão) máxima longitudinal à tração	MPa	3.900
Alongamento último de ruptura	%	1,55
Espessura de cálculo	mm	0,117
Módulo de deformação longitudinal real	GPa	240
Módulo de deformação longitudinal para projeto ²	GPa	200
Deformação máxima permitida para projeto ³	%	0,4-0,8
Alongamento limite das fibras de carbono ⁴	%	0,1

(Fonte: S&P CLEVER REINFORCEMENT, 1998)

¹ segundo o fabricante

² adotando coeficiente de segurança de 1,2

³ intervalo sugerido pelo fabricante

⁴ segundo Norma Japonesa

Tabela 4.02 - Propriedades gerais da manta de PRFC¹.

Propriedade	Unidade	
Alinhamento das fibras	-	unidirecional
Fração de fibra por volume	%	20-30
Densidade da fibra	g/cm ³	1,7
Peso da manta	g/m ²	200
Distribuído em rolos (largura/comprimento)	mm/m	300/50
Espessura final de uma camada ²	mm	0,4

(Fonte: S&P CLEVER REINFORCEMENT, 1998)

¹ segundo o fabricante

² após impregnação

4.2.4 Primário, Massa e Saturante

Para que se realizasse o reforço das vigas foram utilizados um primário, uma massa e um saturante, todos com base epóxi.

Os três materiais foram fabricados pela empresa REAX Indústria e Comércio Ltda.

4.2.4.1 Primário

O nome comercial do primário utilizado é Reaxdur Primer S&P 50.

Este produto consiste de uma epóxi poliamina, de baixa viscosidade, sem solventes, cuja tecnologia permite cura a baixas temperaturas (2 °C). Possui excelente resistência a bases, ácidos diluídos, soluções salinas, óleos lubrificantes, óleos carburantes e óleos minerais.

Neste trabalho esta resina tem como função tamponar os poros da superfície do concreto e funcionar como uma ponte com alta tensão de aderência entre manta de PRFC e o substrato. A resina epóxi deve melhorar a resistência superficial, garantir uma tensão de arrancamento maior que 2 MPa e limitar a absorção do saturante epóxi pelo concreto.

A resina epóxi apresentada pode ser utilizada também em compartimentos confinados, como ligante, para injeção e colmatagem não elástica de fissuras e de juntas em concreto devido à sua característica de penetração nos capilares.

Alguns dados técnicos do material são apresentados na Tabela 4.03.

Tabela 4.03 - Características da resina epóxi de tamponamento¹.

Característica	Unidade	
Viscosidade	s	65
Sólidos por Volume	%	100
Tempo Máximo para Utilização da Mistura ²	min	15
Cura Total	dia	7
Módulo de Elasticidade	MPa	724,8
Resistência à compressão ³	MPa	45

(Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)

¹ segundo o fabricante

² preparando 100 g a 20 °C

³ aos 7 dias

Esta epóxi é um produto bi-componente sendo que a relação dos mesmos, em massa, para o seu preparo, é de 0,70:0,30. O consumo prático do material depende da porosidade do concreto. O consumo utilizado para a saturação da superfície de concreto na qual a manta iria ser fixada foi de 0,078 gramas de material por centímetro quadrado de superfície.

4.2.4.2 Massa

O nome comercial da massa epóxi utilizada é Reaxdur S&P Putty.

Esta massa é um produto epóxi, também bi-componente (0,75:0,25, em massa), sem solventes, especialmente formulado para reparos de peças de concreto através da aplicação de sistemas de reforço com fibra de carbono. Sua função é o nivelamento prévio de superfícies desiguais.

Alguns dados técnicos do material são apresentados na Tabela 4.04.

Tabela 4.04 - Características da massa epóxi niveladora¹.

Característica	Unidade	
Sólidos por Volume	%	98±2
Tempo Máximo para Utilização da Mistura	h	1
Espessura	mm	1 a 2
Ponto de Fulgor	°C	93

(Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)

¹ segundo o fabricante

O consumo prático do material depende da rugosidade e do desnivelamento da superfície.

4.2.4.3 Saturante

O nome comercial do saturante epóxi utilizado é Reaxdur S&P 55.

Esta resina é um produto epóxi de dois componentes (0,70:0,30, em massa) formulado com endurecedor de amina e livre de solventes. Apresenta excelente resistência a bases, ácidos diluídos, soluções salinas, óleos minerais, além de ótimas resistências ao intemperismo e ao amarelamento.

De acordo com o fabricante, graças ao seu alto poder de umectabilidade, o produto pode ser utilizado como composto saturante sobre manta de fibra de carbono.

Alguns dados técnicos do material impregnante são apresentados na Tabela 4.05.

Tabela 4.05 - Características do saturante epóxi¹.

Característica	Unidade	
Viscosidade	s	60
Sólidos por Volume	%	100
Tempo Máximo para Utilização da Mistura ²	min	20
Cura Total	dia	7
Ponto de Fulgor	°C	72
Resistência à compressão ³	MPa	44

(Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)

¹ segundo o fabricante

² preparando 100 g a 20 °C

³ aos 7 dias

O consumo utilizado para a saturação da superfície na qual a manta iria ser fixada, concreto ou manta, foi de 0,078 gramas de material por centímetro quadrado de superfície, ou seja, o mesmo utilizado para o primário.

O consumo prático do produto para a saturação da manta depende do grau de umectabilidade ou de saturação da manta de fibra de carbono, ou seja, em última análise, a densidade da manta irá facilitar ou dificultar a penetrabilidade do saturante por entre os fios de fibra que a compõe. Nos experimentos realizados o consumo utilizado para a saturação da manta foi de 0,138 gramas de material por centímetro quadrado de manta.

4.2.5 Adesivo

No ensaio de aderência, para a colagem dos pinos à manta de PRFC, foi utilizado um adesivo epóxi cujo nome comercial é Reaxdur 610.

Este material é um produto à base epóxi que também é utilizado para colagens de concreto velho com concreto novo, elementos pré-moldados, argamassas, madeira, cimento amianto, telhas, mármore, cerâmicas, azulejos, granitos, apoios estruturais, ancoragens de cabos e reparos superficiais em pilares e vigas.

Alguns dados técnicos do material são apresentados na Tabela 4.06.

Tabela 4.06 - Características do adesivo epóxi¹.

Característica	Unidade	
Consumo ²	kg/m ² /mm	1,7
Vida Útil da Mistura	min	40 a 60
Cura Total	dia	7
Resistência à compressão ³	MPa	60

(Fonte: REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA, 1998)

¹ segundo o fabricante

² kg de produto por m² de área por mm de espessura

³ após 24 horas a 25 °C

Esta epóxi é um produto bi-componente sendo que a relação dos mesmos, em peso, para o seu preparo, é de 0,85:0,15.

4.3 Execução, Desforma e Cura das Vigas

Uma vez preparadas as armações e as fôrmas, as vigas estavam prontas para a moldagem.

Para a moldagem das vigas foram empregadas fôrmas de madeira disponíveis no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil.

Antes do posicionamento da armadura no interior da fôrma foram vedadas todas as juntas de montagem com cera e aplicada uma demão de óleo lubrificante sobre todas as superfícies internas. A cera foi necessária para se evitar a fuga da parte fluida da massa do concreto pelas juntas, e, o óleo, para diminuir a aderência da fôrma com o concreto, facilitando a desmoldagem da viga.

O concreto foi preparado em betoneira com eixo inclinado e com capacidade para 150 litros de concreto.

O adensamento do concreto da viga e dos corpos-de-prova foi feito com vibrador de imersão equipado de agulha de 25 mm de diâmetro e 400 mm de comprimento.

A desmoldagem das vigas e dos corpos-de-prova foi feita três dias após a moldagem. Uma vez desmoldados, vigas e corpos-de-prova foram embrulhados em papel úmido e cobertos com lona plástica por aproximadamente 28 dias, quando foram então desembulhados e limpos.

As vigas e os corpos-de-prova foram mantidos no recinto do laboratório desde a moldagem até a data do ensaio.

4.4 Metodologia de Colagem das Mantas

Os procedimentos usuais para aplicação de uma camada de manta de PRFC foram os seguintes:

- a) corte da manta nas dimensões adequadas através da utilização de um estilete e de uma régua metálica;
- b) regularização das imperfeições e limpeza da superfície do concreto com pano umedecido com água;
- c) tamponamento dos poros do concreto através da aplicação de um primário de baixa viscosidade com rolo de pêlo curto;
- d) nivelamento da superfície do concreto através da aplicação de massa adesiva epóxi com utilização de uma espátula;
- e) aplicação do saturante epóxi sobre a superfície do concreto com rolo de pêlo curto ou pincel;
- f) retirada de um dos plásticos de proteção da manta de PRFC e colocação manual da manta sobre o concreto quando a resina já tiver alcançado o seu ponto de visgo;
- g) regularização da manta sobre o concreto com o auxílio de um rolo pesado; e,
- h) retirada do outro plástico de proteção e aplicação de nova demão de resina de impregnação para a saturação da manta de PRFC, cuidando para que seja retirado o excesso de resina.

Na Figura 4.15 está esquematizada a sequência em que os materiais foram empregados durante o processo de reforço da viga.

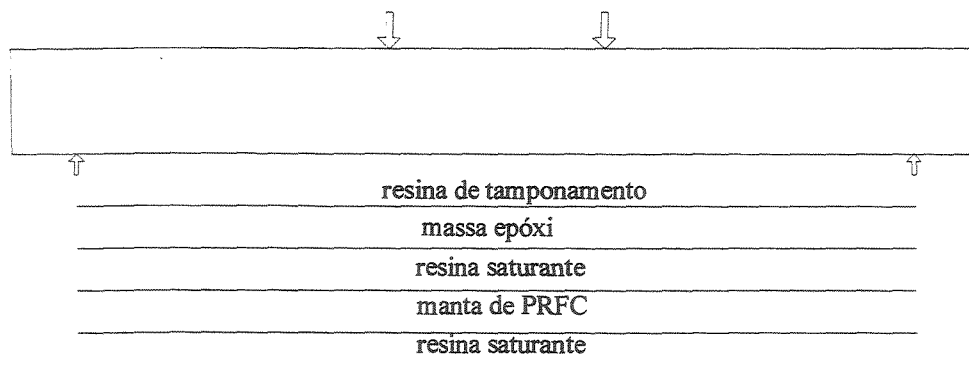


Figura 4.15 - Sequência de aplicação dos materiais.

O tempo necessário para que o saturante epóxi adquira uma viscosidade que segure as fibras da manta em contato com a superfície que receberá o reforço, passo e da metodologia de colagem da manta, é denominado tempo de visgo. Este tempo varia com a temperatura e a umidade do local no instante de realização do processo. Para que se tenha uma noção da variabilidade deste tempo será apresentado no capítulo 5 uma tabela relacionando o tempo para que se alcance o visgo com a temperatura e umidade ambiente.

Os utensílios utilizados durante o processo de reforço das vigas estão ilustrados a seguir. Na Figura 4.16 estão a régua metálica, o estilete, a fita adesiva e as luvas. Na Figura 4.17 estão o rolo de pêlo curto, o rolo pesado e a espátula.

Nas Figuras 4.18 a 4.25 estão ilustradas, respectivamente, o corte da manta, a aplicação da resina de tamponamento, a aplicação da massa epóxi, a aplicação do saturante epóxi, a retirada do plástico protetor de uma das faces da manta, a regularização da manta com o rolo pesado, a retirada do outro plástico protetor após aplicação da manta sobre a viga e a impregnação da manta.

Nas Figuras 4.26 e 4.27 estão ilustradas, respectivamente, a marcação, com fita adesiva, da posição da aplicação do mecanismo de ancoragem na viga VR1C/X e a impregnação do laço, com saturante epóxi, também na viga VR1C/X.

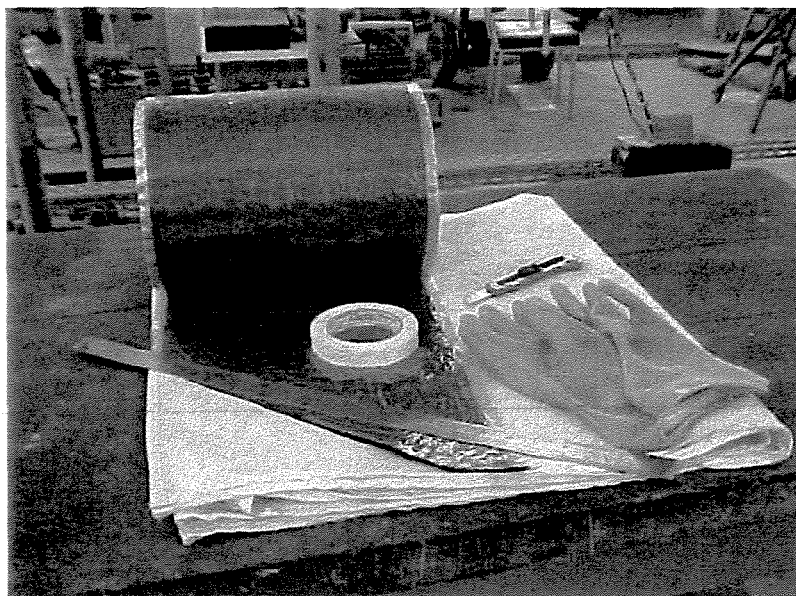


Figura 4.16 - Manta de PRFC, régua metálica, estilete, fita adesiva e luvas.

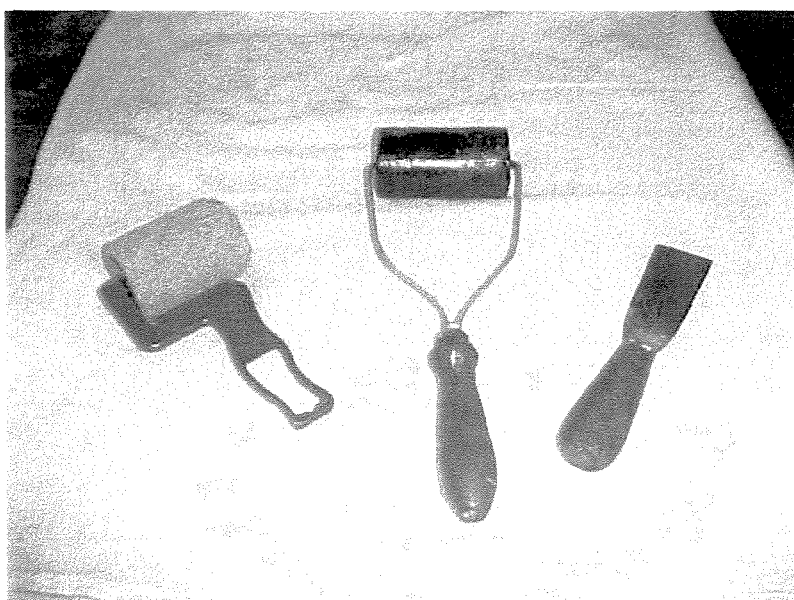


Figura 4.17 - Rolo de pêlo curto, rolo pesado e espátula.



Figura 4.18 - Corte da manta de PRFC.

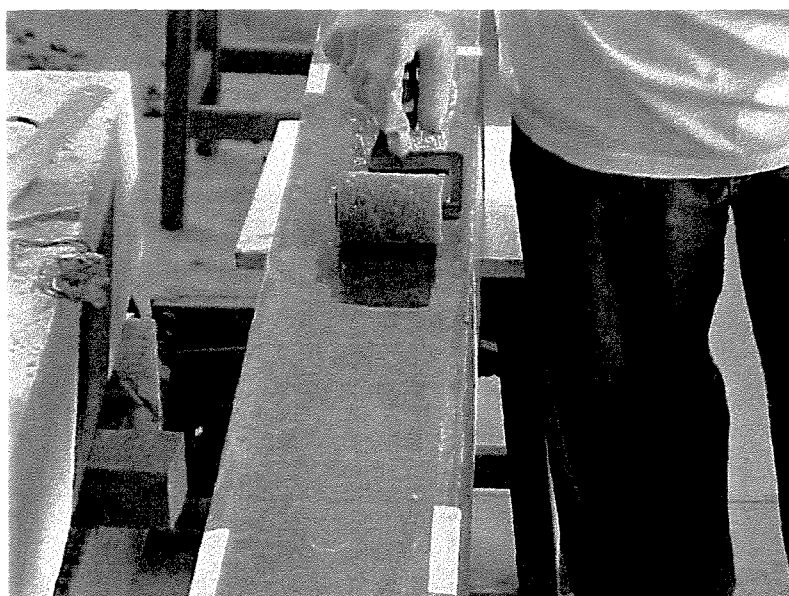


Figura 4.19 - Aplicação da resina de tamponamento.

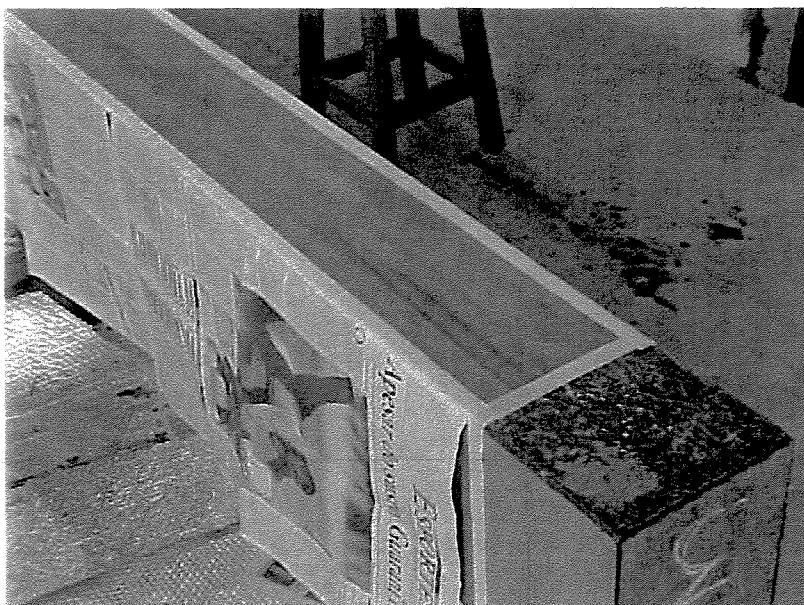


Figura 4.20 - Viga com a massa epóxi já aplicada.

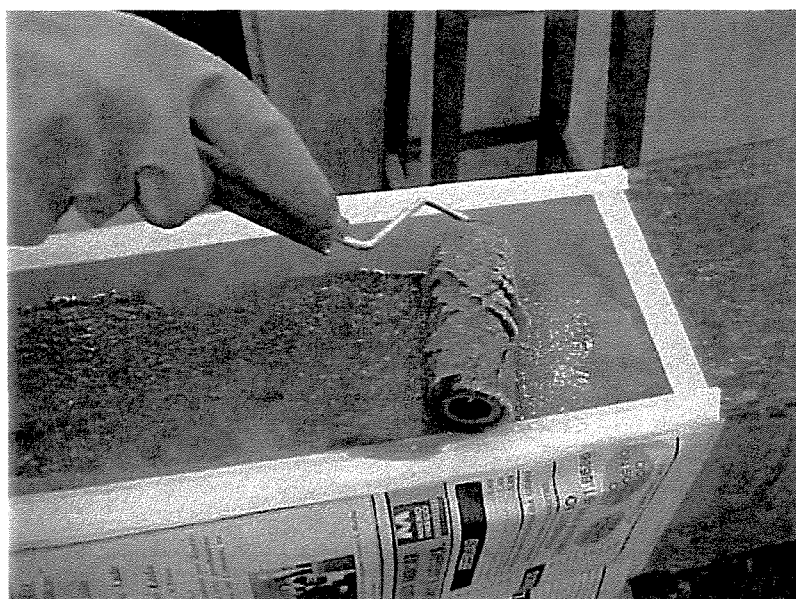


Figura 4.21 – Aplicação do saturante epóxi.

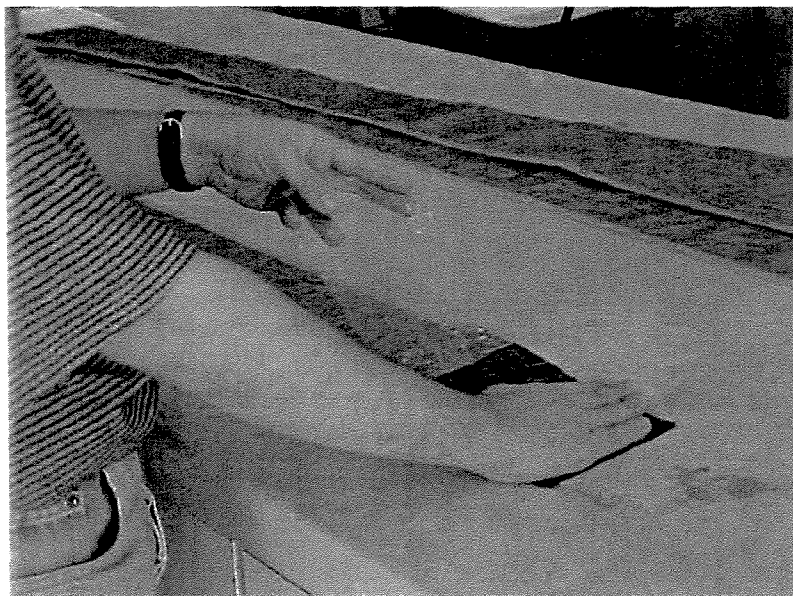


Figura 4.22 - Retirada do plástico protetor para posterior posicionamento da manta na viga em local previamente determinado.

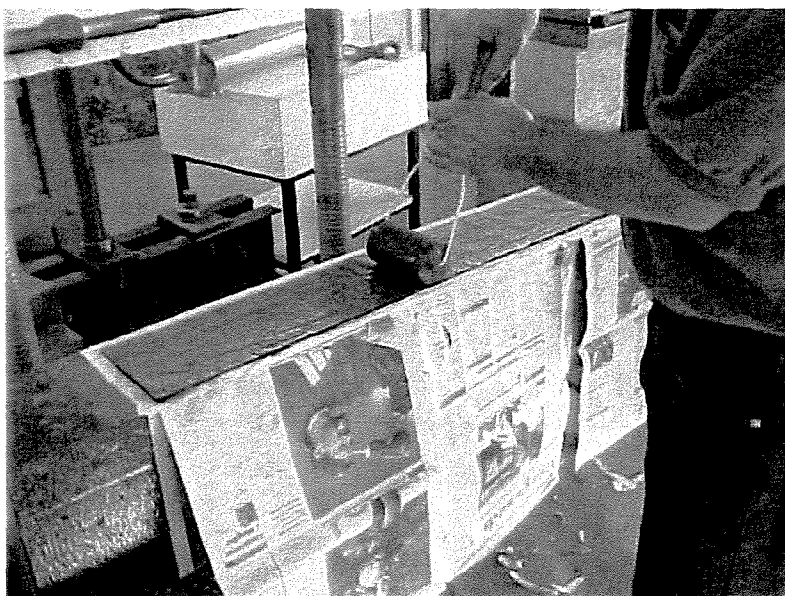


Figura 4.23 - Regularização da manta com rolo pesado.

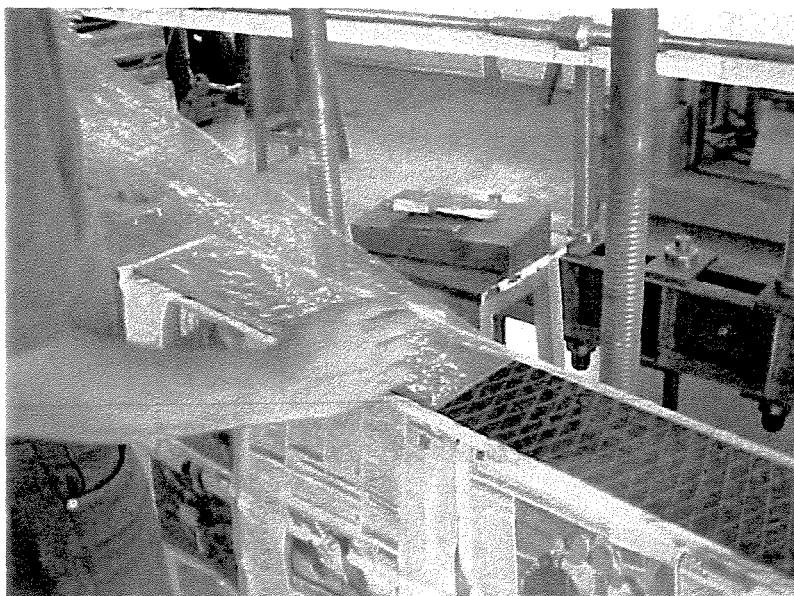


Figura 4.24 - Retirada do plástico protetor.

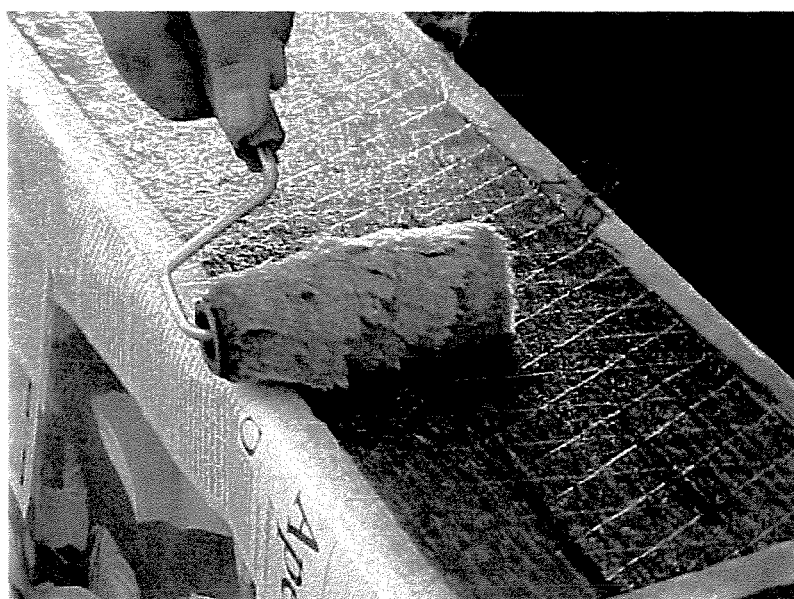


Figura 4.25 - Impregnação da manta.

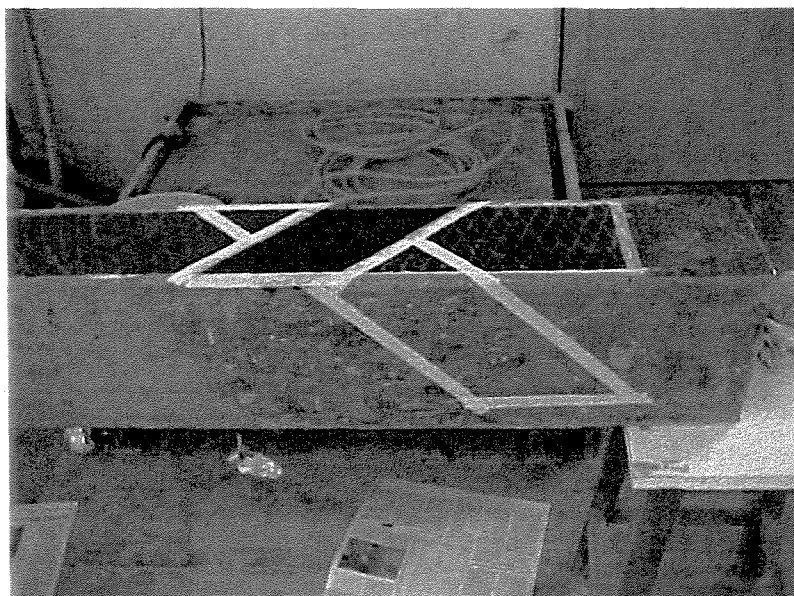


Figura 4.26 - Marcação da posição da aplicação do mecanismo de ancoragem na viga VR1C/X.

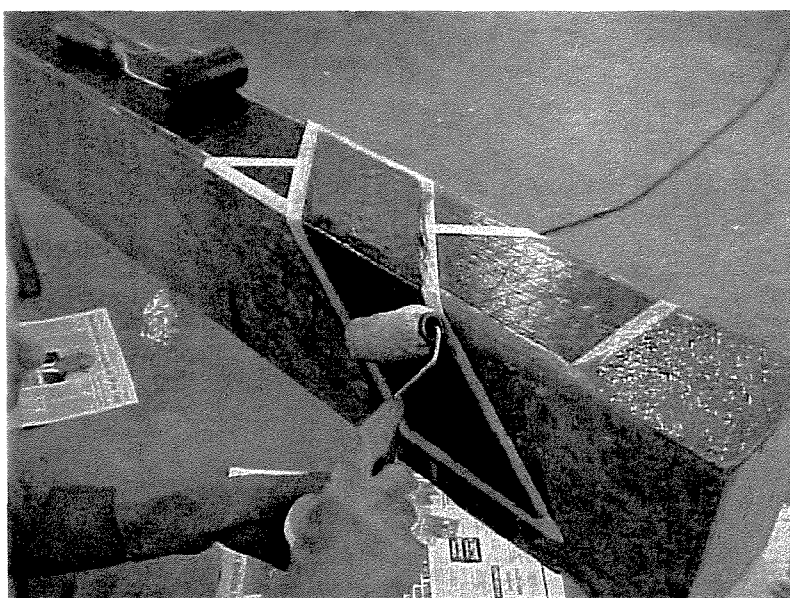


Figura 4.27 - Impregnação do laço do mecanismo de ancoragem na viga VR1C/X.

4.5 Instrumentação

Foram realizadas medidas de alongamento nas armaduras longitudinal inferior, nos estribos e nas mantas de PRFC. Foram monitorados também o encurtamento do concreto e o deslocamento vertical no meio do vão.

4.5.1 Medidas de Deformação nas Armaduras

Para medidas das deformações nas armaduras foram empregados extensômetros elétricos de resistência ligados a um sistema aquisitor de dados.

Nos estribos e nas barras longitudinais inferiores foram empregados extensômetros elétricos com base de 8 mm de comprimento.

Uma vez feitas a regularização, lixamento e limpeza da superfície das armaduras os extensômetros foram colados às mesmas utilizando-se adesivo à base de cianocrilato, sendo em seguida isolados e protegidos com fita plástica.

As Figuras 4.28 e 4.29 ilustram a instrumentação das barras longitudinais e dos estribos das vigas deste trabalho, sendo que a Figura 4.28 apresenta uma visualização em três dimensões, enquanto a Figura 4.29 ilustra o posicionamento dos extensômetros vistos em duas dimensões, que é a forma como serão apresentados os resultados experimentais no capítulo 5.

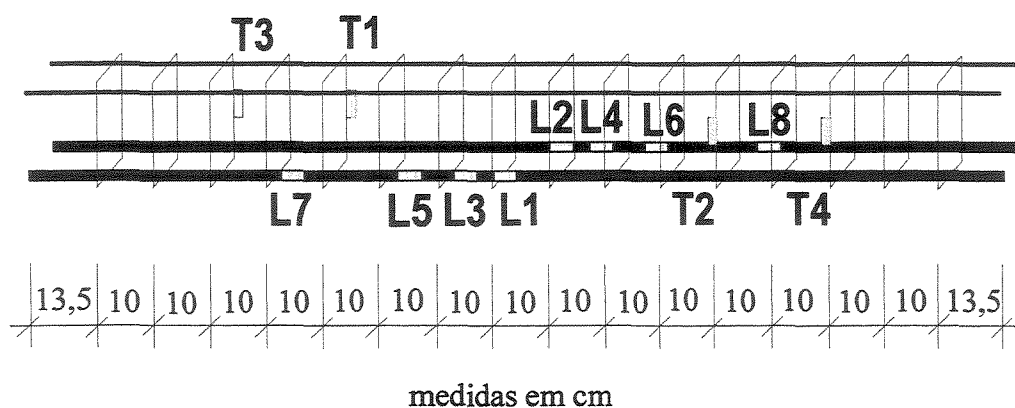


Figura 4.28 - Instrumentação das armaduras longitudinal e transversal das vigas - visualização em três dimensões.

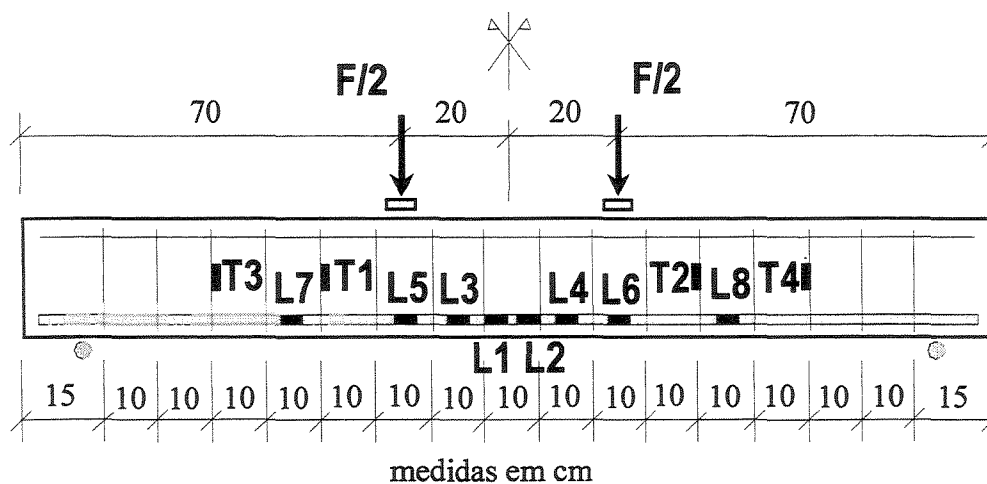


Figura 4.29 - Instrumentação das armaduras longitudinal e transversal das vigas - visualização em duas dimensões.

Cada ponto instrumentado da armadura longitudinal foi designado pela letra L, enquanto cada ponto instrumentado da armadura transversal por T.

À letra L ou T segue-se um número de ordem. Os pontos instrumentados localizados à esquerda ou à direita da seção do meio do vão foram representados, respectivamente, por

numerais positivos ímpares e numerais positivos pares, crescentes, a partir de 0, em função do distanciamento da seção do meio do vão.

Nos estribos os extensômetros foram instalados à meia altura.

A referência zero para as deformações nas armaduras longitudinal e transversal foi tomada estando a viga sem carga, somente sob a ação do peso próprio.

4.5.2 Medidas de Deformação no Concreto

A instrumentação para a medida de deformações no concreto foi feita com a utilização de extensômetros elétricos com base de medida de 16 mm de comprimento. As deformações foram medidas em apenas dois pontos, um em cada face lateral, na seção do meio do vão e a um centímetro da borda superior da viga.

Os pontos instrumentados foram designados pela letra C seguida por uma outra letra, F ou T. F para o lado da frente, onde foram desenhadas as fissuras e tiradas todas as fotos, e, a letra T para o lado de trás da viga.

A referência zero para as deformações no concreto foi tomada estando a viga sem carga, somente sob a ação do peso próprio.

A Figura 4.30 ilustra um dos pontos instrumentados no concreto, na face da frente da viga.

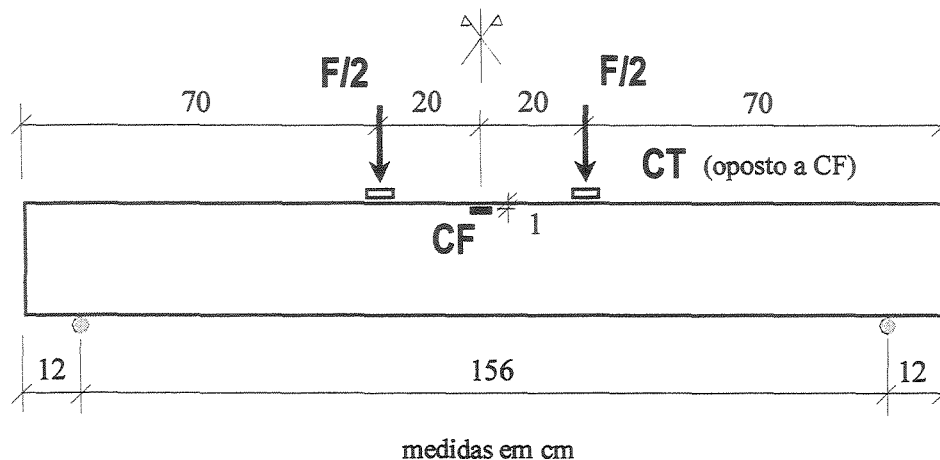


Figura 4.30 - Instrumentação do concreto.

4.5.3 Medidas de Deformação na Manta de PRFC

A instrumentação para a medida de deformações nas mantas de PRFC foi feita com a utilização de extensômetros elétricos com base de medida de 16 mm de comprimento, sendo que cada ponto instrumentado foi designado pela letra F seguida de um número.

O ponto instrumentado localizado na seção do meio do vão da viga foi designado pelo dígito 0 e os pontos instrumentados à esquerda ou a direita desta seção foram representados, respectivamente, por numerais positivos ímpares e numerais positivos pares, crescentes, a partir de 0, em função do distanciamento da seção do meio do vão.

Nas vigas VR1Ca e VR1Cb foram instrumentados sete pontos (Figura 4.31). As vigas com mecanismos de incremento de ancoragem tiveram nove pontos instrumentados cada uma. A instrumentação das vigas VR1C/X e, VR2C/X e VR4C/X estão ilustradas, respectivamente, nas Figuras 4.32 e 4.33.

A referência zero para as deformações na manta de PRFC foi tomada estando a viga sem carga, somente sob a ação do peso próprio.

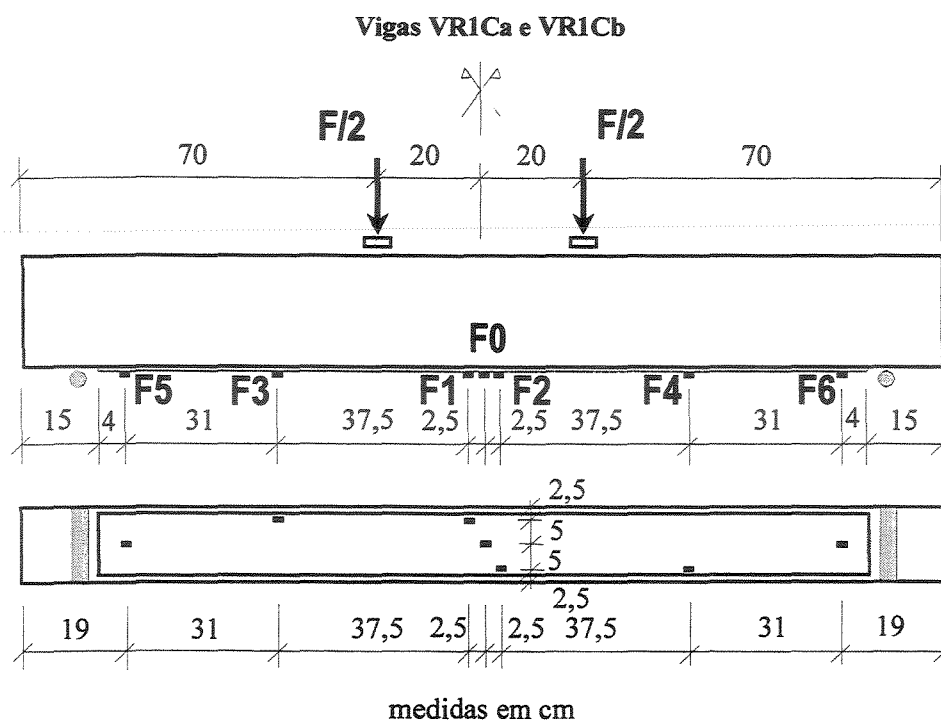


Figura 4.31 - Instrumentação da manta de PRFC nas vigas VR1Ca e VR1Cb.

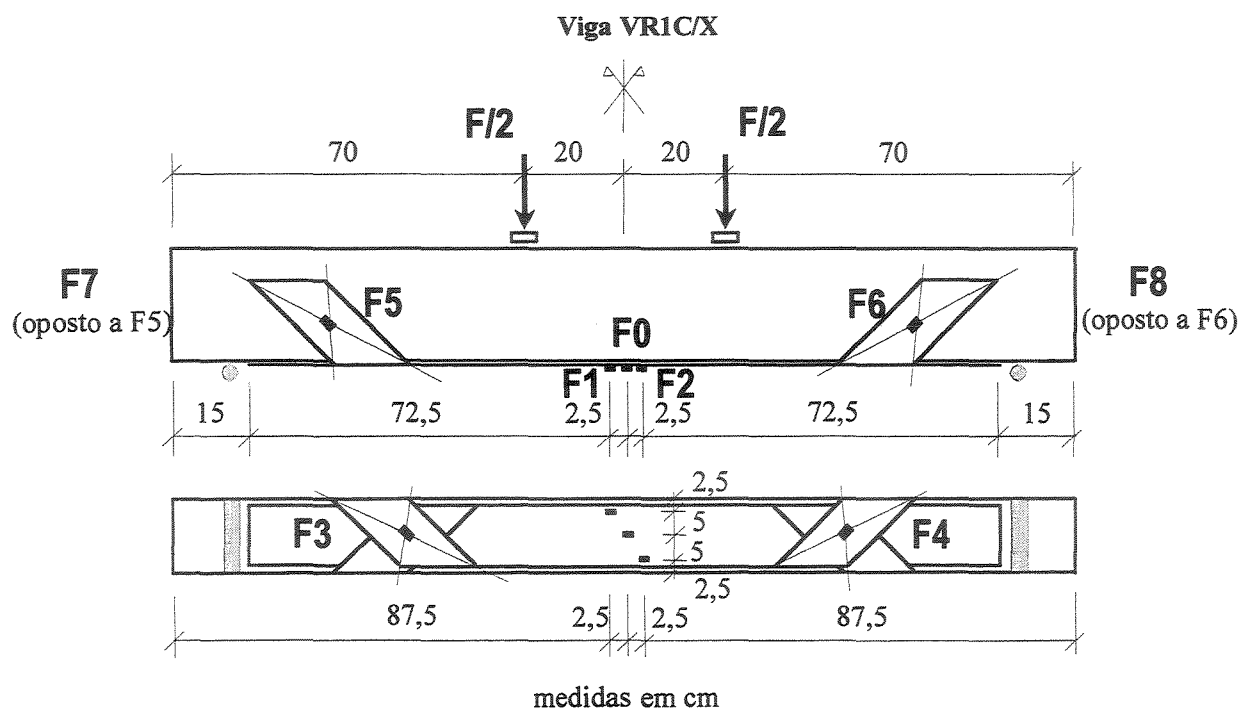


Figura 4.32 - Instrumentação das mantas de PRFC na viga VR1C/X.

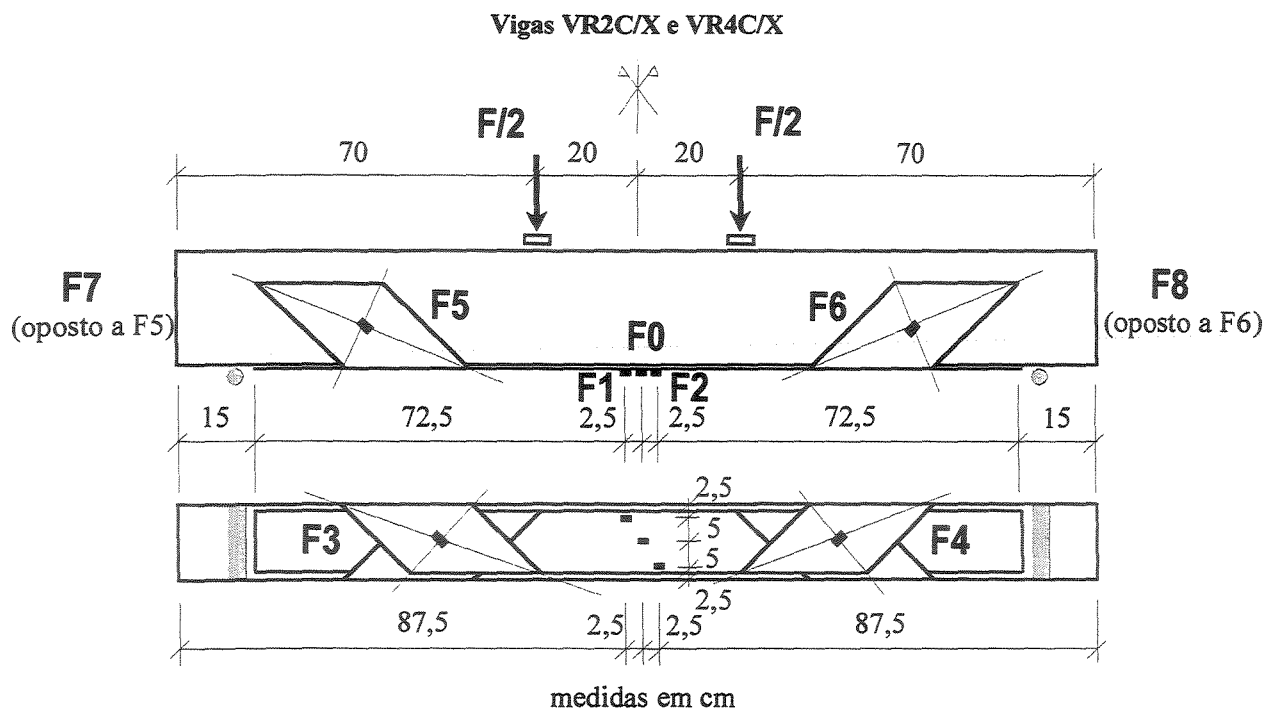


Figura 4.33 - Instrumentação das mantas de PRFC nas vigas VR2C/X e VR4C/X.

4.5.4 Medidas de Deslocamentos Verticais

As flechas foram controladas por intermédio de um defletômetro mecânico KAEFER, com curso de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm.

O defletômetro foi instalado na face inferior da viga na seção do meio do vão.

A Figura 4.34 ilustra o ponto na viga onde foram lidos os deslocamentos verticais.

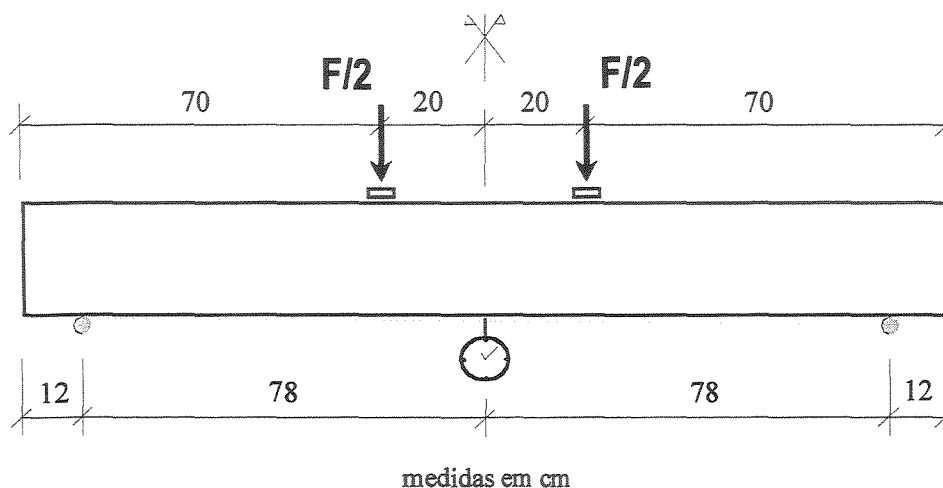


Figura 4.34 - Instrumentação para medição dos deslocamentos verticais.

4.6 Sistema de Aplicação de Cargas

As vigas deste trabalho foram submetidas a duas cargas concentradas aplicadas em suas faces superiores, cada uma distanciada 20 cm do meio do vão, e perpendiculares ao eixo longitudinal da viga (Figura 4.38).

Para aplicação desta carga foi empregado o sistema de aplicação de carregamento ilustrado na Figura 4.35. Este sistema é constituído por dois pórticos metálicos, em paralelo, com as pernas fixadas a duas bases compostas por perfis U, de aço, que são presos à laje de reação por meio de parafusos e porcas. No alto, as travessas são presas às pernas através de porcas que permitem ajustes de posição e de nível. Uma travessa longitudinal, composta por quatro perfis U, une os dois pórticos e sustenta um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN, acionado por bomba manual, ao qual se acopla uma célula de carga constituída por um cilindro de aço, instrumentado com extensômetros elétricos de resistência, calibrados até 300 kN.

As vigas eram apoiadas em blocos de concreto armado de sessenta centímetros de altura. Sobre cada bloco estava colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço que permitiam a rotação do lado esquerdo e a rotação e translação do lado direito (Figura 4.36).

Optando por não fazer um ajuste de posição no sistema de aplicação de carga, uma vez que a posição do mesmo já se encontrava ajustada para o desenvolvimento de inúmeros trabalhos simultâneos a este no Laboratório de Estruturas, a carga aplicada pelo macaco hidráulico foi transferida à viga por intermédio de um conjunto de cilindros e uma placa de aço de 20 centímetros de comprimento por 10 centímetros de largura (Figura 4.37).

O controle desta carga durante os ensaios foi efetuado pela monitorização dos sinais da célula de carga (Figura 4.37) ligada a um indicador TEPIC-HUGGENBERGER, de registro manual, pelo qual se controlava a operação de bombeamento do óleo no cilindro hidráulico.

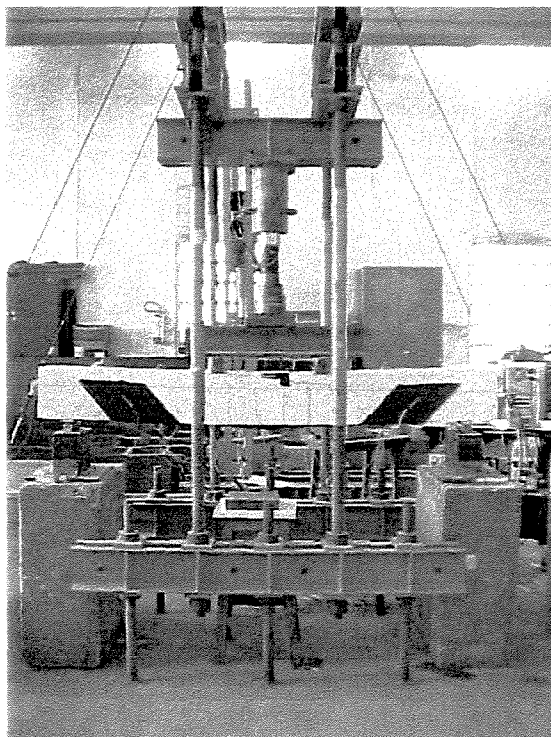


Figura 4.35 - Pórtico onde as seis vigas do programa experimental foram ensaiadas.

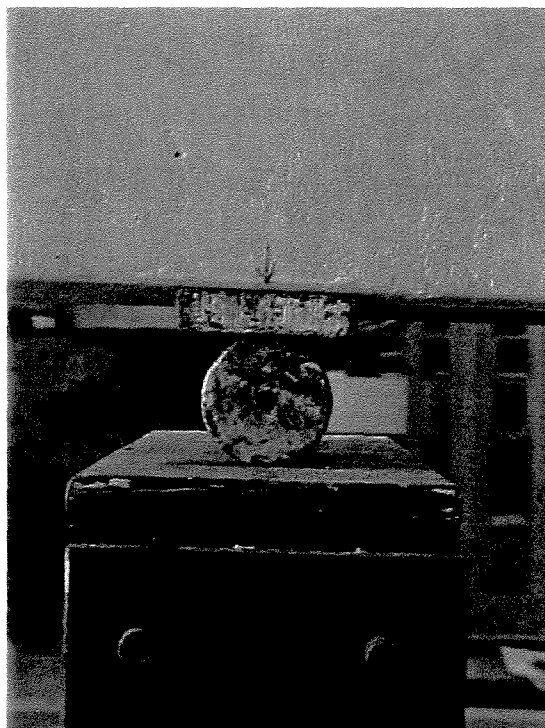


Figura 4.36 - Aparelho de apoio.

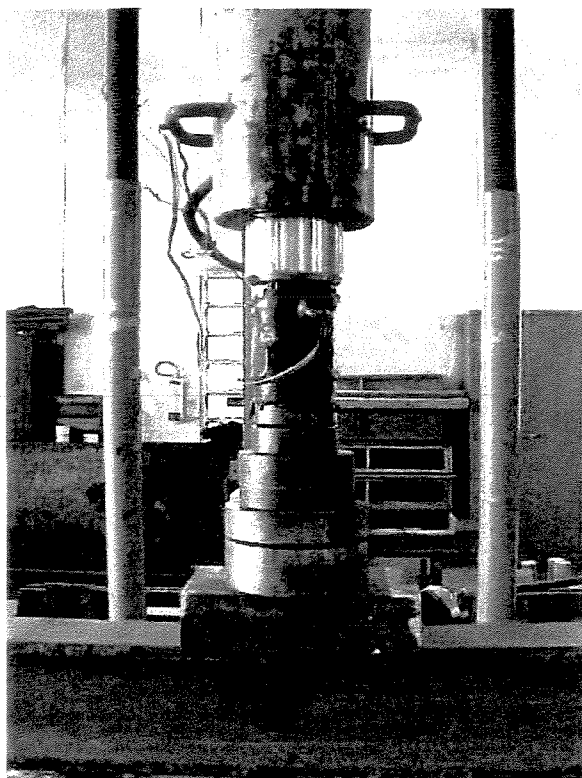


Figura 4.37 - Célula de carga.

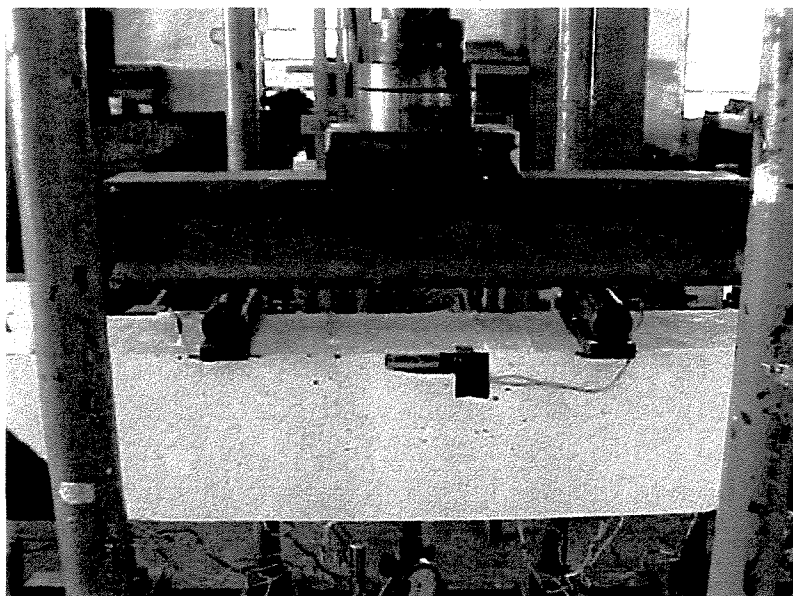


Figura 4.38 - Pontos de aplicação da carga.

4.7 Valores Estimados para os Momentos Fletores Resistentes

Para a análise à flexão, os princípios fundamentais adotados para a obtenção dos momentos fletores último e máximo foram:

a) equilíbrio de forças (Equação 4.02) e momentos (Equação 4.03) na seção transversal da viga (Figura 4.39); sendo que, nas equações utilizadas, não foi contabilizada a influência da armadura superior pelo fato desta parcela, no experimento realizado, ser pouco influente na resistência;

b) compatibilidade de deformações, onde assume-se que as seções planas permanecem planas;

c) para o concreto, adoção do bloco de tensão retangular para aproximar a distribuição de tensões na região comprimida do concreto;

d) curva tensão versus deformação da armadura é adotada como elástica perfeitamente plástica;

e) curva tensão versus deformação da manta de PRFC é adotada como elástica-linear até a ruptura; e,

f) ação compósita completa entre o concreto e o material de reforço.

$$0 = b_w \times 0,8 \times x \times f_c - A_s \times \sigma_s - A_{PRF} \times \sigma_{PRF} \quad (4.02)$$

$$M = b_w \times 0,8 \times x \times f_c \times \left[\left(h + \frac{t_{PRF}}{2} \right) - \frac{0,8 \times x}{2} \right] - A_s \times \sigma_s \times \left[(h - d) + \frac{t_{PRF}}{2} \right] \quad (4.03)$$

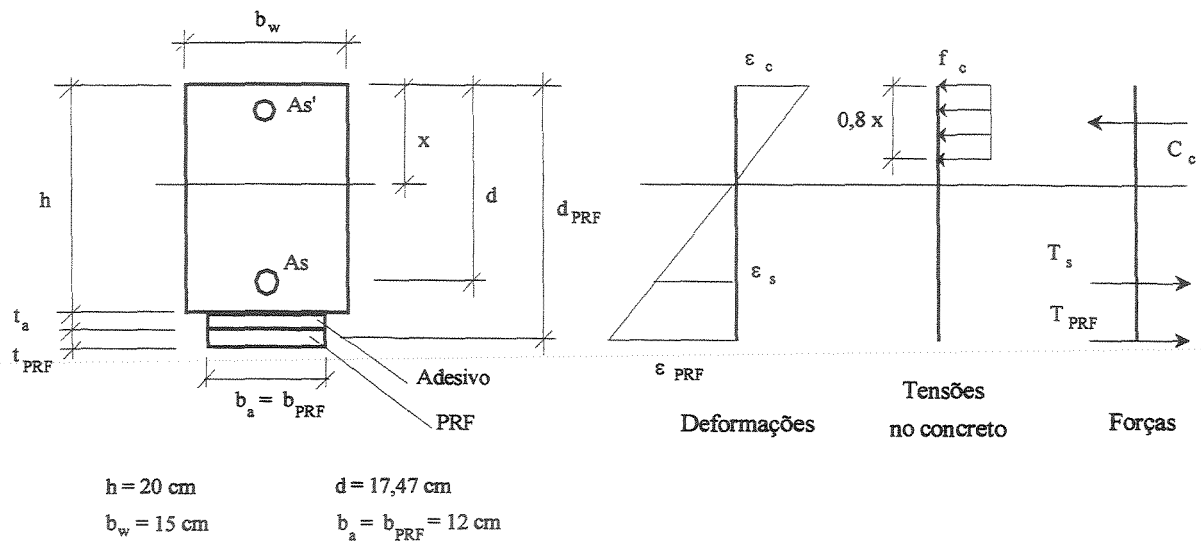


Figura 4.39 - Deformações, tensões no concreto e forças atuantes na seção transversal da viga.

Com a armadura longitudinal fixada em duas barras de 8 mm de diâmetro, resistência à compressão do concreto estimada em 90 MPa e deformação última da manta de PRFC e limite de escoamento da armadura longitudinal obtidos através de ensaios prévios de seus corpos-de-prova, foram calculados os valores de momento fletor último e máximo para as seis vigas ensaiadas.

O momento fletor último de cada viga é obtido quando um estado limite último é atingido, seja no concreto, na armadura longitudinal, na armadura transversal ou na manta; já o momento fletor máximo, refere-se ao instante em que um dos componentes resistentes passa a não trabalhar mais, ou seja, quando ocorre a ruptura à tração da armadura ou da manta, ou o esmagamento do concreto.

4.7.1 Viga VT

A viga VT, dimensionada no domínio 2, foi calculada para que atingisse seu estado limite último por deformação plástica excessiva da armadura longitudinal, considerado como 1 %. O valor do momento fletor último esperado encontra-se indicado na Tabela 4.11.

4.7.2 Vigas VR1Ca e VR1Cb

As vigas VR1Ca e VR1Cb, reforçadas à flexão através da colagem de uma camada de manta de PRFC à face inferior da peça, poderiam atingir seu estado limite último através de deformação da armadura longitudinal de 1 %, deformação da armadura transversal de 0,48 %, por encurtamento do concreto de 0,35 %, ou, então, por deformação limite da manta de PRFC.

Assim, como adota-se um valor de deformação última para o aço, 1 %, e o concreto, 0,35 %, torna-se necessário fazer o mesmo para o material de reforço. O fabricante sugere, para dimensionamento, como limite último, uma deformação de 70 % em relação à deformação de ruptura (Tabela 4.01). Assim, adotando-se como limite o valor de 70 % da deformação de ruptura encontrada para a manta, no caso 0,81 % (Figura 4.13), chega-se ao valor de 0,57 %.

Supondo uma perfeita aderência entre a manta e o concreto, conclui-se que será alcançado primeiro a deformação no PRFC de 0,57 % do que a deformação de 1,0 % no aço. Quanto ao concreto e os estribos, estes materiais foram dimensionados para que não fossem limitantes dos momentos fletores último e máximo.

No cálculo do momento fletor último, como já pôde ser observado, admitiram-se as hipóteses da NBR 6118 (1980), com distribuição retangular das tensões de compressão no concreto, assumindo um valor constante de resistência do mesmo. Os valores esperados para os momentos fletores últimos estão indicados na Tabela 4.11.

Para os valores de momento fletor máximo foi considerado que eles poderiam ser alcançados com a deformação da armadura de 1,6 %, do concreto de 0,5 % ou da manta de 0,81 %, valores nos quais, teoricamente, ocorrem a ruptura destes materiais. O valor limitante, nestes casos, foi sempre a deformação da manta de 0,81 %. Os valores calculados estão indicados na Tabela 4.11.

4.7.2.1 O Momento Fletor de Início de Descolamento

Segundo CHAALLAL et al. (1998), a tensão de cisalhamento que causa o início do descolamento, $\tau_{i,desc}$, pode ser calculada de acordo com a Equação 4.04, apresentada pela primeira vez no item 3.4.6 deste trabalho. As Equações 4.05 a 4.08 são utilizadas para a obtenção de k_1 . A Tabela 4.07 apresenta os passos para a obtenção de $\tau_{i,desc}$.

$$\tau_{i,desc} = \frac{5,4}{1 + k_1 \times tg33^\circ} \quad (4.04)$$

$$k_1 = t_{PRF} \times \left[\frac{k_n}{4 \times E_{PRF} \times I_{manta}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (4.05)$$

$$k_n = E_a \times \frac{b_a}{t_a} \quad (4.06)$$

$$t_{PRF} + 2 \times t_a = 0,4mm \quad (4.07)$$

$$I_{manta} = \frac{b_{PRF} \times t_{PRF}^3}{12} \quad (4.08)$$

Tabela 4.07 - Passos para a obtenção de $\tau_{i,desc}$.

Equação	Variáveis	Valor da Incógnita
4.08	$b_{PRF} = 120 \text{ mm}$	$I_{manta} = 0,0160 \text{ mm}^4$
	$t_{PRF} = 0,117 \text{ mm}$ (Tabela 4.01)	
4.07	$t_{PRF} = 0,117 \text{ mm}$	$t_a = 0,1415 \text{ mm}$
4.06	$E_a = 724,8 \text{ N/mm}^2$ (Tabela 4.03) ¹	$k_n = 614.671,38 \text{ N/mm}^2$
	$b_a = 120 \text{ mm}$	
	$t_a = 0,1415 \text{ mm}$	
4.05	$t_{PRF} = 0,117 \text{ mm}$	$k_I = 0,282$
	$k_n = 614.671,38 \text{ N/mm}^2$	
	$E_{PRFC} = 284.540 \text{ N/mm}^2$	
	$I_{manta} = 0,0160 \text{ mm}^4$	
4.04	$k_I = 0,282$	$\tau_{i,desc} = 4,56 \text{ N/mm}^2$

¹ Foi utilizado o E_a do primário por seu valor ser muito próximo ao do saturante, segundo o fabricante.

Agora serão calculadas as tensões de cisalhamento e normal, τ_0 e σ_0 , respectivamente, (Equações 3.13 e 3.14) no adesivo, na extremidade da manta, local em que, segundo ROBERTS (1989) e CHAALLAL et al. (1998), irão ocorrer os maiores valores de tensão. A tensão τ_0 , obviamente, depende da carga que está sendo aplicada na viga, portanto, o cálculo é feito por iterações, até que se encontre o valor da carga que irá fazer com que a tensão de cisalhamento valha 4,56 MPa, que é o valor máximo que o adesivo suportará sem que ocorra o descolamento da manta (Tabela 4.09). Encontrando esta carga estará obtido o valor do momento fletor em que, teoricamente, deverá ocorrer o descolamento da manta caso não exista nenhum mecanismo de incremento de ancoragem nas extremidades da mesma. Com τ_0 , através da Equação 3.14, obtém-se σ_0 .

Para a obtenção do momento fletor quando τ_0 vale 4,56 MPa, para cada valor de carga tem-se correspondentes valores de V_0 , M^* , x e I_{PRF} . Porém, existem alguns termos da Equação

3.13 que são constantes. Estes termos estão expressos na Tabela 4.08. Os resultados das iterações estão expressos na Tabela 4.09.

O valor de k_s , um dos termos da Equação 3.13, foi obtido de acordo com a Equação 4.09.

Tabela 4.08 - Termos constantes da Equação 3.13.

Termo	Valor	Obtido da
K_s	236.412,72	Equação 4.09
E_{PRFC}	284.540 N/mm ²	Figura 4.13
b_{PRF}	120 mm	Figura 4.39
t_{PRF}	0,117 mm	Tabela 4.01
d_{PRF}	200,2 mm	Figura 4.39
b_a	120 mm	Figura 4.39

$$k_s = G_a \times \frac{b_a}{t_a} = 278,77 \times \frac{120}{0,1415} = 236.412,72 N / mm^2 \quad (4.09)$$

O valor de G_a foi estimado pois não foi fornecido pelo fabricante da resina.

Tabela 4.09 - Iterações para a obtenção de τ_0 .

F (N)	V_0 (N)	M^* (N.mm)	x (mm)	I_{PRF} (mm ⁴)	τ_0 (N/mm ²)
30.000	15.000	1.950.900	0,605	3.574.931	3,20
40.000	20.000	2.601.200	0,605	3.574.931	4,26
42.000	21.000	2.731.260	0,605	3.574.931	4,48
43.000	21.500	2.796.290	0,605	3.574.931	4,58
42.750	21.375	2.780.033	0,605	3.574.931	4,56

Com τ_0 sendo 4,56 N/mm², σ_0 será 1,29 N/mm², de acordo com a Equação 3.14. Como a carga necessária para se atingir uma tensão de cisalhamento de 4,56 N/mm² na extremidade da manta é de 42,75 kN, de acordo com Tabela 4.09, o valor do momento fletor que estará agindo na seção do meio do vão será de 12,4 kN.m, de acordo com Equação 4.10.

$$M_{i,desc,esp} (kN.m) = 0,29 \times F = 0,29 \times 42,75 = 12,4 kN.m \quad (4.10)$$

Conforme os resultados dos testes apresentados por JONES et al. (1988) e comentados por ROBERTS (1989), os valores de τ_0 e σ_0 aqui obtidos também se enquadraram numa faixa entre 3 e 5 N/mm², e, 1 e 2 N/mm², respectivamente.

O valor de $M_{i,desc,esp}$ para as vigas VR1Ca e VR1Cb está expresso na Tabela 4.11.

4.7.3 Vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X

As vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X, reforçadas à flexão através da colagem de uma, duas e quatro camadas de manta de PRFC, respectivamente, atingem seus estados limites últimos e máximos de acordo com os mesmos parâmetros apresentados para as vigas VR1Ca e VR1Cb.

Fazendo os cálculos, percebeu-se que o material limitante tanto no caso do momento fletor último, como no máximo, seria a manta. Deste modo, o momento último e máximo para as vigas reforçadas e com mecanismo de incremento de ancoragem é aquele no qual a manta apresenta deformações de 0,57 % e 0,81 %, respectivamente, exatamente como no caso das vigas VR1Ca e VR1Cb.

Os valores esperados para os momentos fletores último e máximo encontram-se indicados na Tabela 4.12.

4.7.4 A Influência dos Mecanismos de Incremento de Ancoragem

O dimensionamento dos laços que funcionam como incremento de ancoragem pode ser baseado em duas suposições. Na primeira, supõe-se que a manta não descola da parte inferior da viga, o que faz com que o valor da força T_{PRF} que balizará o cálculo deva ser tomado no ponto B indicado na Figura 4.40a. Essa situação será denominada de Primeiro Caso. A segunda suposição baseia-se no fato de que a manta se descola por completo da face inferior da viga na região entre os laços do lado esquerdo e os laços do lado direito da peça, o que faz com que a manta trabalhe como um tirante, que está sendo seguro justamente pelos laços. Nesta situação, aqui denominada de Segundo Caso, a força T_{PRF} que age no laço é a mesma que está atuando no meio do vão, no ponto A, como ilustrado na Figura 4.40b.

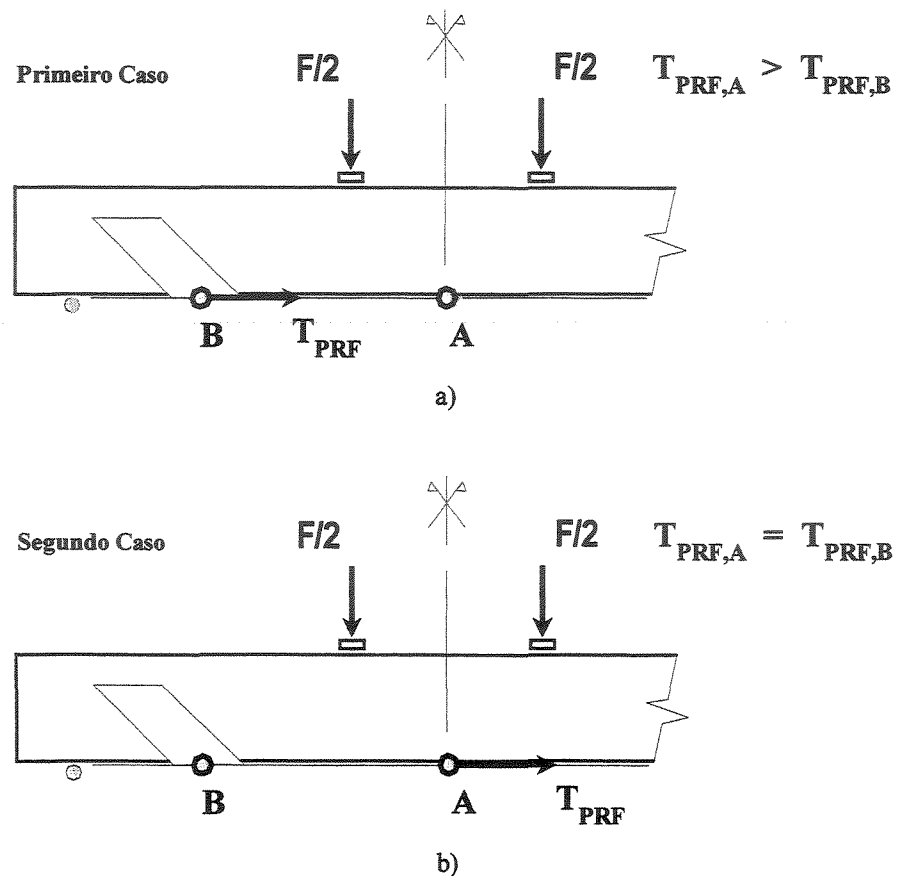


Figura 4.40 - Suposições para o dimensionamento dos laços. a) Primeiro Caso. b) Segundo Caso.

A seguir serão apresentadas as marchas de cálculo para cada caso, bem como os resultados obtidos para as três vigas com incremento de ancoragem.

4.7.4.1 Dimensionamento do Laço: Primeiro Caso

O cálculo será demonstrado para a viga VR1C/X. Com base na metodologia demonstrada, em seguida, serão fornecidos os valores para as outras duas vigas.

O primeiro passo para o dimensionamento é determinar a posição, em relação ao apoio, em que a força T_{PRF} estará atuando. Para isso, precisa-se, a princípio, supor uma determinada largura para o laço para se determinar a posição na qual se calcula T_{PRF} . Assim, supôs-se para o laço uma largura, $b_{l,laço}$, de 10 centímetros. Além disso, determinou-se que o ângulo de inclinação do mesmo em relação ao eixo longitudinal da viga seria 45° e que o mesmo se desenvolveria até uma altura de 15 centímetros, contada a partir da face inferior da viga. Essas suposições fazem com que a força atuante na manta seja calculada a 25,07 centímetros do apoio, conforme Figura 4.41.

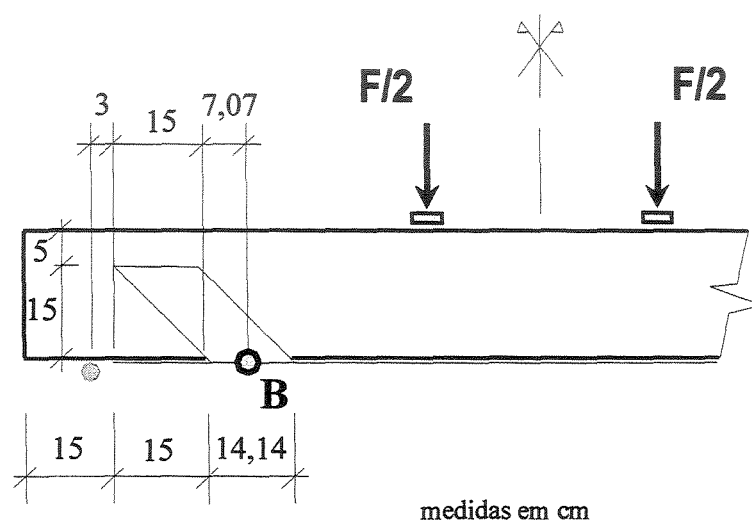


Figura 4.41 - Posição onde será calculada a força T_{PRF} no Primeiro Caso.

A força T_{PRF} atuante na posição B, conforme Figura 4.40a, deve ser calculada no instante em que está agindo o momento fletor máximo na viga, que conforme Tabela 4.12, vale 15,17 kN.m. Este momento corresponde a uma força total F aplicada à viga de 52,31 kN, conforme Equação 4.11. Assim, de acordo com a Equação 4.12, o momento fletor atuante a uma distância de 25,07 centímetros do apoio vale 6,56 kN.m.

$$M_{máx,esp} (kN.m) = 0,29 \times F = 15,17 kN.m \quad (4.11)$$

$$F = \frac{15,17}{0,29} = 52,31kN$$

$$M = \frac{52,310}{2} \times 250,7 = 6.557.059N.mm \quad (4.12)$$

$$M = 6,56kN.m$$

O segundo passo consta da obtenção de T_{PRF} . Para isso, será utilizada a equação de equilíbrio de momentos (Equação 4.03) para a determinação da posição da linha neutra, e, em seguida, simultaneamente, as equações de equilíbrio de forças e compatibilidade de deformações para se encontrar σ_{PRF} . Com o valor de σ_{PRF} determina-se T_{PRF} atuante na posição B.

Substituindo os valores na Equação 4.03 obtém-se a posição da linha neutra. Foi suposto, a favor da segurança, que a armadura já estaria escoando.

$$M = b_w \times 0,8 \times x \times f_c \times \left[\left(h + \frac{t_{PRF}}{2} \right) - \frac{0,8 \times x}{2} \right] - A_s \times \sigma_s \times \left[(h - d) + \frac{t_{PRF}}{2} \right]$$

$$6,56 \times 10^6 = 150 \times 0,8 \times x \times 90 \times \left[\left(200 + \frac{0,4}{2} \right) - \frac{0,8 \times x}{2} \right] - 99,5 \times 514,5 \times \left[(200 - 174,4) + \frac{0,4}{2} \right]$$

$$x = 3,66mm$$

Com o valor da linha neutra determinado, monta-se um sistema de duas equações, compatibilidade de deformações (Equação 4.13) e equilíbrio de forças, a duas incógnitas, ε_s e ε_{PRF} .

$$\frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{\varepsilon_{PRF}}{\left(h + \frac{t_{PRF}}{2}\right) - x} \quad (4.13)$$

Substituindo os valores na Equação 4.13 chega-se à Equação 4.14.

$$\frac{\varepsilon_s}{174,7 - 3,66} = \frac{\varepsilon_{PRF}}{\left(200 + \frac{0,4}{2}\right) - 3,66}$$

$$\varepsilon_{PRF} = 1,15 \times \varepsilon_s \quad (4.14)$$

A segunda equação do sistema vem da equação de equilíbrio de forças (Equação 4.02), onde σ_s e σ_{PRF} devem ser substituídos por suas respectivas equações características, Equações 4.15 e 4.16, respectivamente. As equações para σ_s e σ_{PRF} foram obtidas através dos gráficos tensão versus deformação ilustrados nas Figuras 4.11 e 4.13, respectivamente. Com isso, chega-se à Equação 4.17, que também está em função de ε_s e ε_{PRF} .

$$\sigma_s (MPa) = 205.800 \times \varepsilon_s \quad (4.15)$$

$$\sigma_{PRF} (MPa) = 284.540 \times \varepsilon_{PRF} \quad (4.16)$$

$$0 = b_w \times 0,8 \times x \times f_c - A_s \times \sigma_s - A_{PRF} \times \sigma_{PRF}$$

$$0 = 150 \times 0,8 \times 3,66 \times 90 - 99,53 \times 205.800 \times \varepsilon_s - 14,04 \times 284.540 \times \varepsilon_{PRF}$$

$$1 - 518,2 \times \varepsilon_s - 101,07 \times \varepsilon_{PRF} = 0 \quad (4.17)$$

Substituindo a Equação 4.14 na Equação 4.17 encontra-se para ε_s o valor de 0,16 % e para ε_{PRF} , 0,184 %. Assim, determina-se σ_{PRF} (Equação 4.18) substituindo o valor 0,184 % na Equação 4.16, e, finalmente, obtém-se T_{PRF} através da Equação 4.19.

$$\sigma_{PRF} = 284.540 \times \frac{0,184}{100} = 523,55 MPa \quad (4.18)$$

$$T_{PRF} = \sigma_{PRF} \times A_{PRF} = 523,55 \times 14,04 = 7.351 N \quad (4.19)$$

Com o valor de T_{PRF} obtido, os dois últimos passos são as verificações a ruptura e ao cisalhamento. É durante a verificação da ruptura, que é feita primeiro, que se supõe um valor para a largura do laço. Para esse cálculo rebate-se metade do valor da força T_{PRF} (Figura 4.42) na direção de $R_{l,laço}$, que é a força resistida por um laço, e faz-se a verificação segundo a Inequação 4.20. Com isso, conclui-se que $b_{l,laço}$ deve ser maior ou igual 9,63 milímetros.

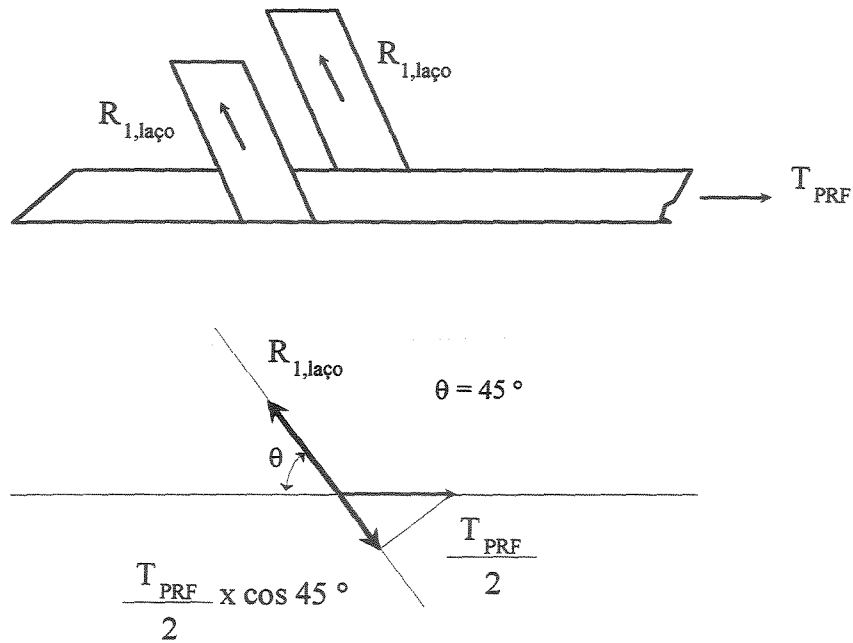


Figura 4.42 - Verificação da ruptura: a força resistente em cada laço, $R_{1,laço}$, comparada com metade da força atuante na manta.

$$R_{1,laço} \geq \frac{T_{PRF}}{2} \times \cos \theta \quad (4.20)$$

$$2.304,8 \times 0,117 \times b_{1,laço} \geq \frac{7.351}{2} \times \cos 45^\circ$$

$$b_{1,laço} \geq 9,63mm$$

Adotando para a largura do laço o valor de 10 milímetros faz-se a verificação ao descolamento, que é o último passo a ser dado. A verificação é feita comparando-se a força resistente ao cisalhamento com a força atuante. As forças resistente e atuante são obtidas através

das Equações 4.21 e 4.22, respectivamente. Para o cálculo da força resistente foi adotada uma tensão média resistente ao cisalhamento, τ_m , dividindo por dois o valor de $\tau_{i,desc}$.

$$F_{resistente} = \tau_m \times A_{1,laço} \quad (4.21)$$

$$F_{resistente} = \left(\frac{4,56}{2} \right) \times [(21,21 \times 10) \times 10] = 4.836 N$$

$$F_{atuante} = \frac{T_{PRF}}{2} \times \cos 45^\circ \quad (4.22)$$

$$F_{atuante} = \frac{7.351}{2} \times \cos 45^\circ = 2.599 N$$

Como $F_{resistente}$ é maior que $F_{atuante}$, pode-se utilizar para $b_{1,laço}$ o valor de 10 milímetros.

Aplicando a mesma marcha de cálculo para os laços a serem instalados nas vigas VR2C/X e VR4C/X encontram-se as larguras de 22 e 50 milímetros. Os valores de $b_{1,laço}$ necessários calculados supondo a completa ação compósita entre manta e concreto estão indicados na Tabela 4.10.

4.7.4.2 Dimensionamento do Laço: Segundo Caso

De acordo com esta metodologia, como já foi dito, supõe-se que, no instante da ruptura da manta, no meio do vão, a mesma se encontra totalmente descolada da parte inferior da peça, estando presa à viga, somente pelos laços. Desta maneira, desprezando o fato da curvatura apresentada pela viga fletida, a manta está trabalhando como um tirante, sendo que a força

atuante na posição A pode ser considerada como a mesma que está atuando na posição B, que é o local onde deve-se calcular T_{PRF} (Figura 4.40b).

Da mesma forma como foi feito no Primeiro Caso, o cálculo será demonstrado para a viga VR1C/X, sendo, em seguida, fornecidos os valores para as outras duas vigas.

Diferentemente da primeira situação, o Segundo Caso é analisado de maneira mais rápida. Primeiro determina-se o valor de T_{PRF} na posição A. Em seguida faz-se a verificação à ruptura e finalmente a verificação ao descolamento.

O valor do momento fletor máximo esperado para atuar na viga VR1C/X, 15,17 kN.m, foi obtido supondo uma deformação na manta de 0,81 %, o que corresponde a uma tensão de 2.304,8 MPa. Assim, T_{PRF} é obtido segundo a Equação 4.23.

$$T_{PRF} = \sigma_{PRF} \times A_{PRF} = 2.304,8 \times 14,04 = 32.359N \quad (4.23)$$

A verificação à ruptura é feita utilizando-se a Equação 4.20. Substituindo-se os valores conclui-se que $b_{1,laço}$ deve ser maior ou igual a 42,37 milímetros.

$$R_{1,laço} \geq \frac{T_{PRF}}{2} \times \cos \theta$$

$$2.304,8 \times 0,117 \times b_{1,laço} \geq \frac{32.359}{2} \times \cos 45^\circ$$

$$b_{1,laço} \geq 42,37mm$$

Adotando para a largura do laço o valor de 43 milímetros, faz-se a verificação ao descolamento novamente comparando o valor da força resistente com o valor da força atuante.

$$F_{resistente} = \tau_m \times A_{l,laço}$$

$$F_{resistente} = \left(\frac{4,56}{2} \right) \times [(21,21 \times 10) \times 43] = 20.794 N$$

$$F_{atuante} = \frac{T_{PRF}}{2} \times \cos 45^\circ$$

$$F_{atuante} = \frac{32.359}{2} \times \cos 45^\circ = 11.441 N$$

Como $F_{resistente}$ é maior que $F_{atuante}$, pode-se utilizar para $b_{l,laço}$ o valor de 43 milímetros.

Aplicando a mesma marcha de cálculo para os laços a serem instalados nas vigas VR2C/X e VR4C/X encontram-se as larguras de 85 e 170 milímetros. Os valores de $b_{l,laço}$ necessários, calculados de acordo com o Segundo Caso, também estão indicados na Tabela 4.10.

4.7.4.3 Dimensões Adotadas para os Laços

Pelo que foi visto, a situação mais desfavorável se dá sempre no Segundo Caso, quando supõe-se que a força que está solicitando o laço é a mesma que está atuando no meio do vão da viga, no instante em que atua o momento fletor máximo. Como só se saberá se ocorre ou não o descolamento parcial da manta no trecho situado entre os mecanismos de incremento de ancoragem após a realização dos ensaios, o mais sensato é optar, a princípio, pelo que foi obtido

no Segundo Caso, pois se estará a favor da segurança. Porém, como o cálculo aqui proposto não foi encontrado na revisão bibliográfica realizada e o objetivo desta pesquisa é testar a capacidade da manta até o instante da sua ruptura, optou-se por majorar os valores encontrados no Segundo Caso dobrando-se os valores das larguras necessárias obtidas. Assim, apesar dos valores de largura dos laços estarem aparentemente superdimensionados, reduz-se sobremaneira o risco deles falharem. Se os laços, devido à majoração feita, forem pouco solicitados, o que se sugere é que em uma nova pesquisa, o dimensionamento seja refinado e não seja adotada nenhum coeficiente majorador para se determinar a largura limite na qual se consegue ancorar de maneira satisfatória a manta colada à face inferior da peça.

Desta maneira, de acordo com o que foi estabelecido, as larguras escolhidas para os laços das vigas VR1C/X e VR2C/X foram, respectivamente, 10 e 18 centímetros. Para a viga VR4C/X optou-se por colar dois laços, sobrepostos, de 18 centímetros de largura em cada posição. Os laços utilizados nas vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X estão ilustrados nas Figuras 4.07 a 4.09, respectivamente.

A Tabela 4.10 apresenta os valores de $b_{l,laço}$ necessários segundo as duas metodologias propostas e os valores efetivamente escolhidos para serem utilizados.

Tabela 4.10 - Os valores de $b_{l,laço}$ necessários segundo as duas metodologias propostas e os valores efetivamente escolhidos para serem utilizados.

Viga	$b_{l,laço}$ (cm) necessários de acordo com o Primeiro Caso	$b_{l,laço}$ (cm) necessários de acordo com o Segundo Caso	$b_{l,laço}$ (cm) escolhidos para serem confeccionados
VR1C/X	1,0	4,3	10,0
VR2C/X	2,2	8,5	18,0
VR4C/X	5,0	17,0	2 x 18,0

4.7.5 Resumo dos Valores Estimados de Momentos Fletores Resistentes

A seguir serão apresentadas cinco tabelas, Tabelas 4.11 a 4.15, com os valores esperados de momentos fletores, além de algumas relações entre eles.

Os valores estimados dos momentos fletores de início de descolamento, último e máximo para as vigas VT, VR1Ca e VR1Cb estão apresentados na Tabela 4.11, enquanto os valores dos momentos últimos e máximos para as vigas com mecanismos de incremento de ancoragem estão listados na Tabela 4.12.

A Tabela 4.13 resume o comportamento esperado e os valores estimados dos momentos fletores últimos para as seis vigas ensaiadas. A Tabela 4.14 traz as relações entre os momentos fletores e o modo de ruptura esperado para as seis vigas ensaiadas. Por fim, a Tabela 4.15 mostra, para as vigas com incremento de ancoragem, as taxas $M_{\text{máx,esp}} \text{ sobre } M_{\text{u,esp}}$ e $M_{\text{u,esp}} \text{ sobre } M_{\text{u,esp,VT}}$.

Tabela 4.11 - Valores estimados dos momentos fletores de descolamento, último e máximo para as vigas VT, VR1Ca e VR1Cb.

		VT	VR1Ca	VR1Cb
f_c	MPa	90	90	90
A_s	mm ²	99,53	99,53	99,53
f_y	MPa	514,5	514,5	514,5
A_{PRFC}	mm ²	-	14,04	14,04
$f_{u,PRFC}$	MPa	-	1.621,9	1.621,9
x^1	cm	0,474	(0,69) ²	(0,69) ²
x/d^1	cm/cm	0,0271	(0,0397) ²	(0,0397) ²
$M_{i,desc,esp}$	kN.m	-	12,40	12,40
$M_{u,esp}$	kN.m	8,85	(13,30) ²	(13,30) ²
$M_{máx,esp}$	kN.m	-	(15,17) ²	(15,17) ²

¹ Referem-se ao momento fletor último esperado.

² A previsão é de que os valores de momento fletor último e máximo não sejam alcançados.

Tabela 4.12 - Valores estimados dos momentos fletores último e máximo para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

		VR1C/X	VR2C/X	VR4C/X
f_c	MPa	90	90	90
A_s	mm ²	99,53	99,53	99,53
f_y	MPa	514,5	514,5	514,5
A_{PRFC}	mm ²	14,04	28,08	56,16
$f_{u,PRFC}$	MPa	1.621,9	1.621,9	1.621,9
x^1	cm	0,69	0,90	1,32
x/d^1	cm/cm	0,0397	0,0515	0,0756
$M_{u,esp}$	kN.m	13,30	17,73	26,50
$M_{máx,esp}$	kN.m	15,17	21,41	33,74

¹ Referem-se ao momento fletor último.

Tabela 4.13 - Características e valores estimados dos momentos fletores últimos para as seis vigas ensaiadas.

	$M_{u,esp}$ (kN.m)	Característica do momento fletor último, $M_{u,esp}$
VT	8,85	Escoamento plástico excessivo da armadura longitudinal, considerado como 1 %
VR1Ca	-	Não será alcançado o valor de $M_{u,esp}$
VR1Cb	-	Não será alcançado o valor de $M_{u,esp}$
VR1C/X	13,30	Deformação de 0,57 % da manta de PRFC, ou seja, 70 % de sua deformação de ruptura
VR2C/X	17,73	Deformação de 0,57 % da manta de PRFC
VR4C/X	26,50	Deformação de 0,57 % da manta de PRFC

Tabela 4.14 - Relações entre os momentos fletores e modo de ruptura esperado para as vigas reforçadas.

	Relação entre os momentos fletores	Modo de Ruptura ¹
VR1Ca	$M_{desc,esp} < M_{u,esp}^2 < M_{máx,esp}^2$	Descolamento da manta de PRFC
VR1Cb	$M_{desc,esp} < M_{u,esp}^2 < M_{máx,esp}^2$	Descolamento da manta de PRFC
VR1C/X	$M_{u,esp} < M_{máx,esp}$	Ruptura da manta de PRFC
VR2C/X	$M_{u,esp} < M_{máx,esp}$	Ruptura da manta de PRFC
VR4C/X	$M_{u,esp} < M_{máx,esp}$	Ruptura da manta de PRFC

¹ refere-se ao instante em que um dos componentes resistentes passa a não trabalhar mais.

² no caso das vigas VR1Ca e VR1Cb a previsão é de que os valores de momento fletor último e máximo não sejam alcançados devido ao descolamento prematuro da manta.

Tabela 4.15 - Relações esperadas entre os momentos fletores máximos e últimos e entre os momentos fletores últimos e o momento fletor último para a viga VT, para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

	$\frac{M_{máx,esp}}{M_{u,esp}}$	$\frac{M_{u,esp}}{M_{u,esp,VT}}$
VR1C/X	1,14	1,50
VR2C/X	1,21	2,00
VR4C/X	1,27	2,99

4.8 Desenvolvimento dos Experimentos

A seguir são descritos os procedimentos tomados para se testar a eficiência da colagem das mantas bem como os passos seguidos para o ensaio das seis vigas do programa experimental.

4.8.1 Ensaio de Aderência

Para se constatar se houve uma boa aderência entre a manta e o concreto foram realizados dois tipos de ensaios de arrancamento.

Nos dois casos, que só puderam ser realizados após sete dias da impregnação da manta, quando já ocorreu a cura total da resina, é necessário que se cole na superfície do material polimérico alguns pinos de alumínio. A colagem deve ser feita através da utilização de massa epóxi adesiva, cujas características estão descritas no item 4.2.5 deste trabalho.

Para a realização do ensaio, além dos pinos de alumínio e da massa epóxi, são utilizados um aparelho de arrancamento denominado Elcometer Modelo número F106, um disco de metal com um furo circular e uma chave inglesa (Figura 4.43).

O procedimento que deve ser seguido após a colagem do pino à superfície da manta é o seguinte:

a) posiciona-se o disco ao redor do pino para que as três bases do aparelho de arrancamento estejam à mesma altura da base do pino de alumínio;

b) coloca-se o as três bases do aparelho sobre o disco e encaixa-se a parte superior do pino ao pistão que irá tracioná-lo (Figura 4.44); e,

c) gira-se a porca existente no topo do aparelho com o auxílio da chave inglesa até que o pino se solte da manta (no caso do Teste 1), ou até que o pino, juntamente com a manta, se solte do concreto (no caso do Teste 2), quando então é feita a leitura da tensão de arrancamento na escala existente na parte lateral do aparelho.

O primeiro ensaio, aqui denominado Teste 1, tem como objetivo apenas constatar se a massa epóxi está garantindo uma boa colagem do pino à manta. Neste caso, o pino deve descolar com uma tensão mínima de 2,5 MPa, de acordo com recomendação da empresa fornecedora das resinas.

No segundo experimento, chamado de Teste 2, corta-se a manta ao redor do pino (Figura 4.45), liberando a manta existente sob o mesmo do restante das fibras aderidas à viga. Segundo a empresa fornecedora das resinas, para se arrancar este pino deve-se utilizar uma tensão mínima de 2 MPa. Se o pino for retirado com uma tensão menor que esta pode-se dizer que a aderência entre a manta e o concreto não é satisfatória.

Os testes foram realizados em uma peça de concreto reforçada com uma camada de manta de PRFC com as mesmas características das vigas do programa experimental, ou seja, com a mesma resistência à compressão do concreto, resinas, sequência de aplicação e consumo de materiais e manta de PRFC.

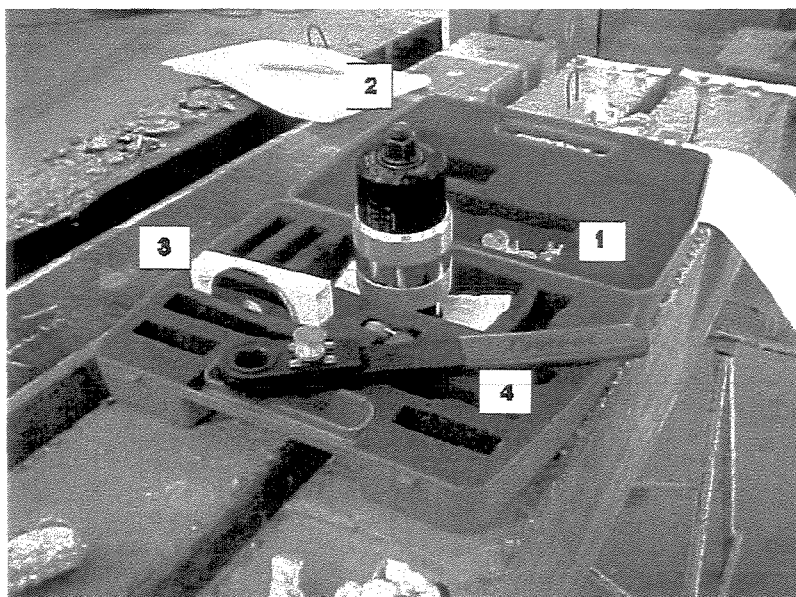


Figura 4.43 - Aparelhagem utilizada no ensaio de arrancamento. 1) pinos de alumínio. 2) aparelho de arrancamento. 3) disco de metal. 4) chave inglesa.

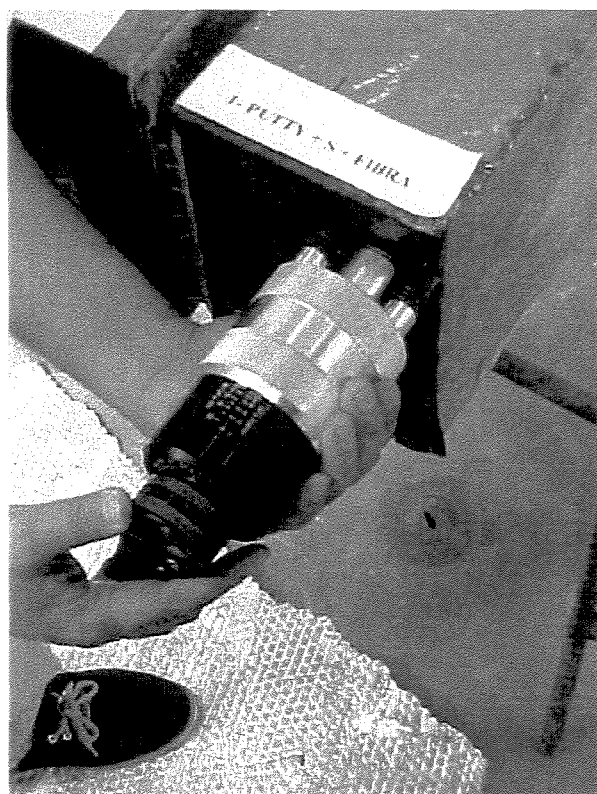


Figura 4.44 - Ensaio de arrancamento.

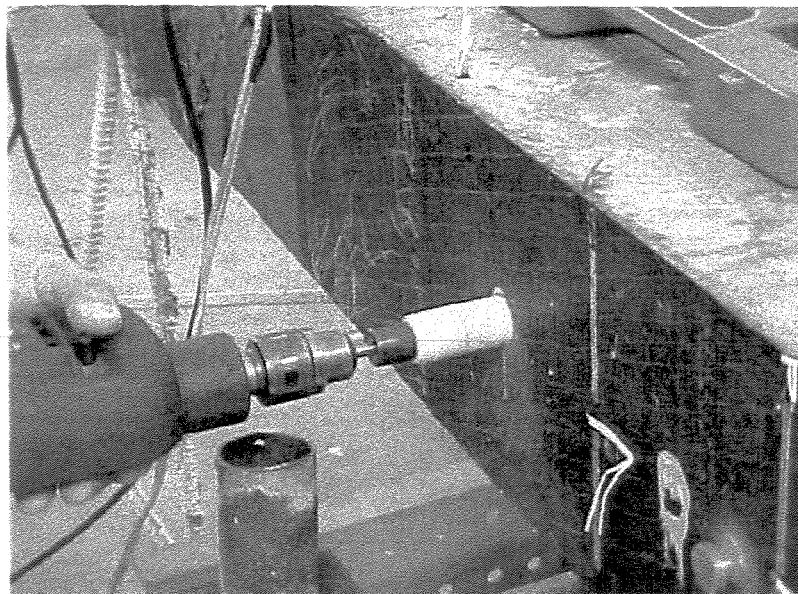


Figura 4.45 - Corte da manta ao redor do pino, realizado no Teste 2.

É necessário dizer que o aparelho utilizado nestes ensaios possui uma escala onde a distância entre uma divisão e outra é de 3 MPa, o que dificulta bastante a precisão na leitura da tensão de arrancamento.

Assim, após a verificação da qualidade da massa epóxi, através da realização do Teste 1, o Teste 2 foi aplicado para cinco tipos diferentes de sistemas de colagem:

- a) massa epóxi + resina saturante + uma camada de manta de PRFC (Sistema 1);
- b) resina saturante + uma camada de manta de PRFC (Sistema 2);
- c) resina de tamponamento + massa epóxi + resina saturante + uma camada de manta de PRFC (Sistema 3), também conhecido como sistema completo;
- d) resina de tamponamento + resina saturante + uma camada de manta de PRFC (Sistema 4); e,
- e) resina de tamponamento vitrificada + massa epóxi + resina saturante + uma camada de manta de PRFC (Sistema 5).

Os resultados dos ensaios de aderência estão indicados no capítulo 5.

4.8.2 Ensaio das Vigas

A análise experimental de cada viga envolveu uma série de procedimentos anteriores, posteriores e durante o espaço de tempo transcorrido entre o início da aplicação do carregamento até o instante em que se atingia algum dos estados limites últimos previstos, ou ocorria uma ruptura prematura. Estes procedimentos criaram uma metodologia experimental descrita a seguir.

No dia anterior ao ensaio foi aplicada uma camada de tinta branca sobre toda a superfície da viga. Este procedimento tinha como objetivo uma melhor identificação das fissuras na viga sob carregamento.

No dia do ensaio foram rompidos corpos-de-prova para a determinação do módulo de deformação, da resistência à compressão e tração do concreto.

A viga foi então posicionada no pórtico e colaram-se os extensômetros para a medição das deformações no concreto.

A seguir todos os extensômetros foram ligados ao sistema aquisitor de dados.

Instalou-se, então, o defletômetro mecânico e as leituras iniciais dos deslocamentos verticais foram feitas.

Iniciou-se, a seguir, a aplicação da carga em incrementos de 2,5 kN.

Após cada incremento de carga eram feitas novas leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. Em seguida o panorama de fissuração era observado e a evolução das fissuras era anotada na superfície da viga.

O esgotamento convencional da resistência ao momento fletor para a viga VT foi alcançado quando observou-se que um dos pontos instrumentados da armadura longitudinal inferior havia chegado a uma deformação de 1,00 %.

Os ensaios foram conduzidos até que a maioria dos pontos instrumentados da armadura longitudinal inferior entrasse em escoamento, caso da viga testemunho, ou até o instante em que um dos materiais componentes do sistema resistente entrasse em colapso, caso das vigas reforçadas.

O ensaio de cada viga envolveu a participação de quatro pessoas durante aproximadamente 30 minutos.

5 RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS

Neste capítulo são apresentadas as características do concreto das vigas, os tempos de visgo anotados nas colagens executadas na viga VR4C/X, além dos resultados dos ensaios de aderência.

São descritos os comportamentos das vigas durante os ensaios e apresentadas a evolução individual, por ponto instrumentado, das deformações nos estribos, na armadura longitudinal inferior e na manta de PRFC, bem como a correspondente evolução global das tensões nestes três materiais. Por fim, a evolução das deformações de encurtamento no concreto e dos deslocamentos verticais no meio do vão com o incremento do carregamento são ilustrados.

5.1 Características do Concreto das Vigas

Na Tabela 5.01 apresentam-se os resultados relativos às características do concreto de cada viga desta pesquisa.

Tabela 5.01 – Características do concreto das vigas.

Viga	f_{cj} (MPa)	f_{jt} (MPa)	E_{cj} (GPa)	j (dias)
VT	89,1	6,7	39,4	61
VR1Ca	91,8	7,2	41,2	62
VR1Cb	89,1	6,7	39,4	63
VR1C/X	90,2	6,9	37,4	82
VR2C/X	90,4	7,0	37,4	309
VR4C/X	91,0	7,1	41,2	442

As resistências à compressão e tração do concreto foram determinadas no dia do ensaio das vigas. As resistências à compressão, f_{cj} , indicadas na Tabela 5.01 representam o valor obtido em ensaio à compressão de dois corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. As resistências à tração, f_{jt} , também indicadas na Tabela 5.01, representam a resistência à tração simples do concreto, tomada do valor obtido em ensaio à compressão diametral de um corpo de prova cilíndrico também de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura.

Nas Figuras 5.01 a 5.03 estão ilustrados os diagramas tensão versus deformação do concreto utilizado nas vigas VT e VR1Cb, VR1Ca e VR4C/X, e, VR1C/X e VR2C/X, respectivamente. Estes diagramas, obtidos pela média dos valores apresentados no ensaio à compressão de dois corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, foram empregados na determinação do módulo de deformação longitudinal do concreto E_c .

Os valores de E_{cj} apresentados na Tabela 5.01 referem-se ao módulo de deformação longitudinal secante do concreto, onde foram utilizadas as tensões de 0,5 MPa e a referente a 50 % da tensão última, que é a adotada para rochas.

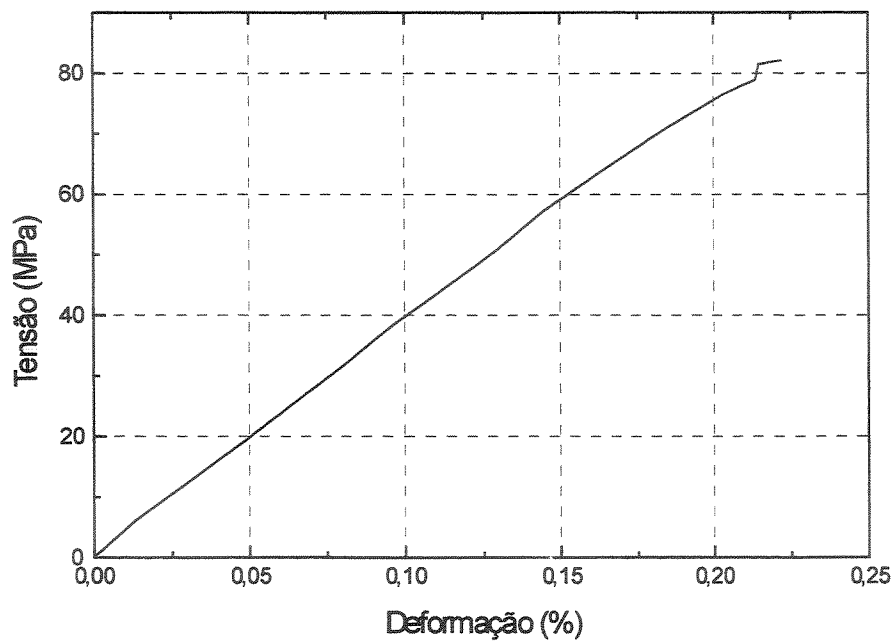


Figura 5.01 - Curva tensão versus deformação do concreto para as vigas VT e VR1Cb.

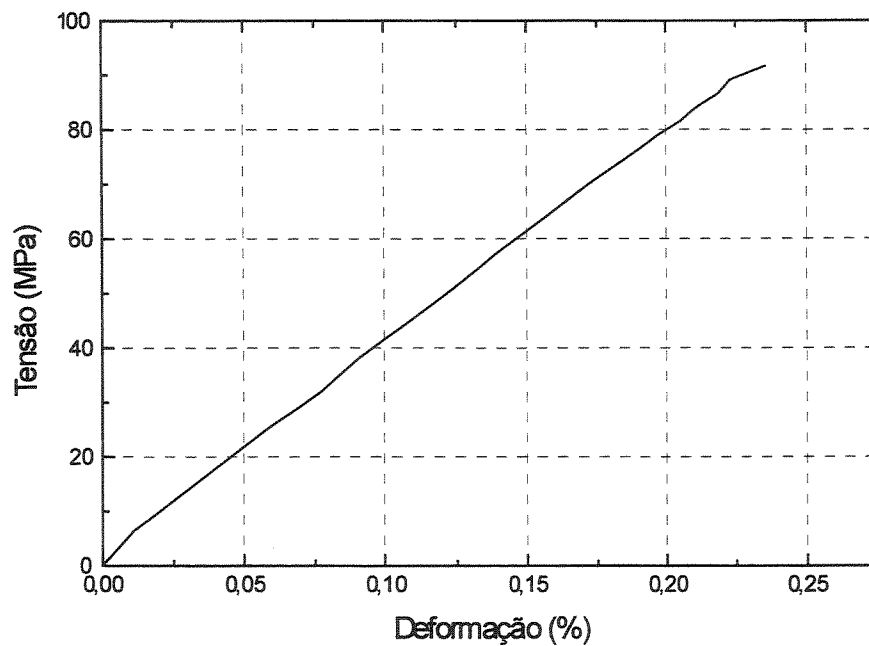


Figura 5.02 - Curva tensão versus deformação do concreto para as vigas VR1Ca e VR4C/X.

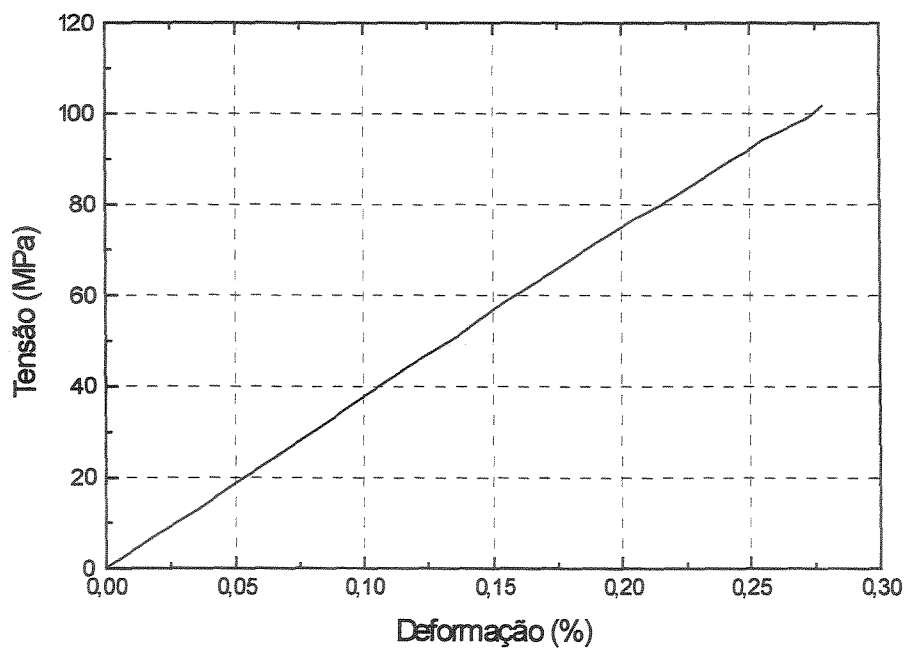


Figura 5.03 - Curva tensão versus deformação do concreto para as vigas VR1C/X e VR2C/X.

5.2 Tempo de Visgo

Os tempos que foram necessário esperar para que se pudesse posicionar as tiras de manta sobre as superfícies a serem reforçadas da viga VR4C/X, de acordo com variados valores de temperatura e umidade, estão apresentados na Tabela 5.02.

Tabela 5.02 - Tempo de visgo do saturante epóxi durante a colagem das mantas de PRFC na viga VR4C/X.

	Dia Colagem	Temperatura °C	Umidade %	Tempo de Visgo min
1ª camada de manta	29 fev	26	79	90
2ª camada de manta	14 mar	25	70	85
3ª camada de manta	28 mar	23	82	75
4ª camada de manta	4 abr	23	64	90
1º par de laços	24 abr	22,5	63	70
2º par de laços	25 abr	22,4	60	80
3º par de laços	2 mai	25,2	63	75
4º par de laços	9 mai	21,9	65	70

5.3 Ensaios de Aderência

O Teste 1 foi realizado duas vezes, e constatou-se que a massa epóxi garantiu uma boa colagem do pino à manta pois a ruptura aconteceu sempre na massa e com uma tensão de arrancamento de cerca de 3,00 MPa.

Na Tabela 5.03 são apresentados os resultados do denominado Teste 2 aplicado aos sistemas de colagem de 1 a 4.

Tabela 5.03 - Ensaios de aderência - Teste 2 - em quatro sistemas de colagem.

Sistema	Resinas Utilizadas	Tensão Média de Arrancamento (MPa)
1	massa epóxi + resina saturante	3,50
2	resina saturante	3,00
3	resina tamponamento + massa epóxi + resina saturante	3,75
4	resina tamponamento + resina saturante	3,25

O Sistema 1, que constituía de massa epóxi regularizadora, resina saturante e fibra, ou seja, não possuía resina de tamponamento, obteve uma tensão de arrancamento média de 3,5 MPa (Figura 5.04).

O Sistema 2, que constituía apenas de resina saturante e fibra obteve tensão de arrancamento média de 3,0 MPa (Figura 5.05).

O Sistema 3, que pode ser chamado também de sistema completo, utilizou a mesma sequência de resinas aplicadas às cinco vigas reforçadas deste programa experimental, e obteve uma resistência média de arrancamento de 3,75 MPa, a maior dos cinco sistemas testados (Figura 5.06).

O Sistema 4, que suprimiu a utilização da massa epóxi regularizadora, também alcançou uma boa resistência média de arrancamento, 3,25 MPa (Figura 5.07).

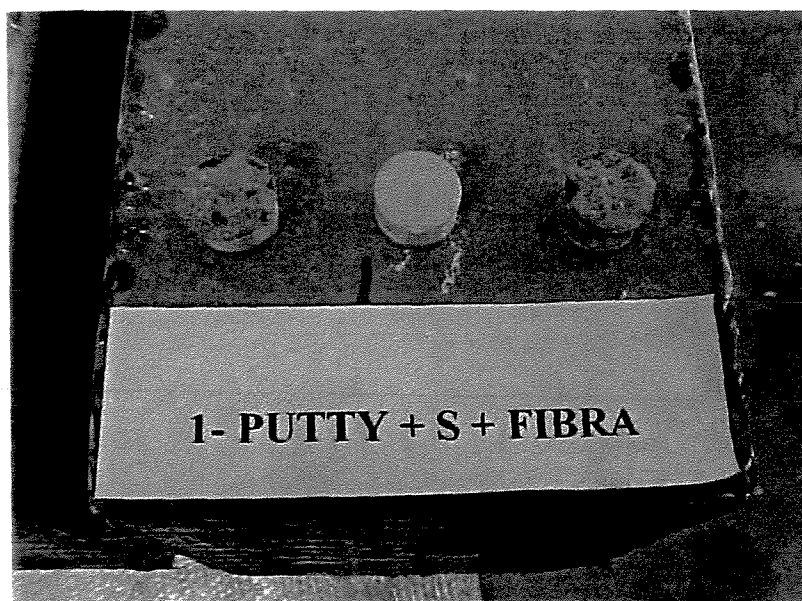


Figura 5.04 - Ensaio de aderência do Sistema 1.



Figura 5.05 - Ensaio de aderência do Sistema 2.



Figura 5.06 - Ensaio de aderência do Sistema 3.



Figura 5.07 - Ensaio de aderência do Sistema 4.

Na Tabela 5.04 estão apresentados os resultados do Teste 2 aplicado ao Sistema 5, que é aquele similar ao Sistema 3, porém, com a resina de tamponamento vitrificada.

Tabela 5.04 - Ensaio de aderência - Teste 2 - aplicado ao sistema de colagem 5.

Corpo de prova	Tensão Aproximada	Modo de Ruptura
	de Arrancamento (MPa)	
1	1,0 – 1,5	no adesivo com frações de concreto
2	1,5	no adesivo com frações de concreto
3	1,0	no adesivo com frações de concreto
4	2,0	no concreto

5.4 Comportamento das Vigas durante os Ensaio

A viga VT alcançou o estado limite último por deformação plástica excessiva da armadura longitudinal, como já era esperado, pois a mesma foi dimensionada no Domínio 2. Nas Figuras 5.08 e 5.09 estão ilustradas, respectivamente, a viga VT, no pórtico, antes da realização do ensaio e um detalhe da fissuração da viga, no meio do vão, após o término do experimento.

A viga VR1Ca apresentou ruptura prematura por descolamento da manta com a armadura longitudinal e a manta alcançando deformações de 1,5 % e 0,73 %, respectivamente. Nas Figuras 5.10 e 5.11 estão ilustradas, respectivamente, a viga VR1Ca, no pórtico, antes da realização do ensaio e o descolamento da manta da face inferior da viga.

O descolamento aconteceu de forma brusca após alguns pequenos estalos que denunciaram o início do descolamento da manta.

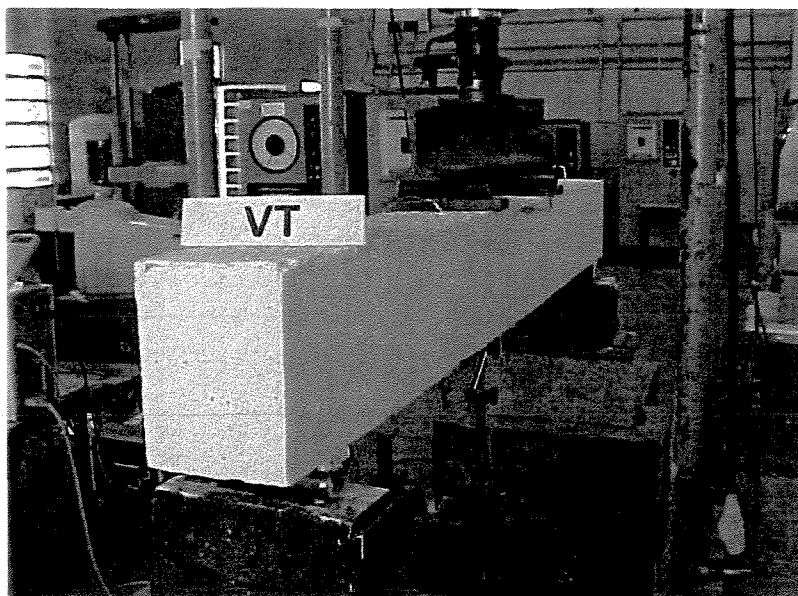


Figura 5.08 - Viga VT, no pórtico, antes da realização do ensaio.

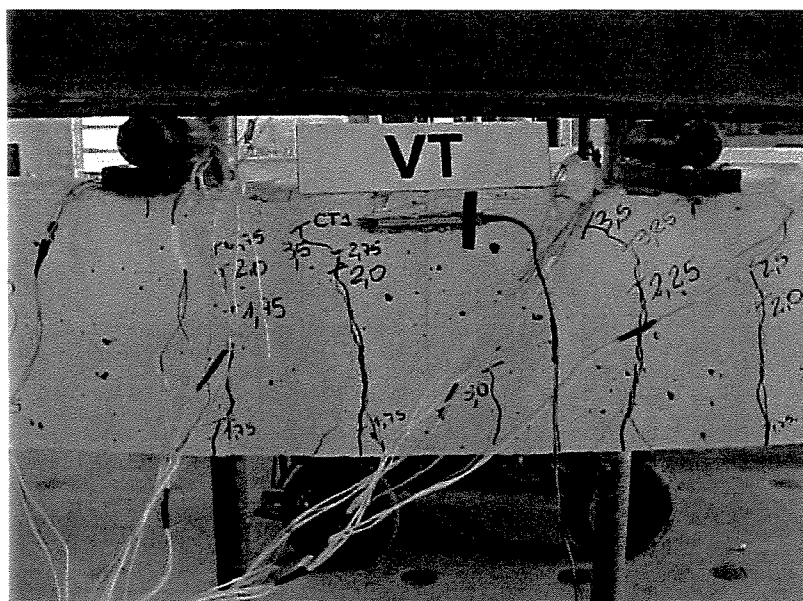


Figura 5.09 - Viga VT já ensaiada.

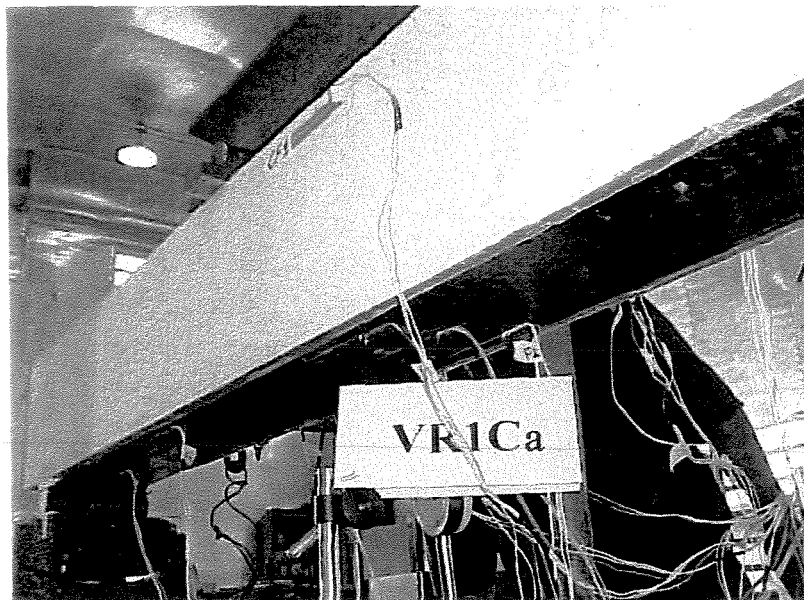


Figura 5.10 - Viga VR1Ca, no pórtico, antes da realização do ensaio.

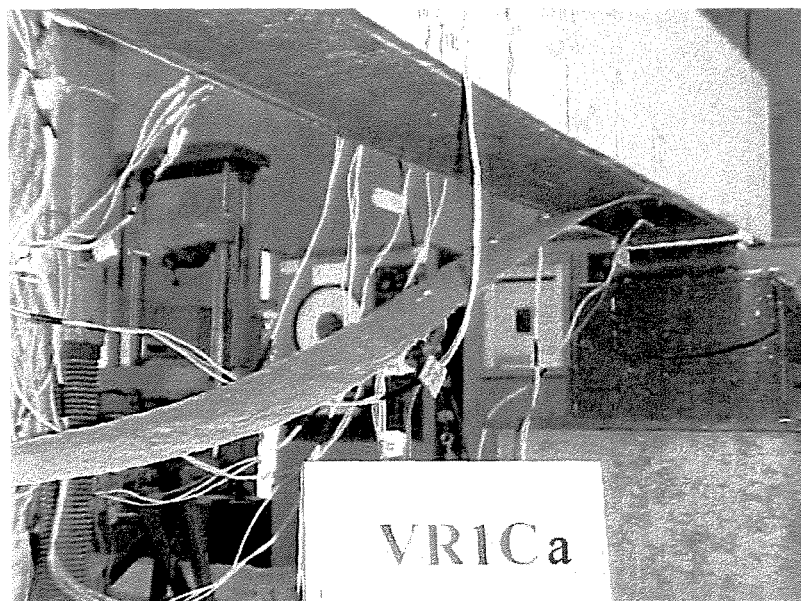


Figura 5.11 - Detalhe do descolamento da manta de PRFC na viga VR1Ca.

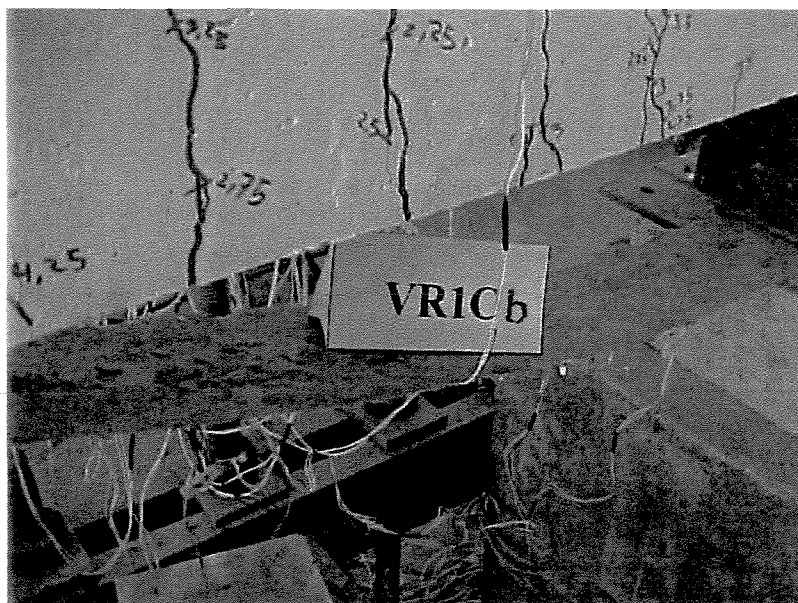


Figura 5.12 - Detalhe do descolamento da manta de PRFC na viga VR1Cb.

A viga VR1Cb também apresentou ruptura prematura por descolamento da manta (Figura 5.12) no instante em que a armadura longitudinal apresentava uma deformação de apenas 0,31 %. A manta não chegou a deformar 0,57 %, que é o valor da deformação última adotada para a mesma. Da mesma forma que a viga VR1Ca, o descolamento se deu de forma brusca e após alguns estalos.

Os ensaios das vigas VR1Ca e VR1Cb demonstraram a fragilidade deste sistema de reforço, onde a peça e a manta não trabalham de forma conjunta e a ruptura ocorre de uma maneira indesejada, ou seja, brusca; percebe-se, como aviso, apenas alguns estalos provenientes do descolamento da manta da parte inferior da peça de concreto.

No ensaio da viga VR1C/X ocorreu descolamento seguido de ruptura da manta na região próxima do meio do vão. A deformação máxima da manta instantes antes da ruptura foi de 0,96 %, o maior alongamento da manta registrado nos ensaios. Os laços responsáveis pelo incremento de ancoragem mostraram-se eficientes e intactos ao final do ensaio. No momento da ruptura da manta as maiores deformações nos estribos e no concreto eram de, respectivamente, 0,09 % e 0,067 %, bem abaixo de seus valores limites. Nas Figuras 5.13 e 5.14 estão ilustrados,

respectivamente, a viga, no pórtico, logo após o final do ensaio e um detalhe da ruptura da manta de PRFC.

No ensaio da viga VR2C/X também ocorreu descolamento seguido de ruptura da manta (Figura 5.16) na região próxima do meio do vão. A deformação máxima apresentada na manta instantes antes da ruptura foi de 0,892 %. Os laços mostraram-se eficientes impedindo o descolamento total da manta, permitindo que a ruptura acontecesse por rompimento do material polimérico. No instante da ruptura da manta os maiores valores de deformações nos estribos e no concreto eram de, respectivamente, 0,065 % e 0,114 %. A Figura 5.15 apresenta a viga, no pórtico, antes da realização do ensaio.

No ensaio da viga VR4C/X também ocorreu descolamento seguido de ruptura da manta na região próxima do meio do vão (Figura 5.18). A deformação máxima apresentada na manta instantes antes da ruptura foi de 0,871 %. Os laços mais uma vez mostraram-se eficientes. No instante da ruptura da manta os maiores valores de deformação nos estribos e no concreto eram de, respectivamente, 0,128 % e 0,152 %. A Figura 5.17 ilustra o panorama final das fissurações após o final do ensaio.

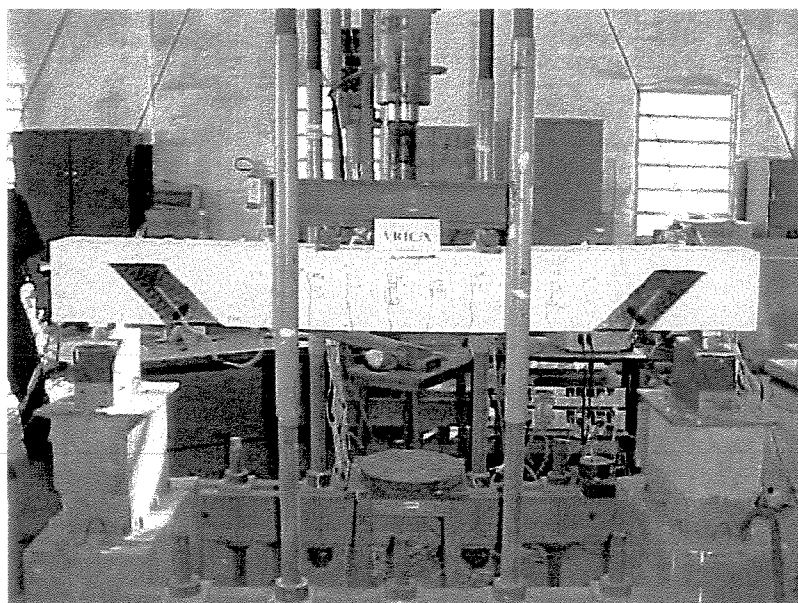


Figura 5.13 - Viga VR1C/X, no pórtico, já ensaiada.

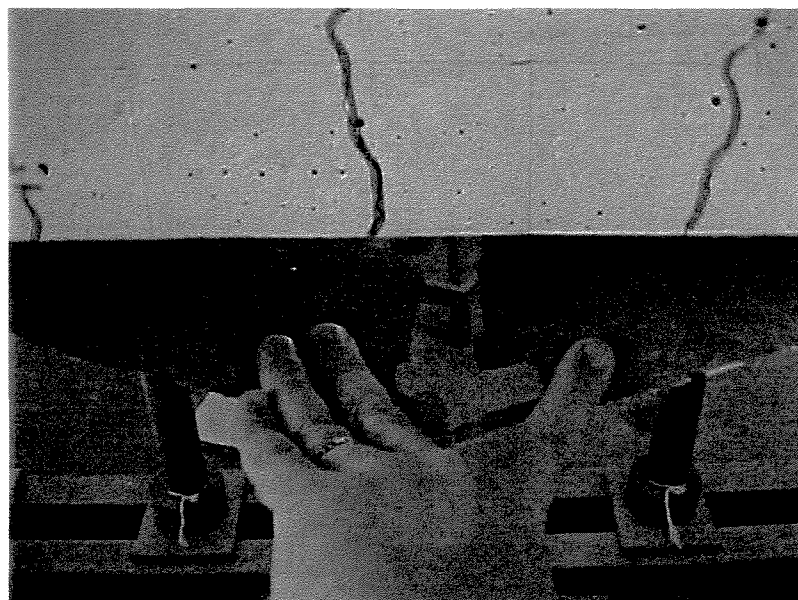


Figura 5.14 - Detalhe do rompimento da manta de PRFC na viga VR1C/X.

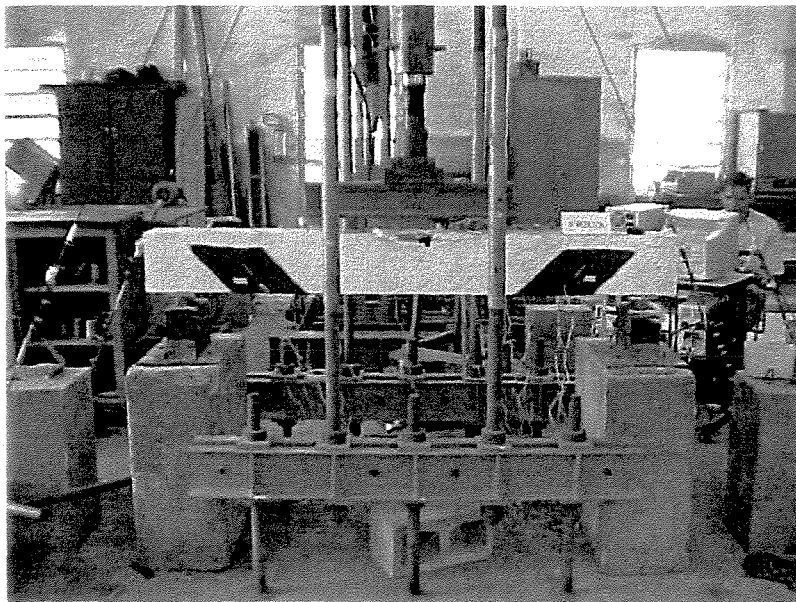


Figura 5.15 - Viga VR2C/X, no pórtico, antes da realização do ensaio.

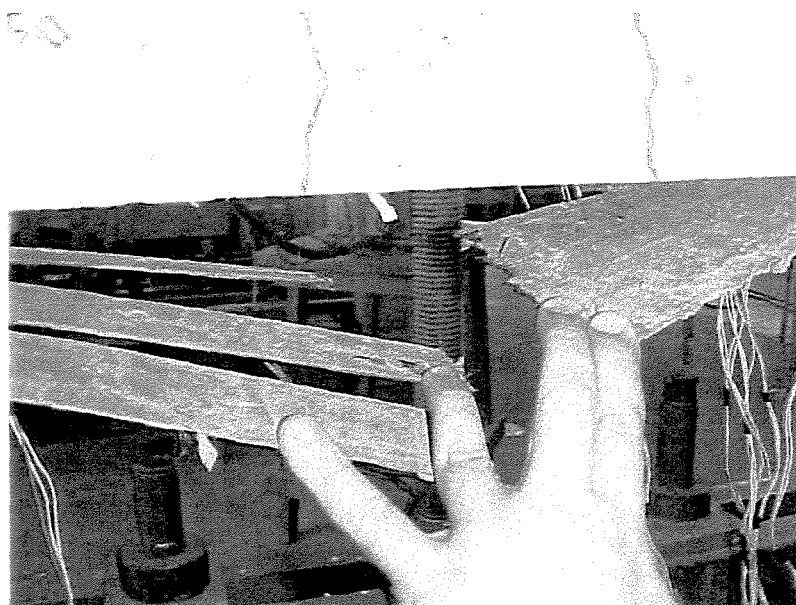


Figura 5.16 - Detalhe do rompimento da manta de PRFC na viga VR2C/X.

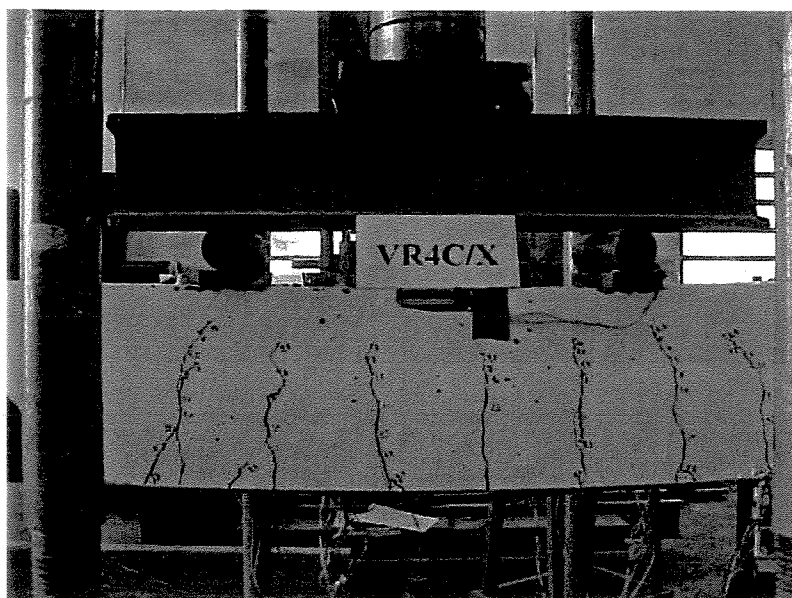


Figura 5.17 - Panorama final da viga VR4C/X após o ensaio.

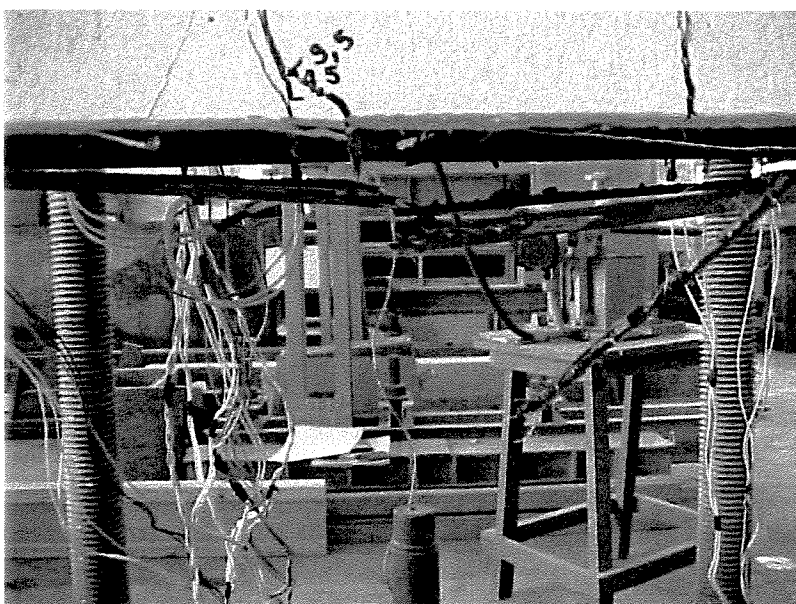


Figura 5.18 - Detalhe da parte inferior da seção do meio do vão da viga VR4C/X onde a manta rompeu.

Na Tabela 5.05 são apresentados alguns resultados relativos ao comportamento das vigas durante os ensaios.

Os momentos fletores apresentados referem-se ao momento de início de fissuração, $M_{i,fs}$; ao momento de início do escoamento da armadura longitudinal, M_y ; ao momento último, correspondente ao estado limite último convencional, M_u ; e ao momento máximo, correspondente ao instante de interrupção do ensaio, onde ocorreu a ruína da viga, ou seja, onde pelo menos um dos componentes do sistema resistente passou a não trabalhar mais, $M_{máx}$.

O momento fletor último, M_u , como já explicitado no item 4.7, corresponde à situação que ocorrer primeiro:

- a) encurtamento do concreto de 0,35 %;
- b) alongamento da armadura longitudinal inferior de 1,0 %;
- c) alongamento da armadura transversal de 0,48 %; ou,
- d) alongamento da manta de PRFC de 0,57 %.

Na Tabela 5.05 encontram-se indicados também os valores do encurtamento do concreto, $\varepsilon_{c,y}$, do alongamento da armadura transversal, $\varepsilon_{sw,y}$, do alongamento da manta de PRFC, $\varepsilon_{PRFC,y}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, δ_y , correspondentes ao início de escoamento da armadura longitudinal de cada viga ensaiada. Os valores do encurtamento do concreto, $\varepsilon_{c,u}$, do alongamento da armadura transversal, $\varepsilon_{sw,u}$, do alongamento na manta, $\varepsilon_{PRFC,u}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, δ_u , correspondem ao instante em que é atingido algum dos estados limites últimos convencionais.

Tabela 5.05 - Comportamento das vigas durante os ensaios.

		VT	VR1Ca	VR1Cb	VR1C/X	VR2C/X	VR4C/X
$M_{i, fis}$	(kN.m)	5,08	5,08	5,80	5,80	6,53	7,25
M_y	(kN.m)	7,32	9,06	10,76	10,50	10,50	14,79
M_u	(kN.m)	9,83	13,57	-	13,94	16,60	25,29
$M_{máx}$	(kN.m)	-	14,50 ¹	13,05 ¹	16,07	24,65	34,80
$\varepsilon_{c,y}$	(%)	0,025	0,054	0,039	0,038	0,041	0,064
$\varepsilon_{c,u}$	(%)	0,036	0,089	-	0,052	0,068	0,109
$\varepsilon_{sw,y}$	(%)	0,031	0,029	0,012	0,046	0,011	0,020
$\varepsilon_{sw,u}$	(%)	0,057	0,076	-	0,076	0,040	0,057
$\varepsilon_{PRFC,y}$	(%)	-	0,256	0,297	0,302	0,208	0,257
$\varepsilon_{PRFC,u}$	(%)	-	0,564	-	0,570	0,465	0,570
δ_y	(mm)	4,61	4,15	5,31	4,83	5,36	4,72
δ_u	(mm)	- ²	10,44	-	7,80	9,11	9,60

¹ Ocorreu no instante do descolamento da manta.

² Não foi medido.

As Figuras 5.19 a 5.24 ilustram a evolução da fissuração com o aumento do carregamento para as vigas deste trabalho.

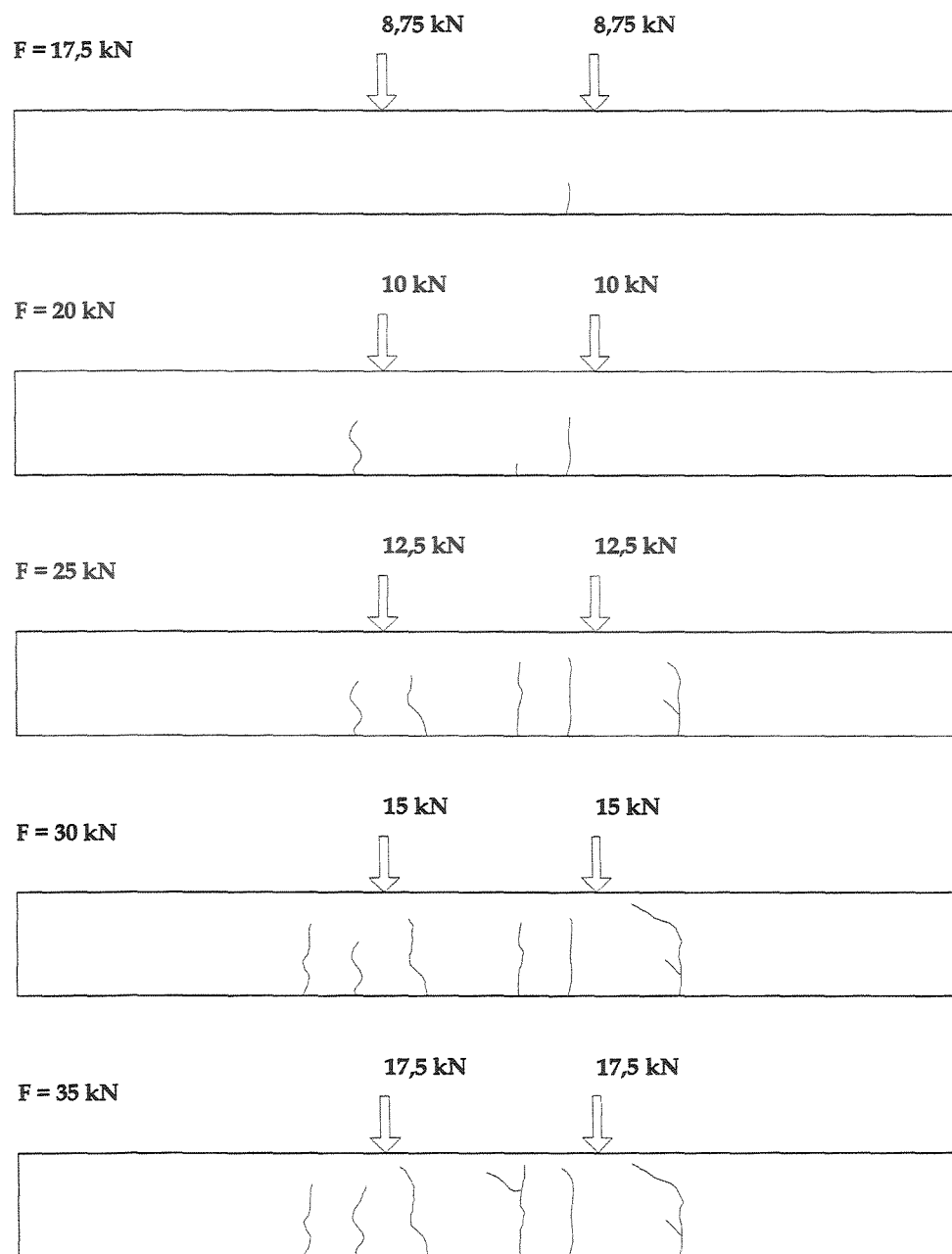


Figura 5.19 - Evolução da fissuração da viga VT.

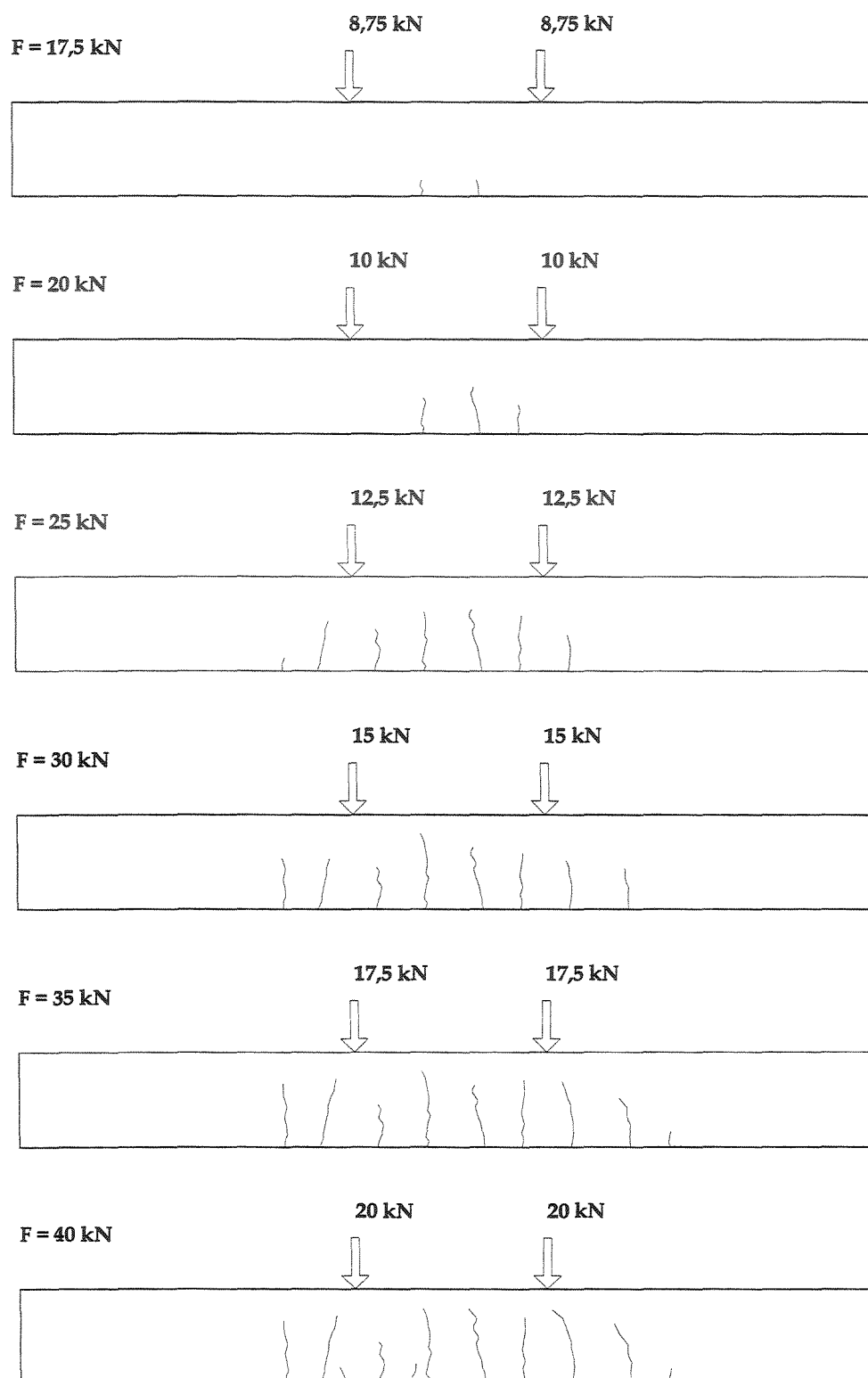


Figura 5.20 A - Evolução da fissuração da viga VR1Ca.

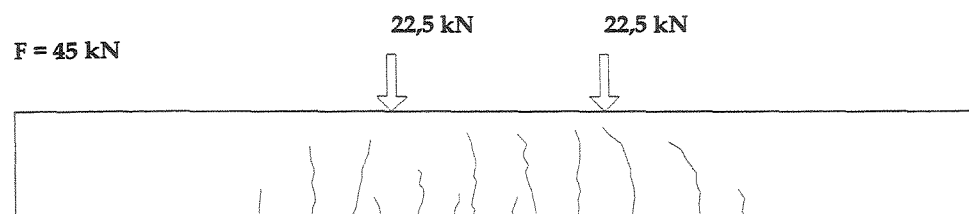


Figura 5.20 B - Evolução da fissuração da viga VR1Ca.

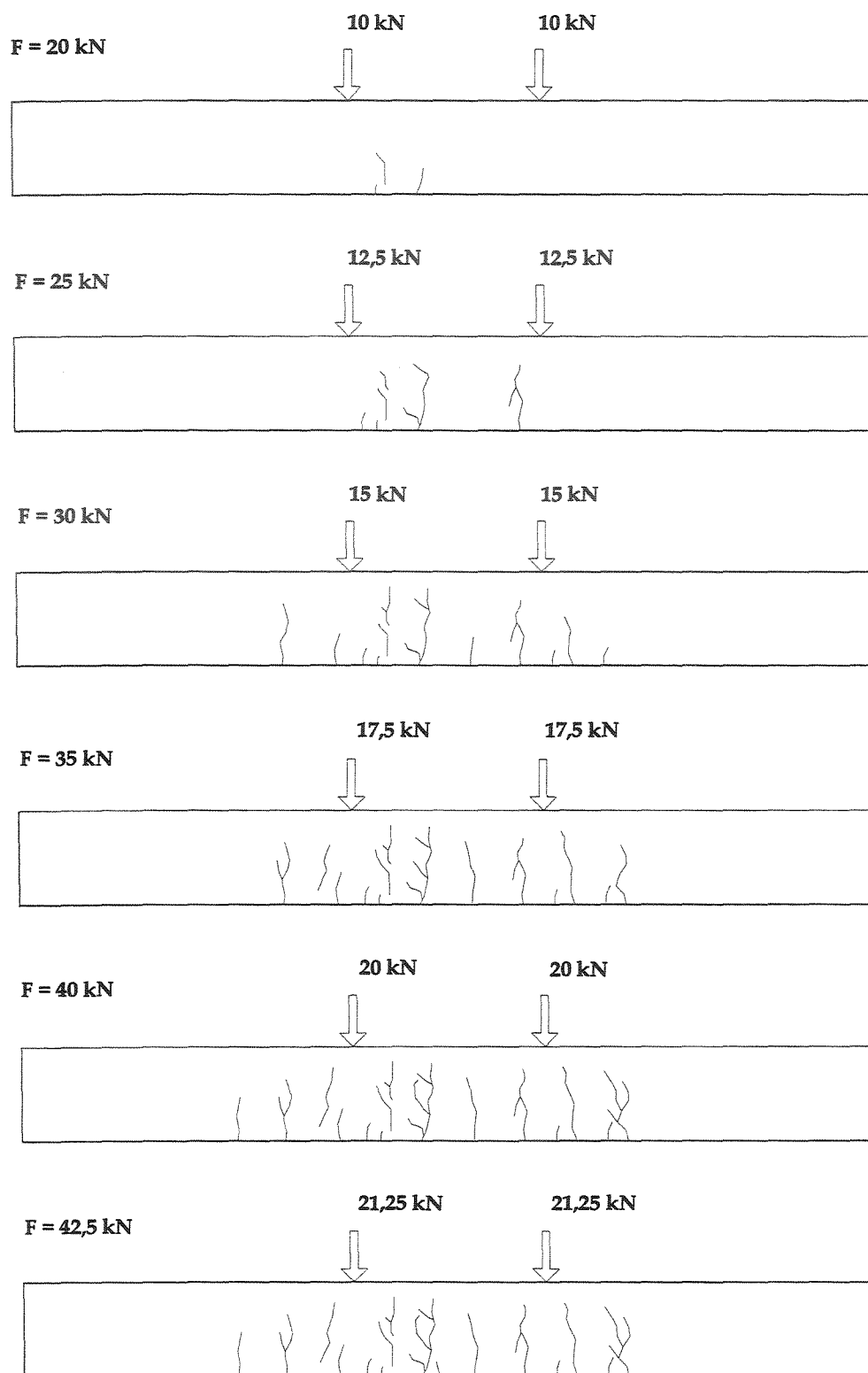


Figura 5.21 - Evolução da fissuração da viga VR1Cb.

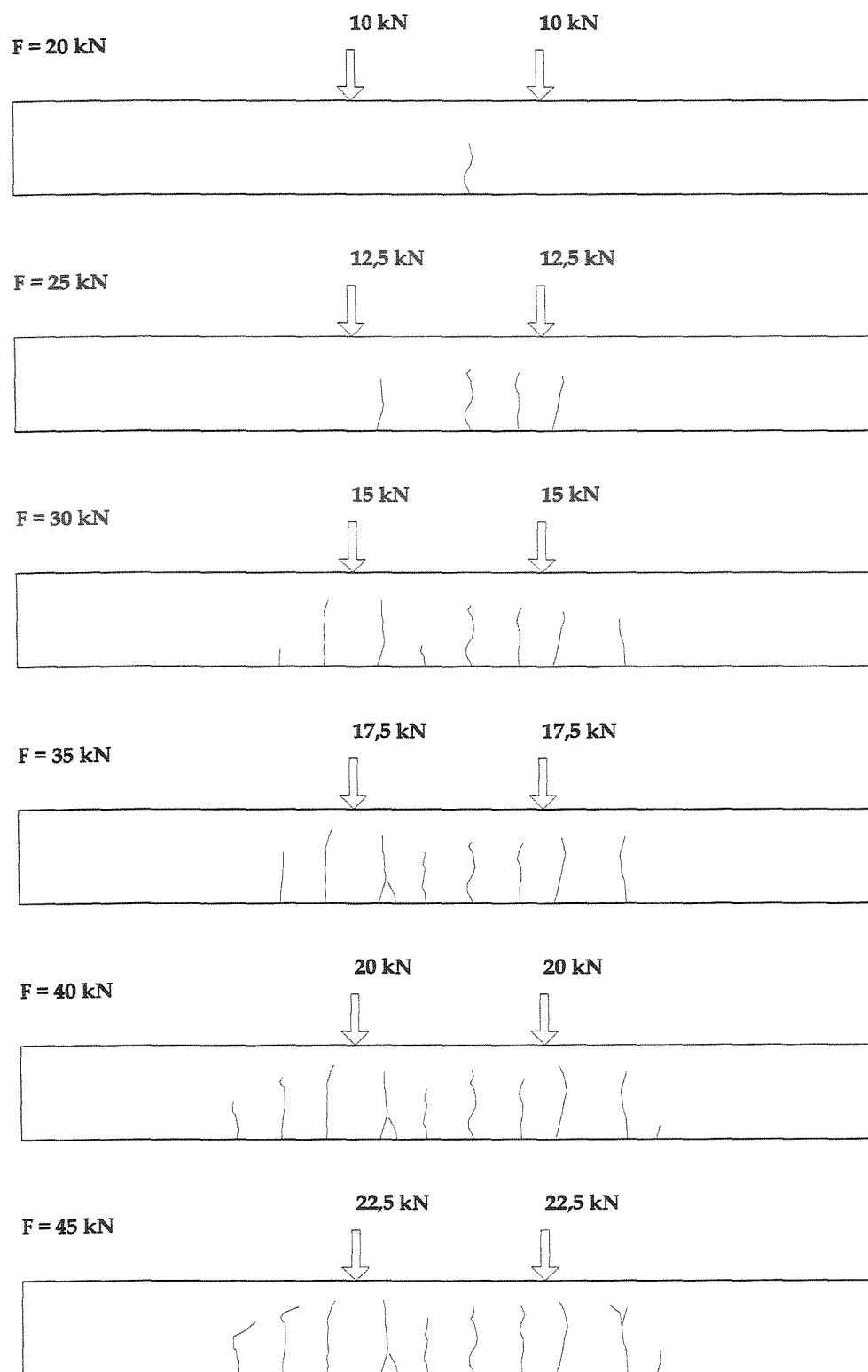


Figura 5.22 A - Evolução da fissuração da viga VR1C/X.

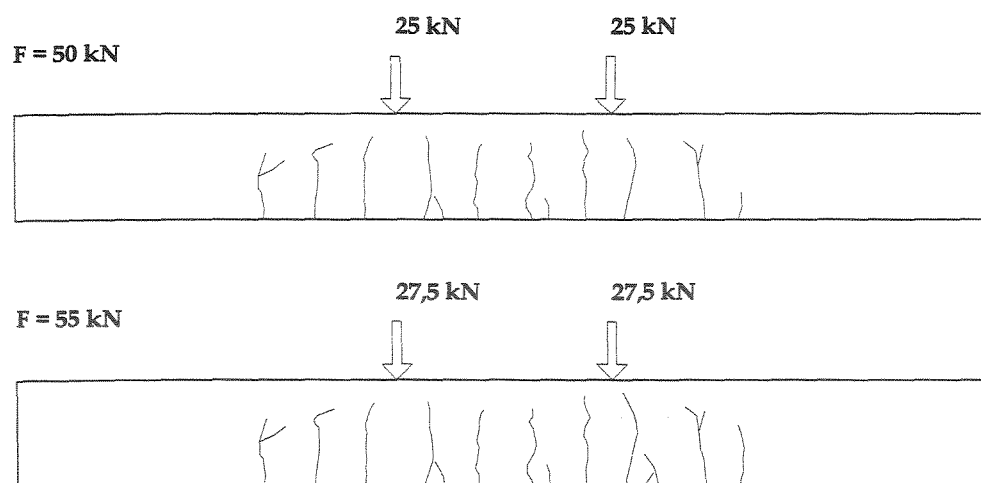


Figura 5.22 B - Evolução da fissuração da viga VR1C/X.

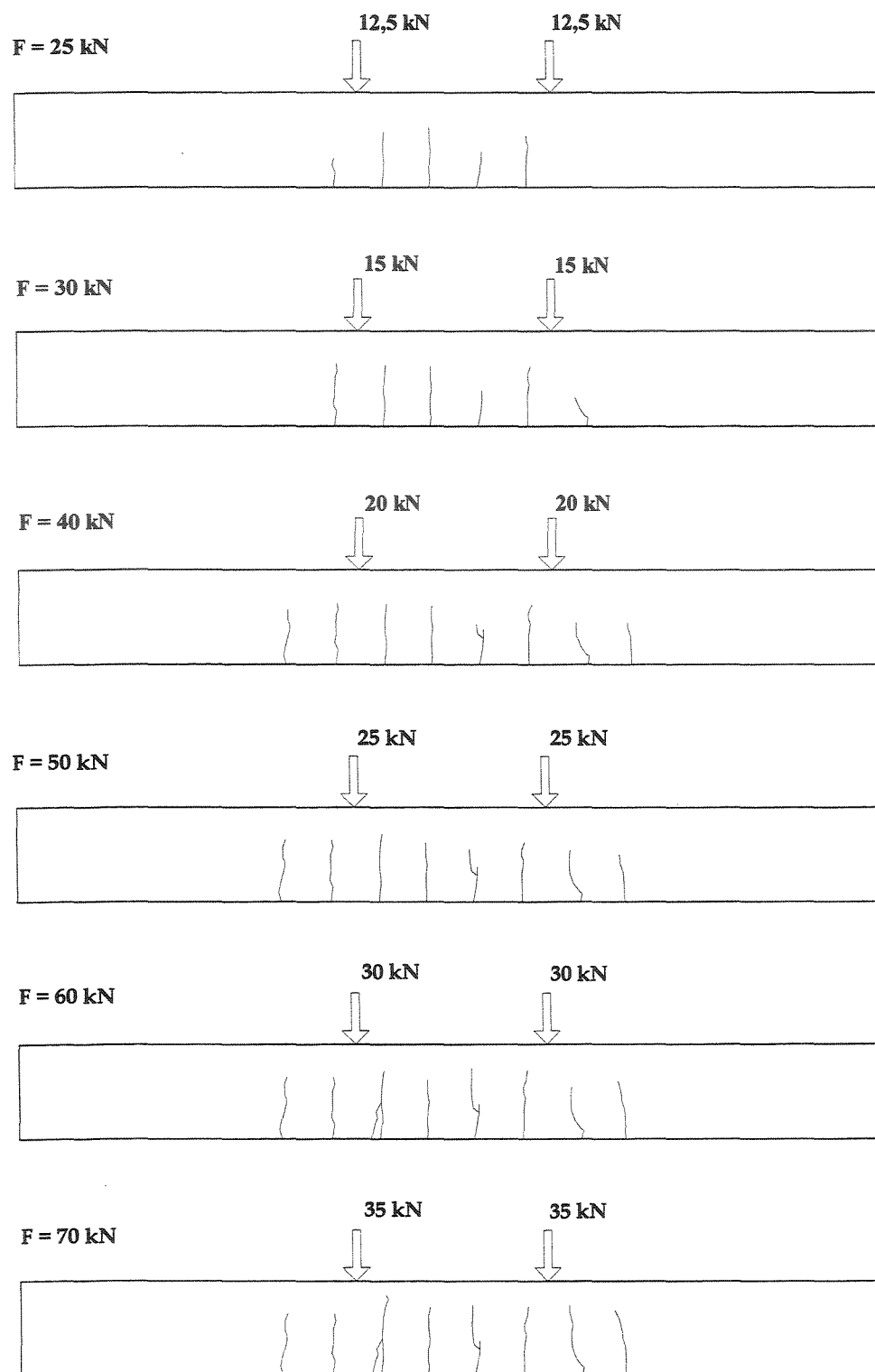


Figura 5.23 A - Evolução da fissuração da viga VR2C/X.

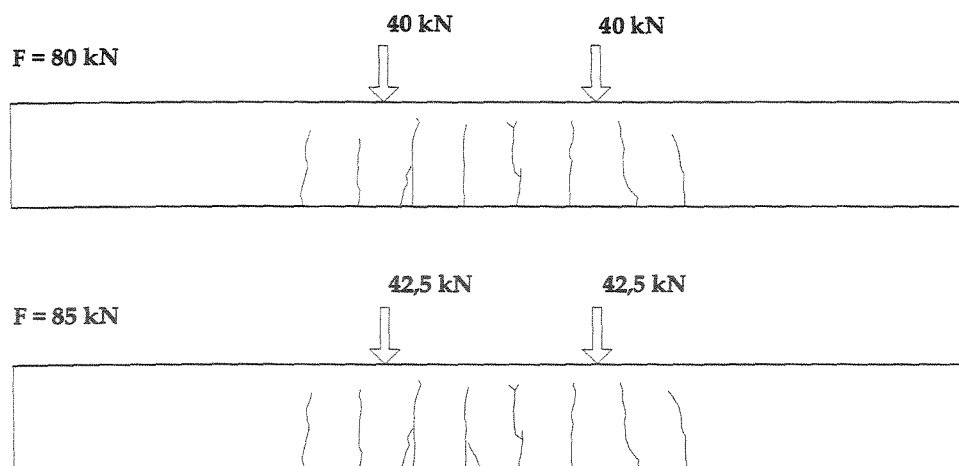
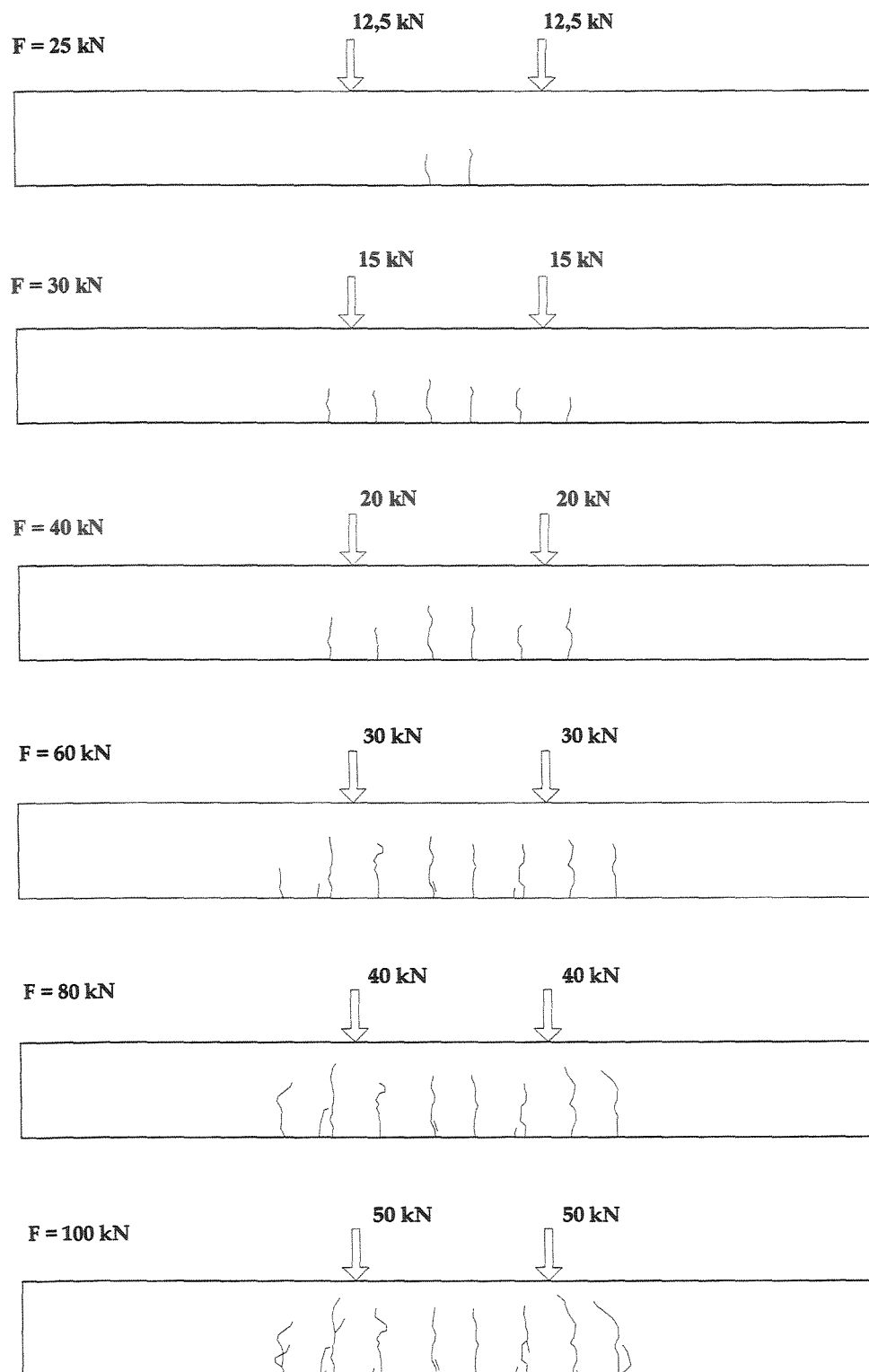
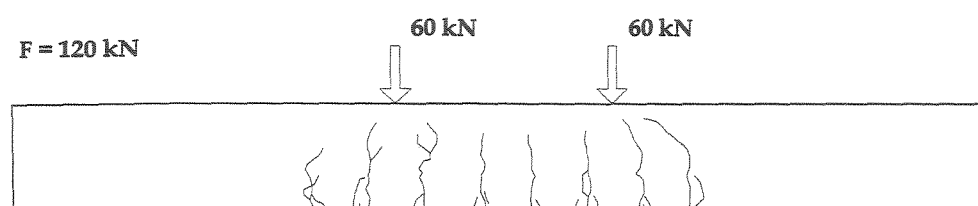
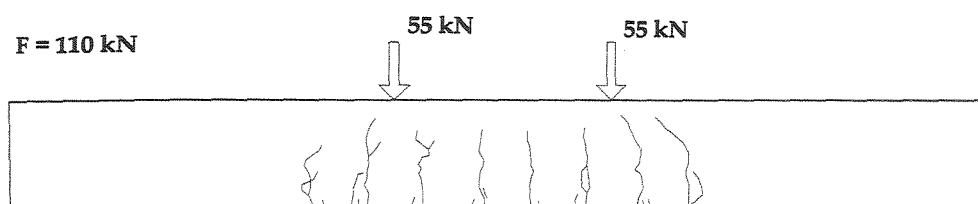


Figura 5.23 B - Evolução da fissuração da viga VR2C/X.



5.24 A - Evolução da fissuração da viga VR4C/X.



5.24 B - Evolução da fissuração da viga VR4C/X.

5.5 Deformações e Tensões nos Estribos

A evolução individual, por ponto instrumentado, das deformações nos estribos, bem como a correspondente evolução global das tensões estão representadas nas Figuras 5.25 a 5.42 para cada viga desta pesquisa.

Nestas figuras, a ausência de representação da evolução das deformações ou tensões em algum ponto instrumentado da armadura transversal significa que, neste ponto, não foi possível a medição das deformações na armadura por falha do extensômetro aí posicionado.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

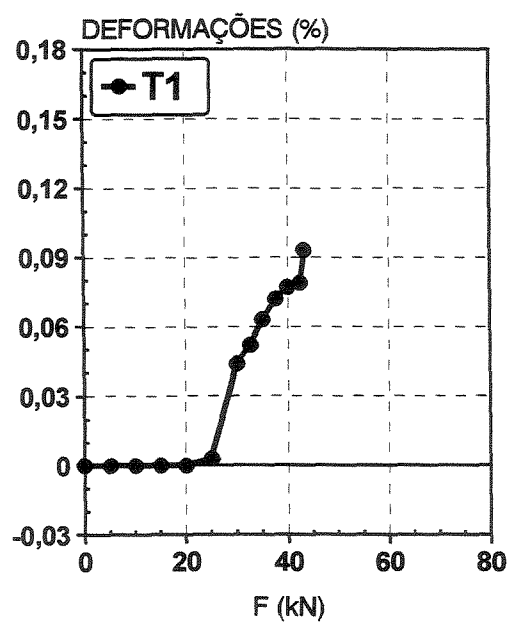
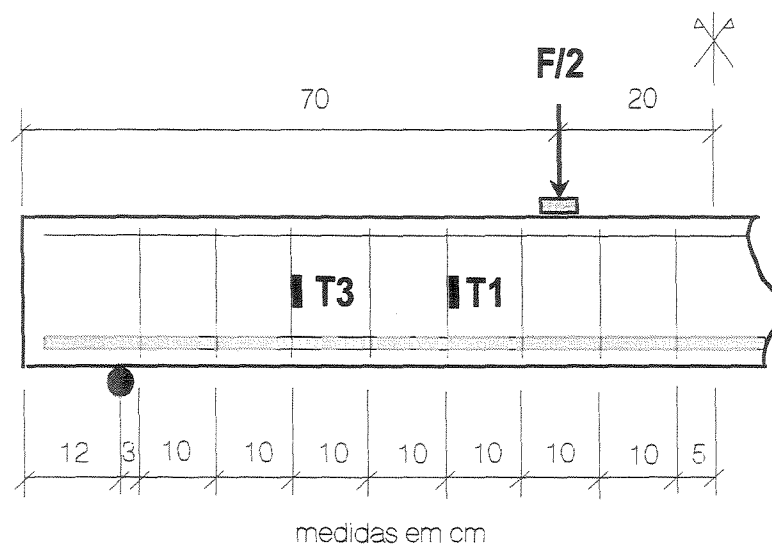


Figura 5.25 - Deformações nos estribos da viga VT - lado esquerdo.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO DIREITO

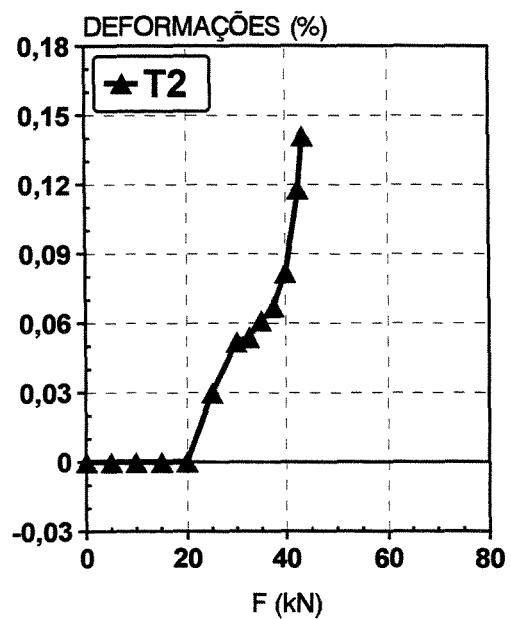
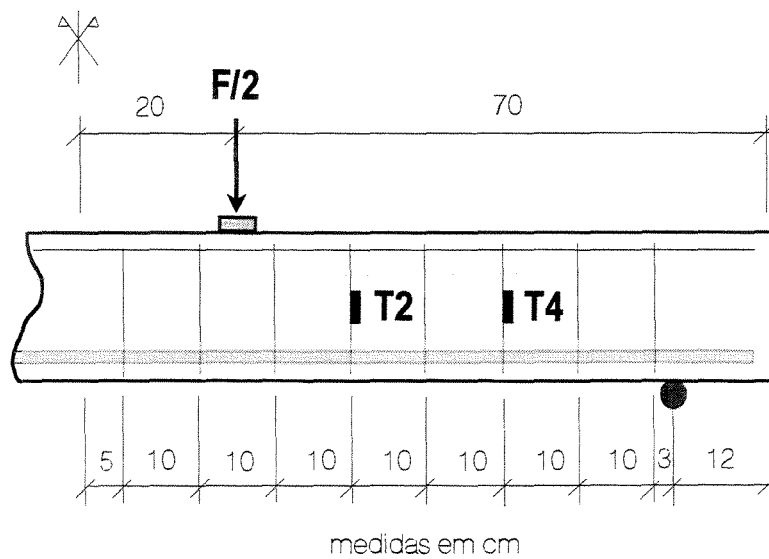


Figura 5.26 - Deformações nos estribos da viga VT - lado direito.

VIGA VR1Ca DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

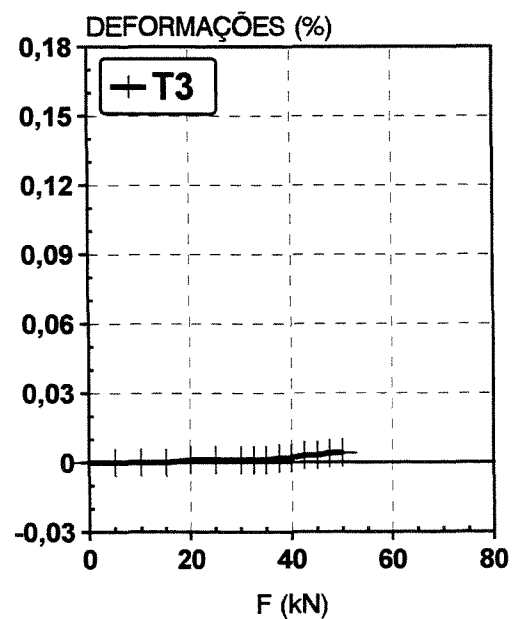
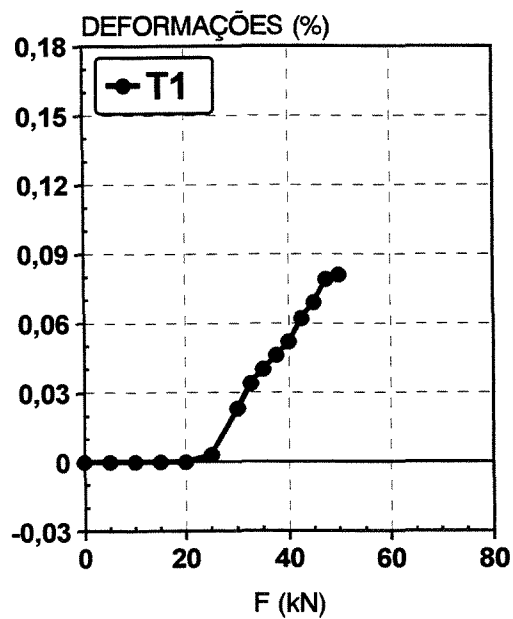
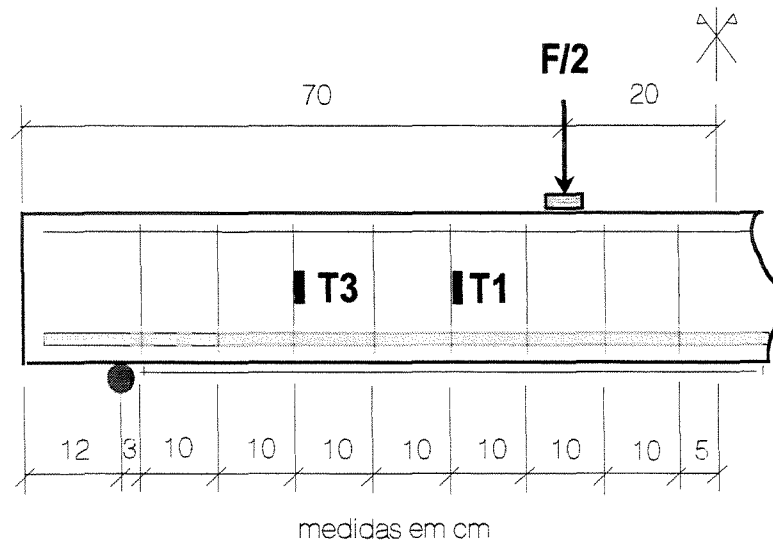


Figura 5.27 - Deformações nos estribos da viga VR1Ca - lado esquerdo.

VIGA VR1Ca DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO DIREITO

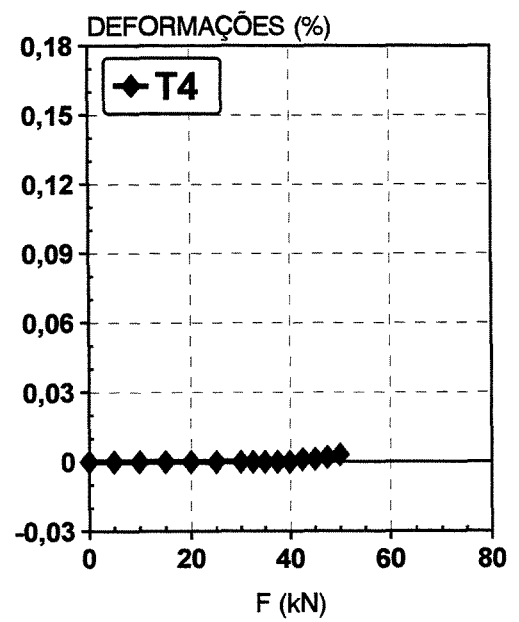
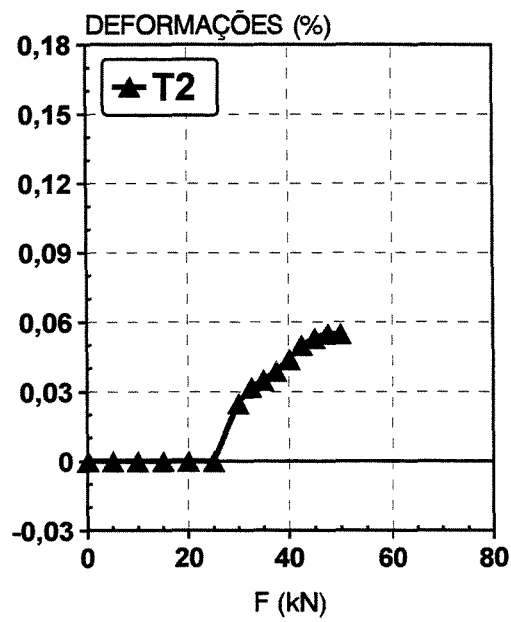
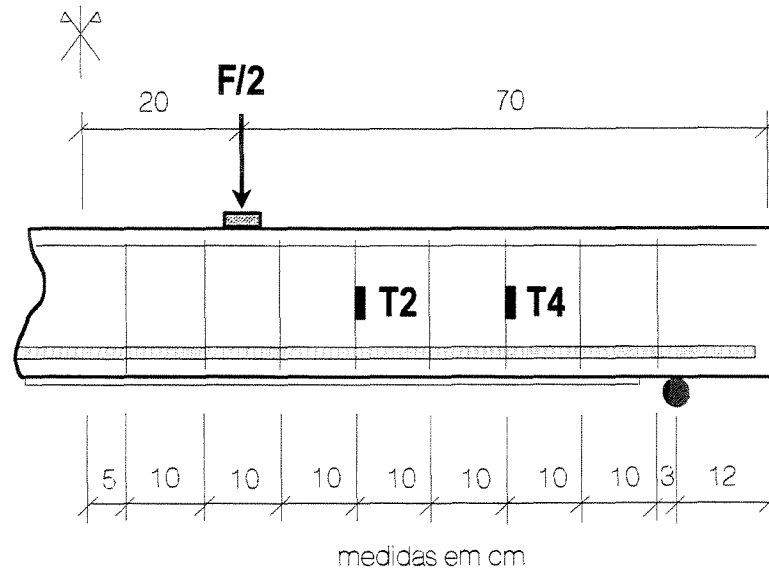


Figura 5.28 - Deformações nos estribos da viga VR1Ca - lado direito.

VIGA VR1Cb DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

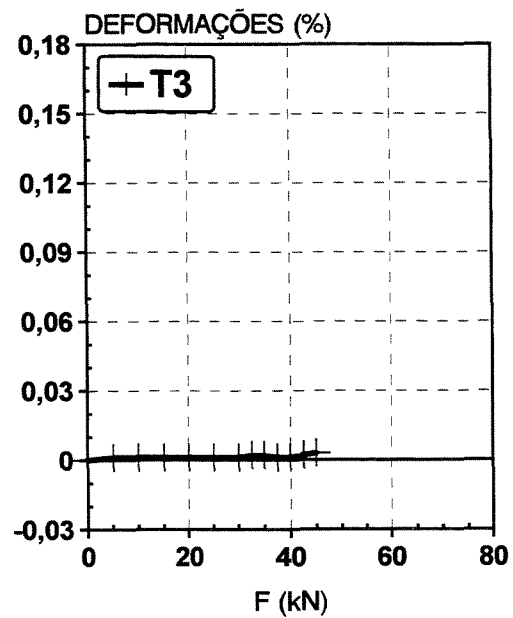
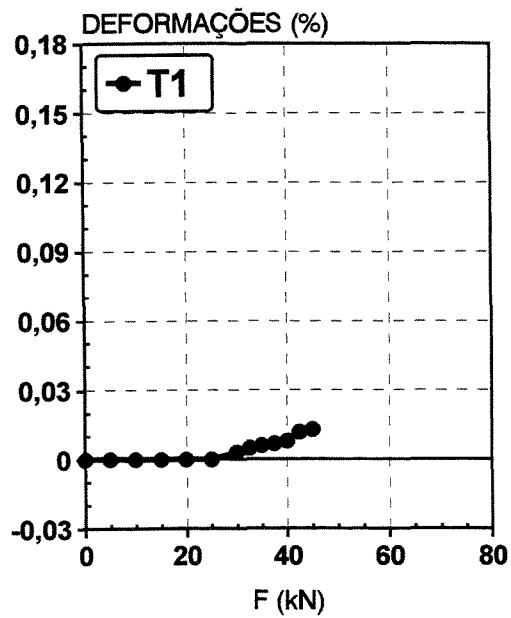
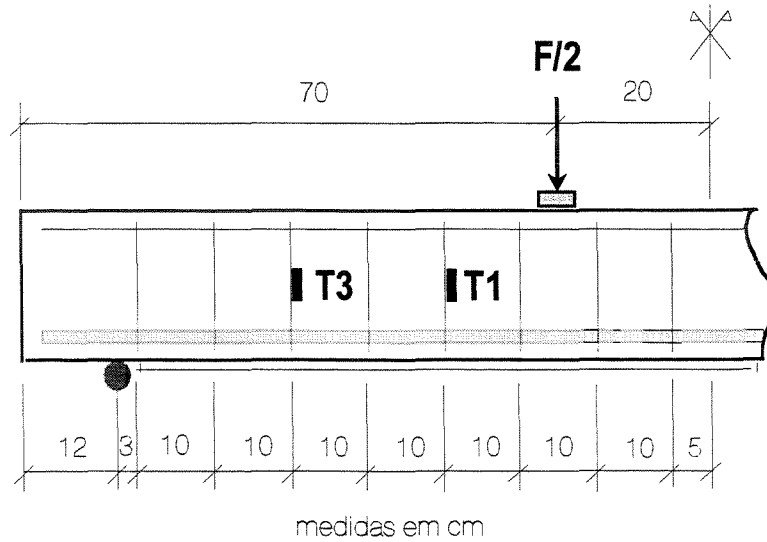


Figura 5.29 - Deformações nos estribos da viga VR1Cb - lado esquerdo.

VIGA VR1Cb DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO DIREITO

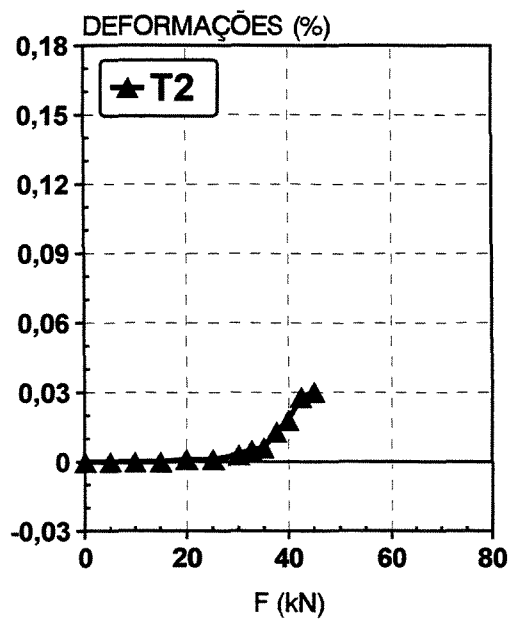
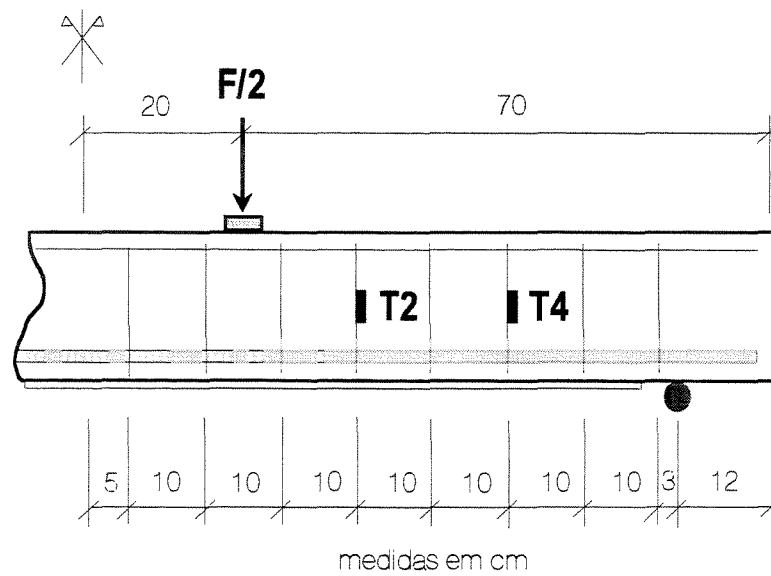


Figura 5.30 - Deformações nos estribos da viga VR1Cb - lado direito.

VIGA VR1C/X DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

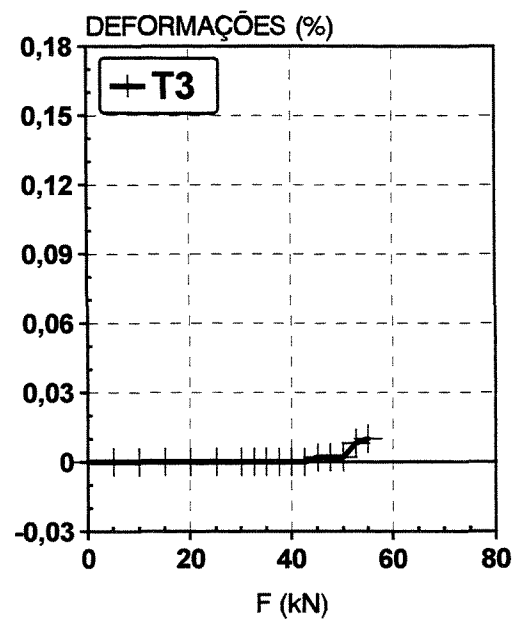
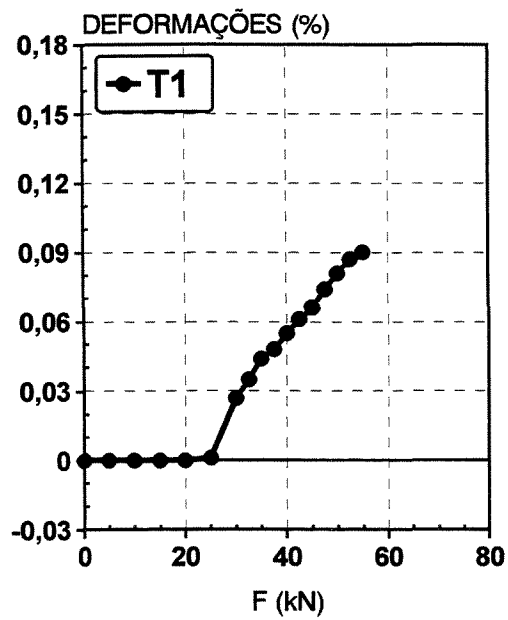
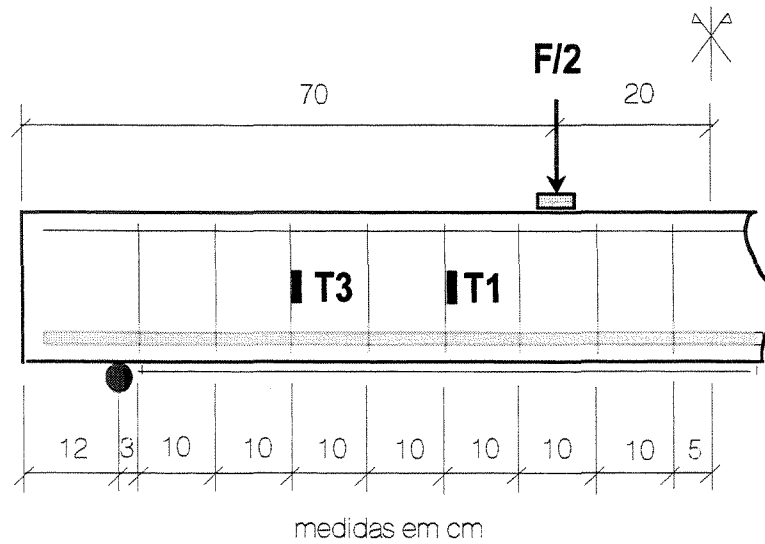
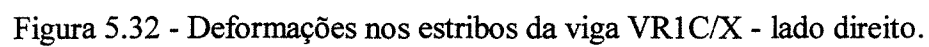


Figura 5.31 - Deformações nos estribos da viga VR1C/X - lado esquerdo.

Diagrama de uma viga hiperestática com uma carga pontual $F/2$ aplicada a 20 cm da esquerda. A viga tem um comprimento total de 100 cm, com uma reação de apoio móvel à direita. A viga é dividida em segmentos de 5, 10, 10, 10, 10, 10, 10, 10, 3 e 12 cm. Os pontos de aplicação das forças T_2 e T_4 são indicados no diagrama.



VIGA VR2C/X DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

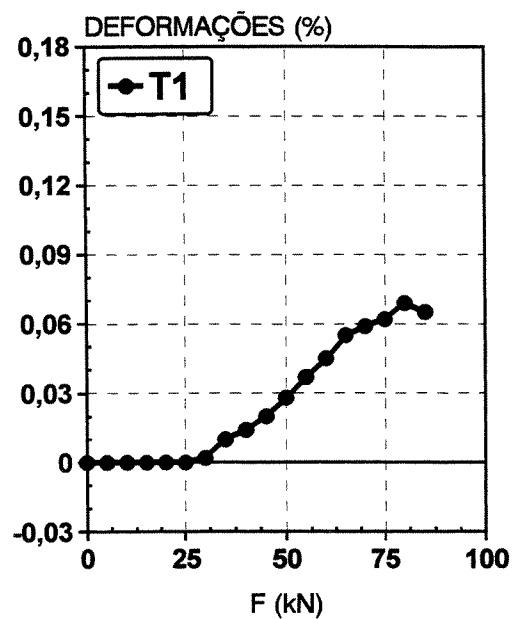
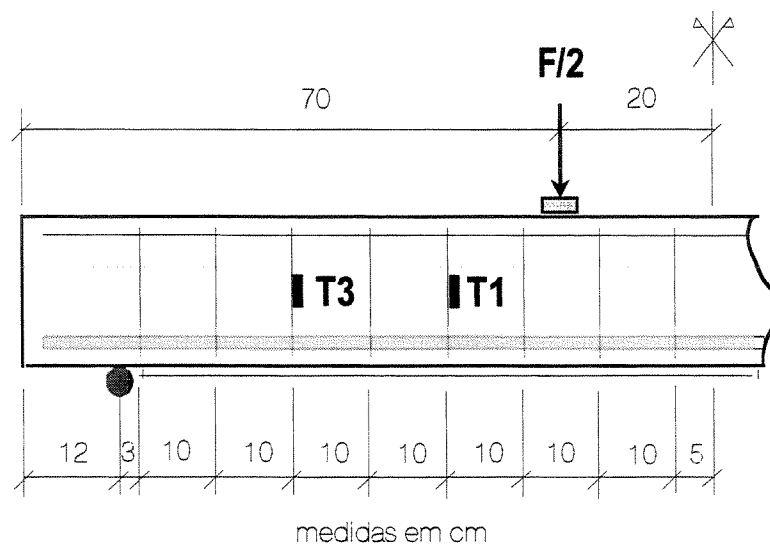


Figura 5.33 - Deformações nos estribos da viga VR2C/X - lado esquerdo.

VIGA VR2C/X DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO DIREITO

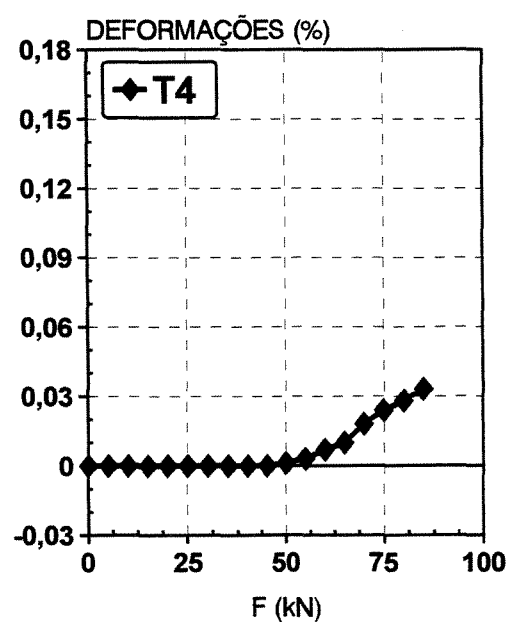
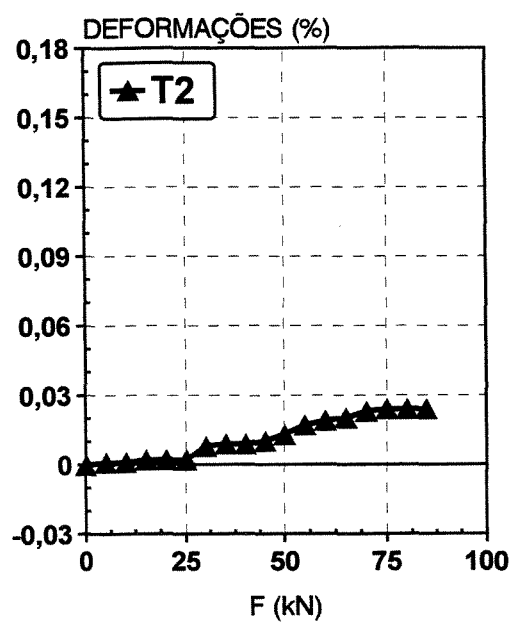
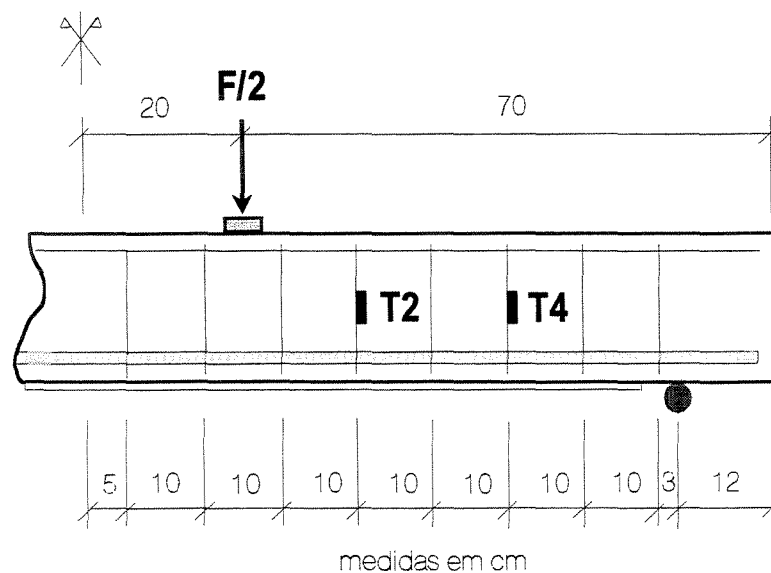


Figura 5.34 - Deformações nos estribos da viga VR2C/X - lado direito.

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO ESQUERDO

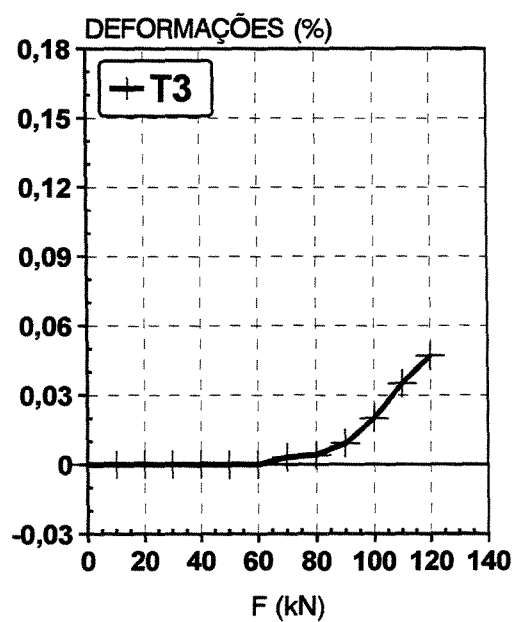
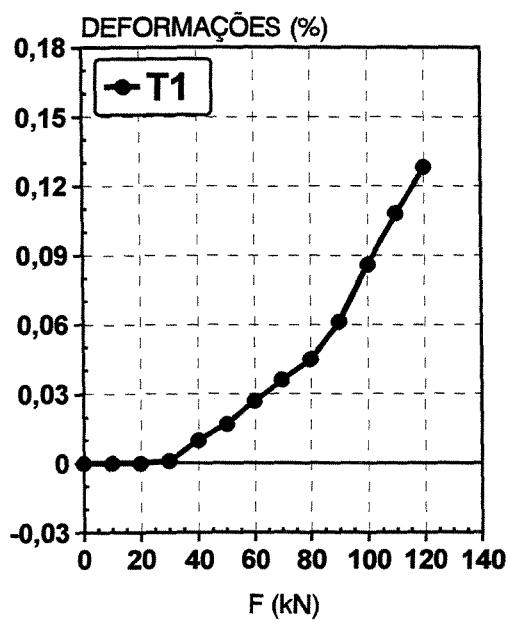
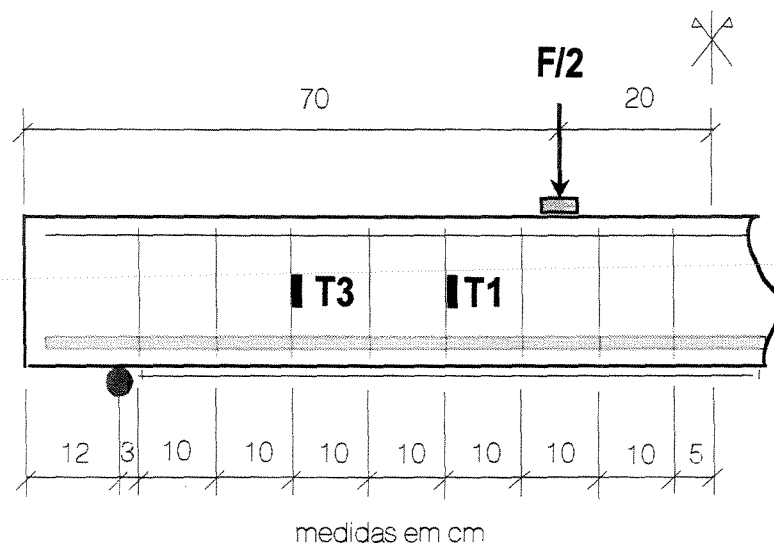


Figura 5.35 - Deformações nos estribos da viga VR4C/X - lado esquerdo.

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES NOS ESTRIBOS: LADO DIREITO

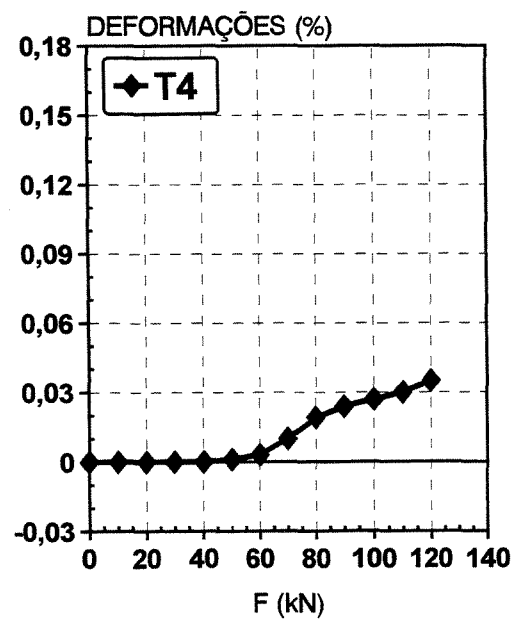
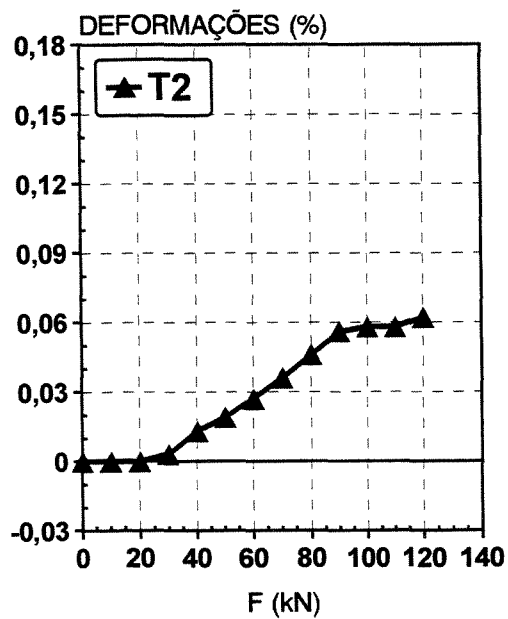
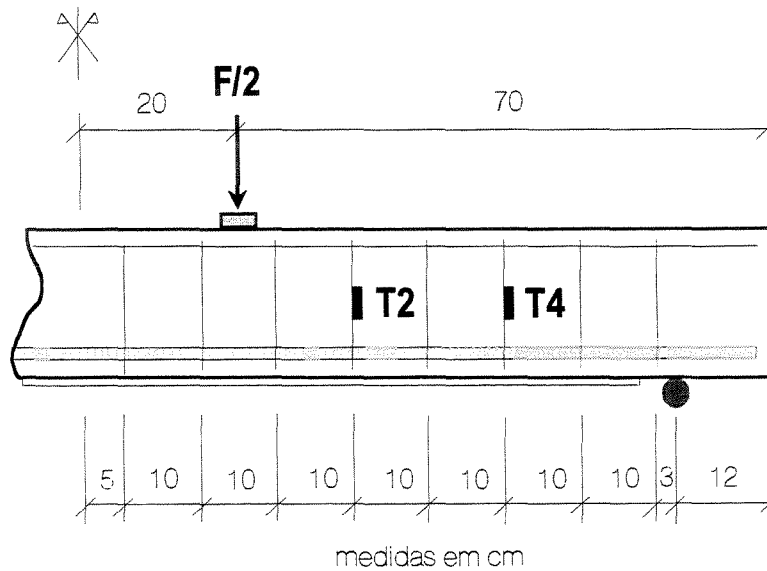


Figura 5.36 - Deformações nos estribos da viga VR4C/X - lado direito.

VIGA VT TENSÕES NOS ESTRIBOS

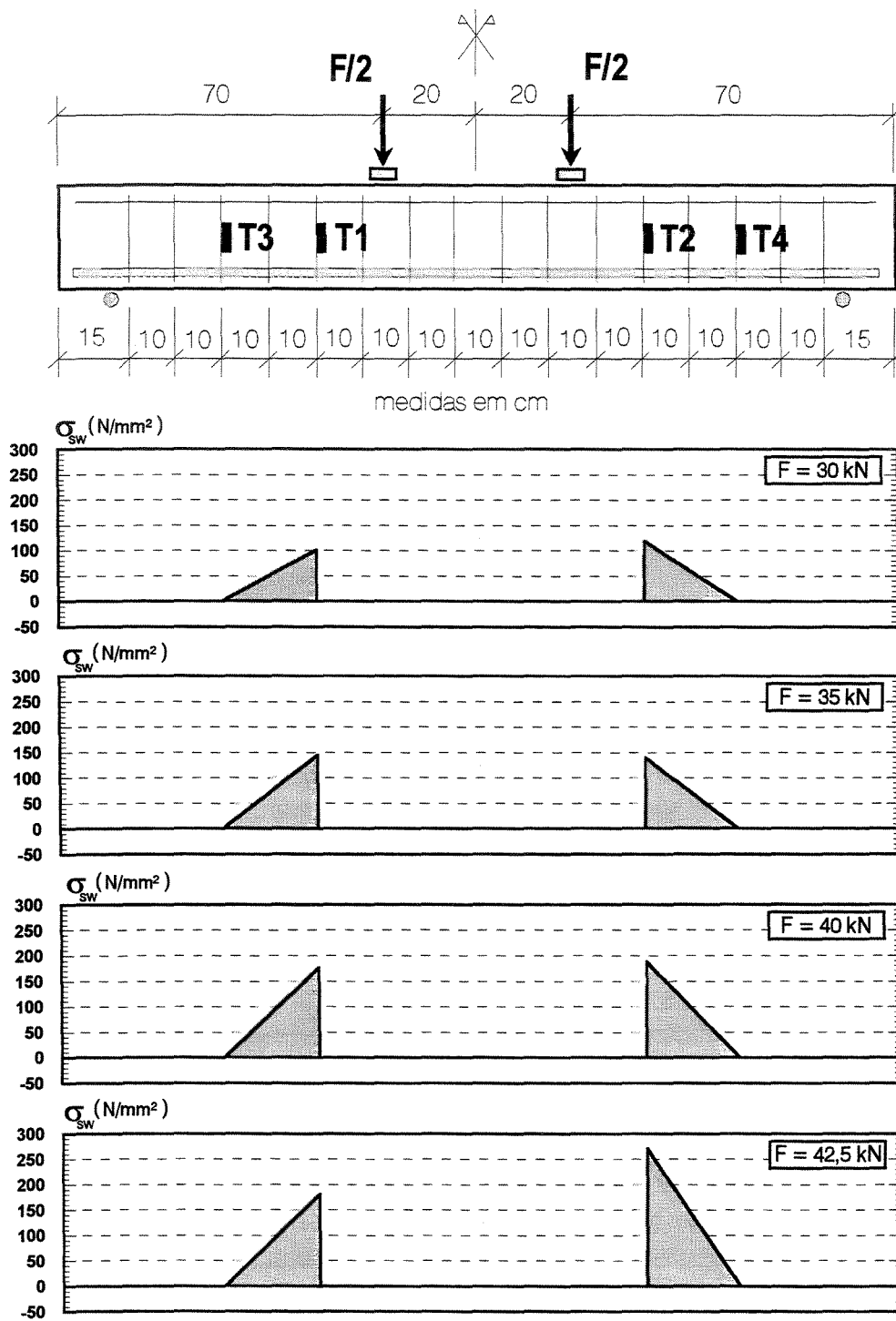


Figura 5.37 - Evolução das tensões nos estribos da viga VT.

VIGA VR1Ca TENSÕES NOS ESTRIBOS

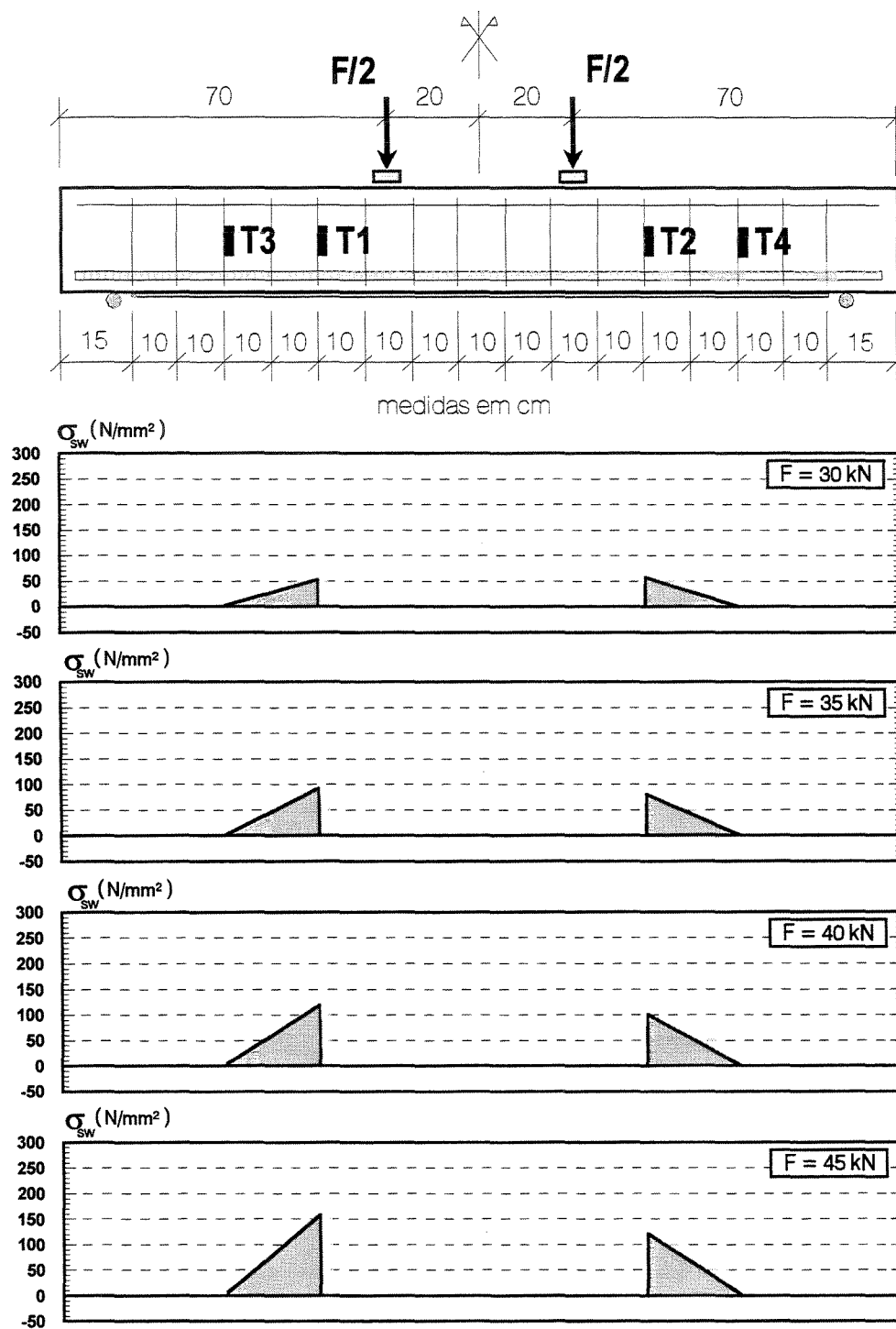


Figura 5.38 A - Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Ca.

VIGA VR1Ca TENSÕES NOS ESTRIBOS

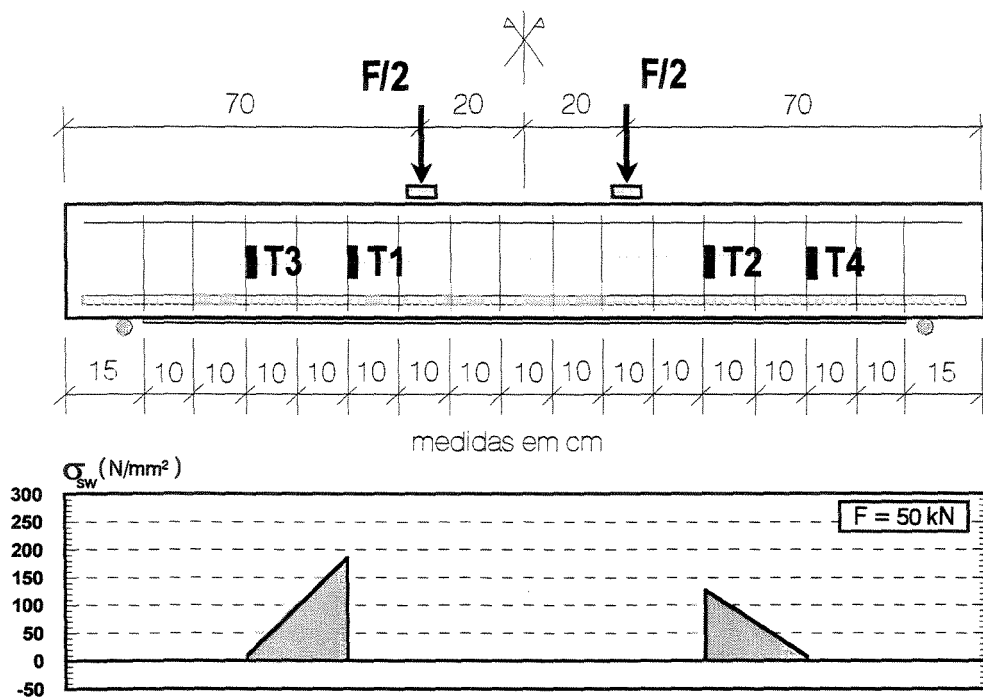


Figura 5.38 B - Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Ca.

VIGA VR1Cb TENSÕES NOS ESTRIBOS

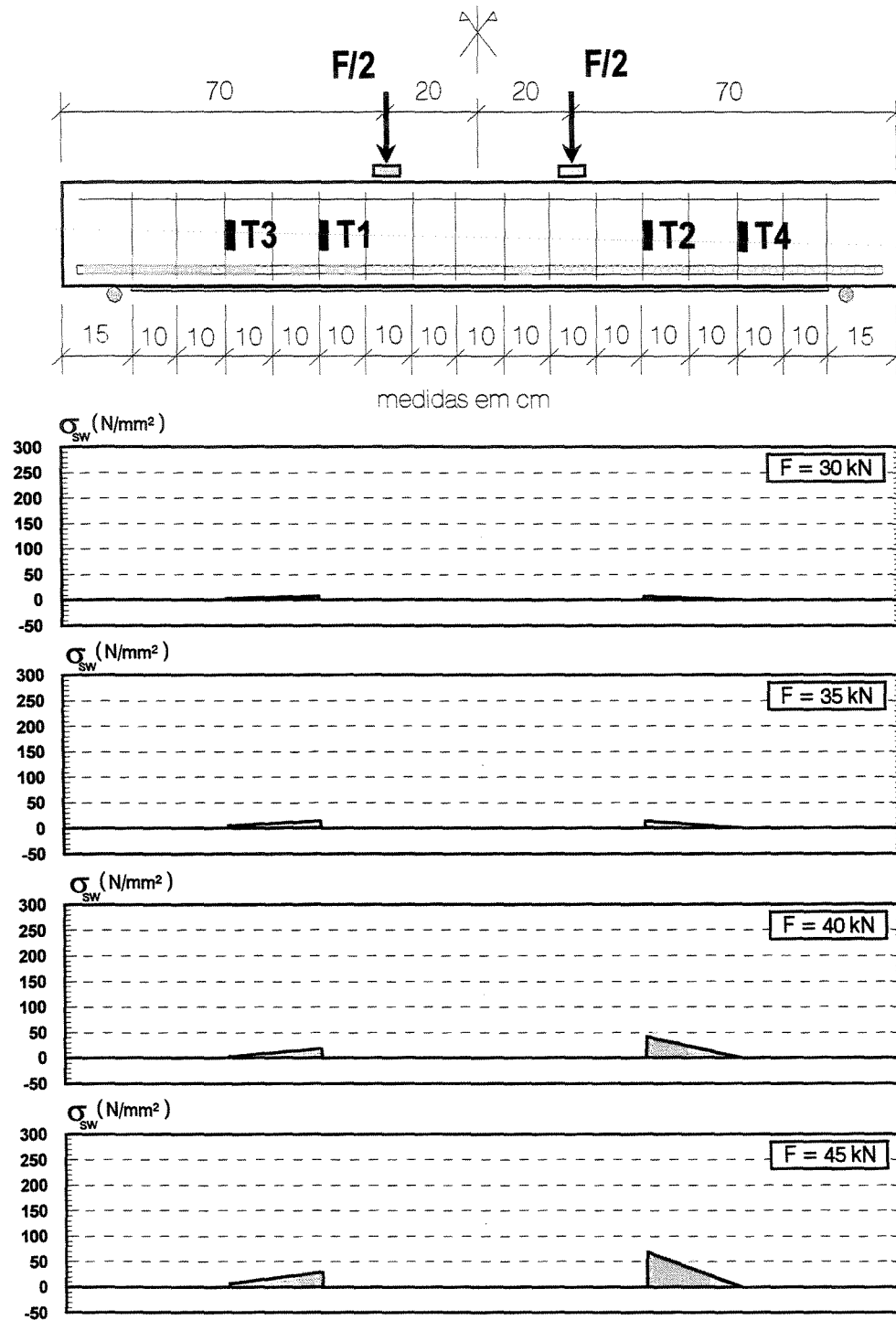


Figura 5.39 - Evolução das tensões nos estribos da viga VR1Cb.

VIGA VR1C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

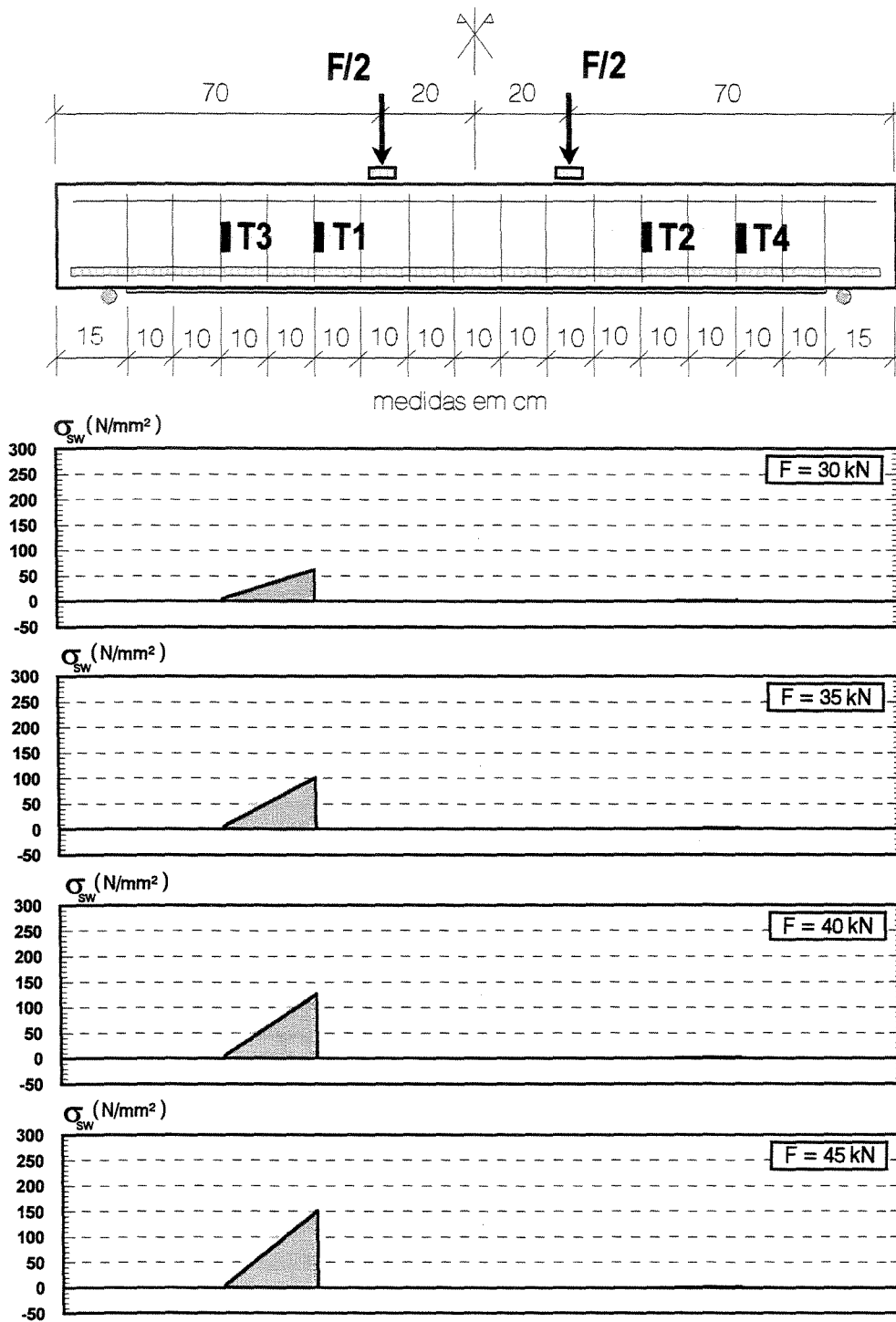


Figura 5.40 A - Evolução das tensões nos estribos da viga VR1C/X.

VIGA VR1C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

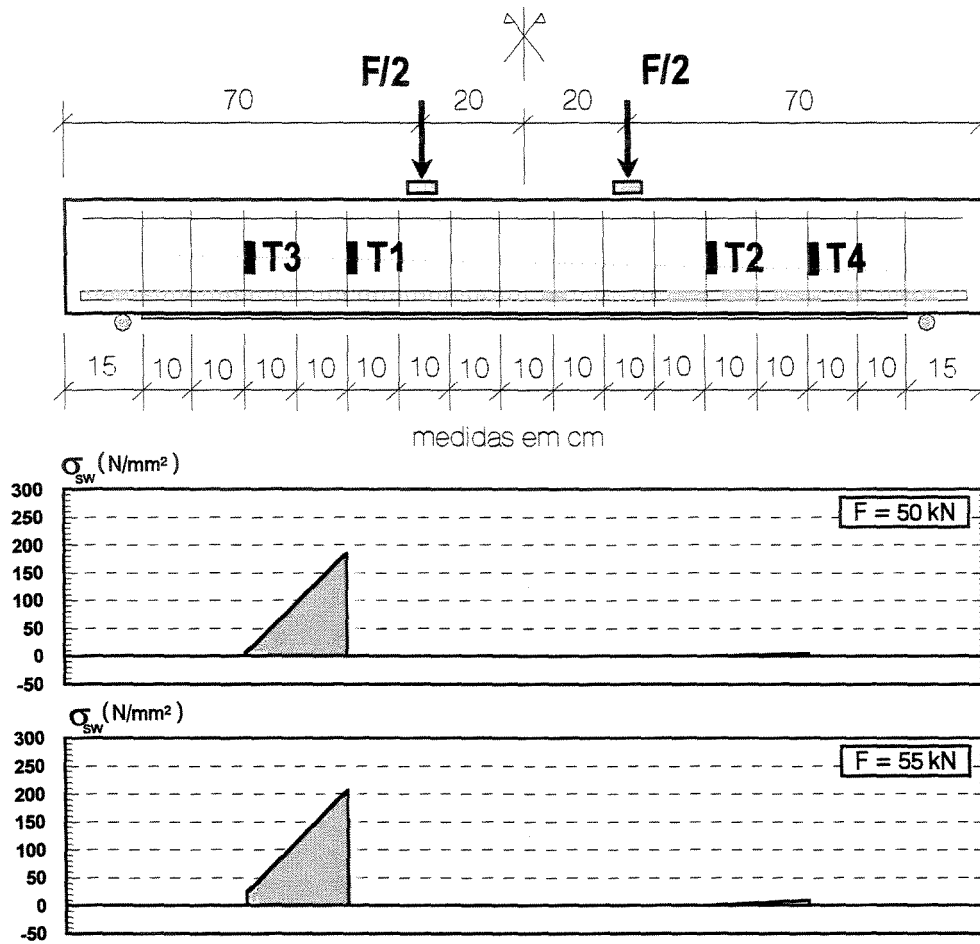


Figura 5.40 B - Evolução das tensões nos estribos da viga VR1C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

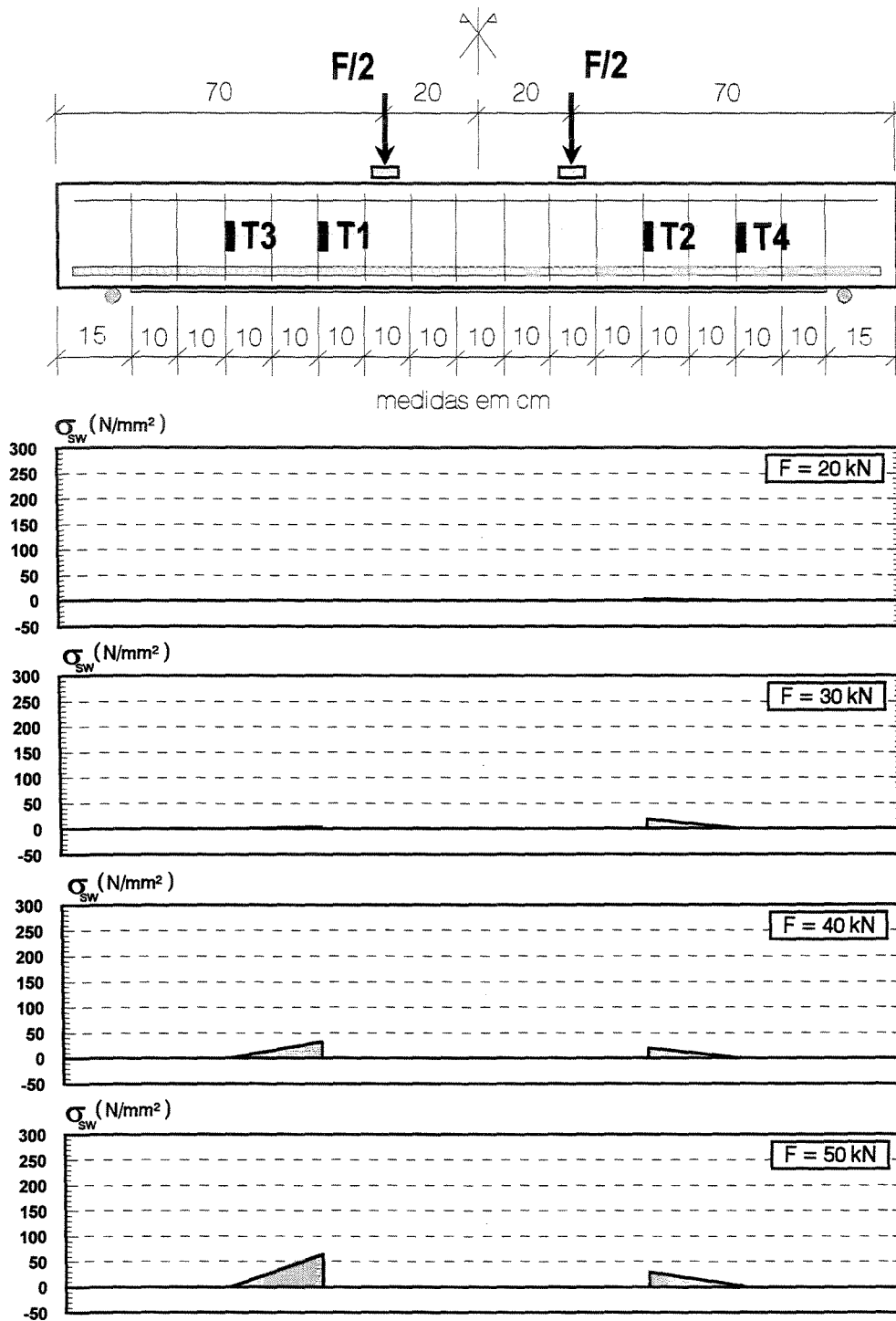


Figura 5.41 A - Evolução das tensões nos estribos da viga VR2C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

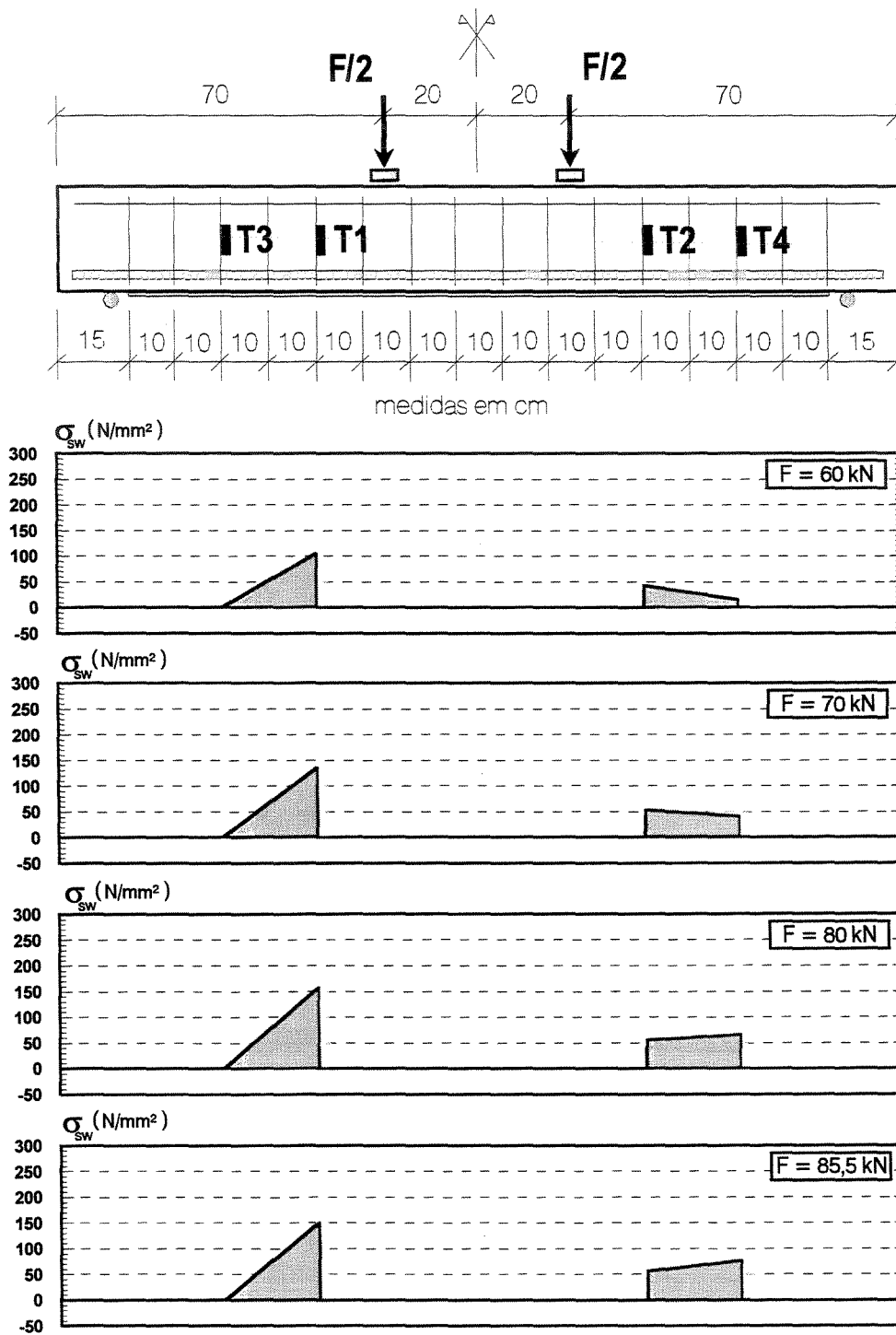


Figura 5.41 B - Evolução das tensões nos estribos da viga VR2C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

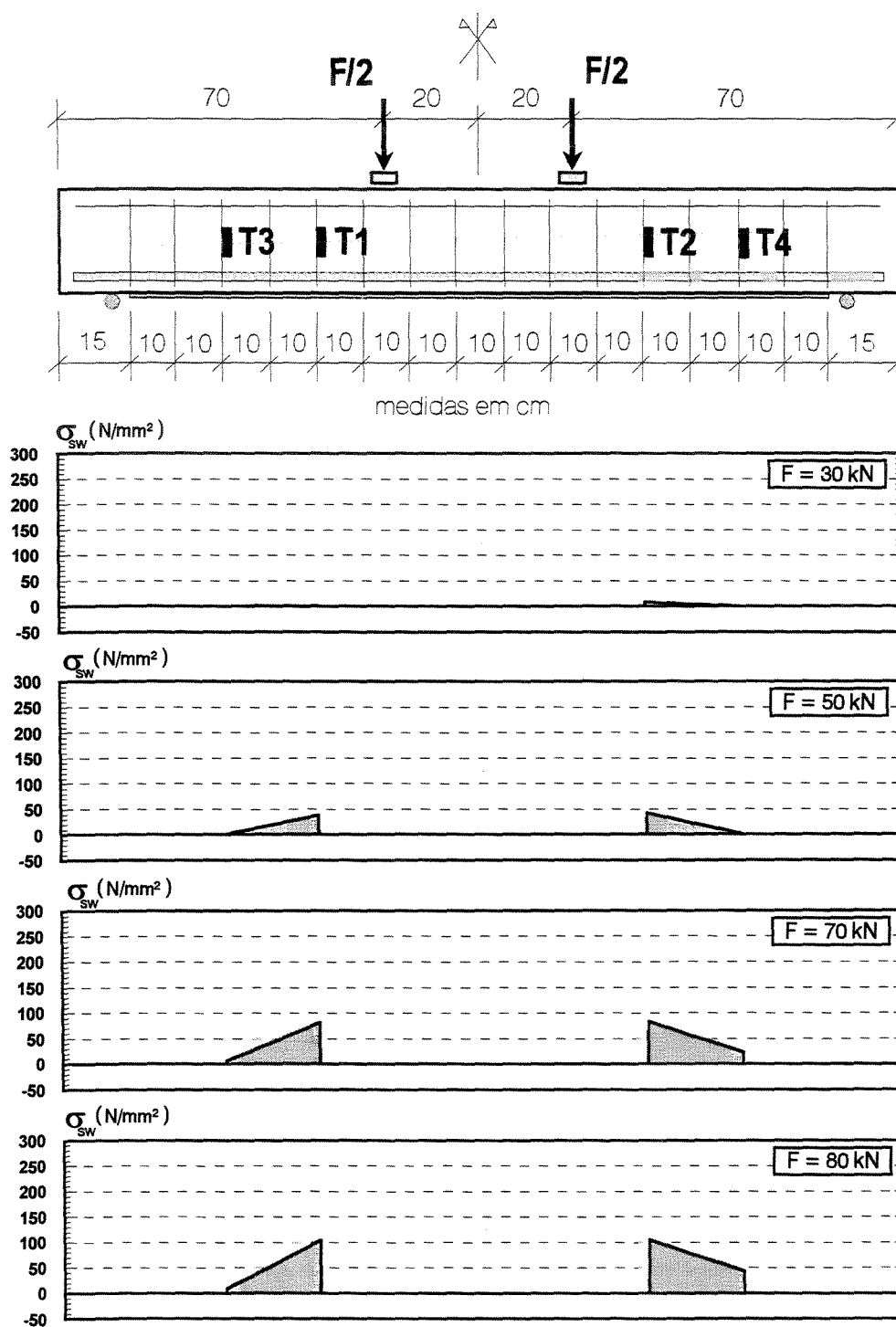


Figura 5.42 A - Evolução das tensões nos estribos da viga VR4C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NOS ESTRIBOS

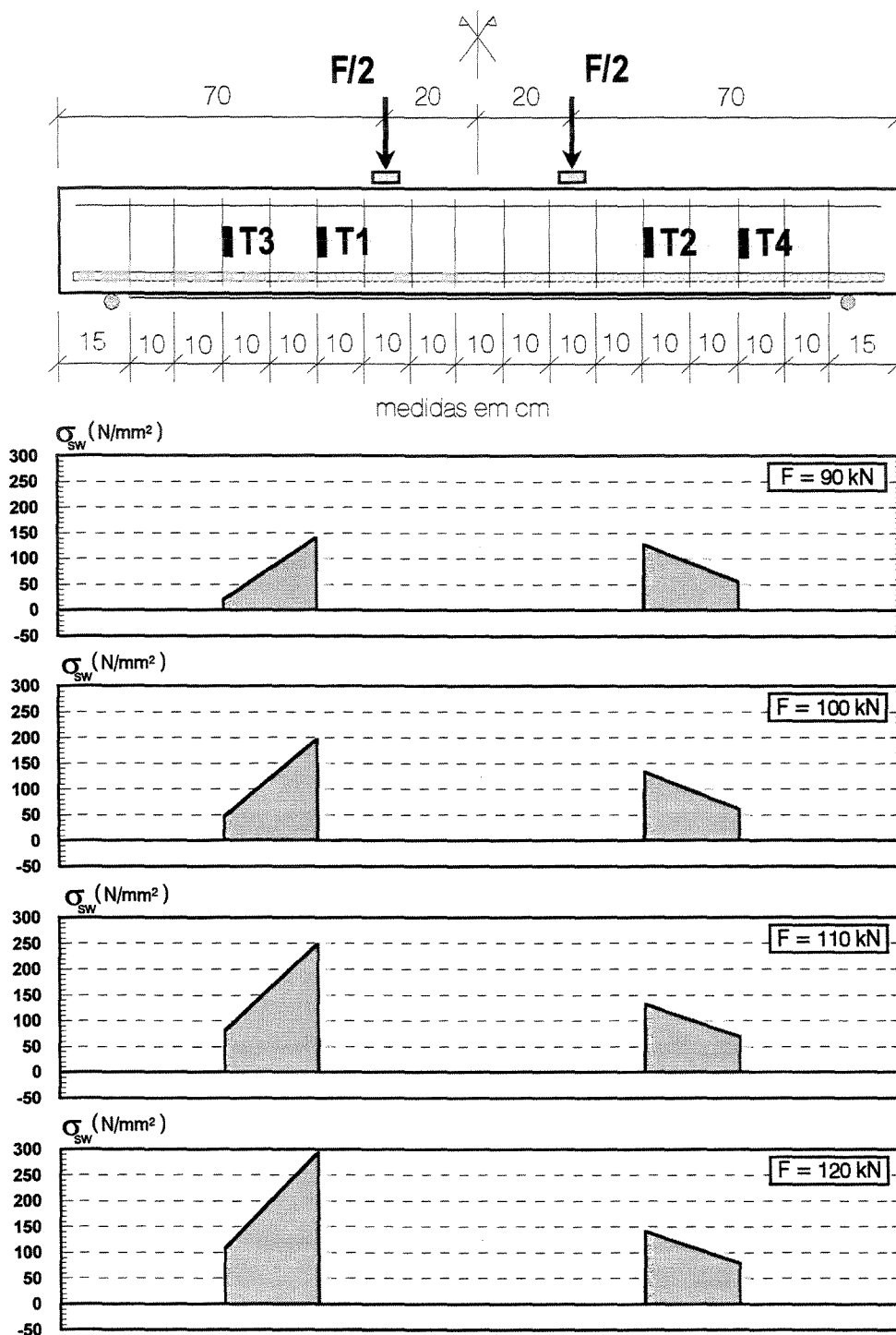


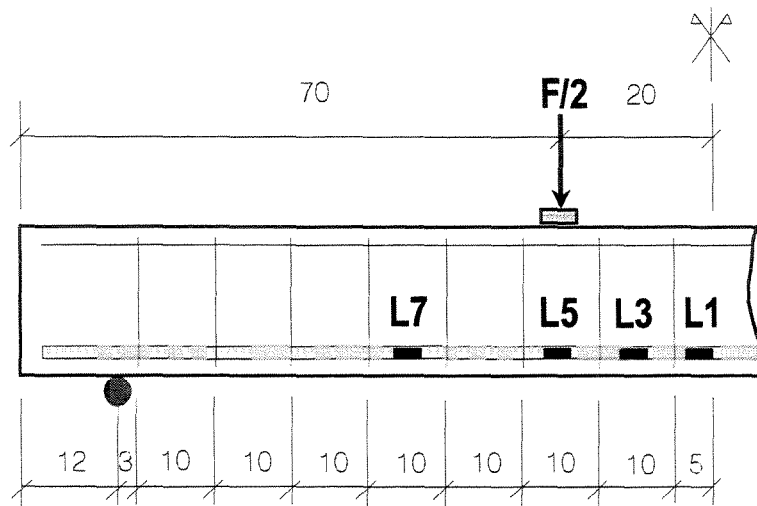
Figura 5.42 B - Evolução das tensões nos estribos da viga VR4C/X.

5.6 Deformações e Tensões na Armadura Longitudinal Inferior

A evolução individual, por ponto instrumentado, das deformações na armadura longitudinal, bem como a correspondente evolução global das tensões estão representadas nas Figuras 5.43 a 5.60 para cada viga desta pesquisa.

Nestas figuras, a ausência de representação da evolução das deformações ou tensões em algum ponto instrumentado da armadura longitudinal significa que, neste ponto, não foi possível a medição das deformações na armadura por falha do extensômetro aí posicionado.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO



medidas em cm

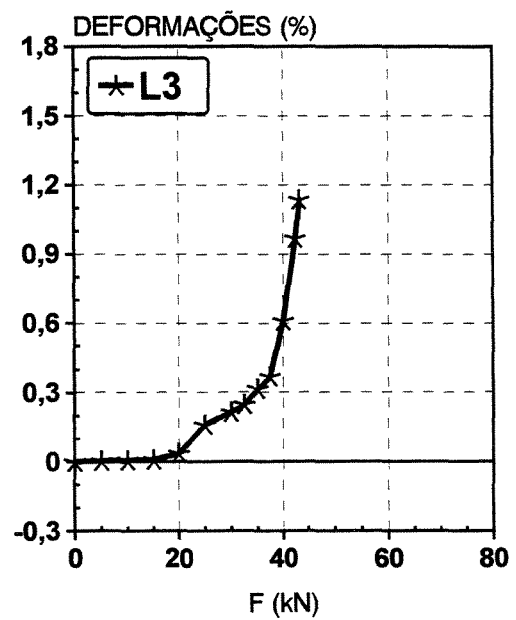
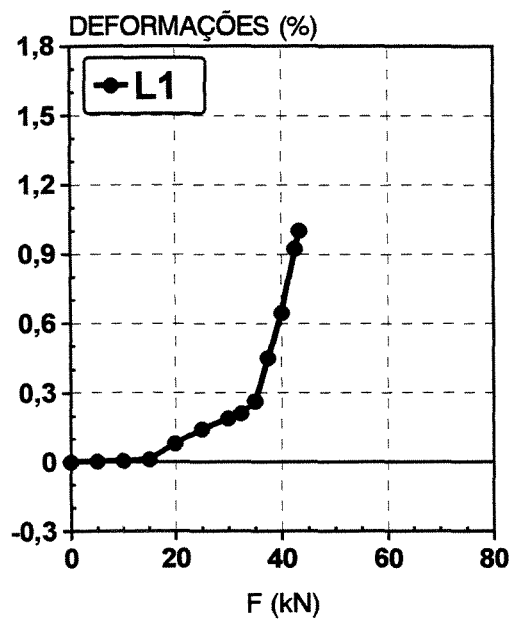
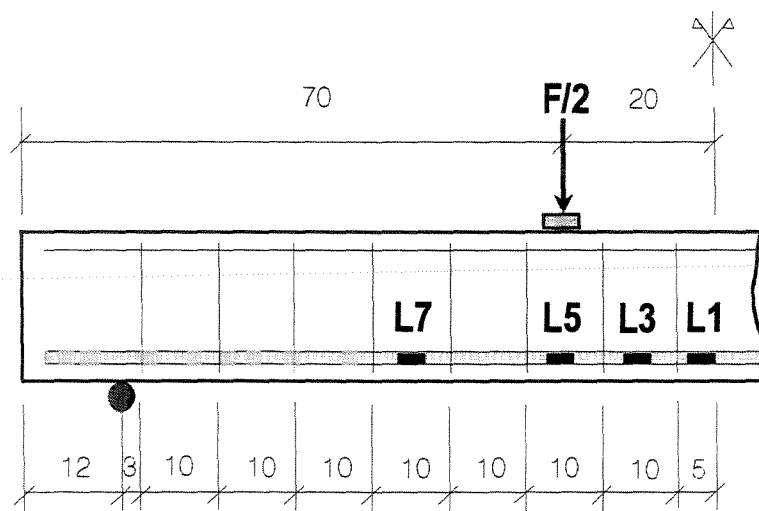


Figura 5.43 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado esquerdo.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO



medidas em cm

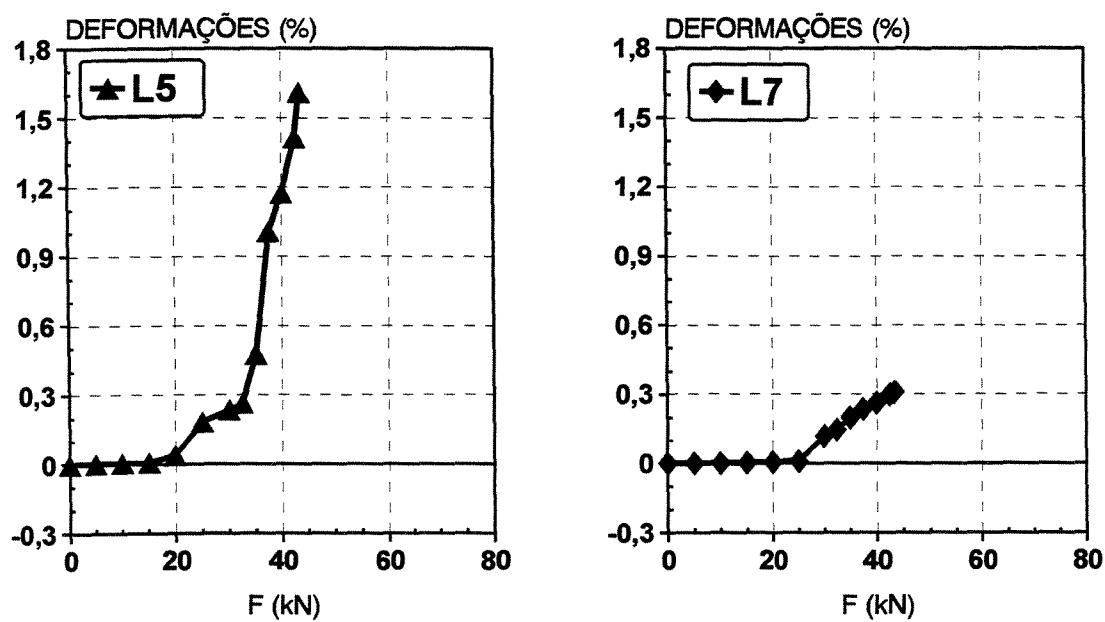
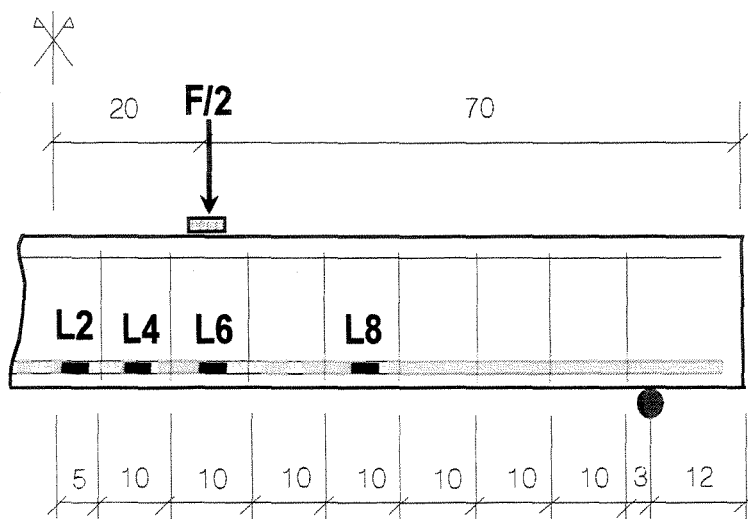


Figura 5.43 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado esquerdo.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO DIREITO



medidas em cm

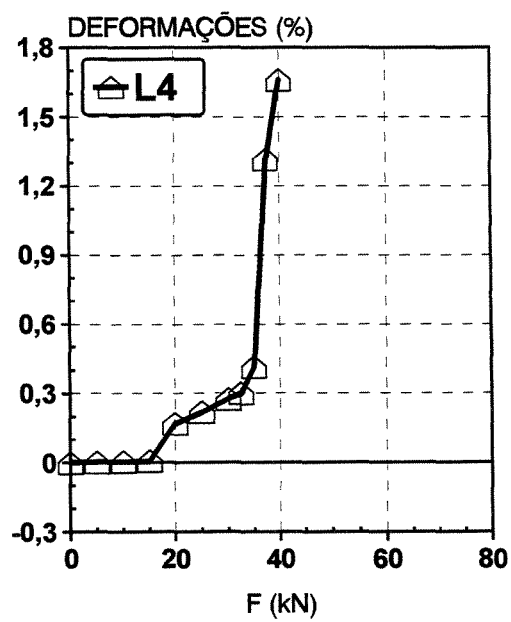
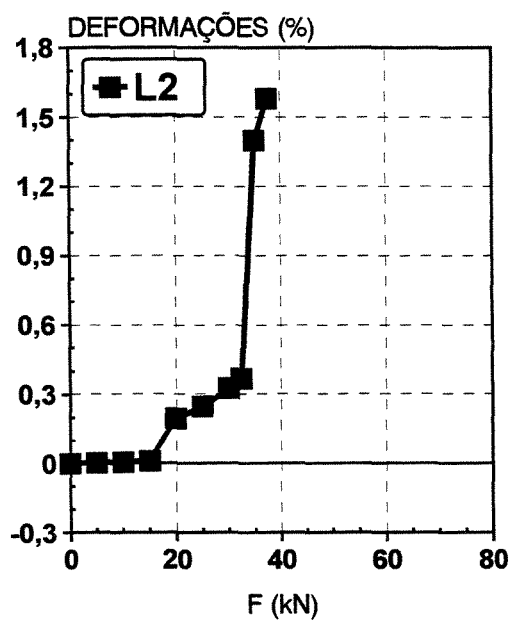


Figura 5.44 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado direito.

VIGA VT DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO DIREITO

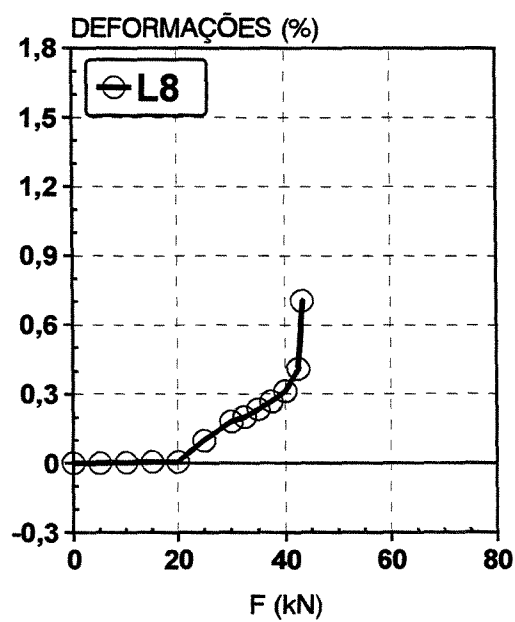
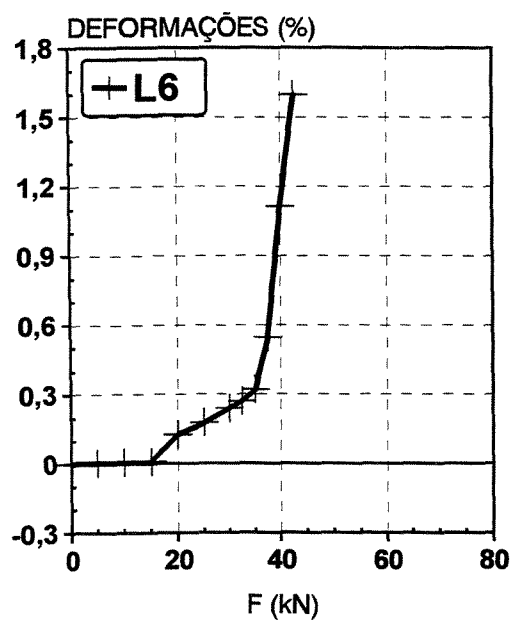
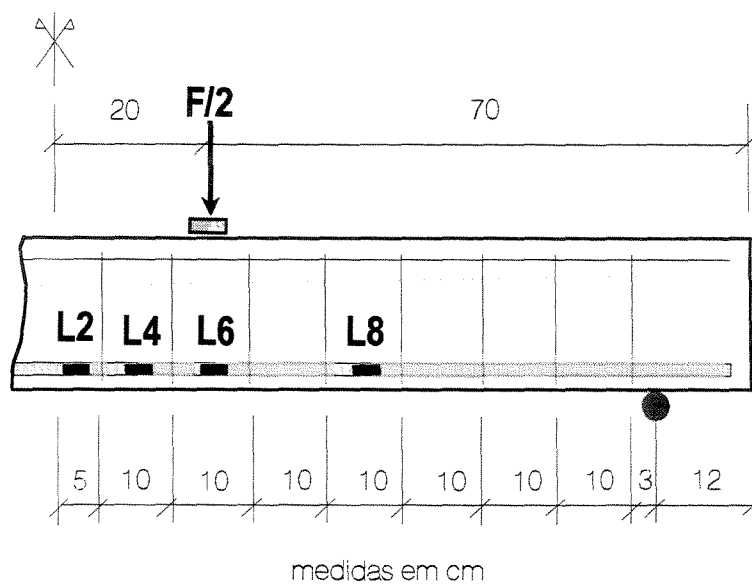


Figura 5.44 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VT - lado direito.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO ESQUERDO

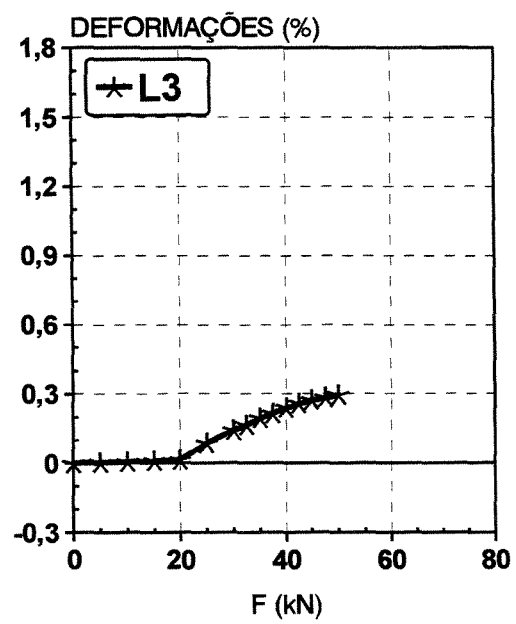
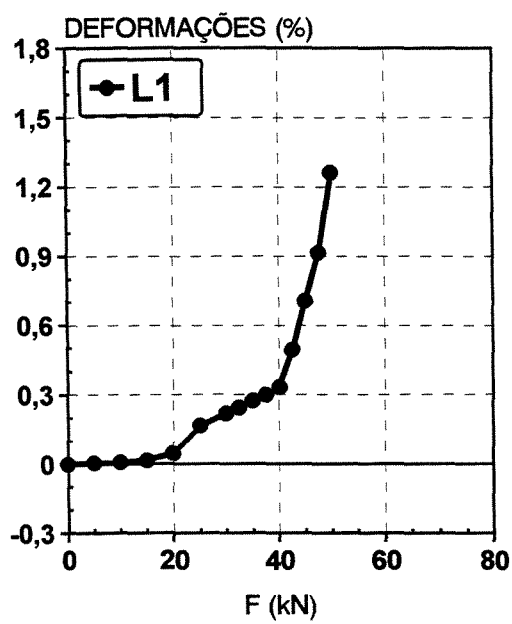
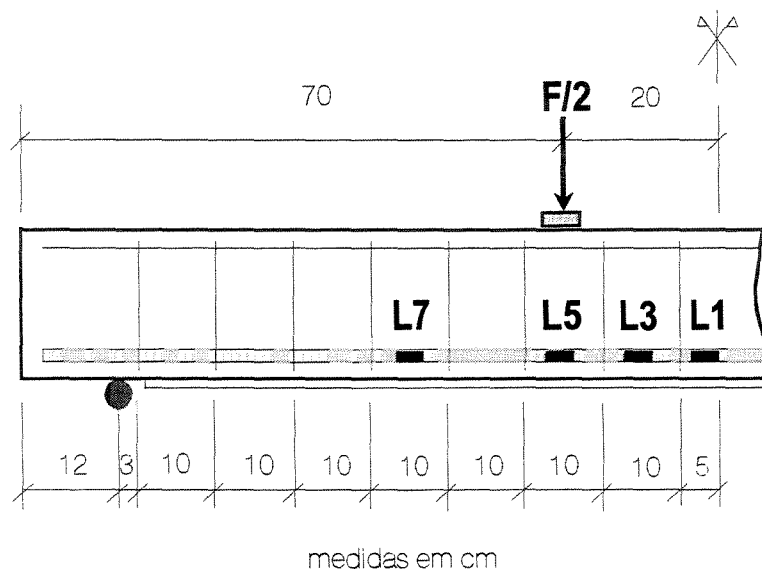
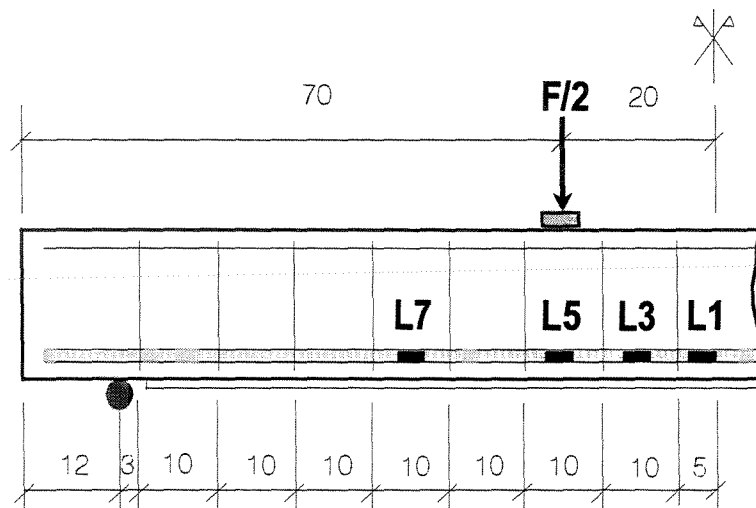


Figura 5.45 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado esquerdo.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO ESQUERDO



medidas em cm

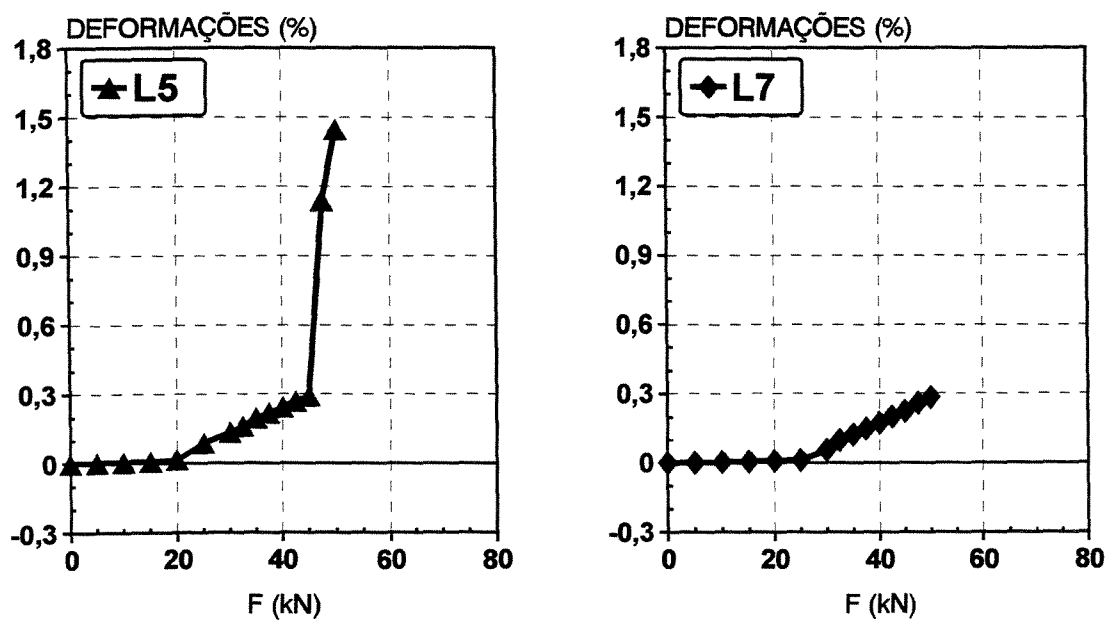


Figura 5.45 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado esquerdo.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

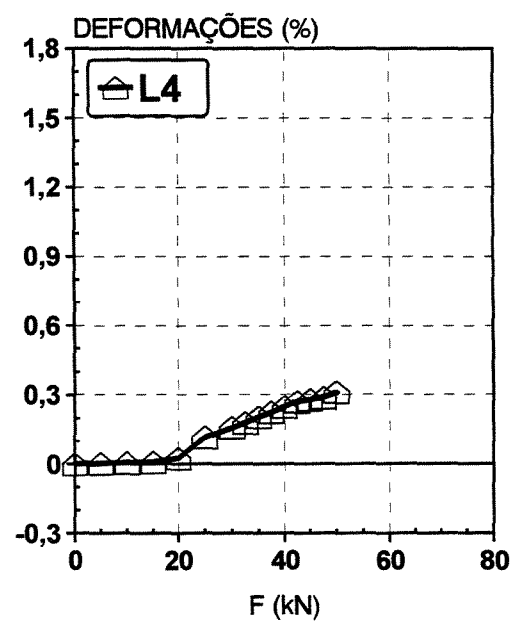
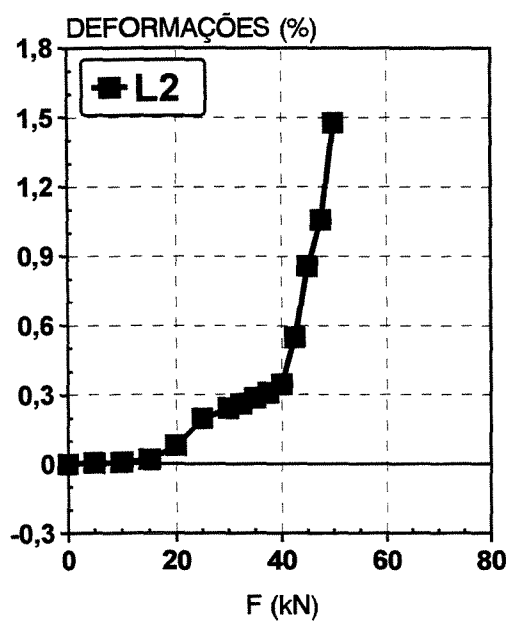
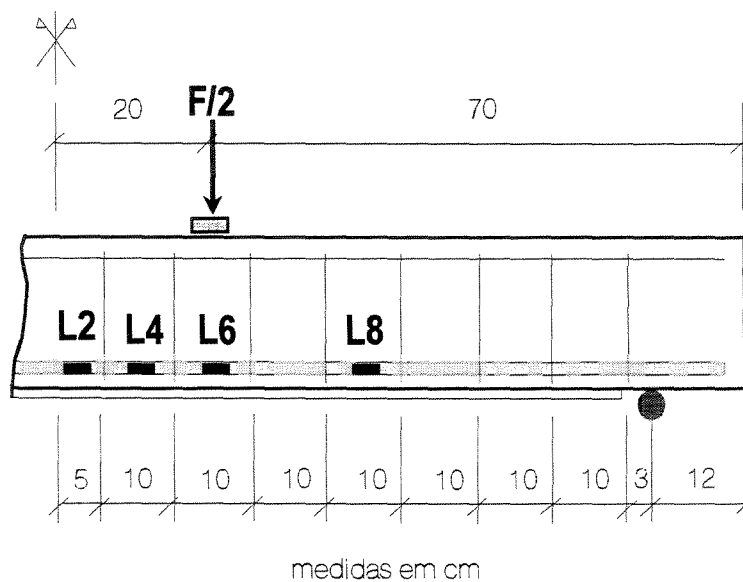


Figura 5.46 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado direito.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

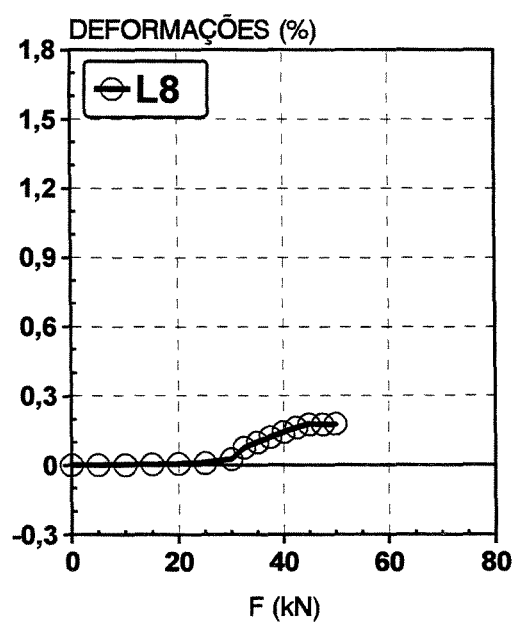
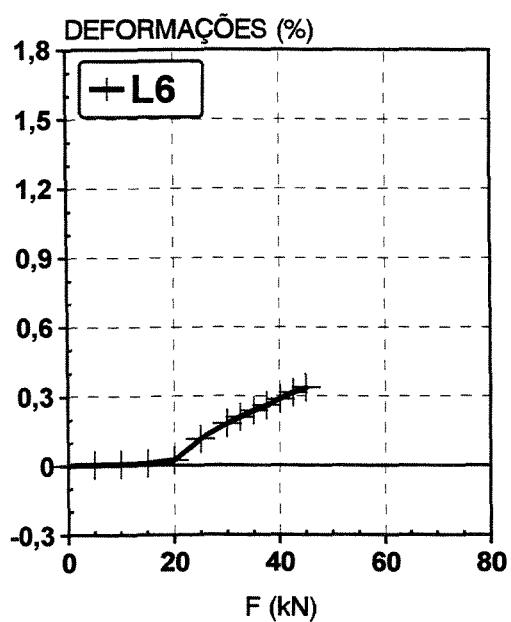
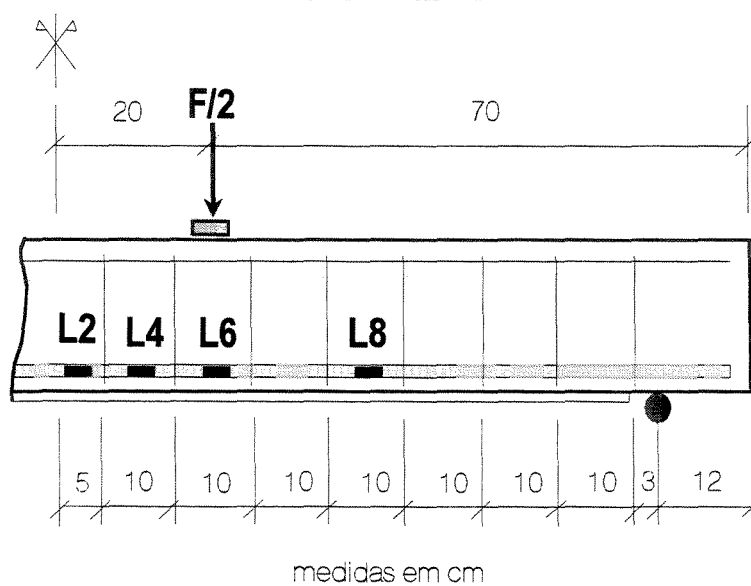


Figura 5.46 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Ca - lado direito.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO ESQUERDO

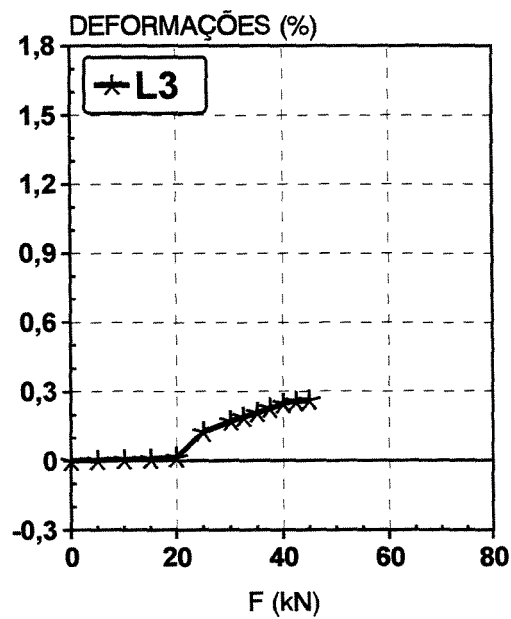
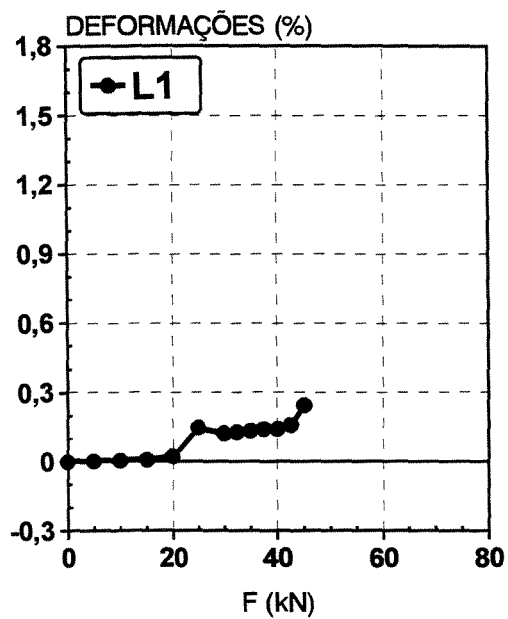
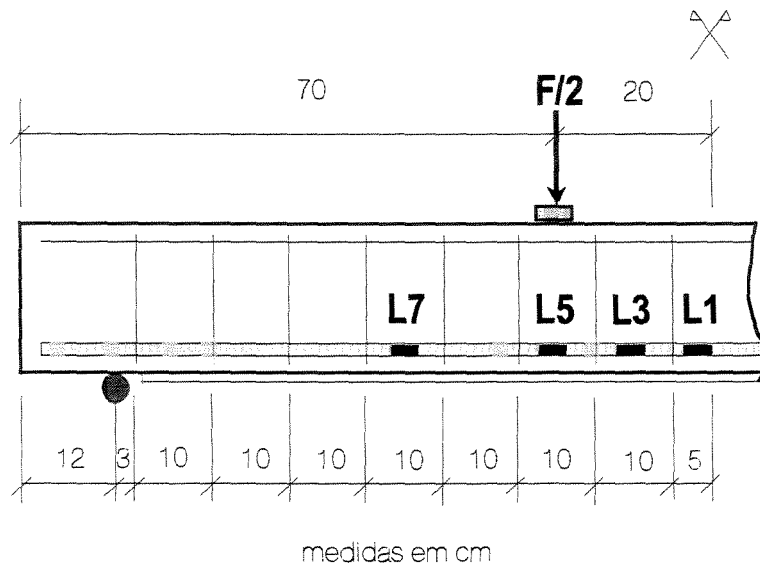


Figura 5.47 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado esquerdo.

VIGA VR1Cb DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO

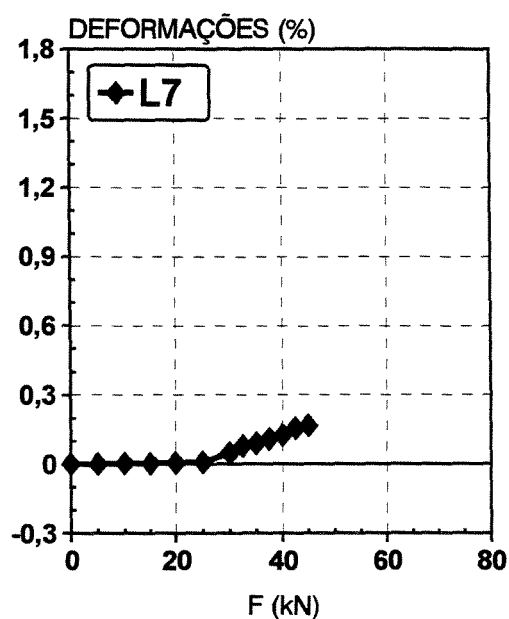
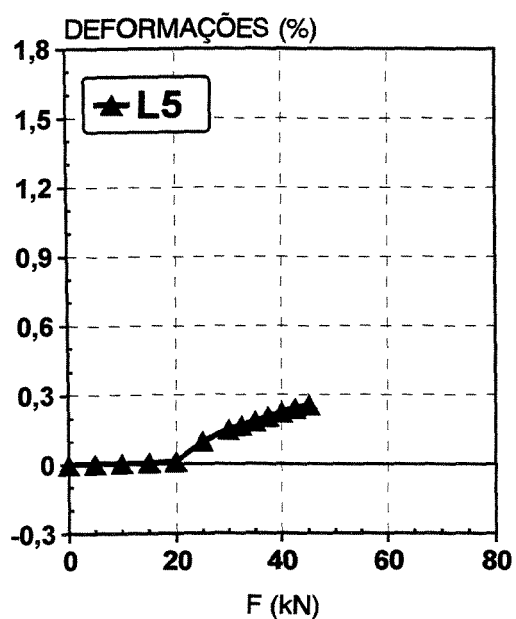
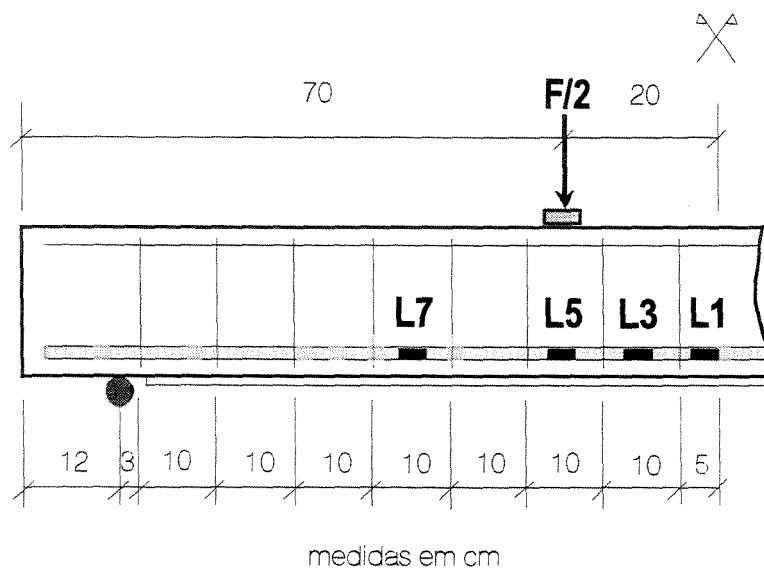


Figura 5.47 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado esquerdo.

VIGA VR1Cb DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO DIREITO

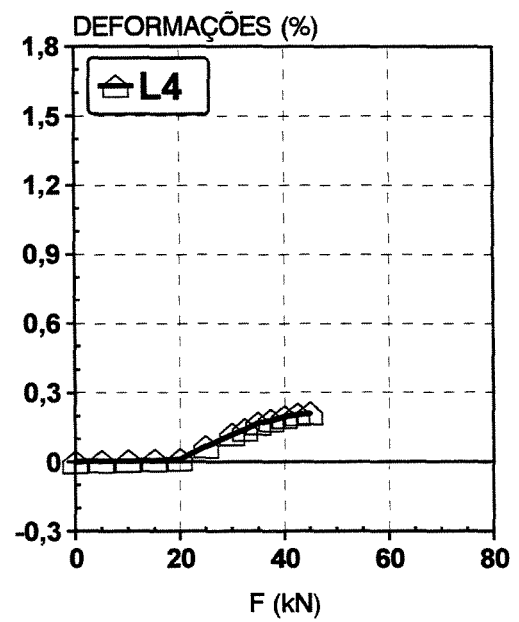
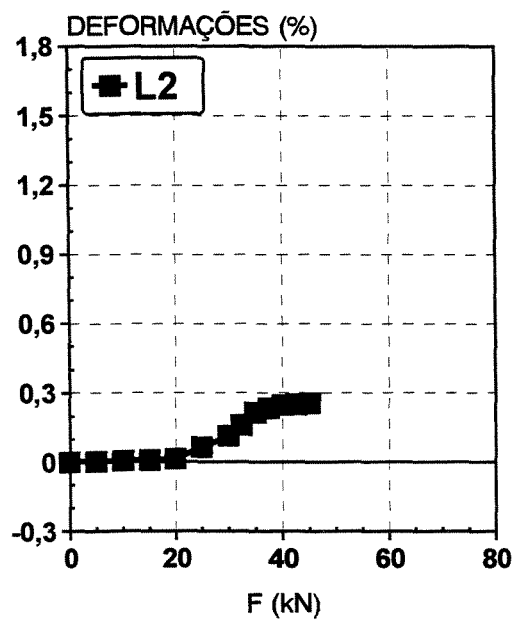
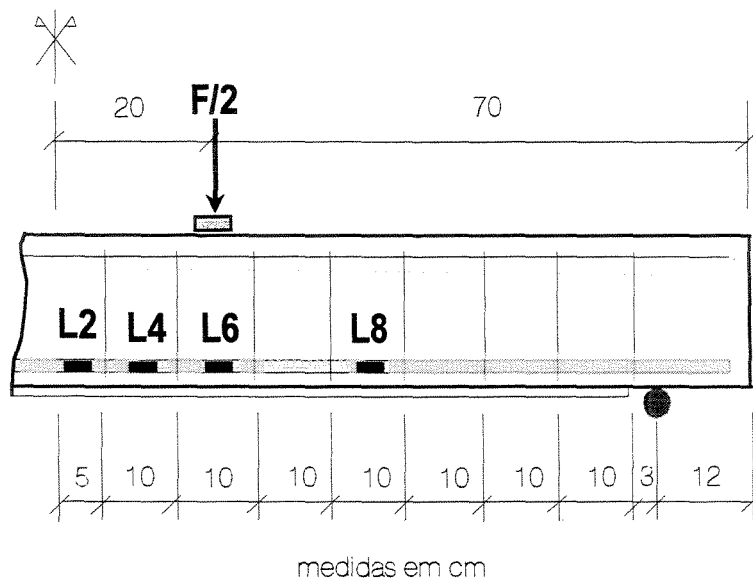


Figura 5.48 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado direito.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

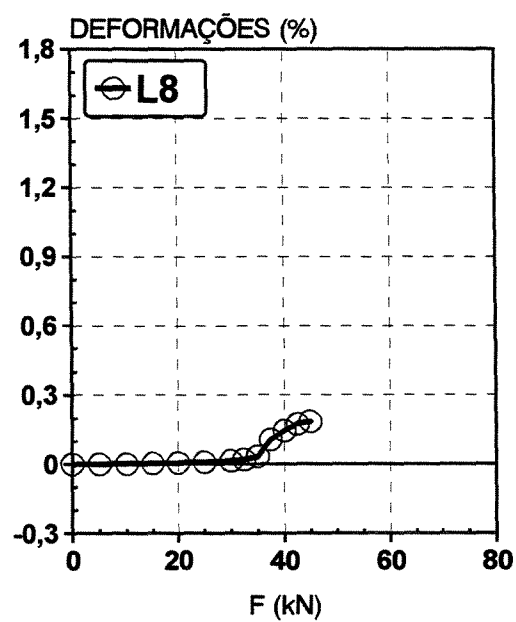
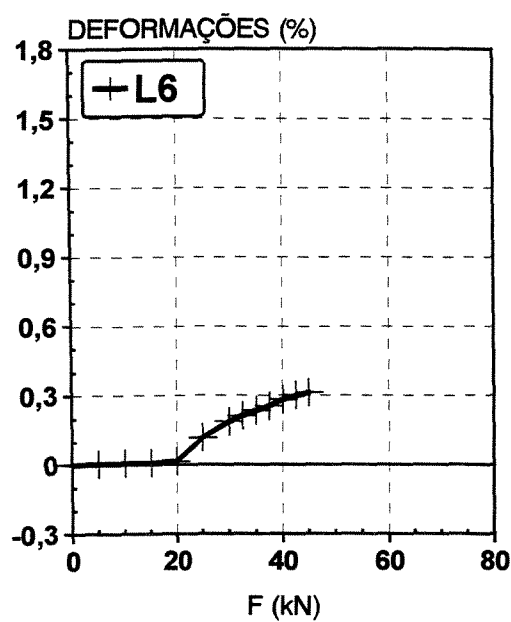
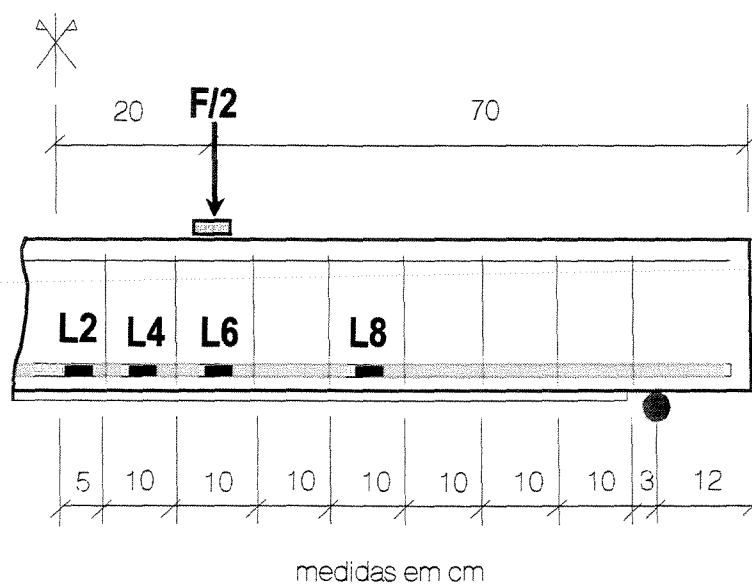
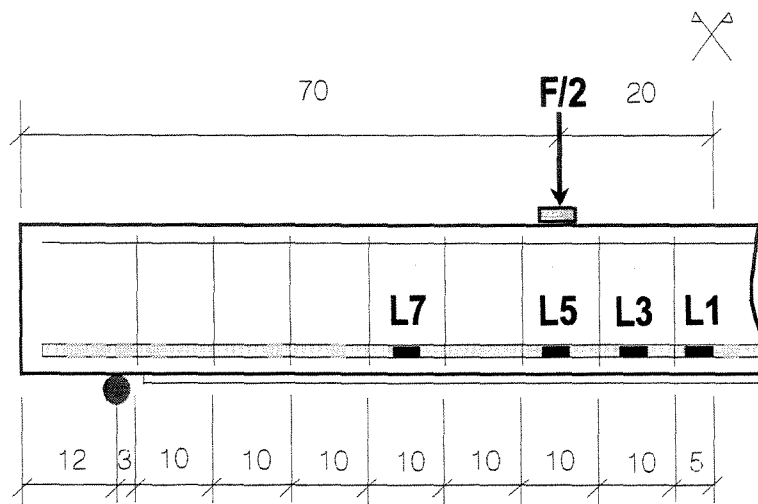


Figura 5.48 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1Cb - lado direito.

VIGA VR1C/X DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO



medidas em cm

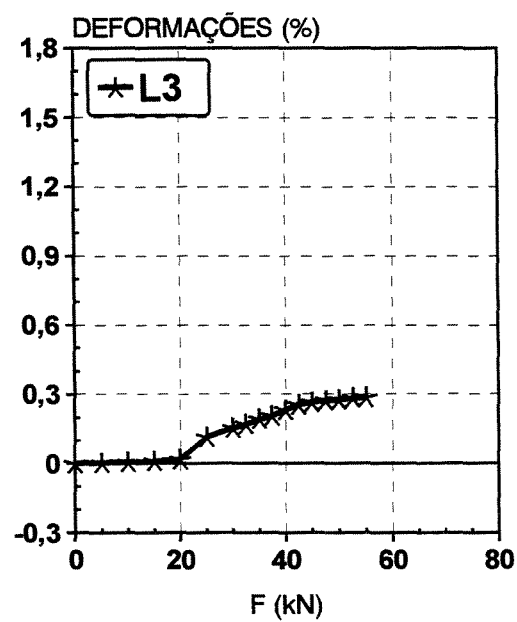
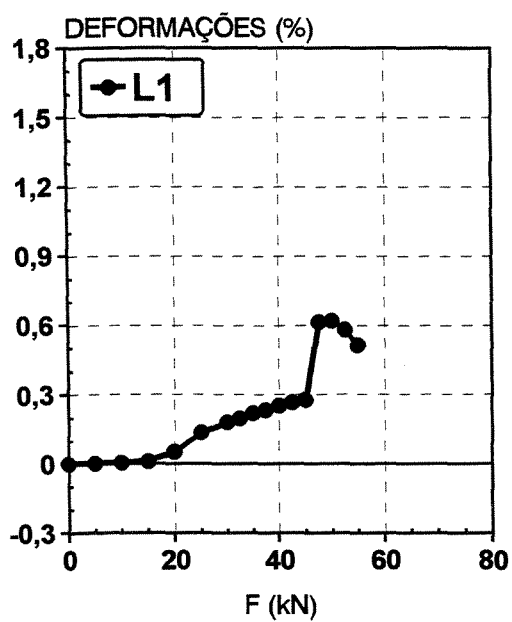


Figura 5.49 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado esquerdo.

VIGA VR1C/X DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO

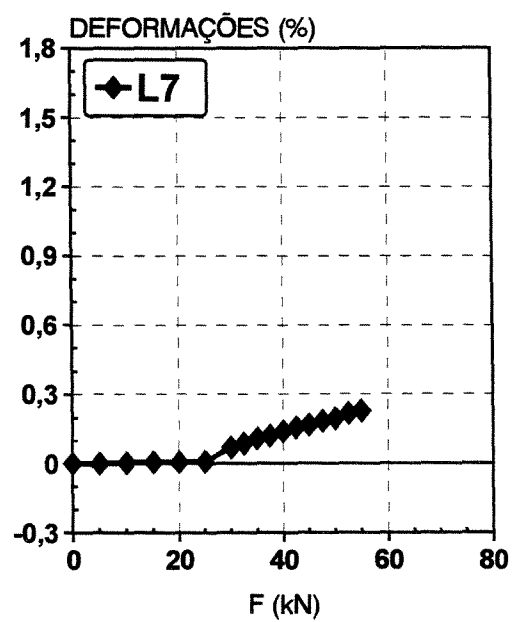
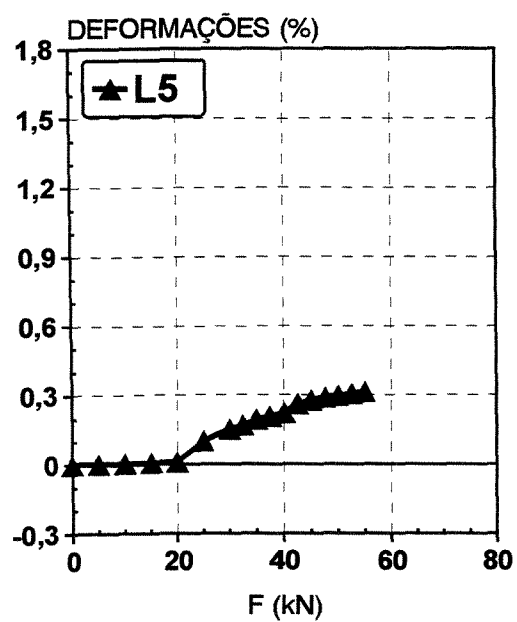
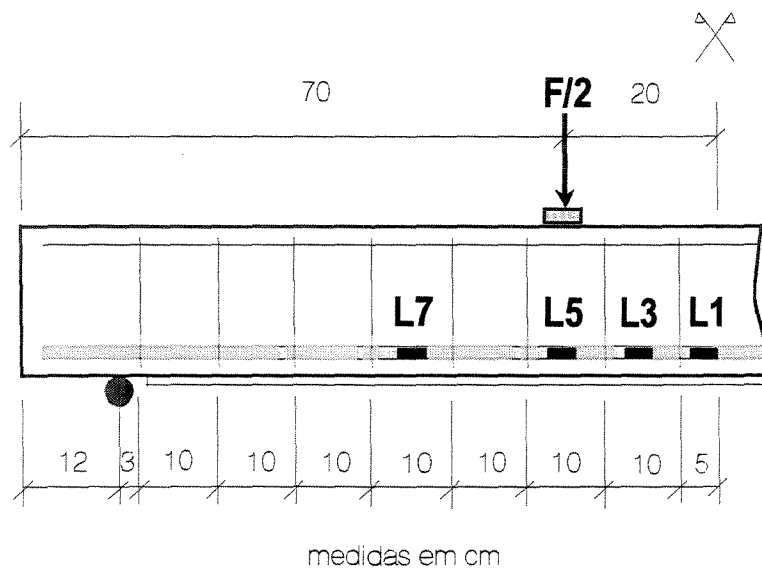
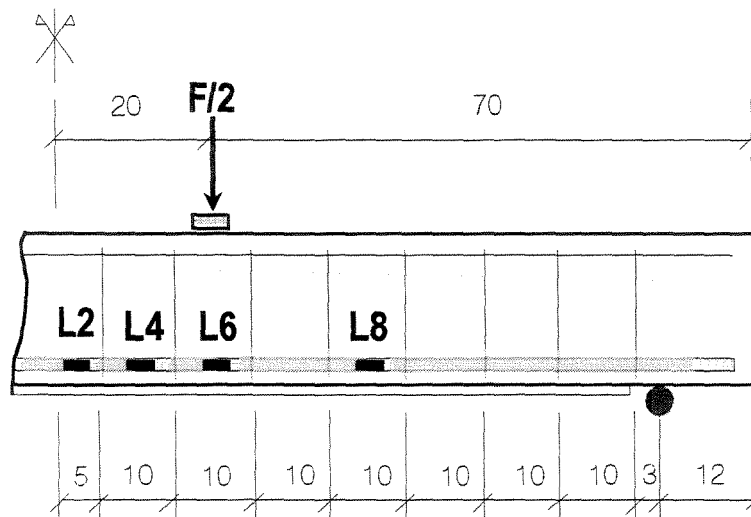


Figura 5.49 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado esquerdo.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO



medidas em cm

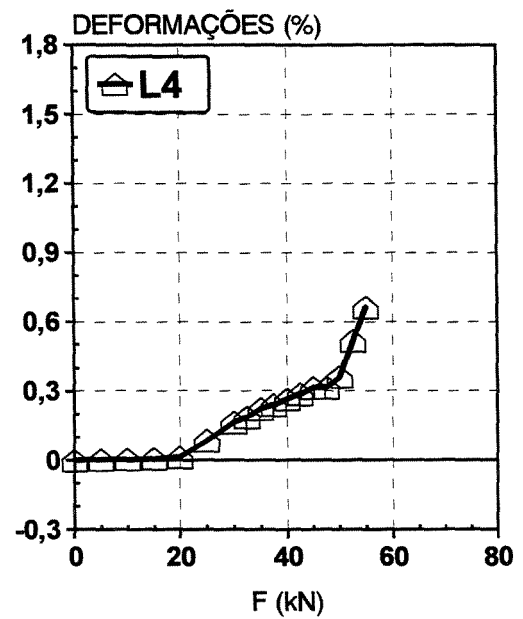
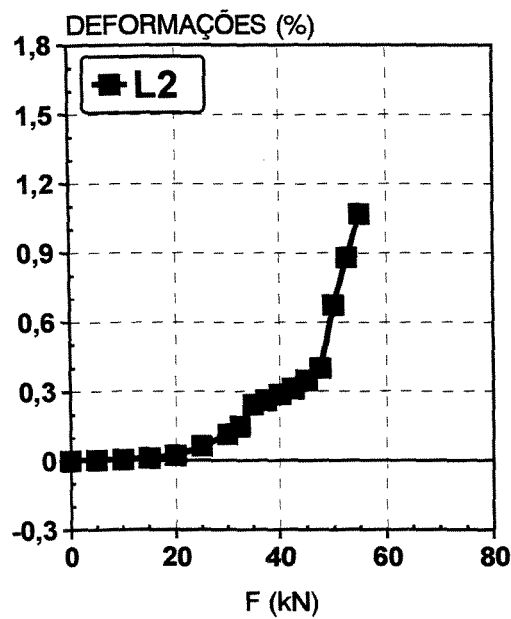


Figura 5.50 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado direito.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

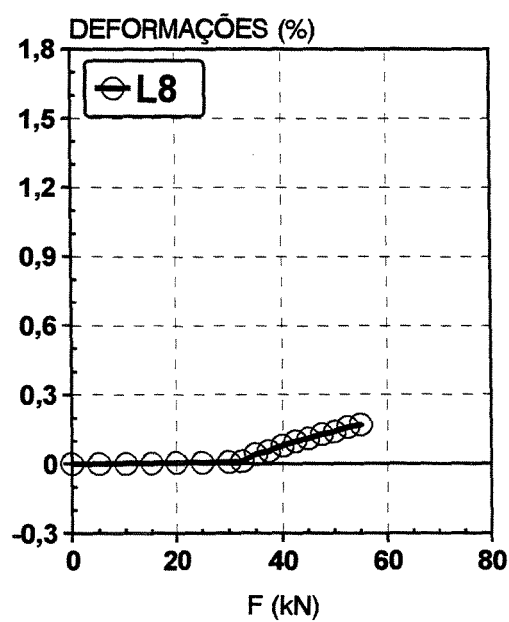
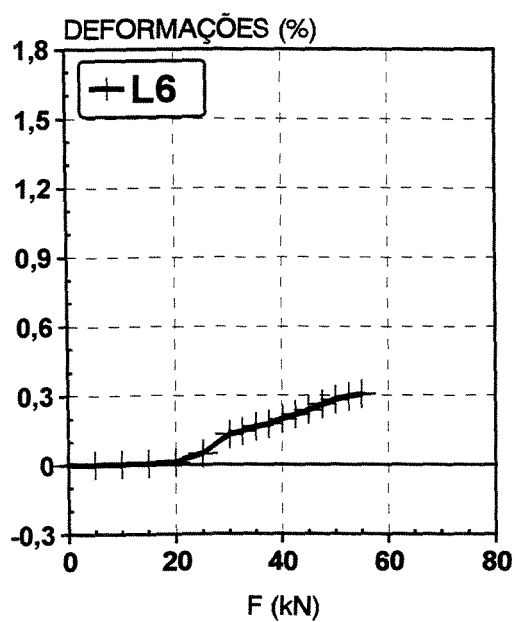
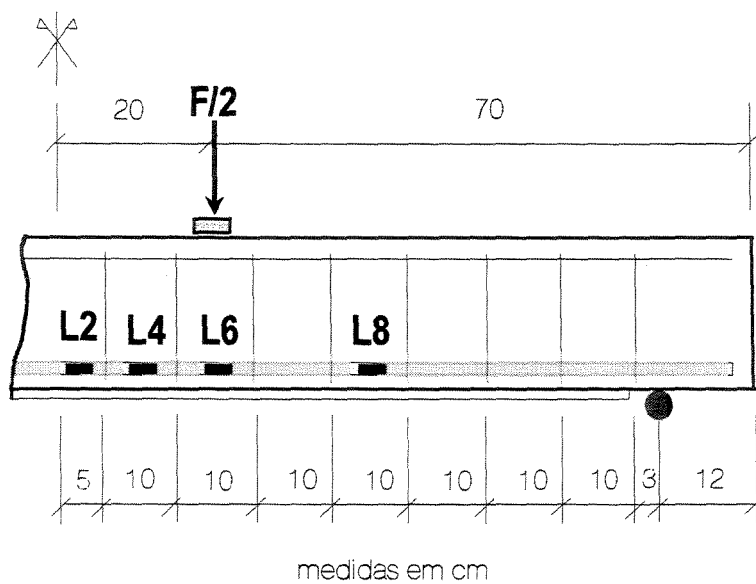
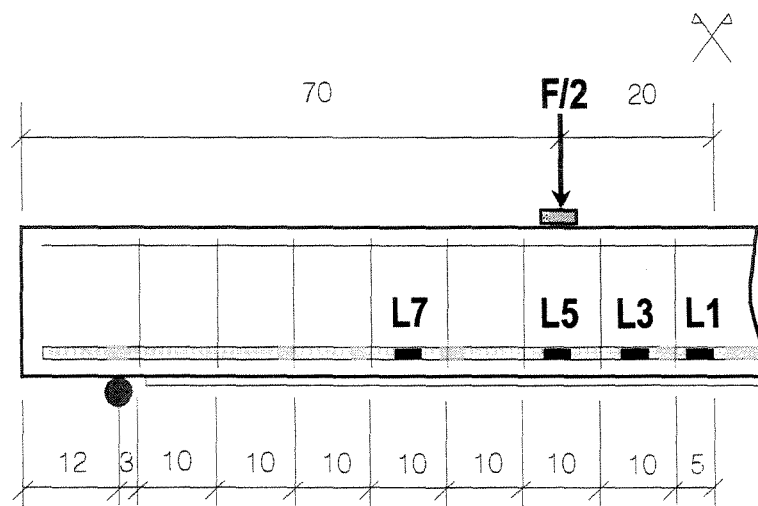


Figura 5.50 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR1C/X - lado direito.

VIGA VR2C/X DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO



medidas em cm

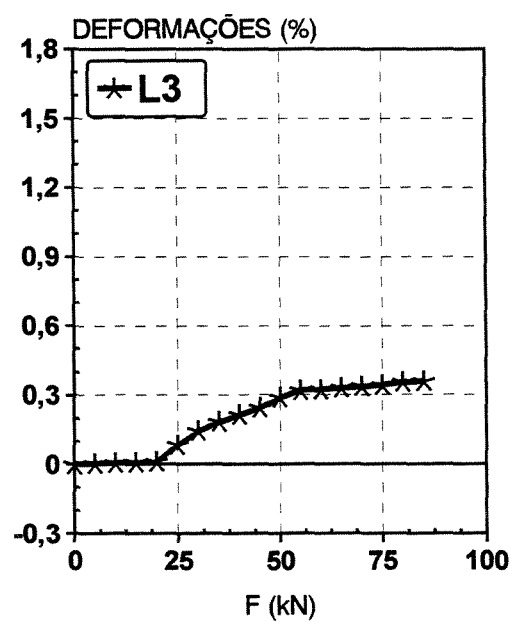
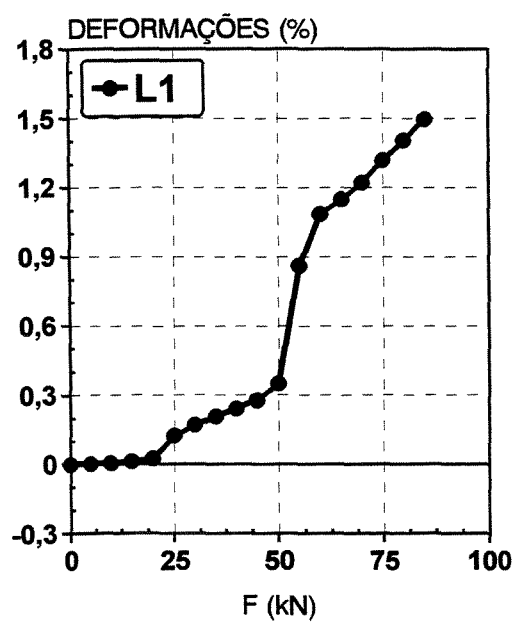


Figura 5.51 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado esquerdo.

The diagram shows a horizontal beam of total length 70 units. A point load $F/2$ is applied downwards at a distance of 20 units from the right end. Below the beam, a distributed load is represented by a shaded rectangular area. This area is divided into four segments labeled L7, L5, L3, and L1 from left to right. The lengths of these segments are indicated by a dimension line at the bottom: 12, 3, 10, 10, 10, 10, 10, 10, and 5 units respectively. A support is shown at the left end of the distributed load area, at a distance of 12 units from the left end of the beam.

The figure consists of two side-by-side graphs, labeled L5 and L7, plotting Deformations (%) on the y-axis against Force (F in kN) on the x-axis. Both graphs have a y-axis ranging from -0.3 to 1.8 with major ticks every 0.3 units, and an x-axis ranging from 0 to 100 with major ticks every 25 units. A dashed grid is present in both plots.

Graph L5: The data points, marked with black triangles, show a non-linear relationship. The deformation remains near zero for forces up to approximately 25 kN, then increases gradually until about 50 kN. Beyond 50 kN, the deformation increases very rapidly, reaching approximately 1.3% at 85 kN. The curve ends with an arrow pointing upwards, indicating that the deformation continues to increase with force.

Graph L7: The data points, marked with black diamonds, show a linear relationship. The deformation remains near zero for forces up to approximately 30 kN, then increases steadily and linearly, reaching approximately 0.25% at 80 kN. The curve ends with a diamond marker, indicating that the data stops at that point.

288

VIGA VR2C/X
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

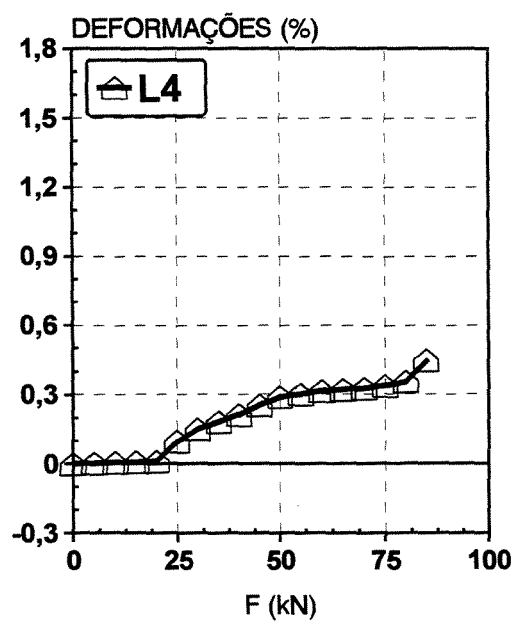
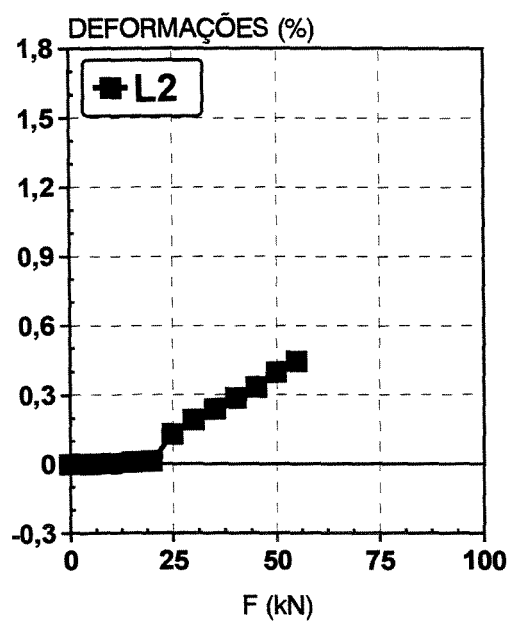
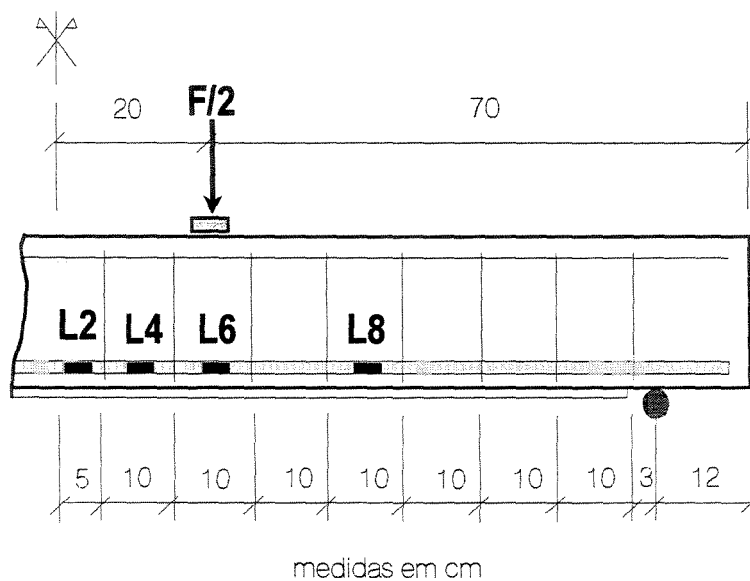


Figura 5.52 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado direito.

VIGA VR2C/X
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

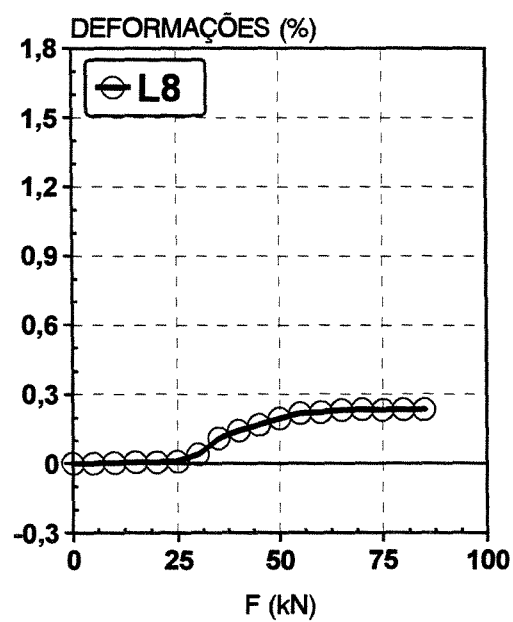
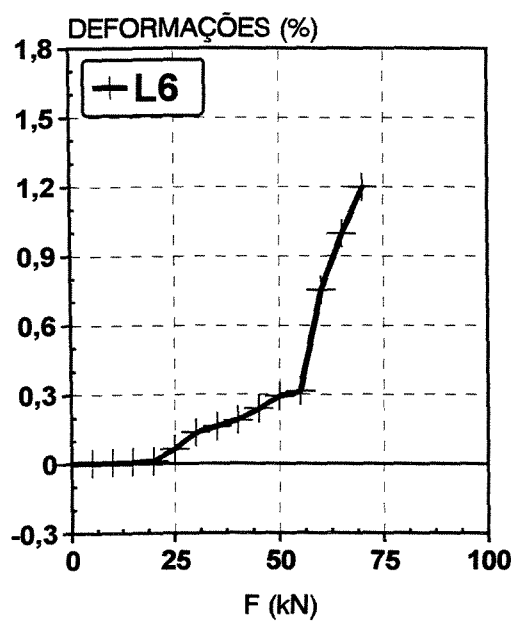
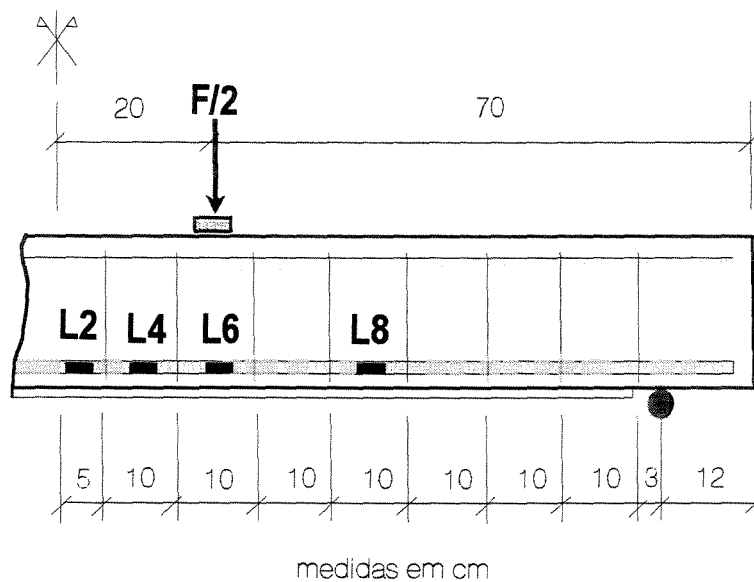
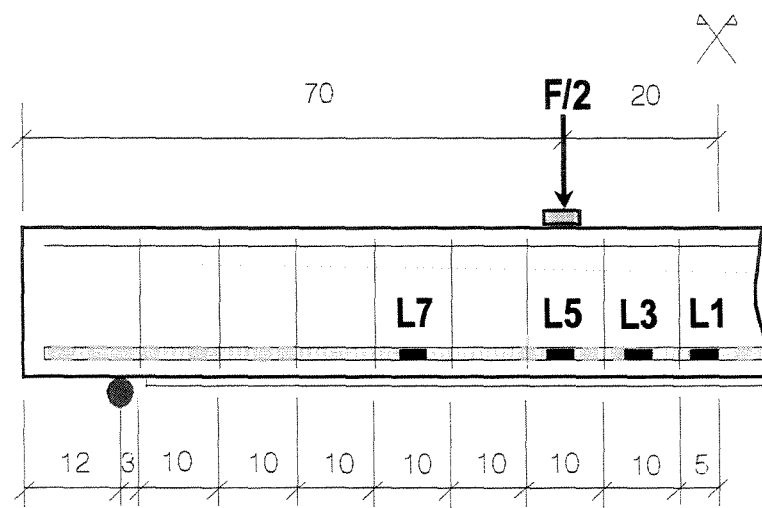


Figura 5.52 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR2C/X - lado direito.

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO ESQUERDO



medidas em cm

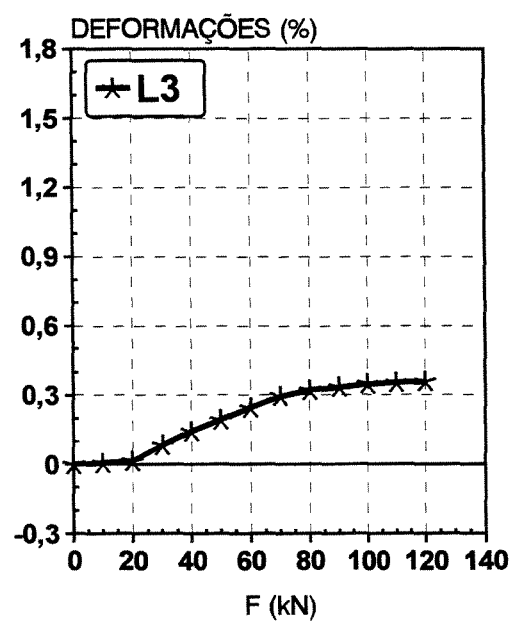
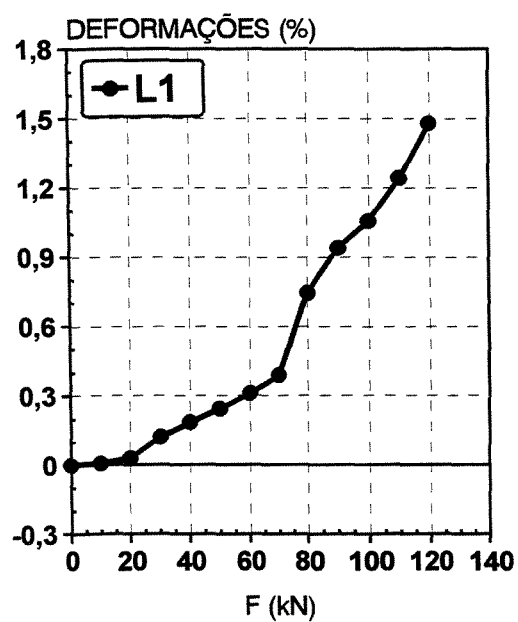


Figura 5.53 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado esquerdo.

The diagram shows a horizontal beam of total length 100 units. A point load $F/2$ is applied downwards at a distance of 70 units from the left end and 20 units from the right end. Below the beam, a distributed load is represented by a series of black rectangular blocks. These blocks are located in the last four segments of the beam, labeled L7, L5, L3, and L1 from left to right. The segment lengths are indicated by a scale at the bottom: 12, 3, 10, 10, 10, 10, 10, 10, 10, 5. The distributed load blocks are positioned within the segments of length 10, 10, 10, and 5.

The figure consists of two side-by-side line graphs. Both graphs have 'F (kN)' on the x-axis (ranging from 0 to 140) and 'DEFORMAÇÕES (%)' on the y-axis (ranging from -0,3 to 1,8). The left graph is for specimen L5, marked with triangles, and the right graph is for specimen L7, marked with diamonds. Both show a non-linear increase in deformation with increasing force.

F (kN)	Deformação (%)
0	0,00
10	0,00
20	0,00
30	0,05
40	0,12
50	0,18
60	0,25
70	0,28
80	0,30
90	0,38
100	0,55
110	0,70
120	0,95

F (kN)	Deformação (%)
0	0,00
10	0,00
20	0,00
30	0,00
40	0,02
50	0,08
60	0,15
70	0,20
80	0,25
90	0,30
100	0,35
110	0,48
120	0,60

292

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL: LADO DIREITO

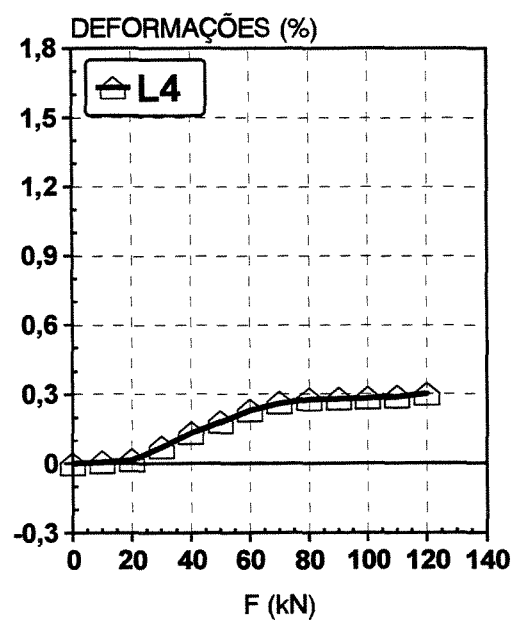
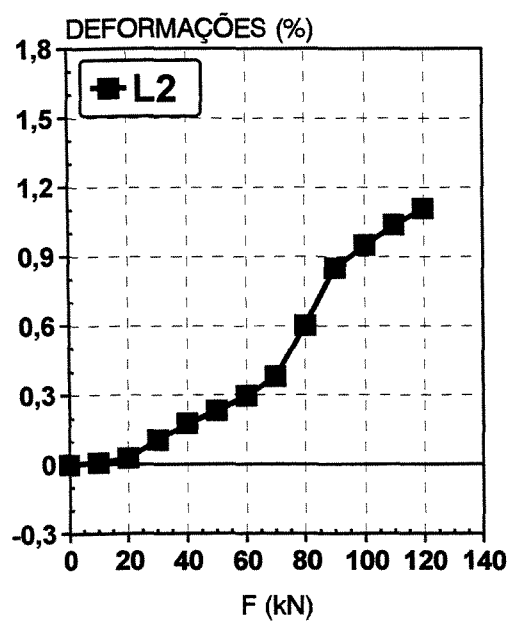
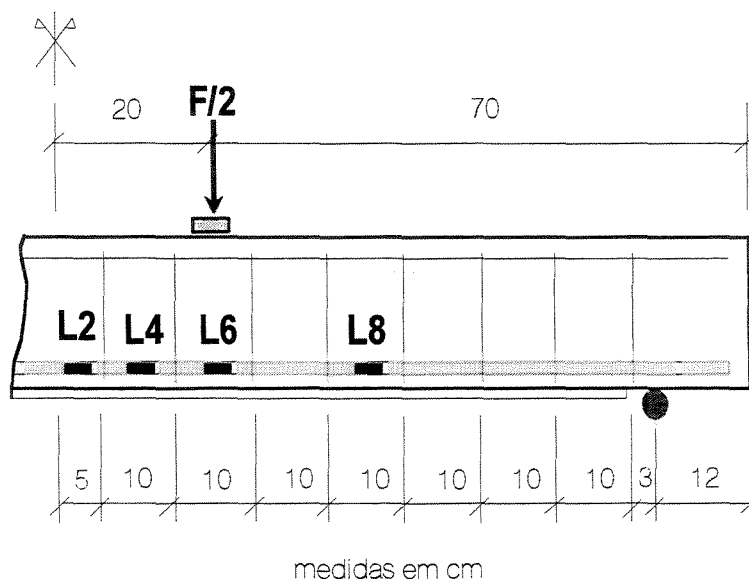


Figura 5.54 A - Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado direito.

VIGA VR4C/X
DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL:
LADO DIREITO

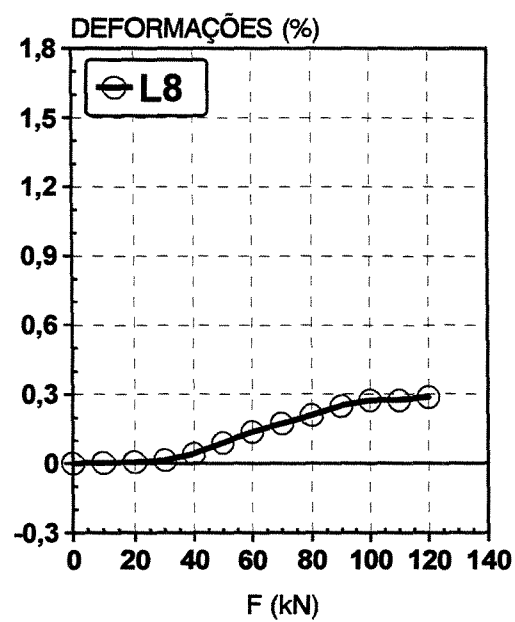
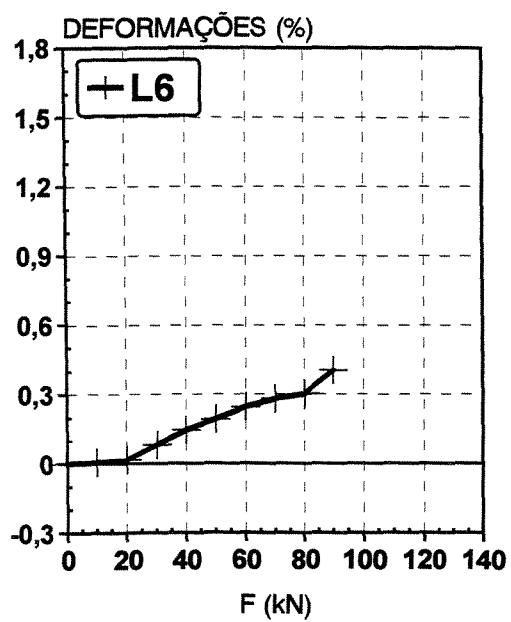
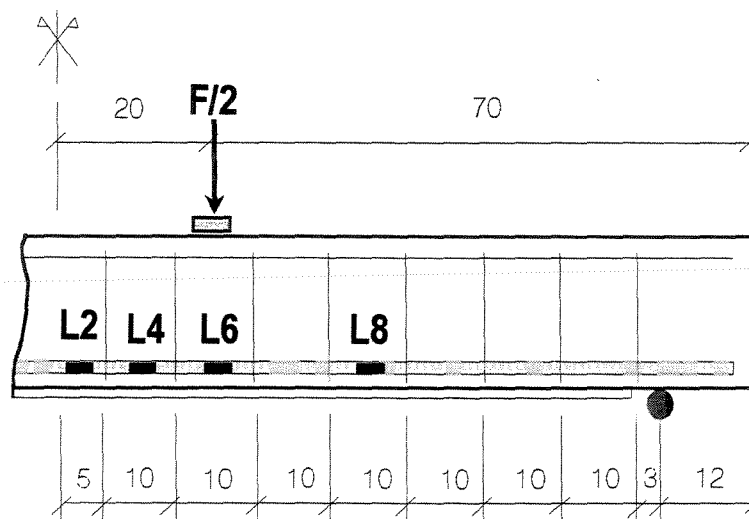


Figura 5.54 B - Deformações na armadura longitudinal da viga VR4C/X - lado direito.

VIGA VT TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

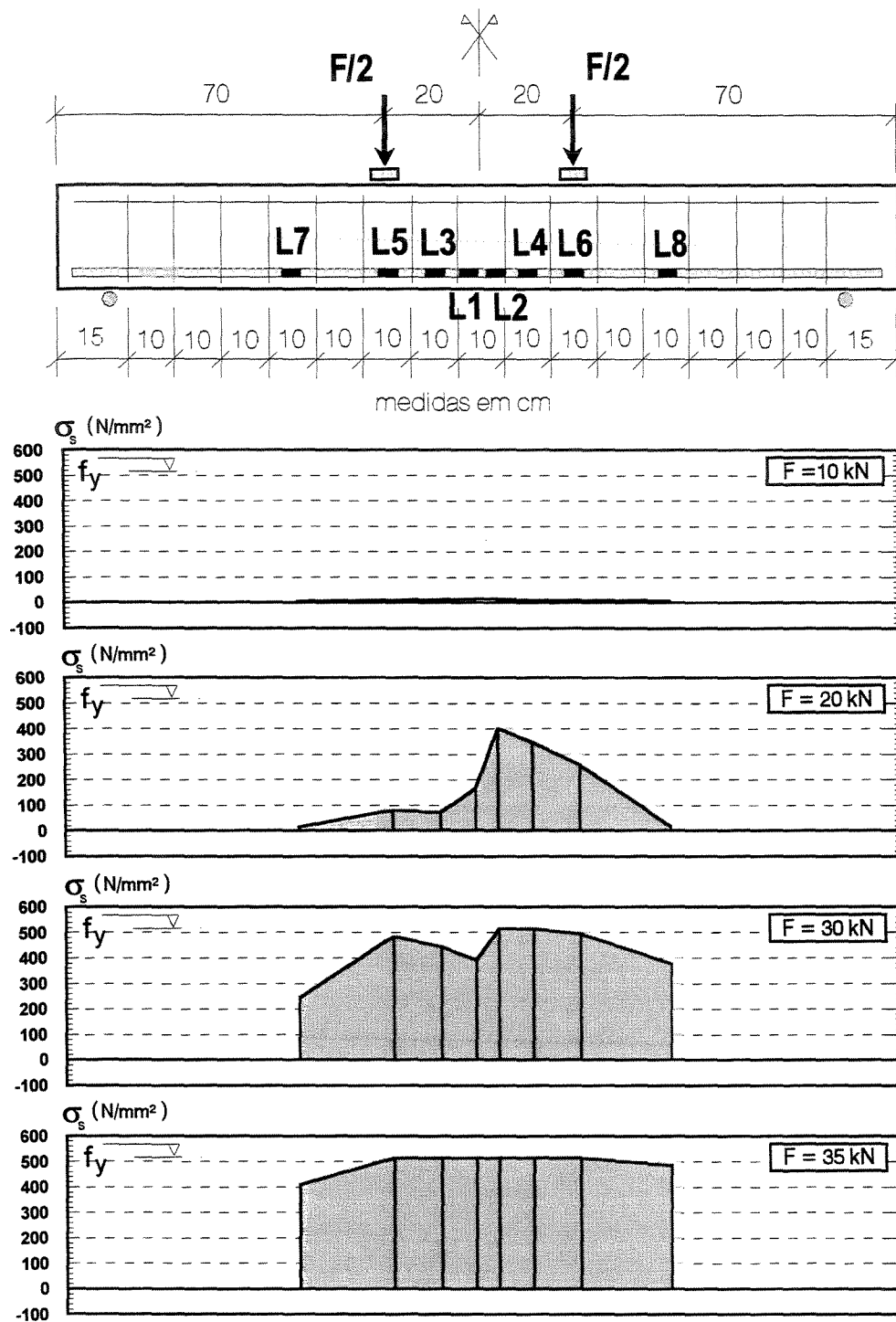


Figura 5.55 - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VT.

VIGA VR1Ca TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

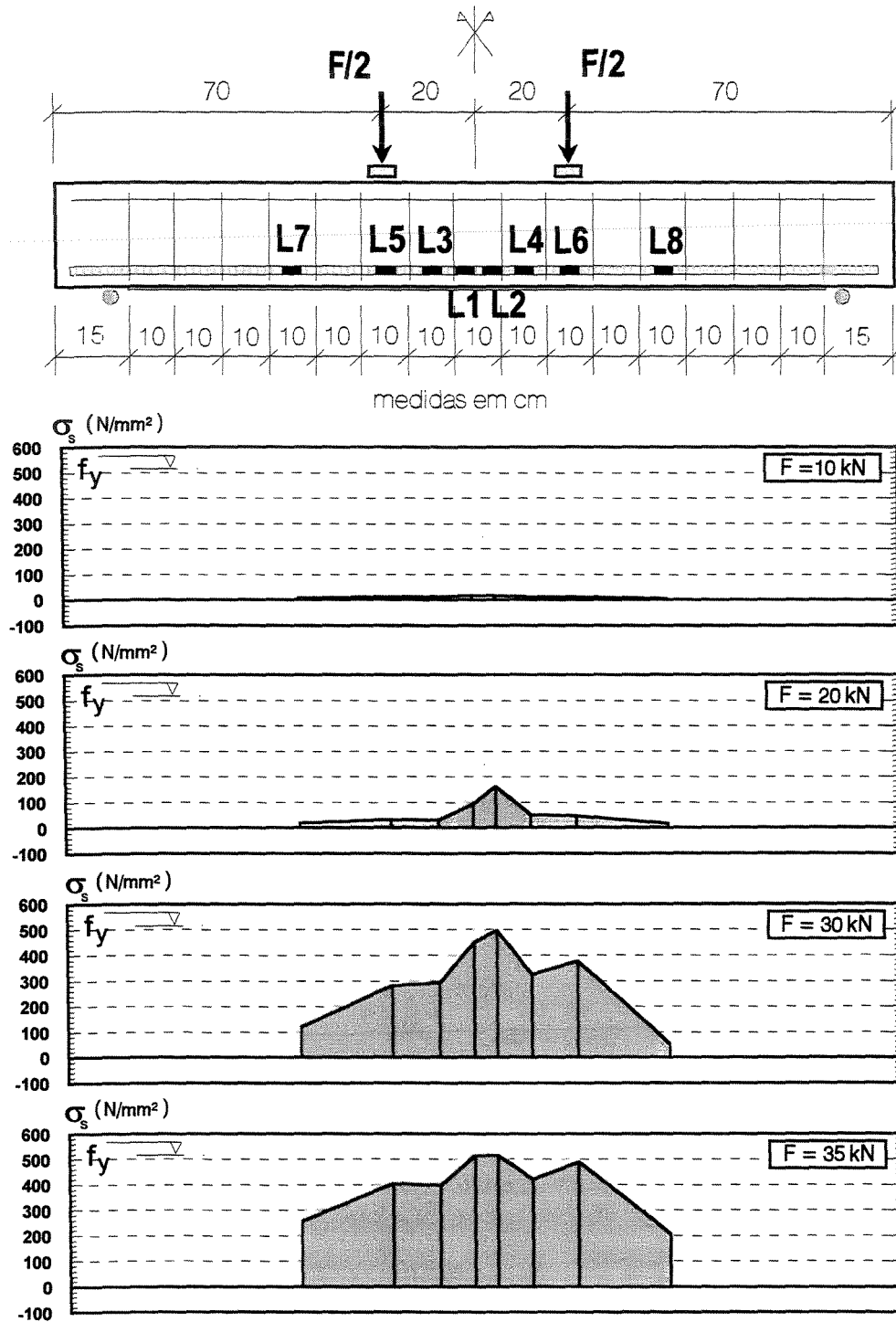


Figura 5.56 A - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Ca.

VIGA VR1Ca TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

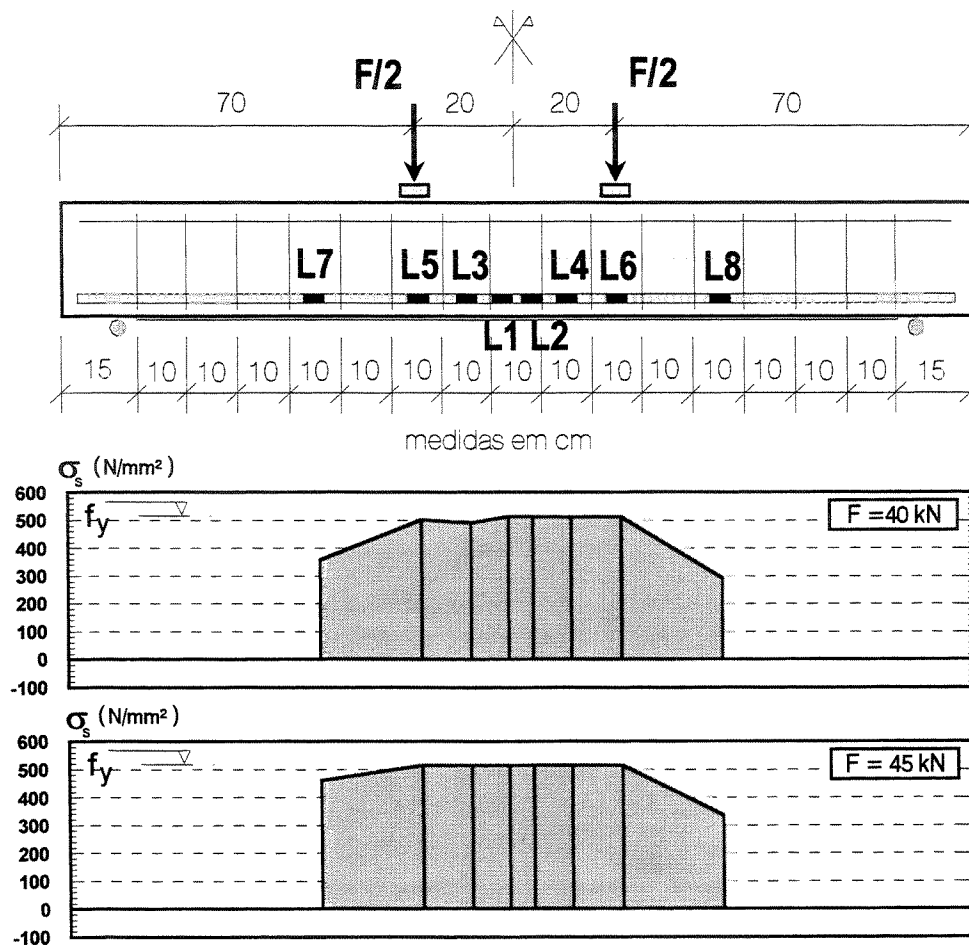


Figura 5.56 B - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Ca.

VIGA VR1Cb TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

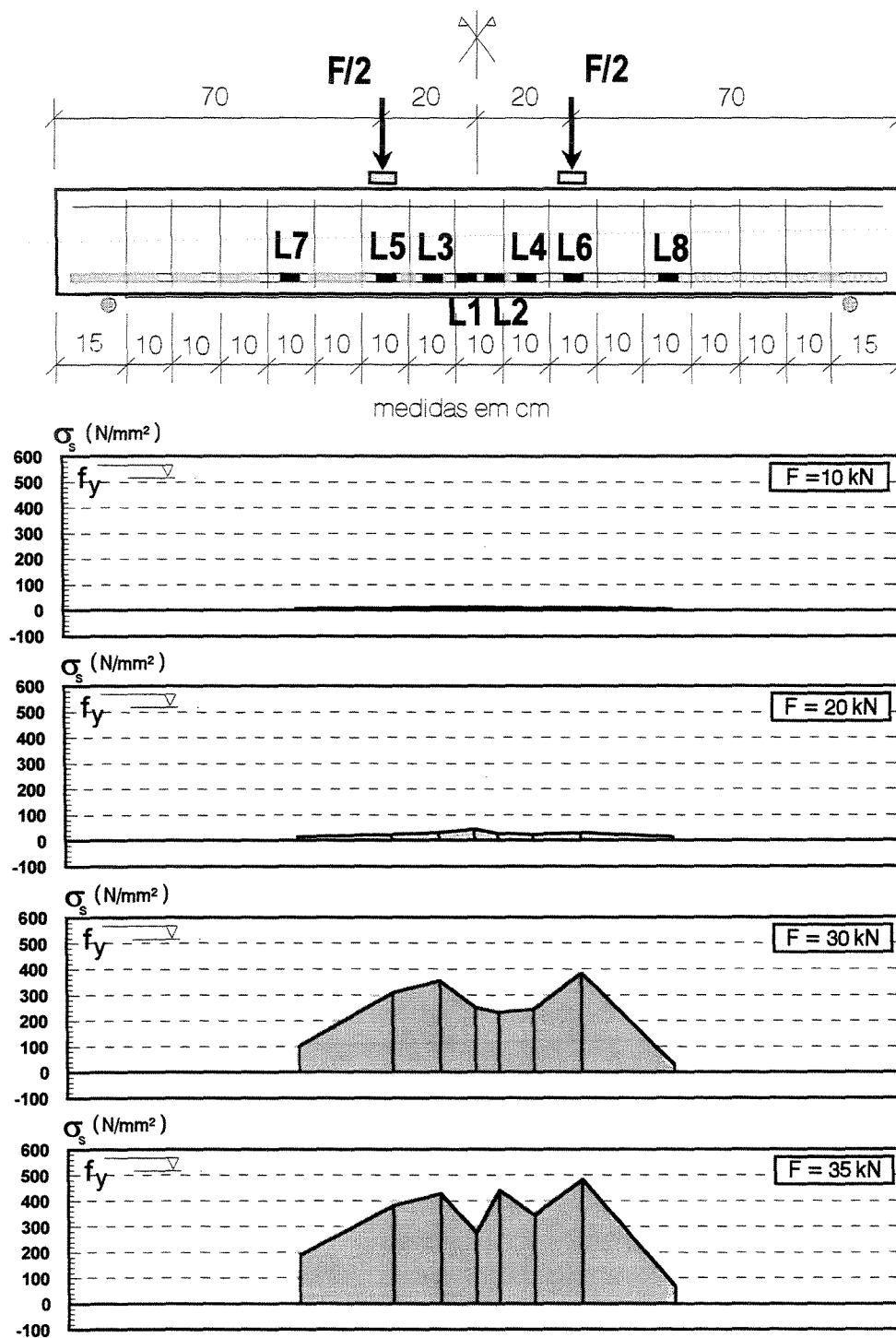


Figura 5.57 A - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Cb.

VIGA VR1Cb TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

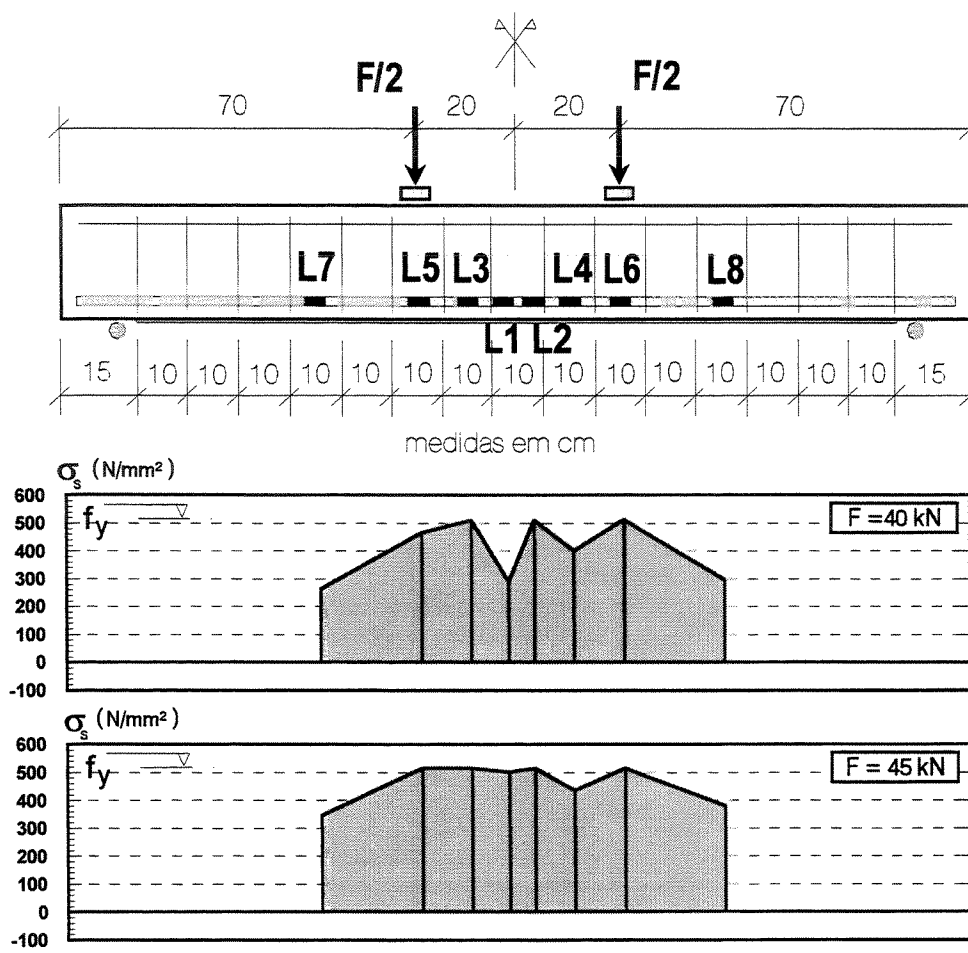


Figura 5.57 B - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1Cb.

VIGA VR1C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

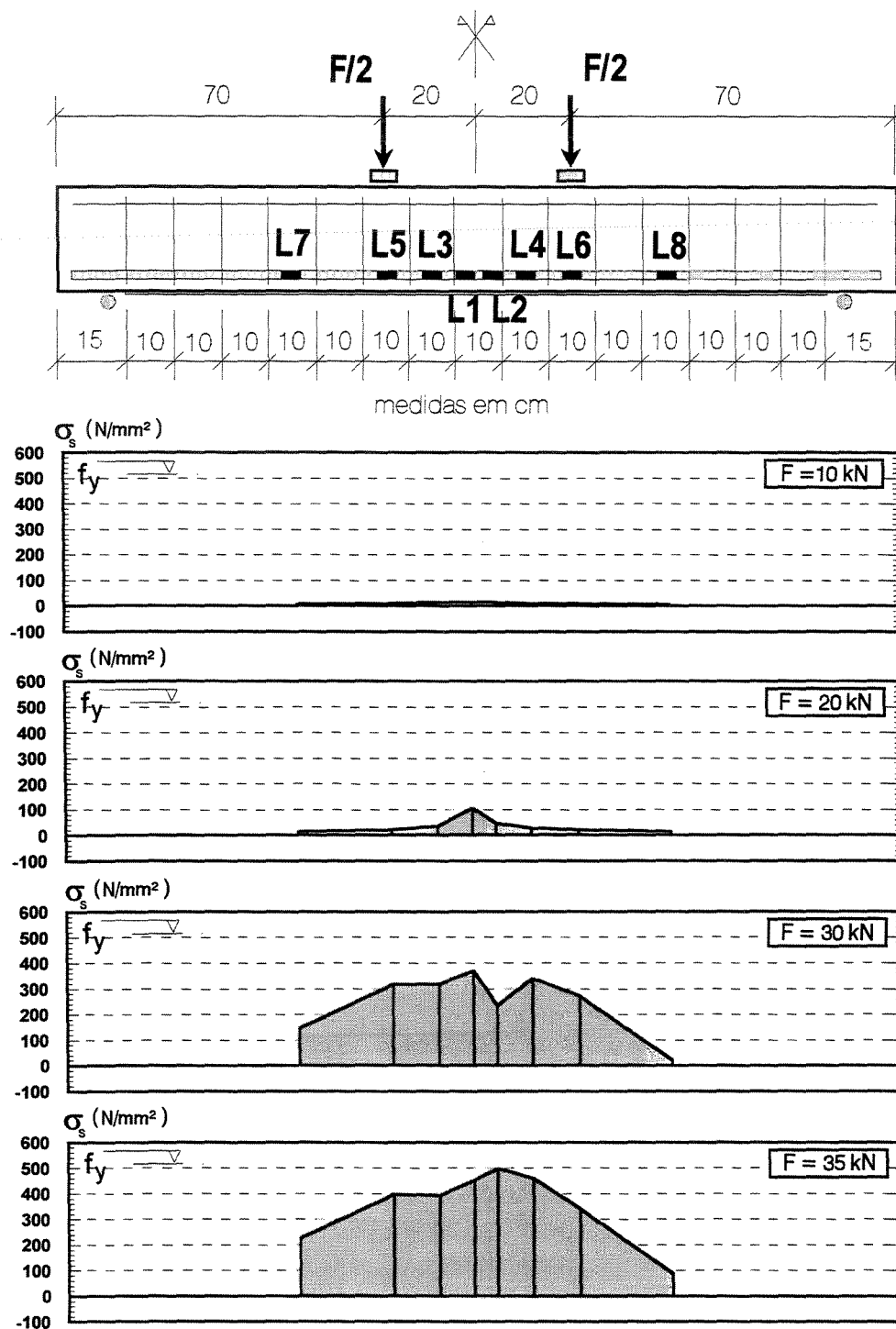


Figura 5.58 A - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1C/X.

VIGA VR1C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

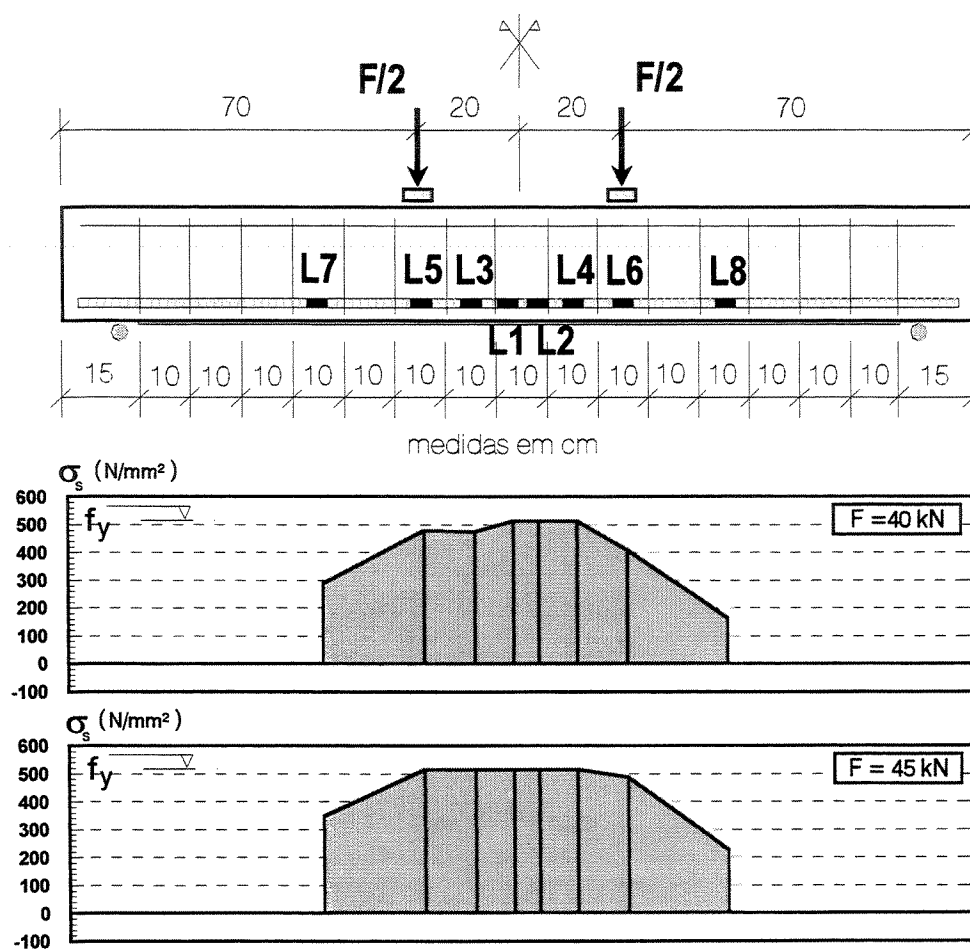


Figura 5.58 B - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR1C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

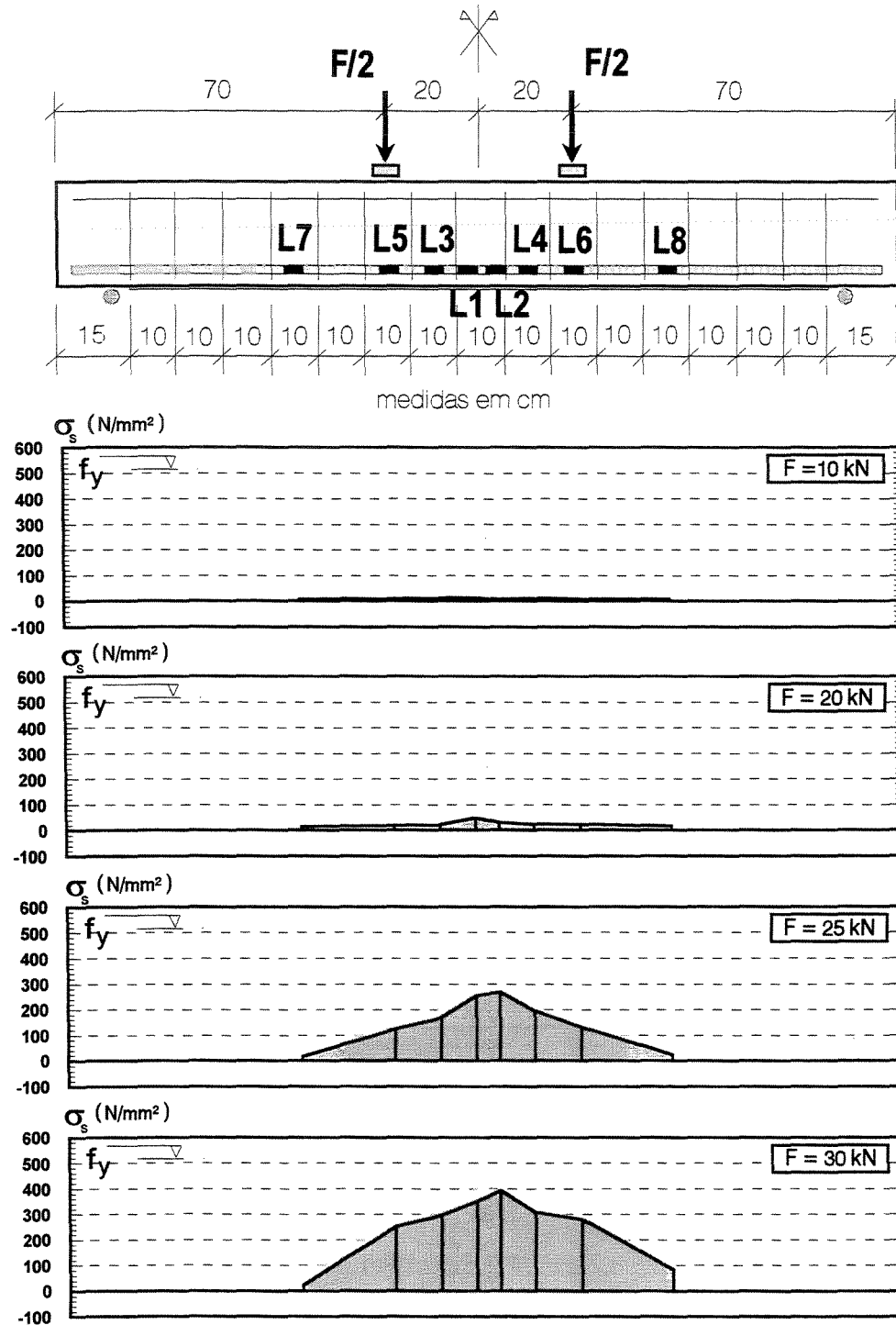


Figura 5.59 A - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR2C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

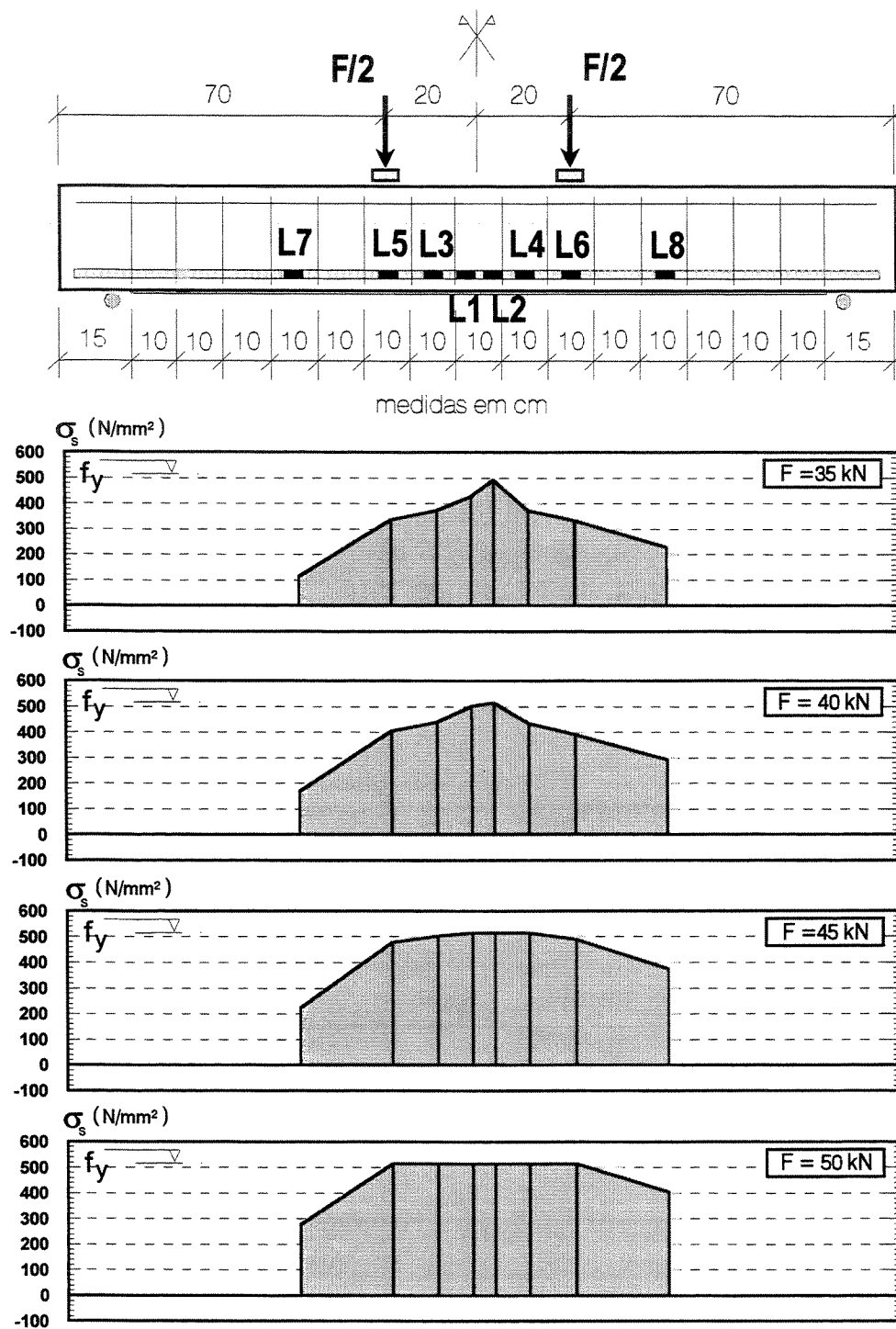


Figura 5.59 B - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR2C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

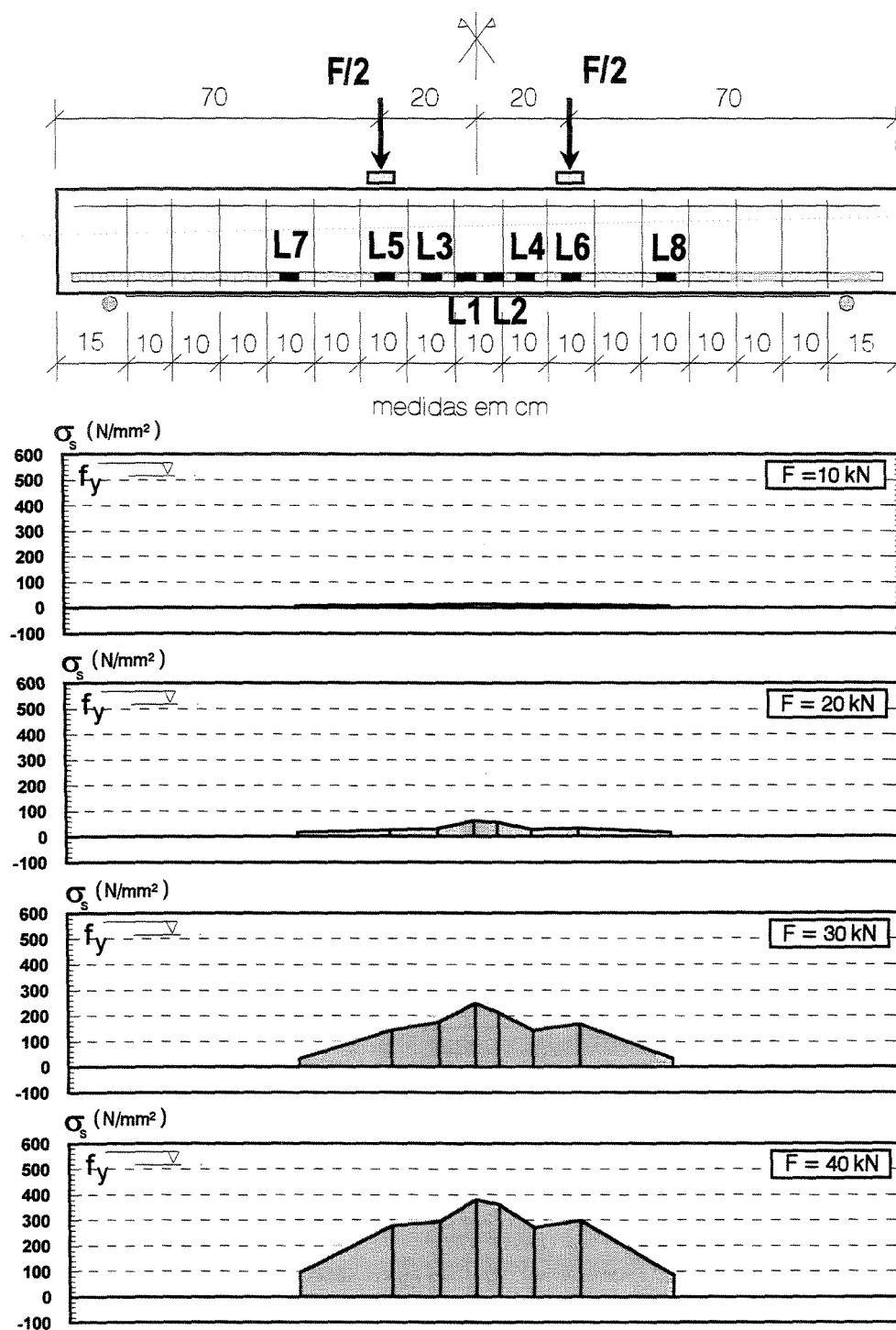


Figura 5.60 A - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR4C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

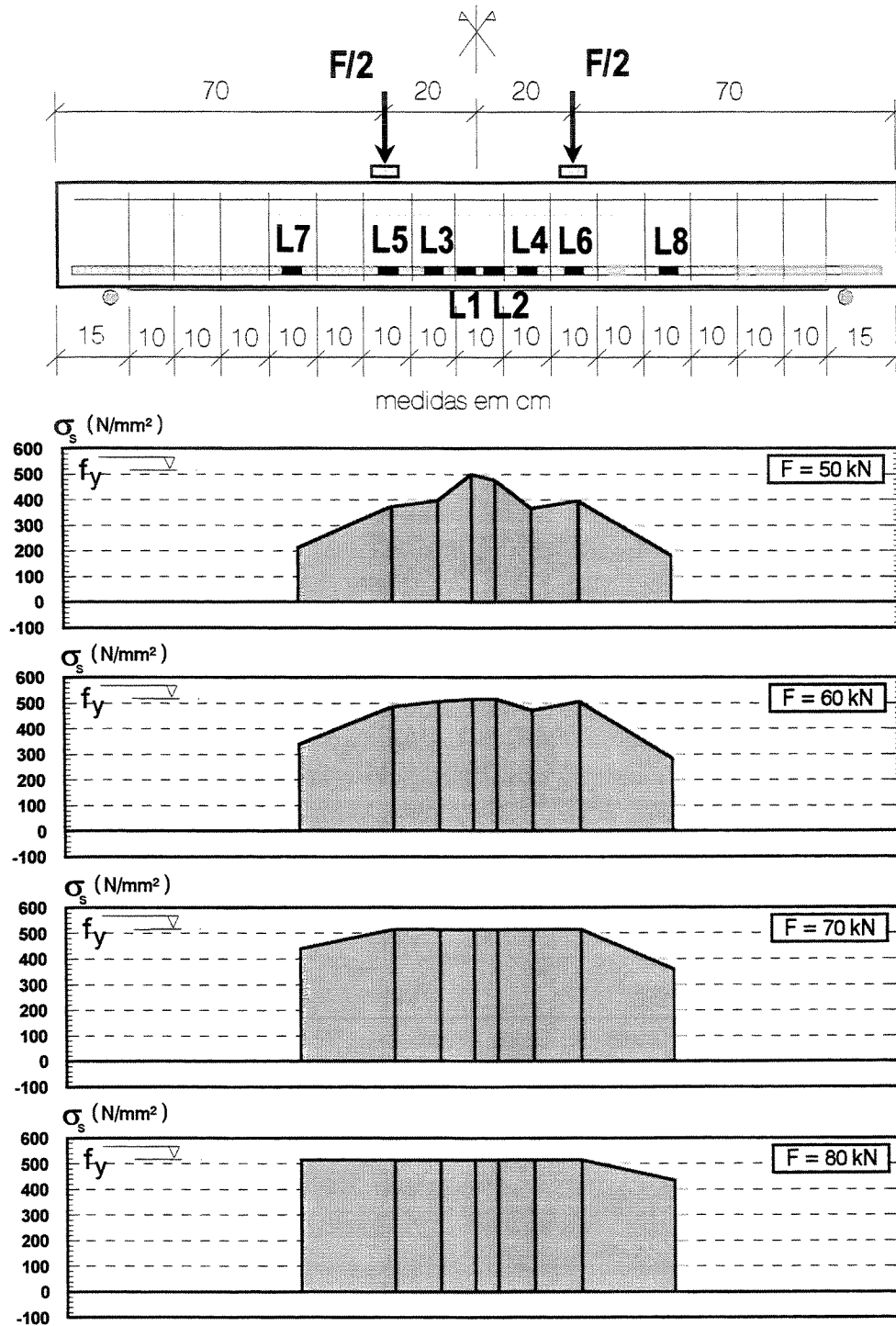


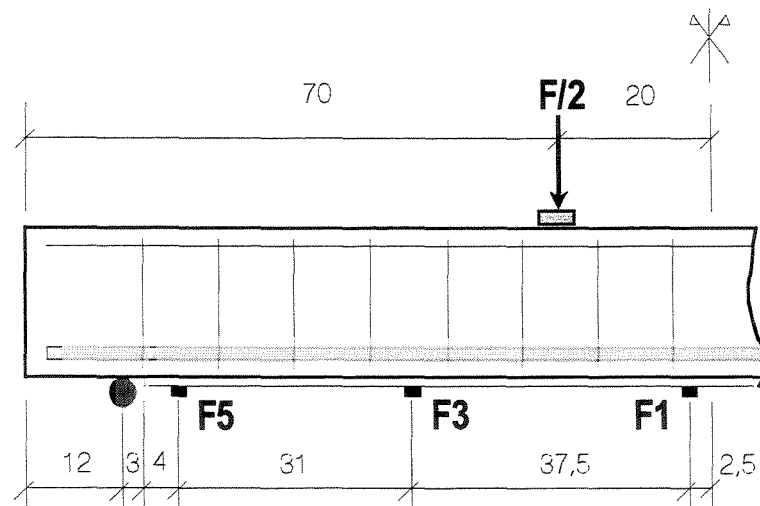
Figura 5.60 B - Evolução das tensões na armadura longitudinal da viga VR4C/X.

5.7 Deformações e Tensões na Manta de PRFC

A evolução individual, por ponto instrumentado, das deformações na manta de PRFC, bem como a correspondente evolução global das tensões estão representadas nas Figuras 5.61 a 5.75 para cada viga desta pesquisa.

Nestas figuras, a ausência de representação da evolução das deformações ou tensões em algum ponto instrumentado da manta de PRFC significa que, neste ponto, não foi possível a medição das deformações na manta por falha do extensômetro aí posicionado.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO



medidas em cm

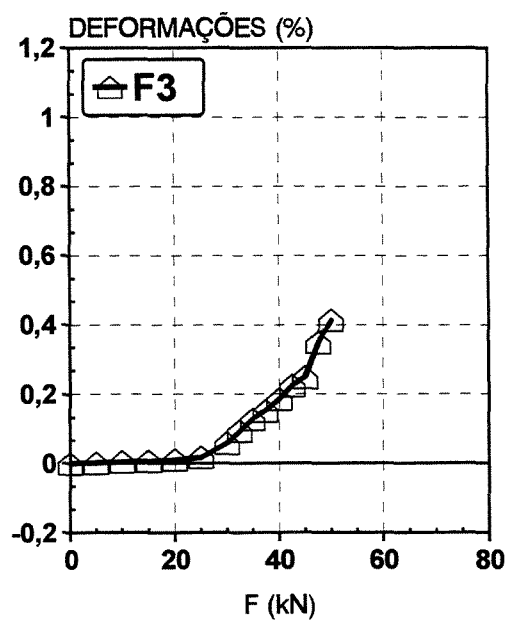
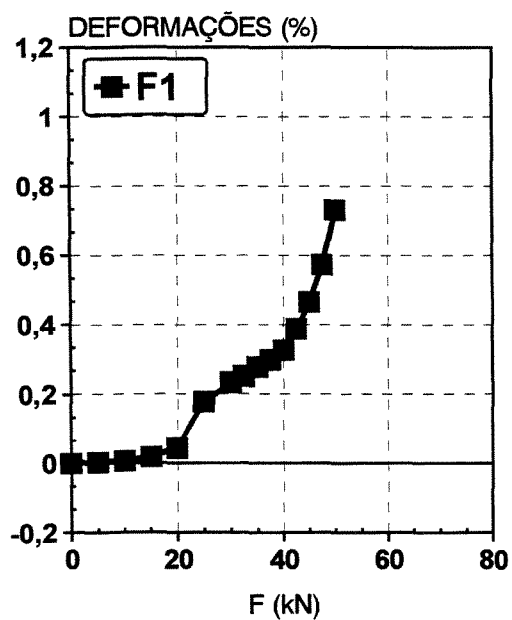


Figura 5.61 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado esquerdo.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

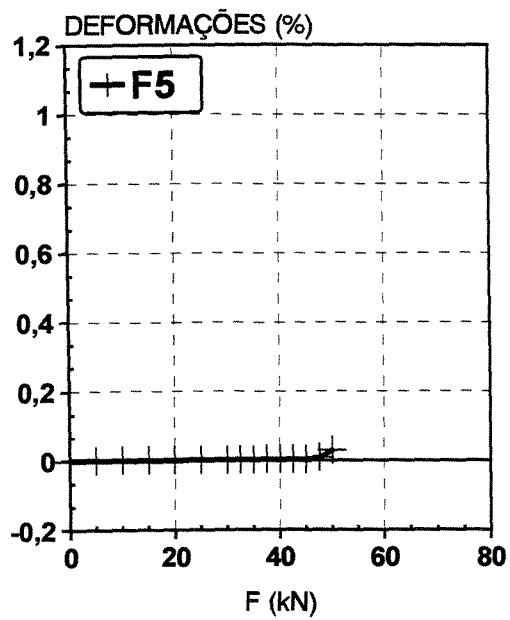
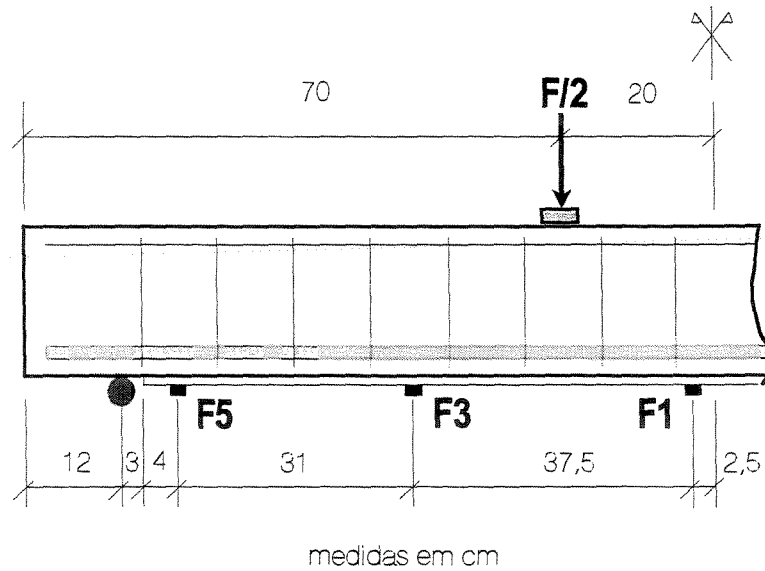
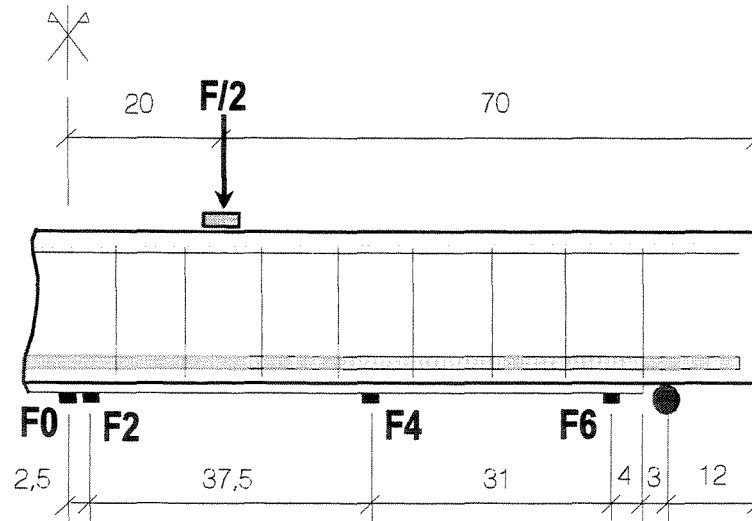


Figura 5.61 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado esquerdo.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO



medidas em cm

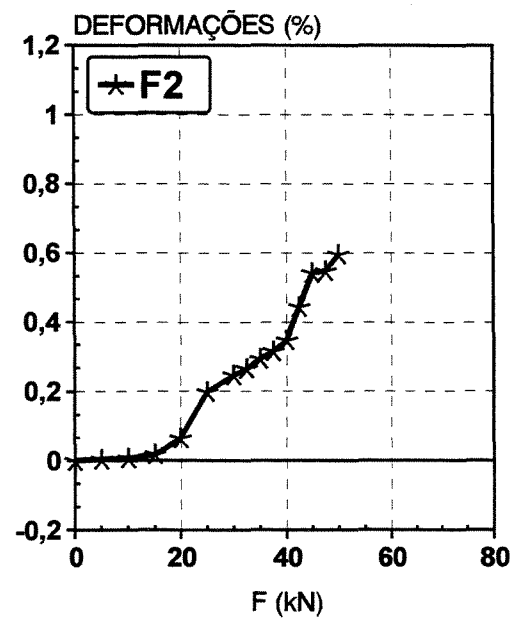
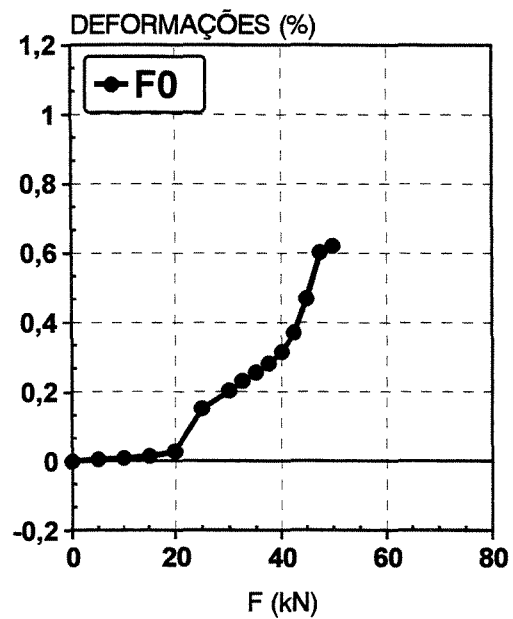


Figura 5.62 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado direito.

VIGA VR1Ca
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO

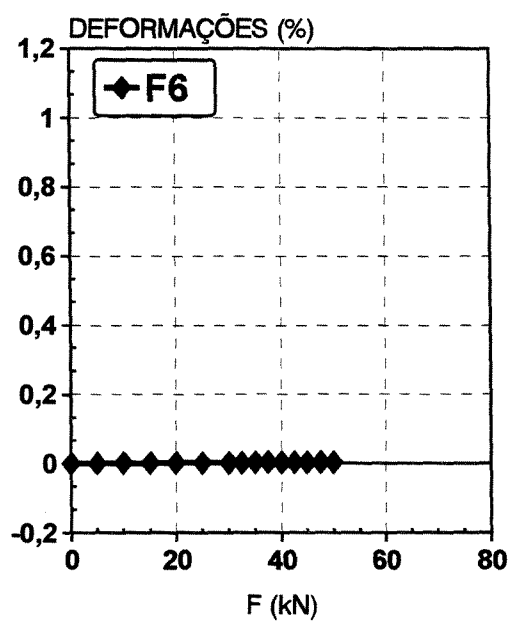
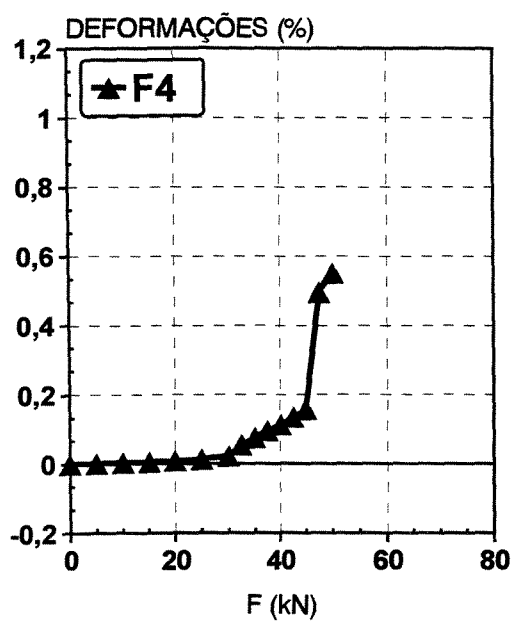
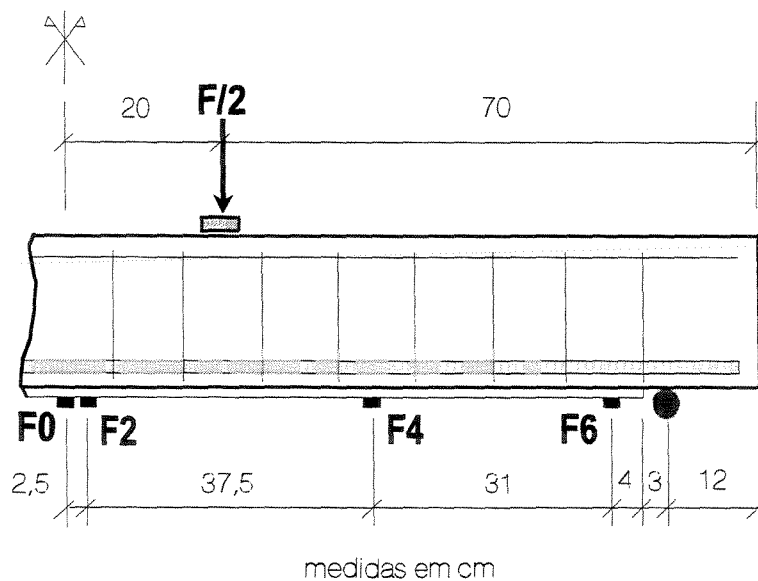


Figura 5.62 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Ca - lado direito.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

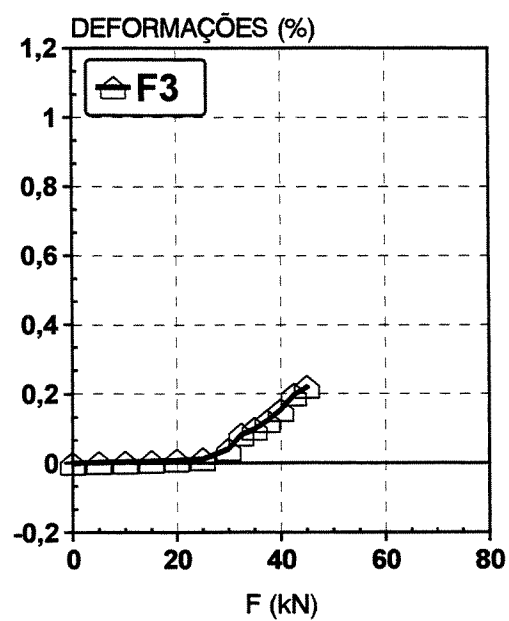
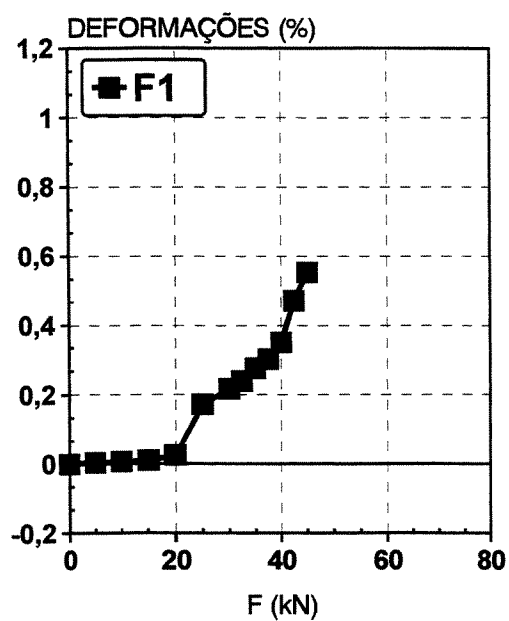
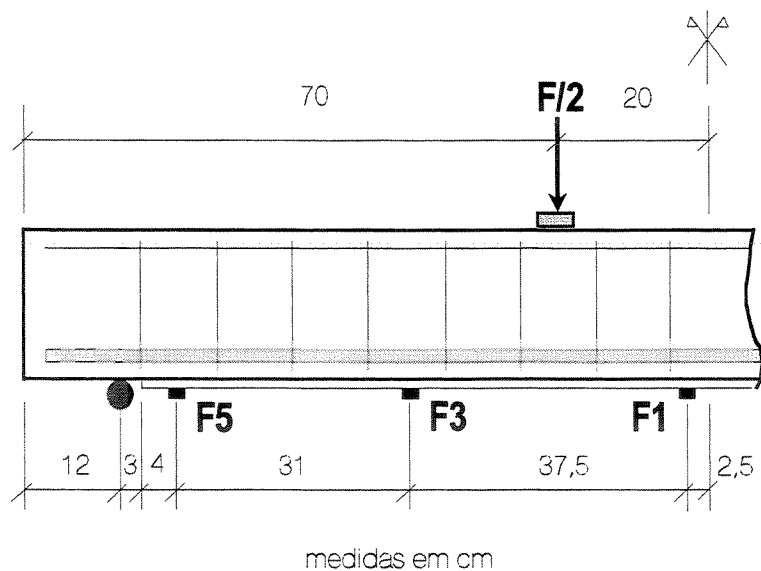


Figura 5.63 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado esquerdo.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

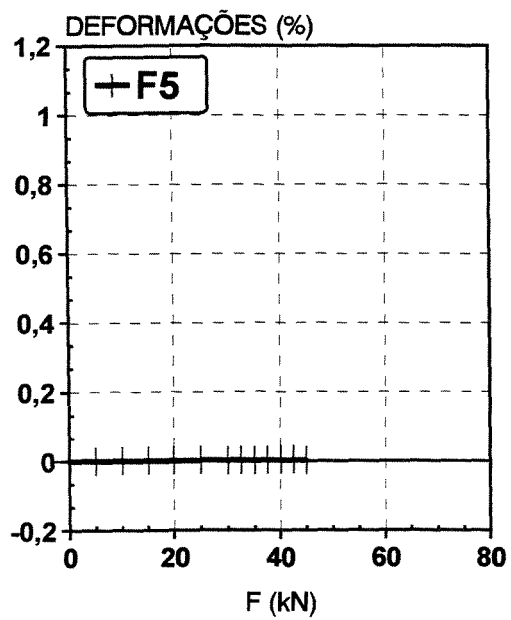
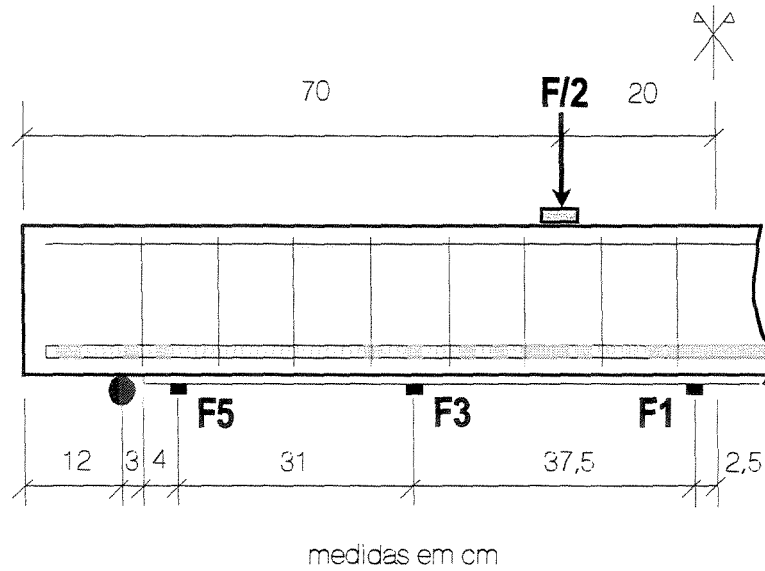
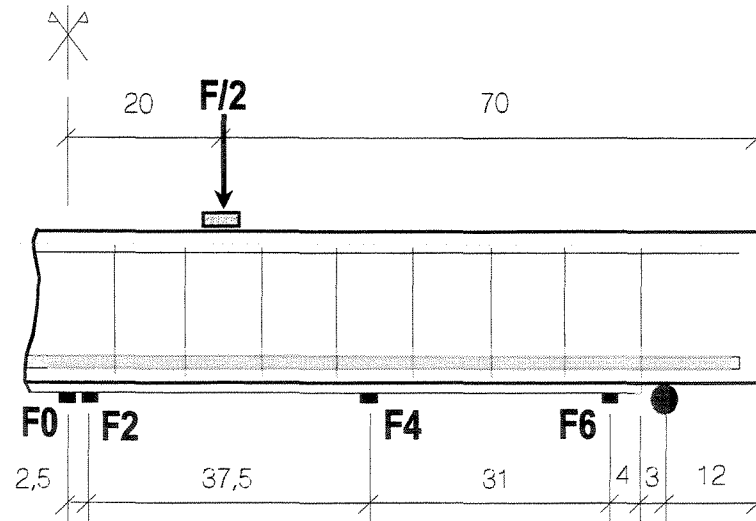


Figura 5.63 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado esquerdo.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO



medidas em cm

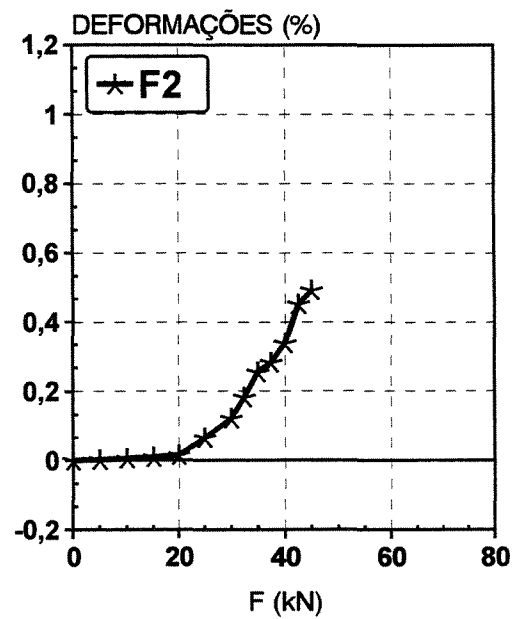
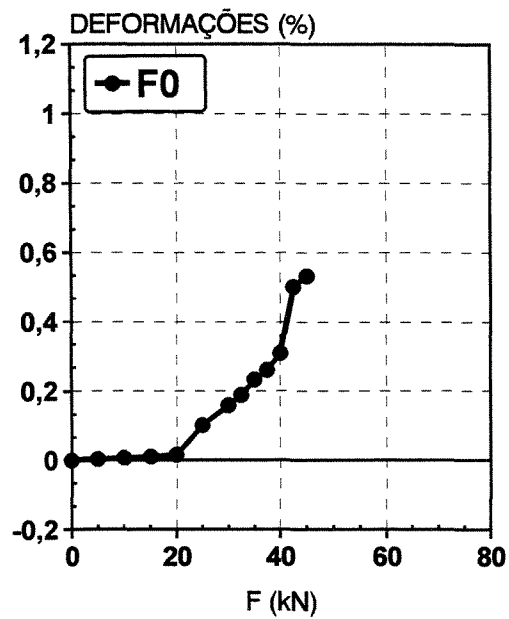


Figura 5.64 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado direito.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO

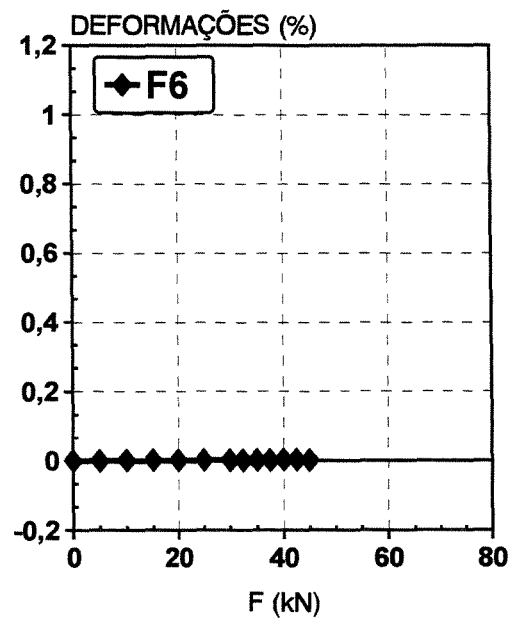
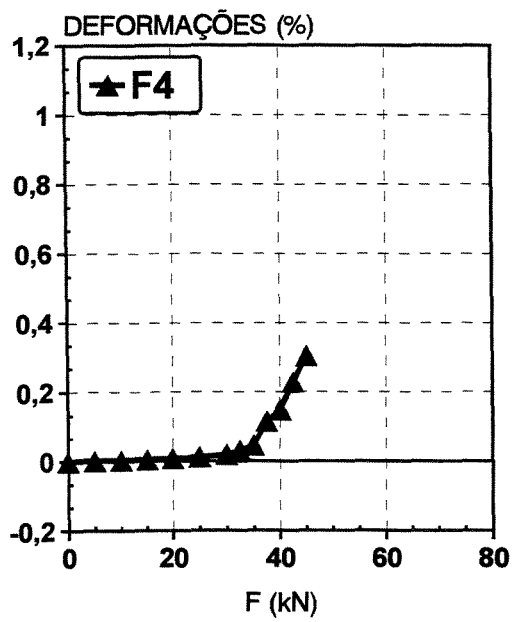
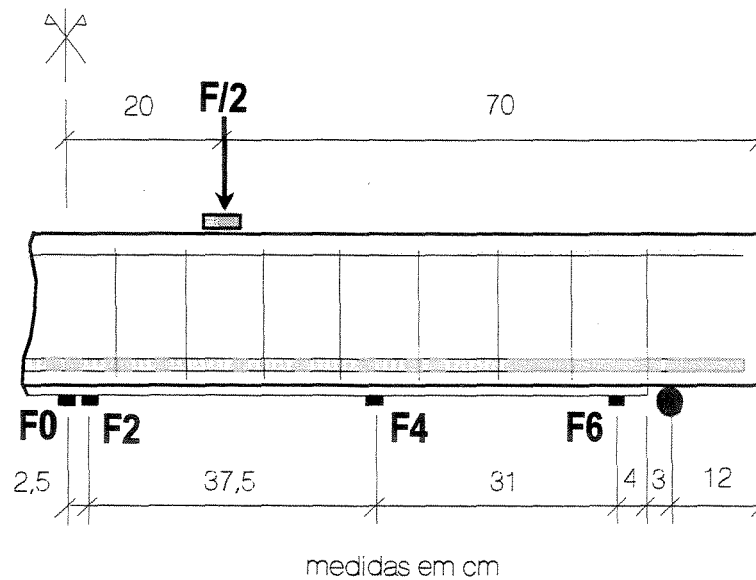
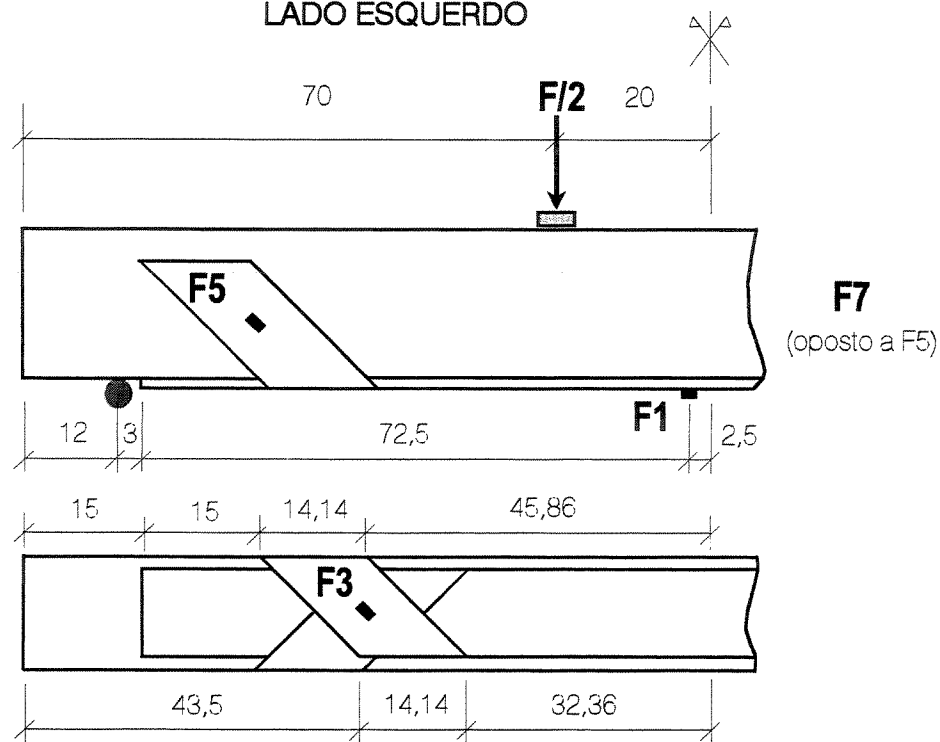


Figura 5.64 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1Cb - lado direito.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO



medidas em cm

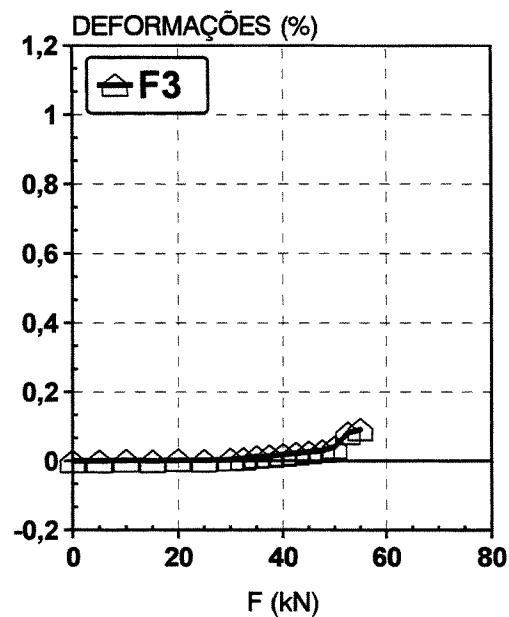
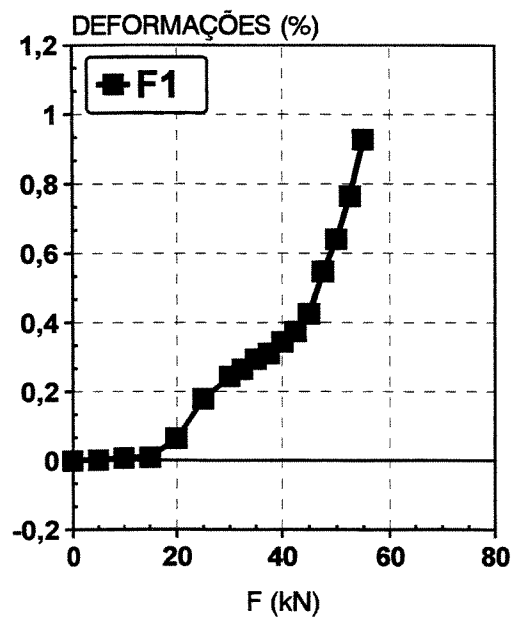


Figura 5.65 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado esquerdo.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

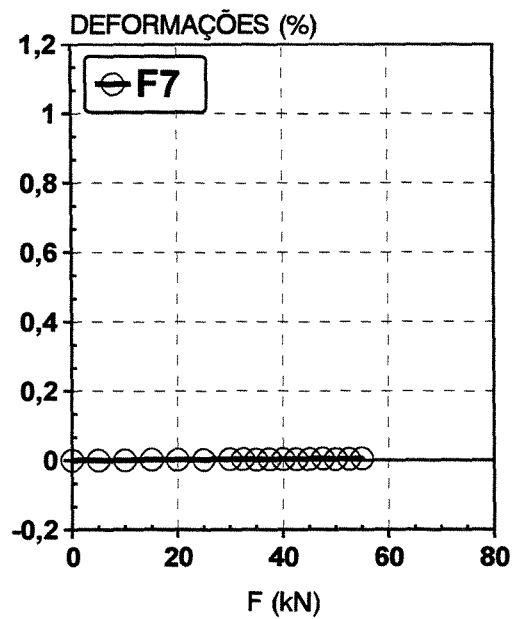
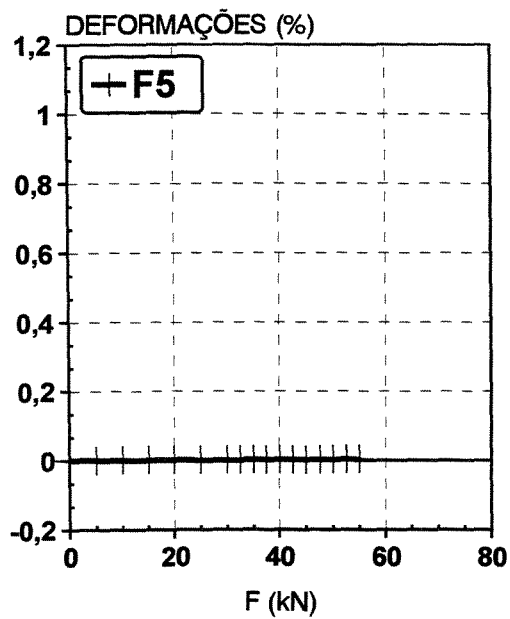
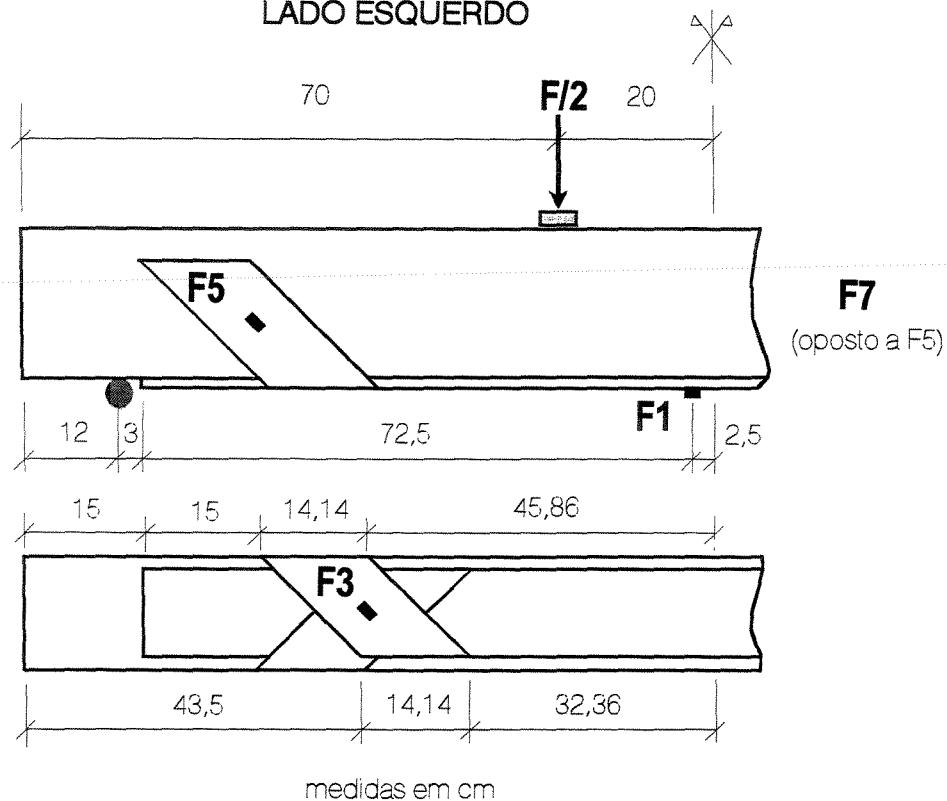


Figura 5.65 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado esquerdo.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO

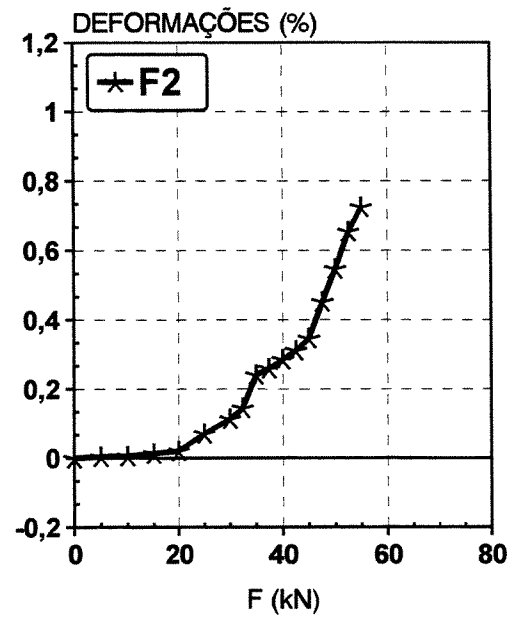
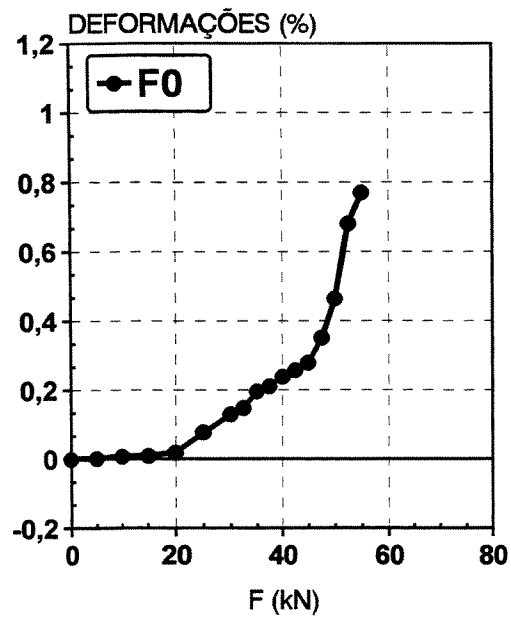
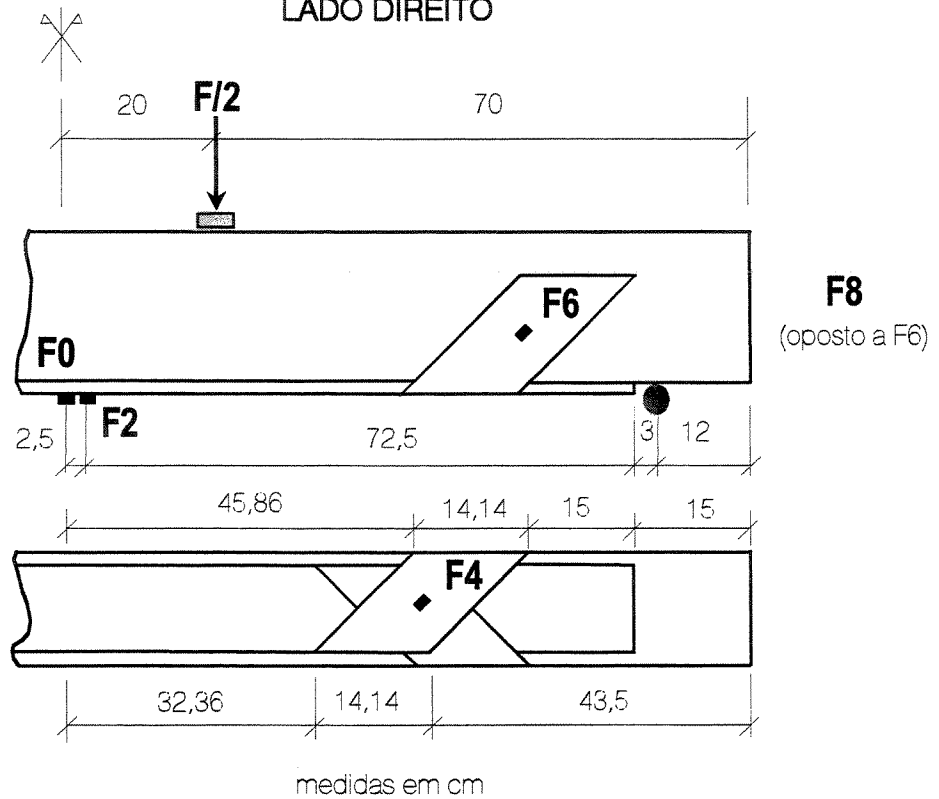


Figura 5.66 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO

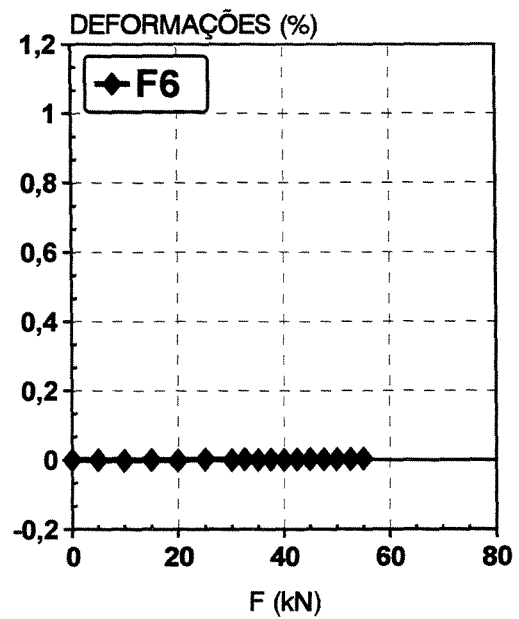
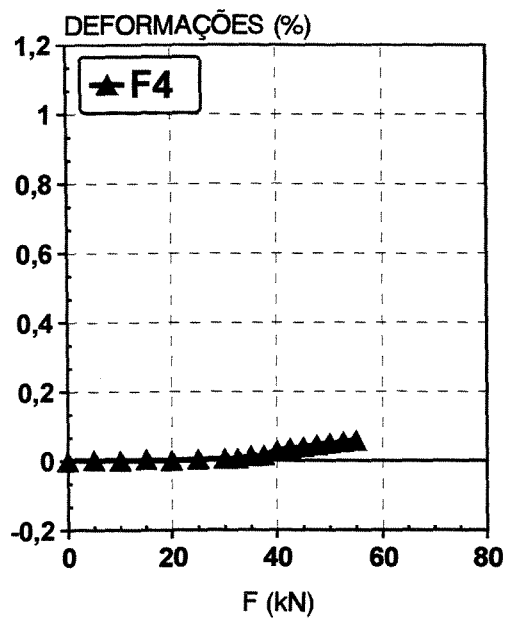
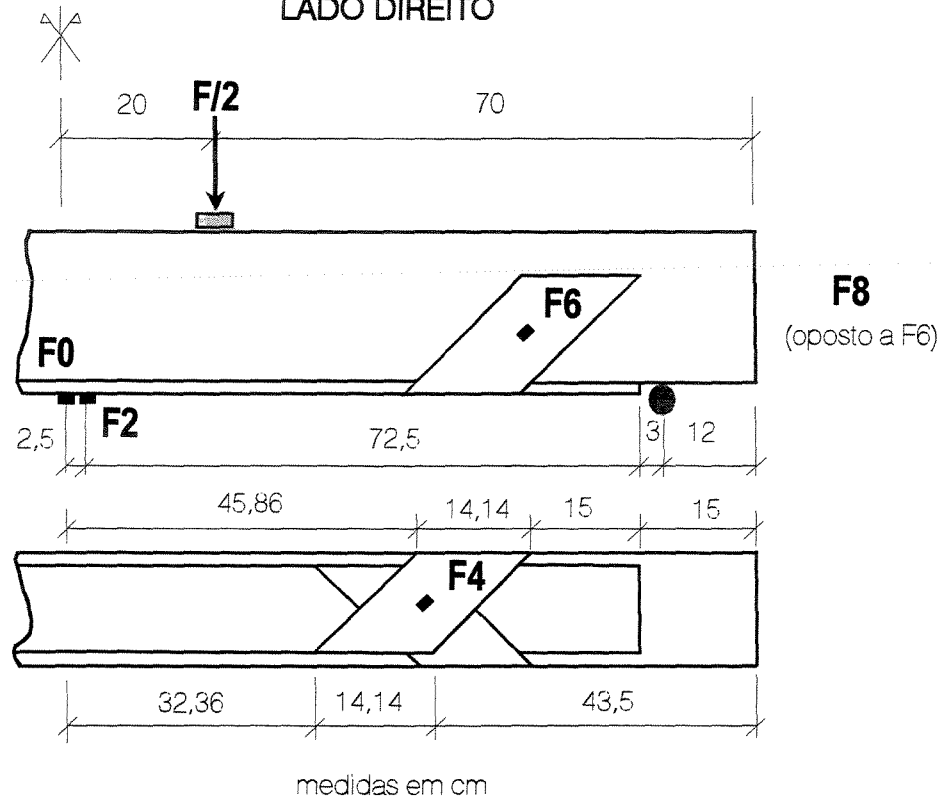


Figura 5.66 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.

VIGA VR1C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO

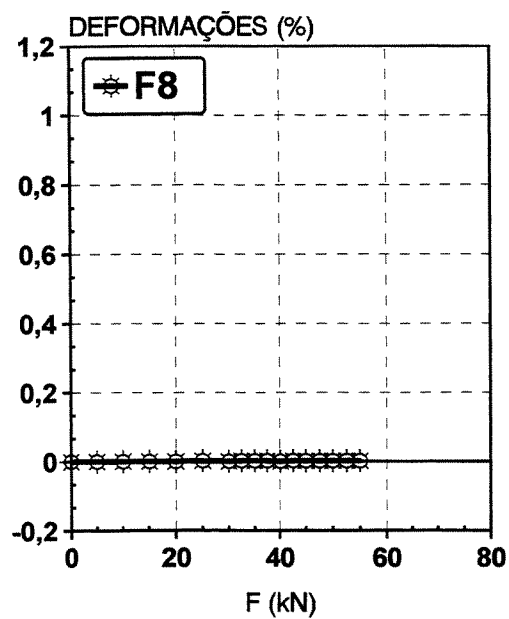
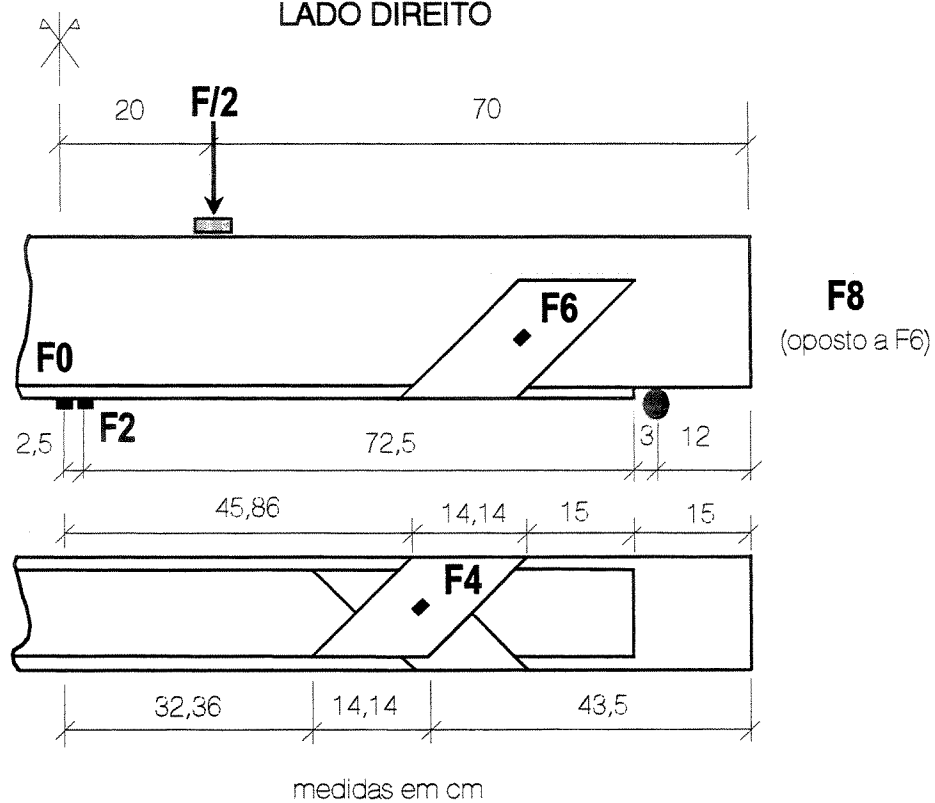


Figura 5.66 C - Deformações na manta de PRFC da viga VR1C/X - lado direito.

VIGA VR2C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

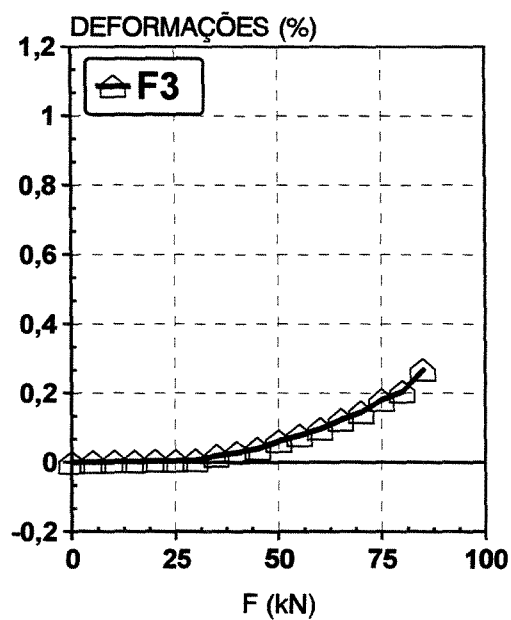
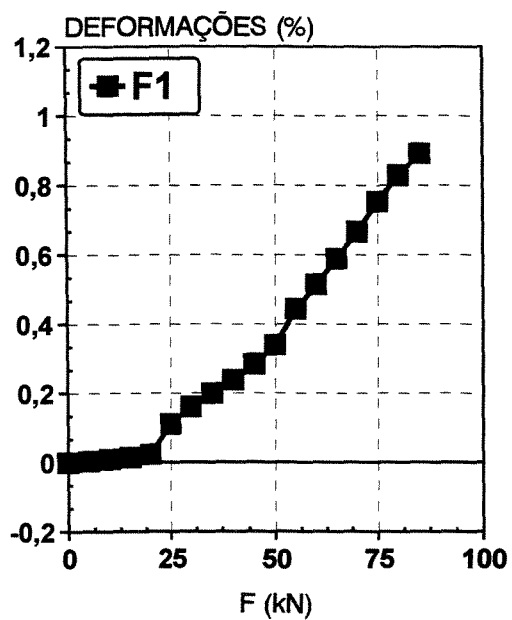
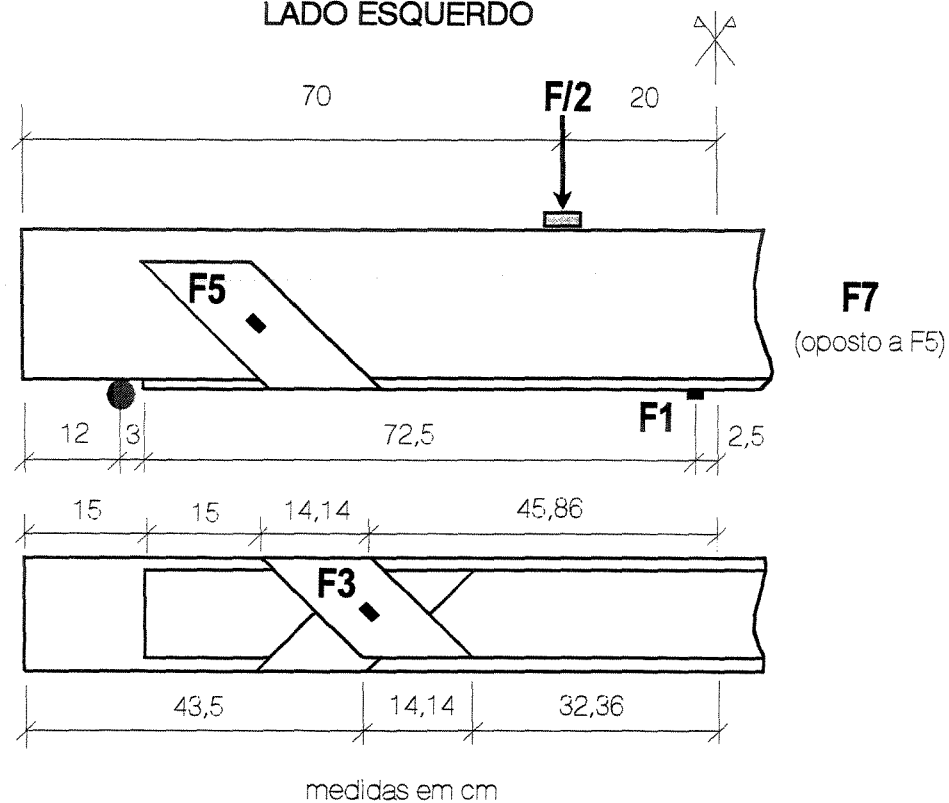


Figura 5.67 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado esquerdo.

VIGA VR2C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

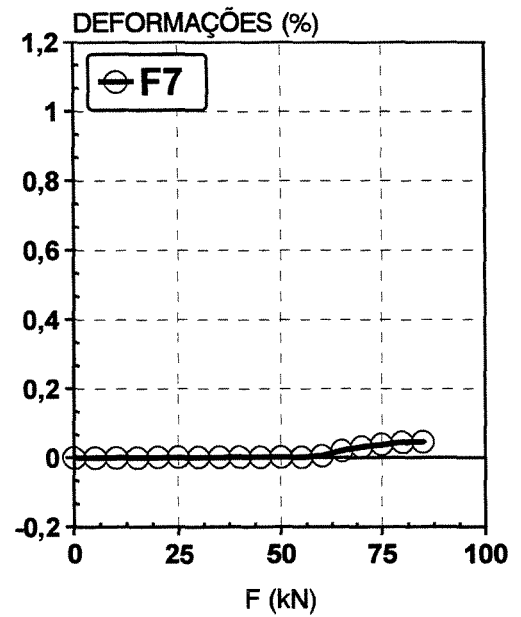
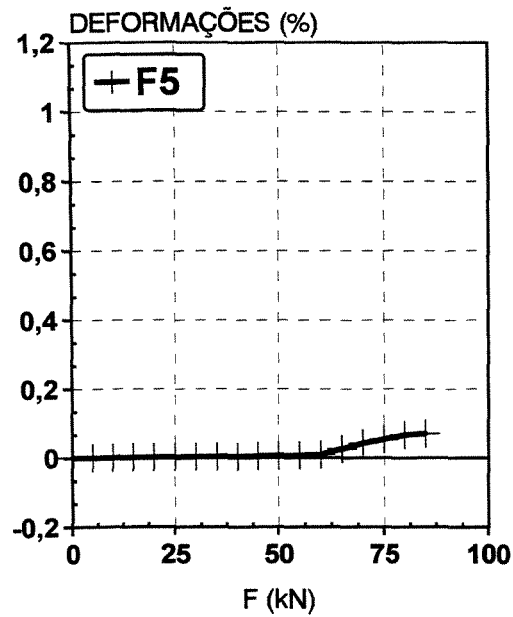
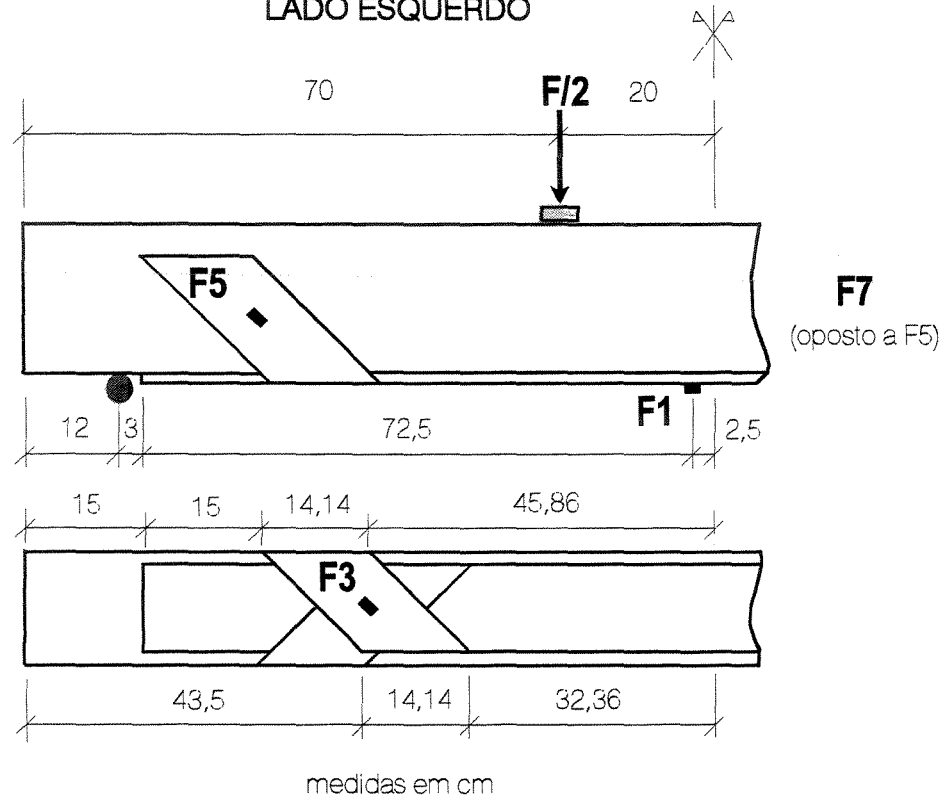


Figura 5.67 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado esquerdo.

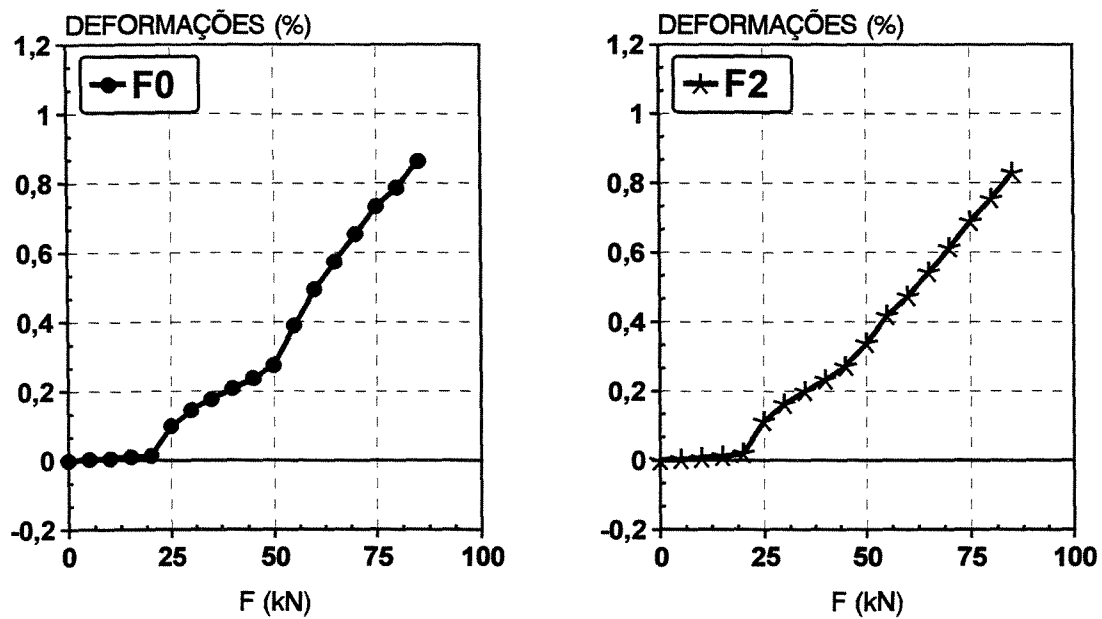
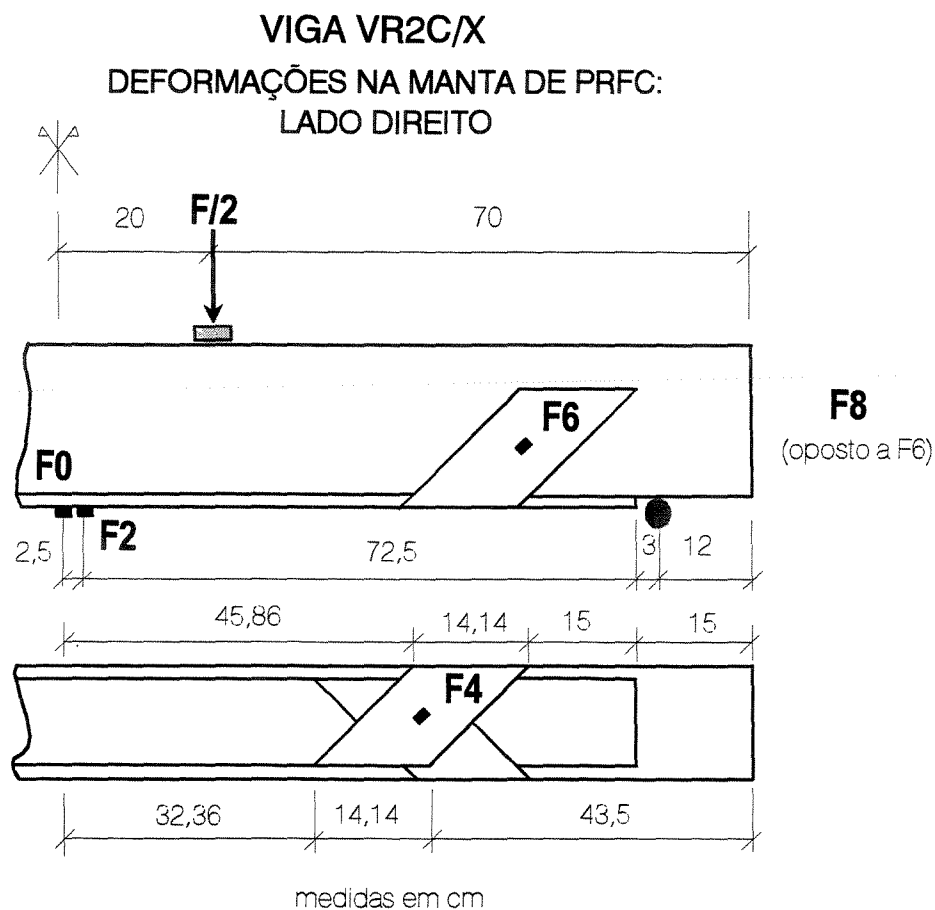


Figura 5.68 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.

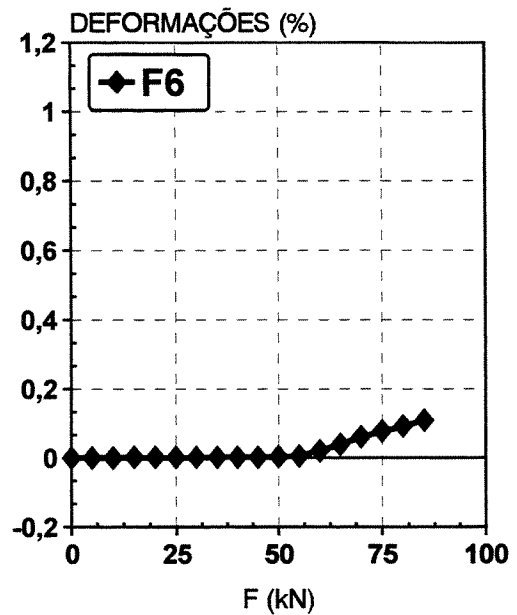
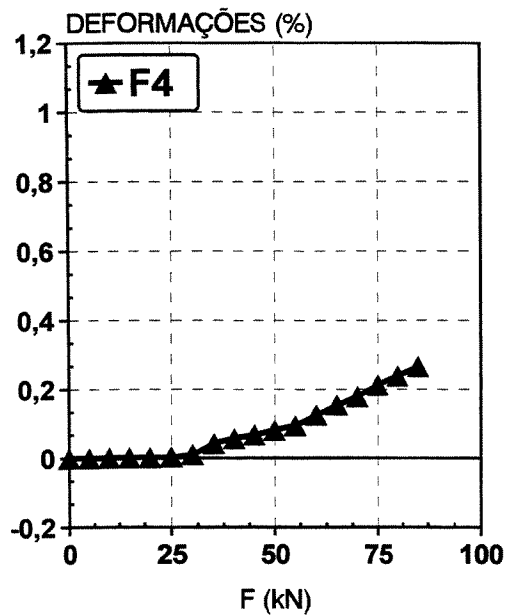
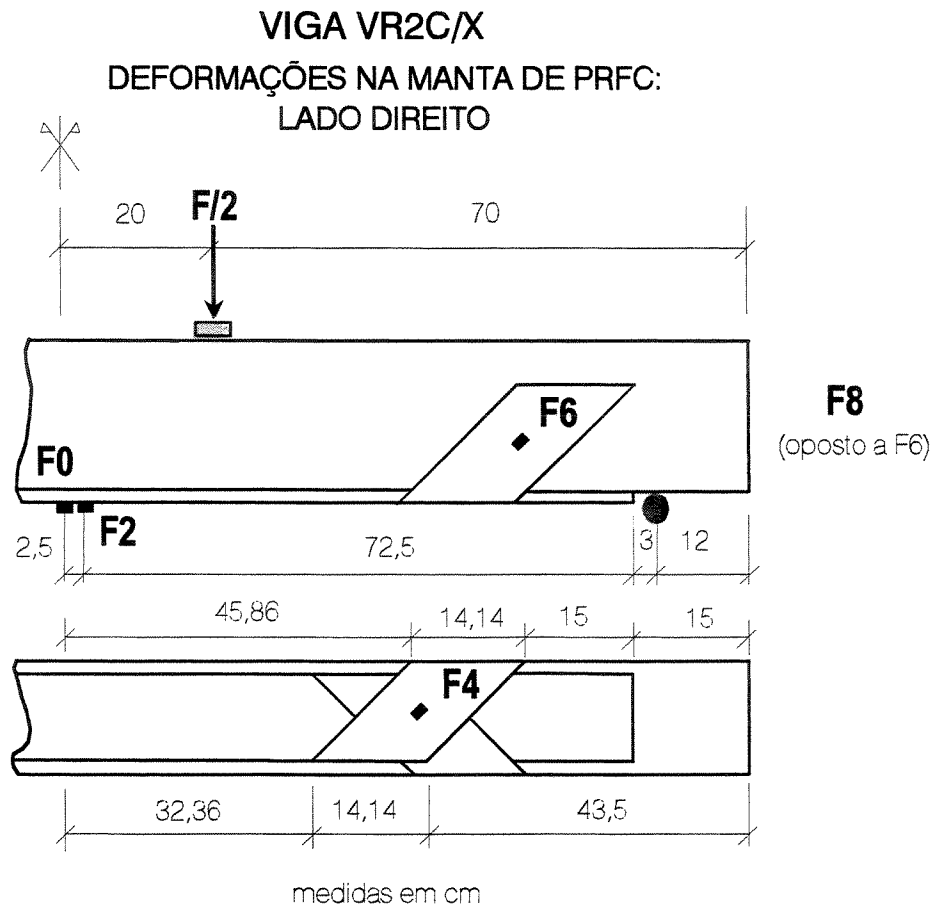


Figura 5.68 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.

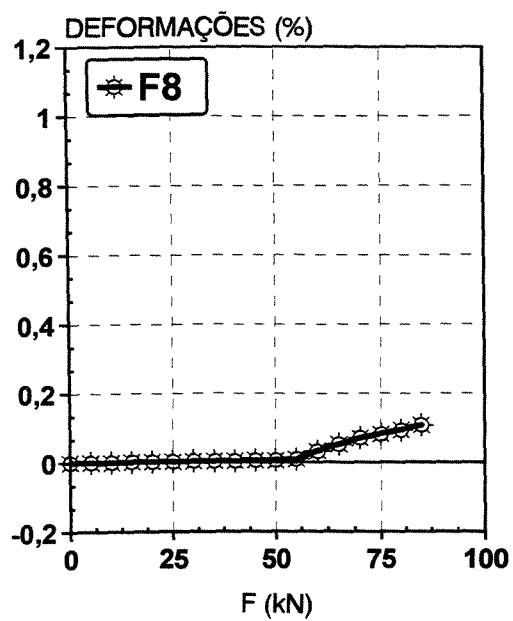
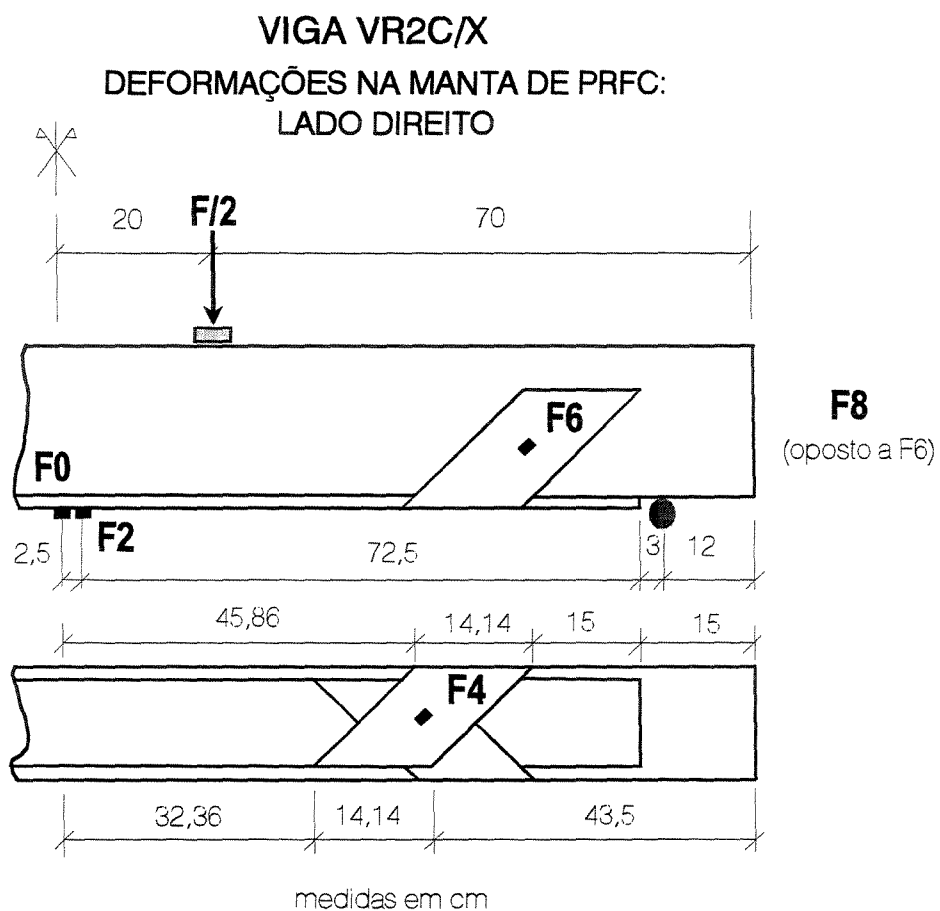


Figura 5.68 C - Deformações na manta de PRFC da viga VR2C/X - lado direito.

VIGA VR4C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

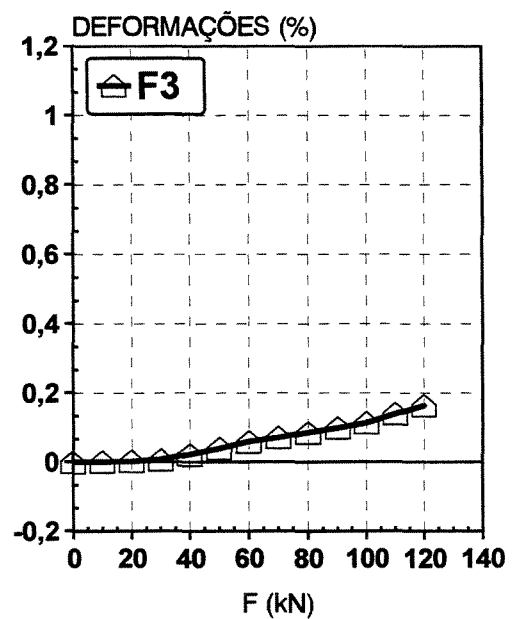
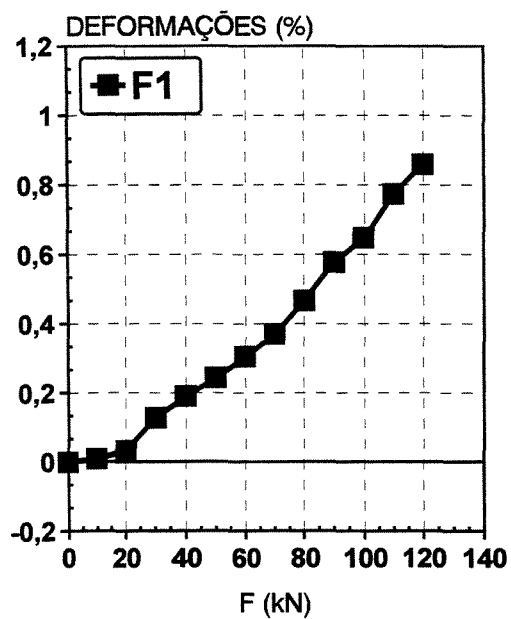
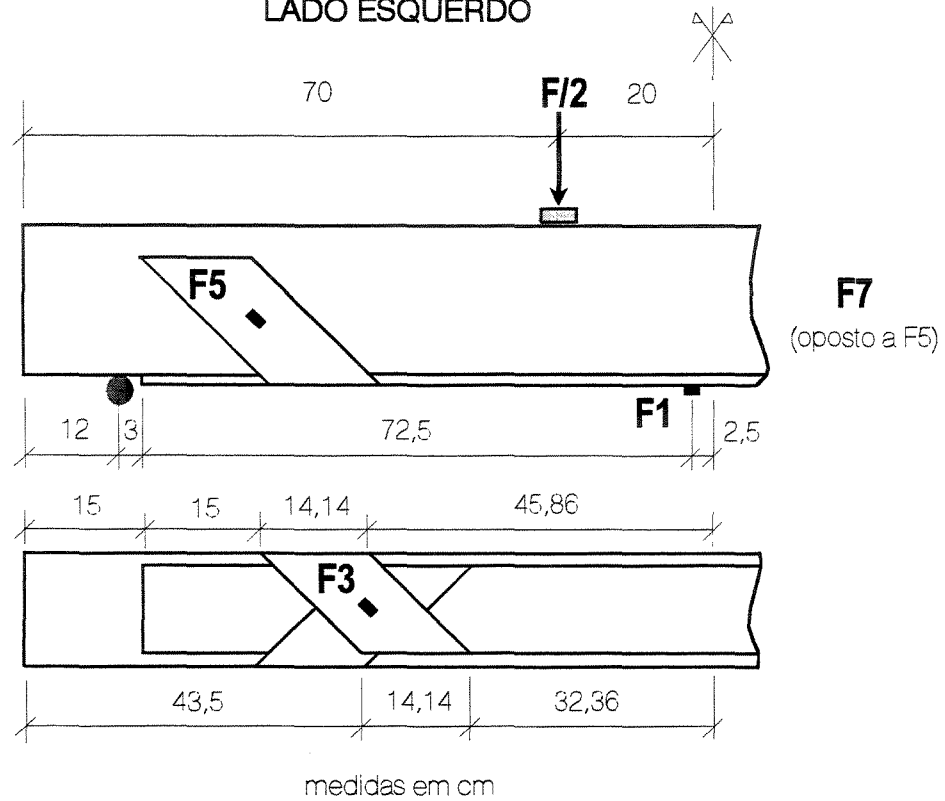


Figura 5.69 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado esquerdo.

VIGA VR4C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO ESQUERDO

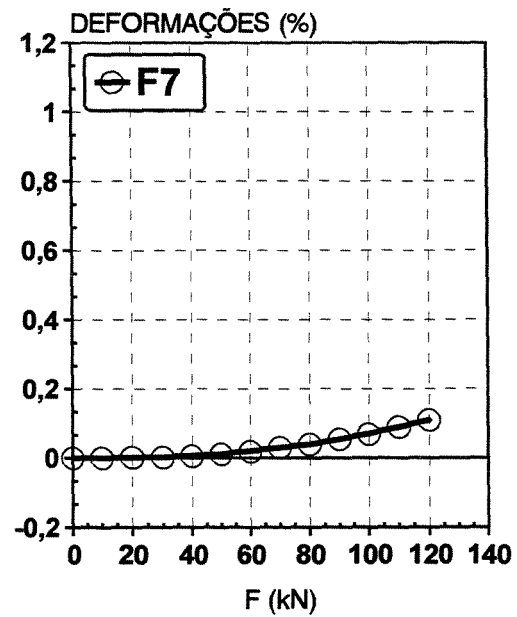
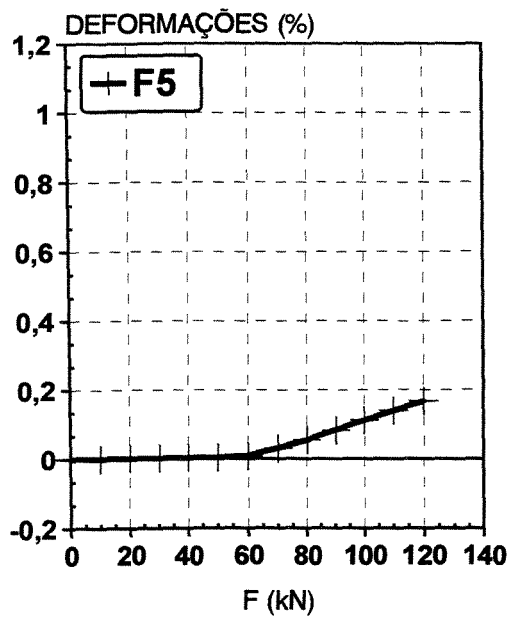
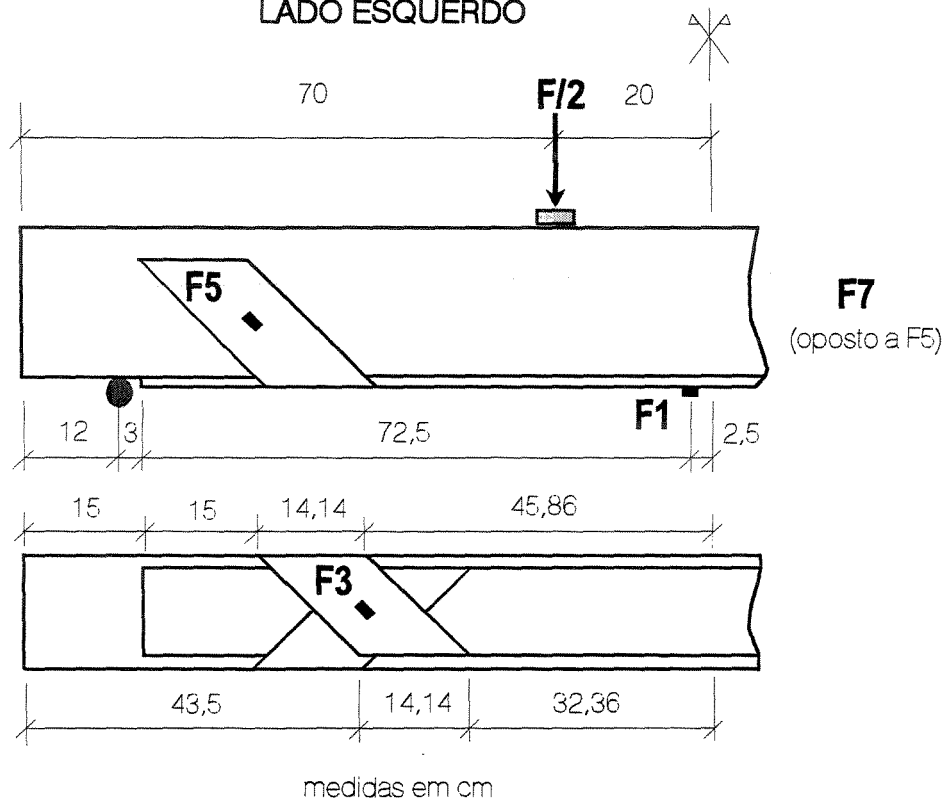
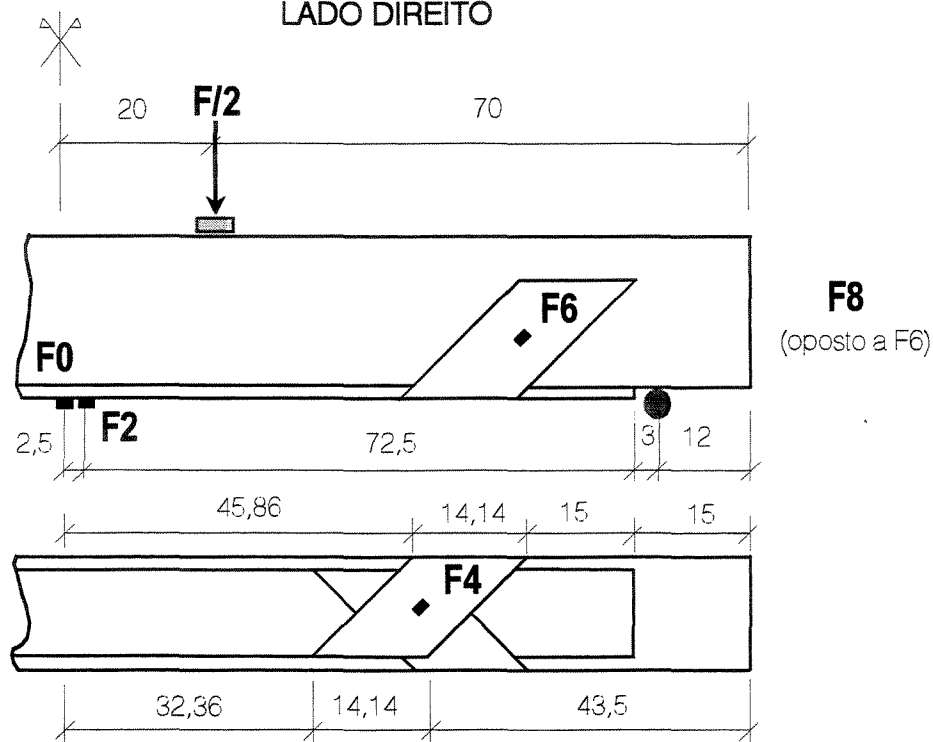


Figura 5.69 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado esquerdo.

VIGA VR4C/X
DEFORMAÇÕES NA MANTA DE PRFC:
LADO DIREITO



medidas em cm

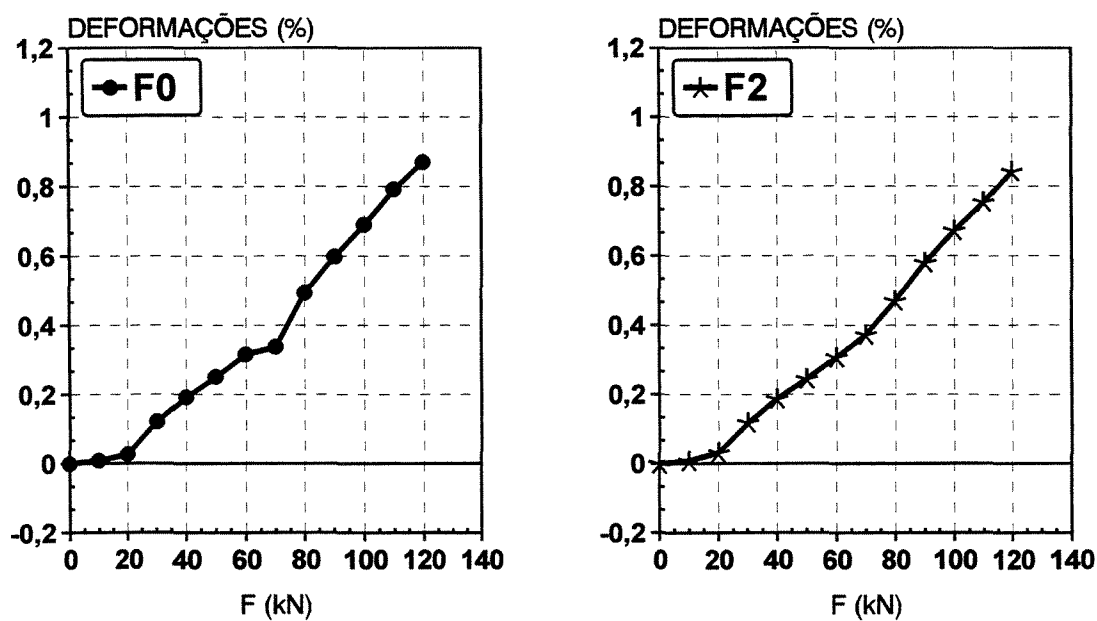


Figura 5.70 A - Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.

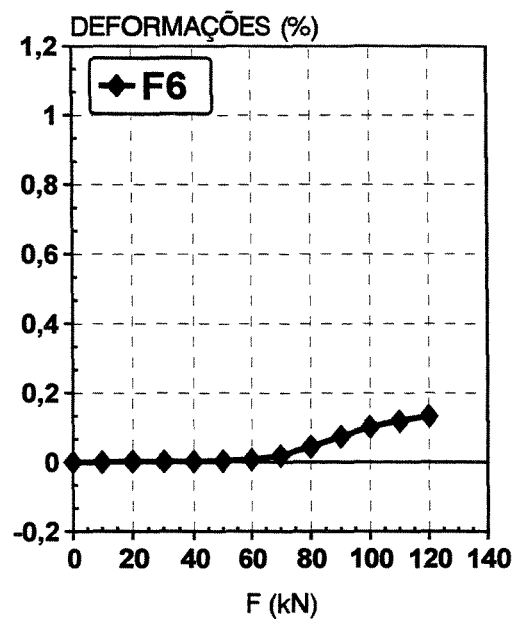
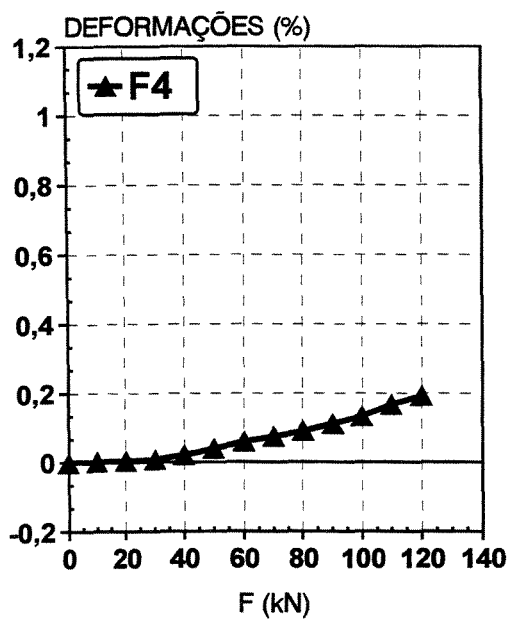
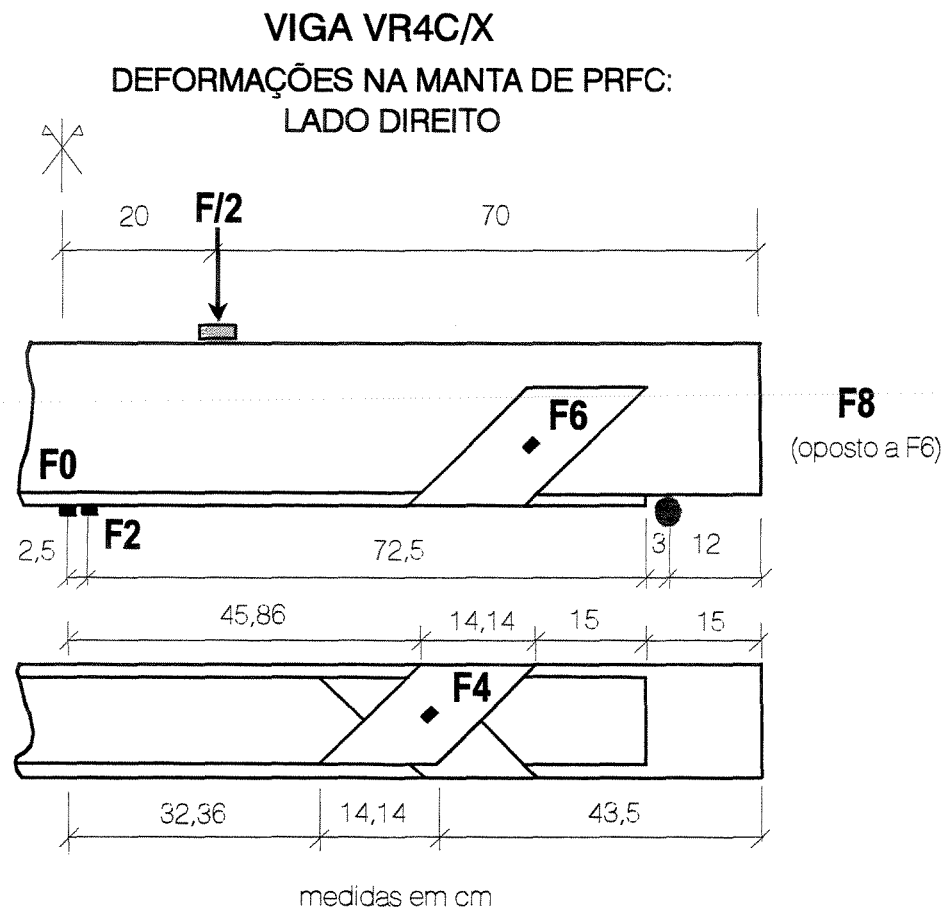


Figura 5.70 B - Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.

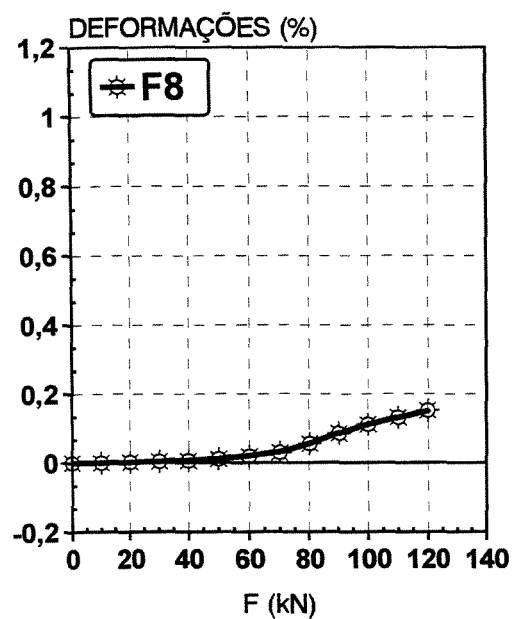
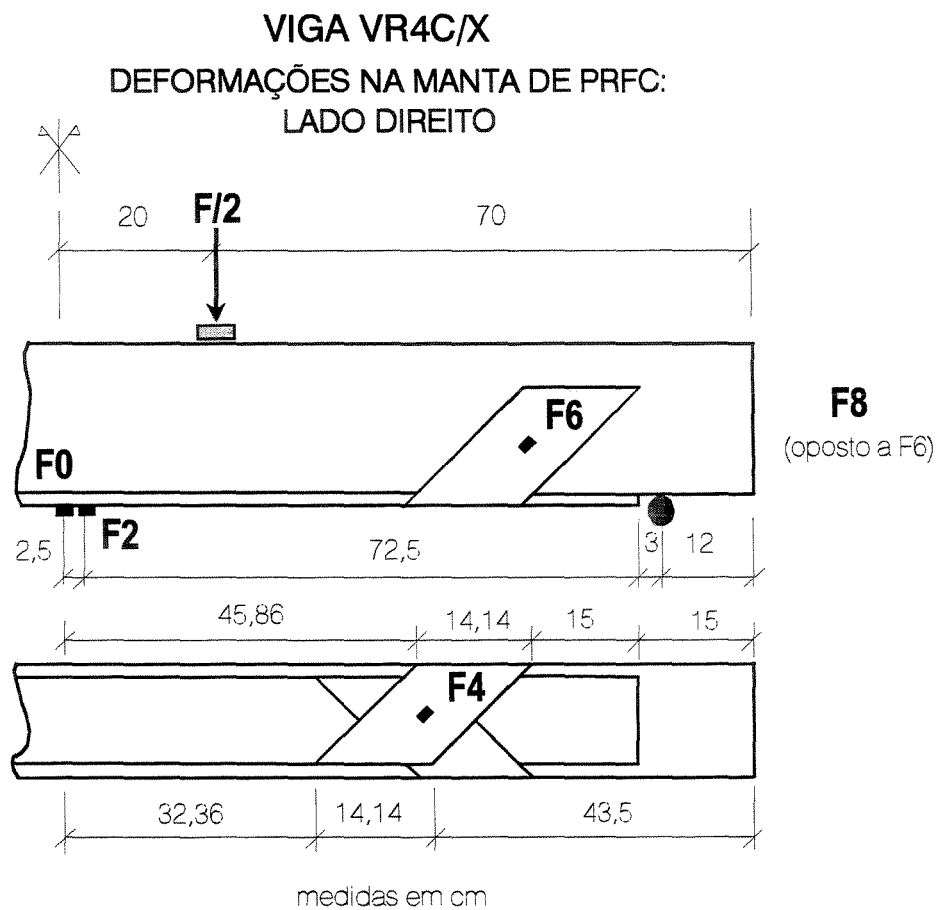


Figura 5.70 C - Deformações na manta de PRFC da viga VR4C/X - lado direito.

VIGA VR1Ca TENSÕES NA MANTA DE PRFC

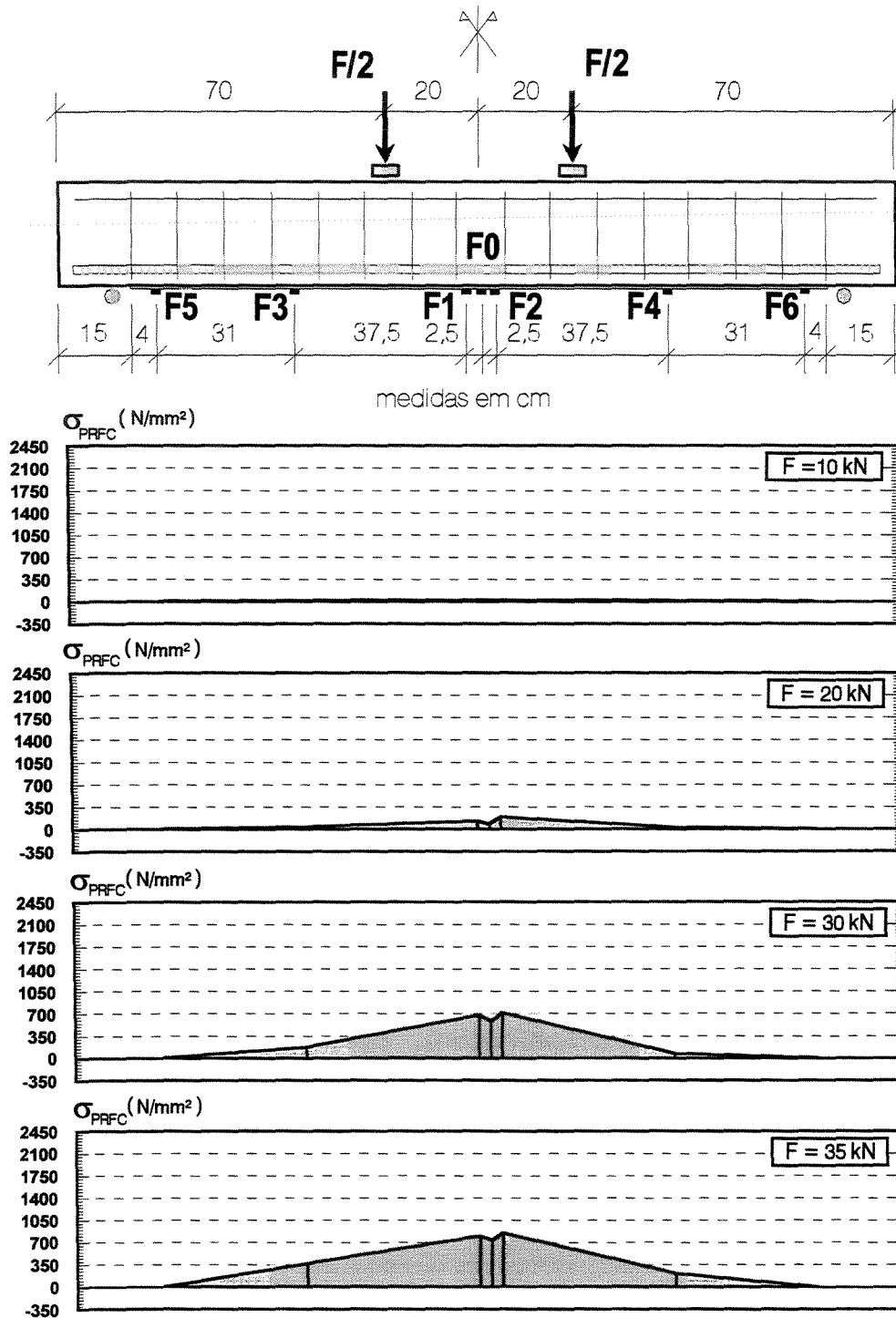


Figura 5.71 A - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Ca.

VIGA VR1Ca TENSÕES NA MANTA DE PRFC

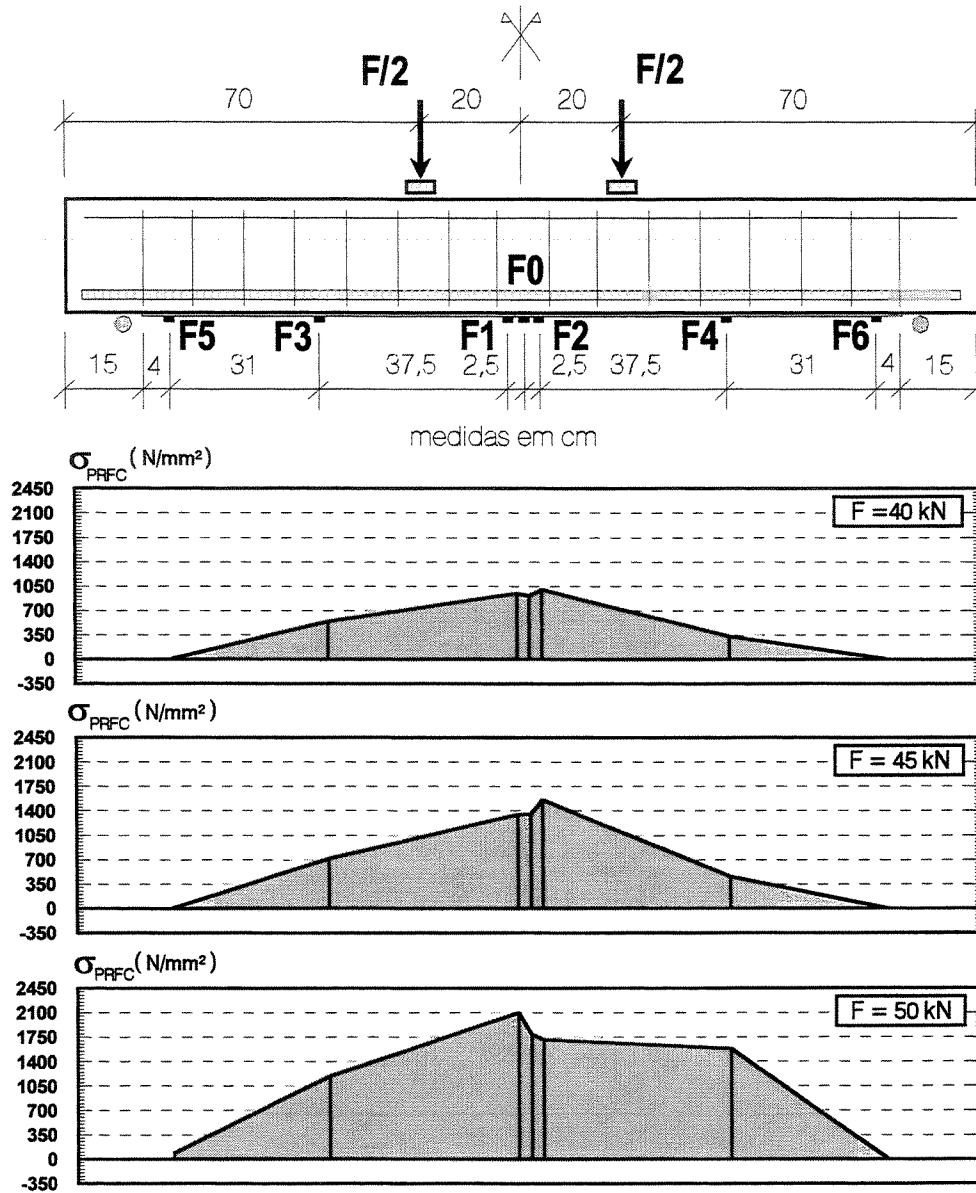


Figura 5.71 B - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Ca.

VIGA VR1Cb TENSÕES NA MANTA DE PRFC

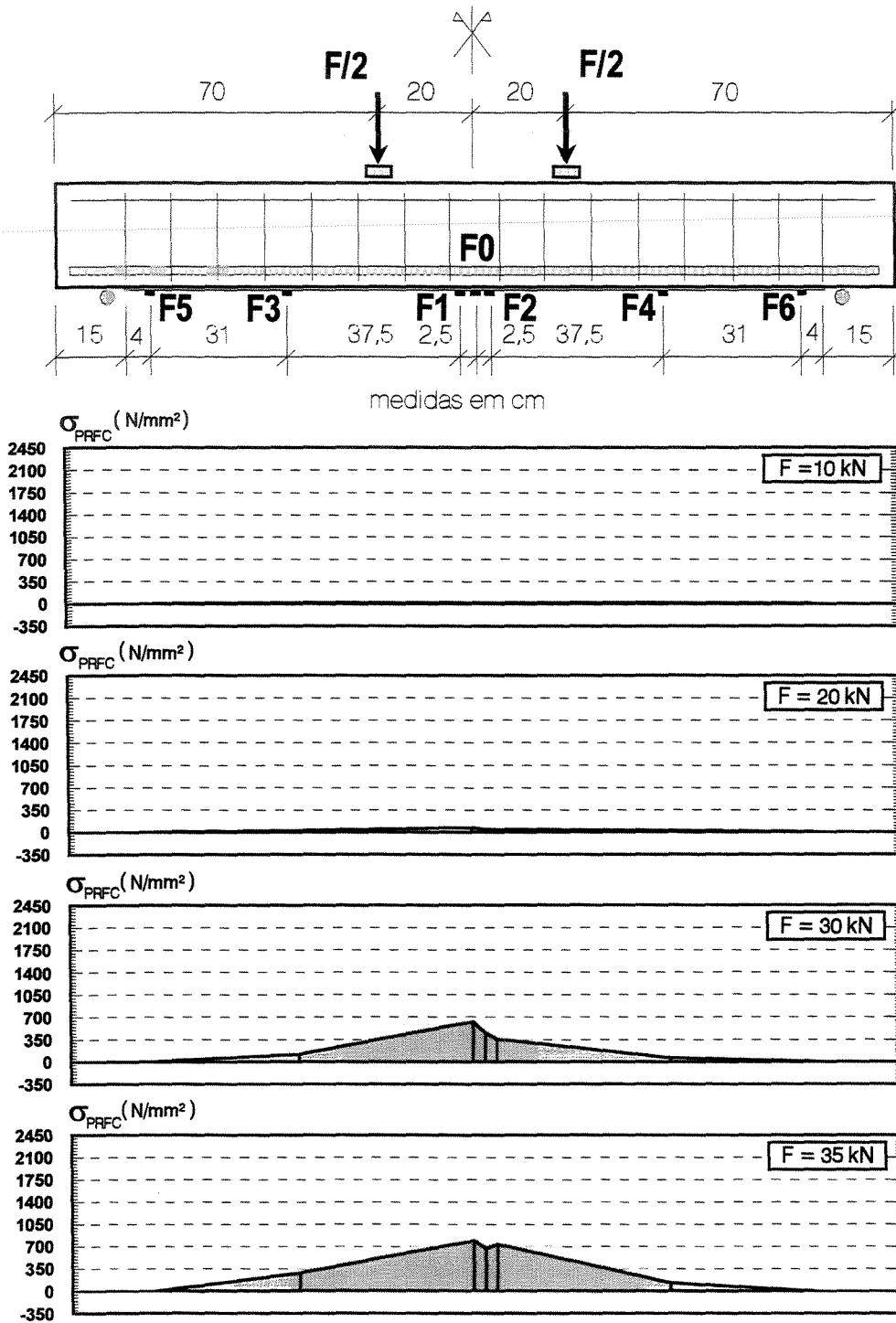


Figura 5.72 A - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Cb.

VIGA VR1Cb TENSÕES NA MANTA DE PRFC

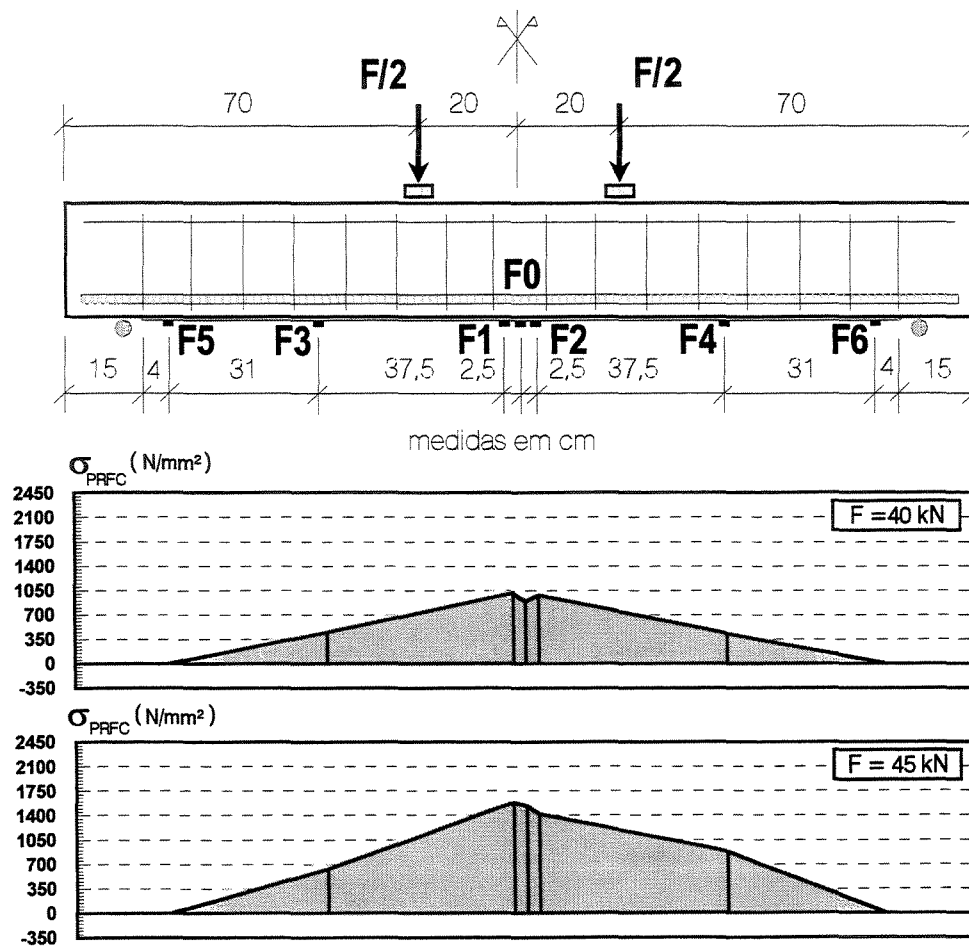


Figura 5.72 B - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1Cb.

VIGA VR1C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC

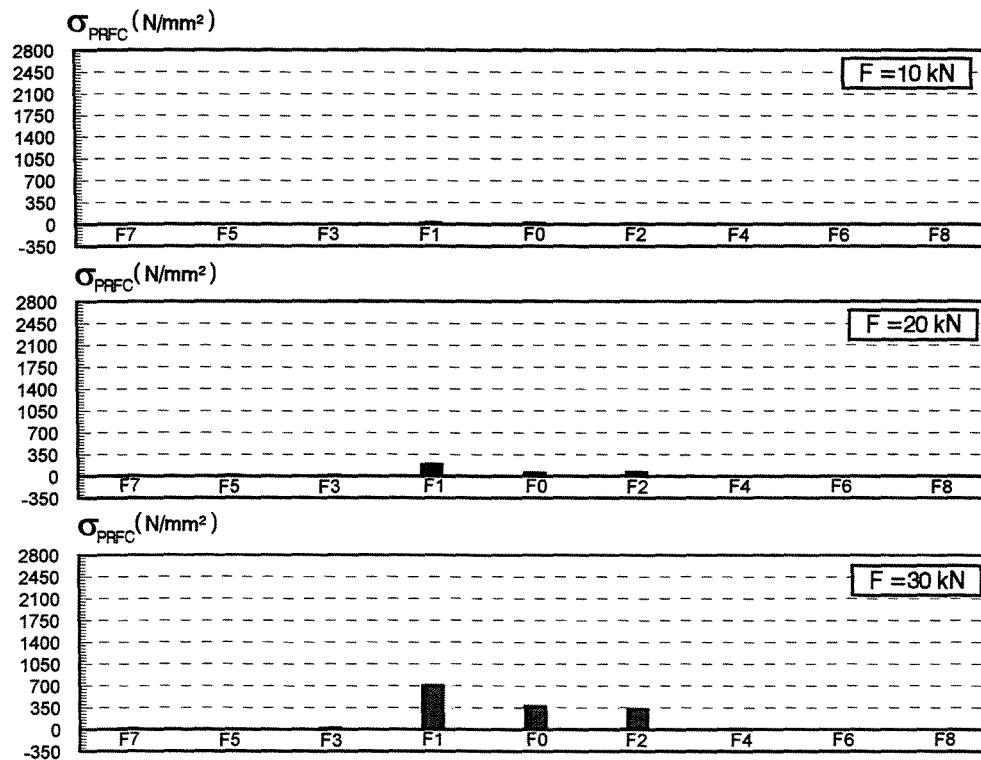
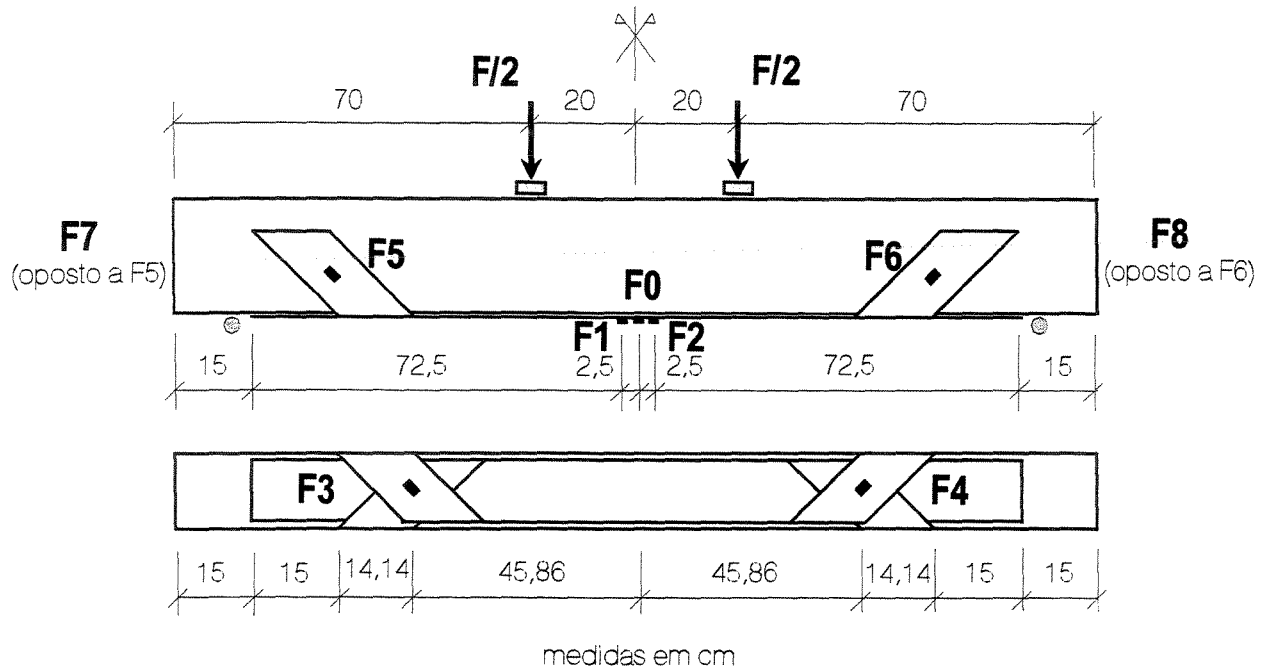
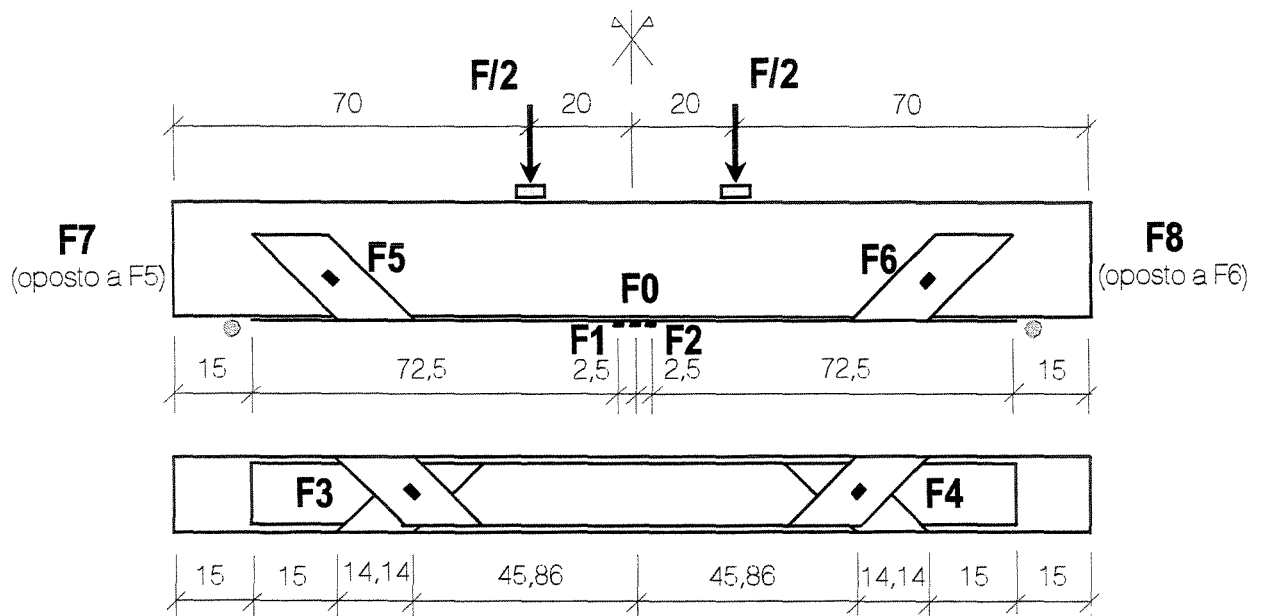


Figura 5.73 A - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.

VIGA VR1C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC



medidas em cm

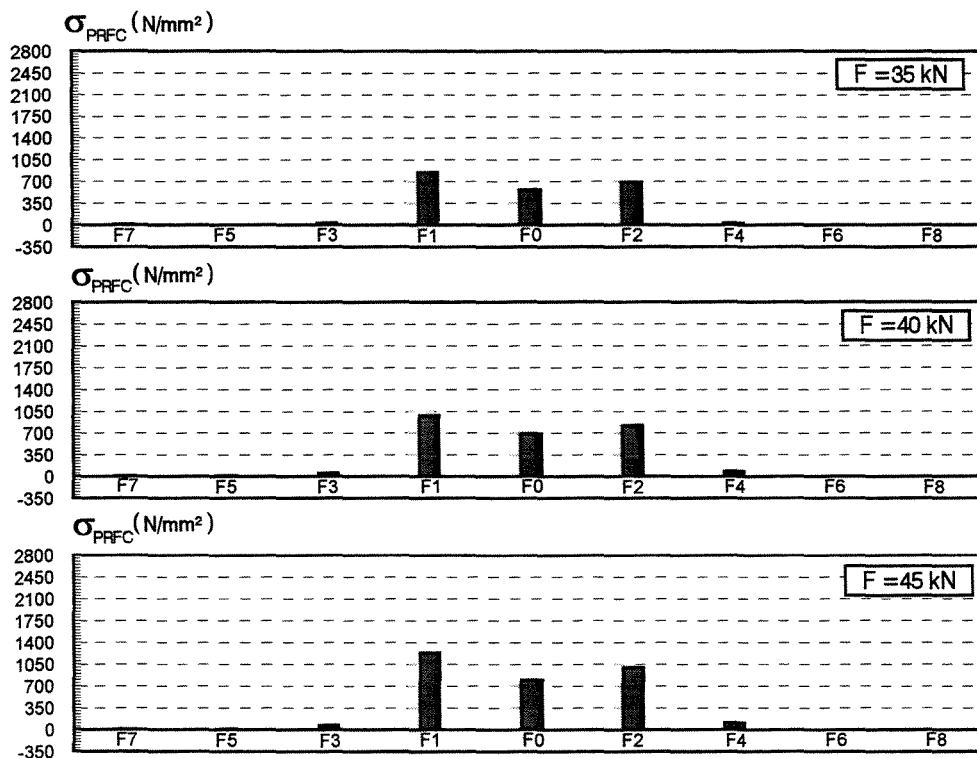
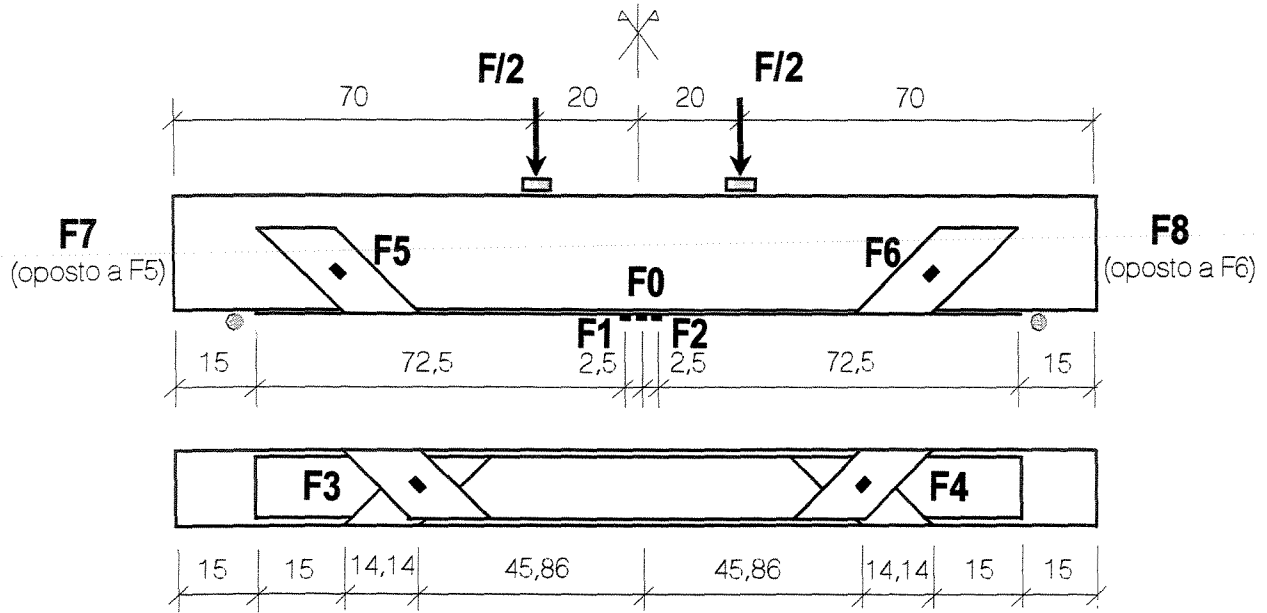


Figura 5.73 B - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.

VIGA VR1C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC



medidas em cm

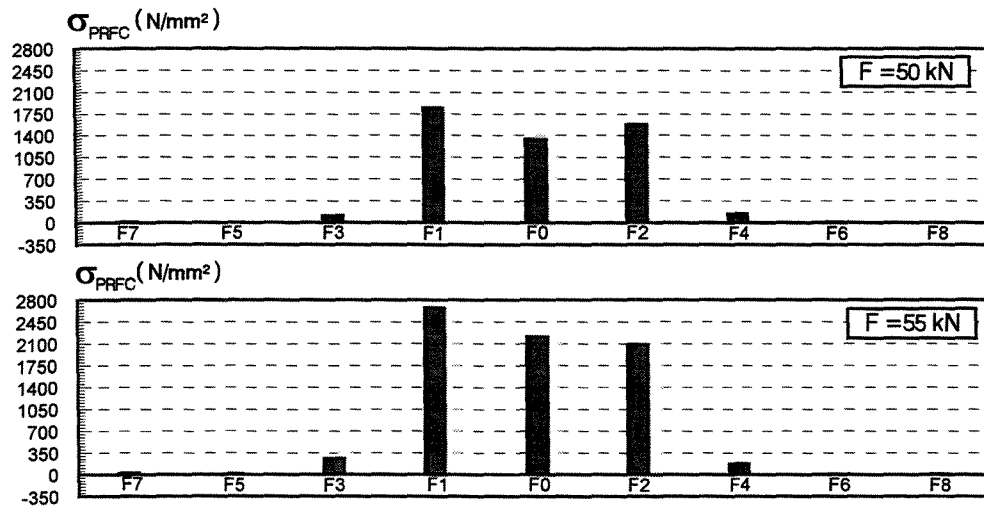
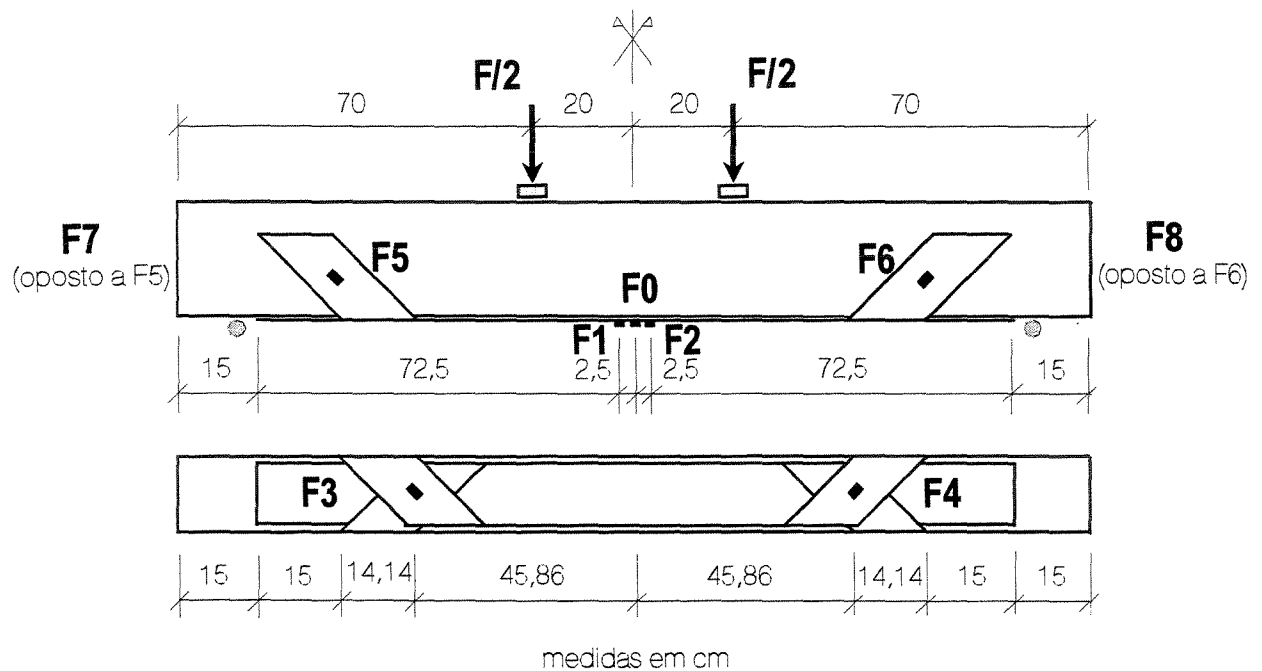


Figura 5.73 C - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR1C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC



medidas em cm

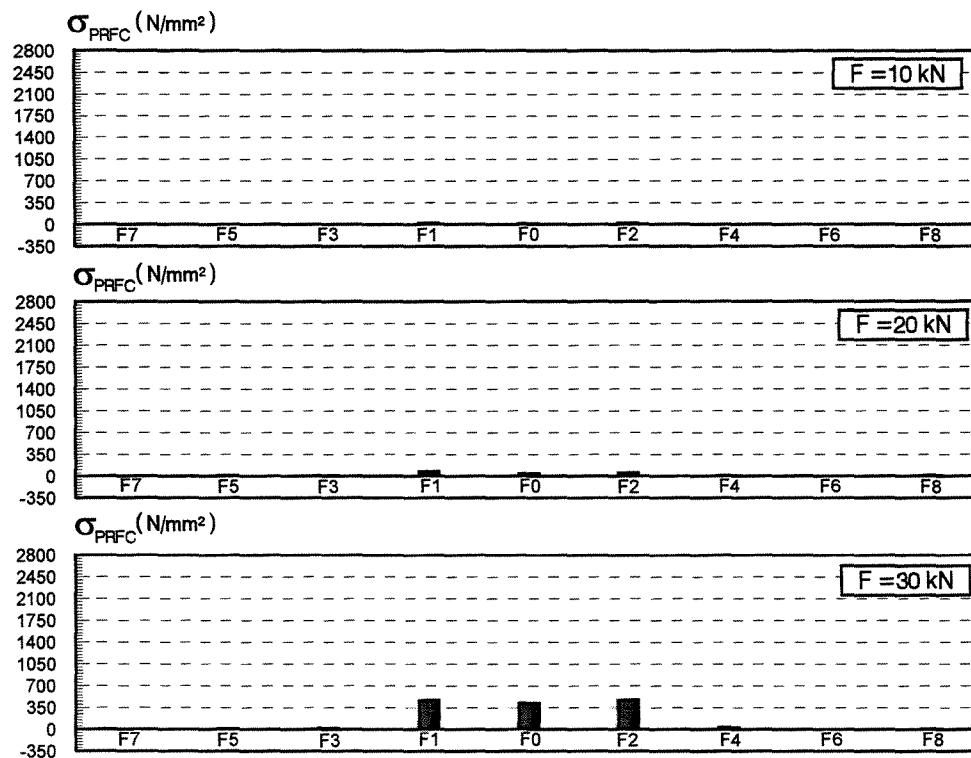


Figura 5.74 A - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC

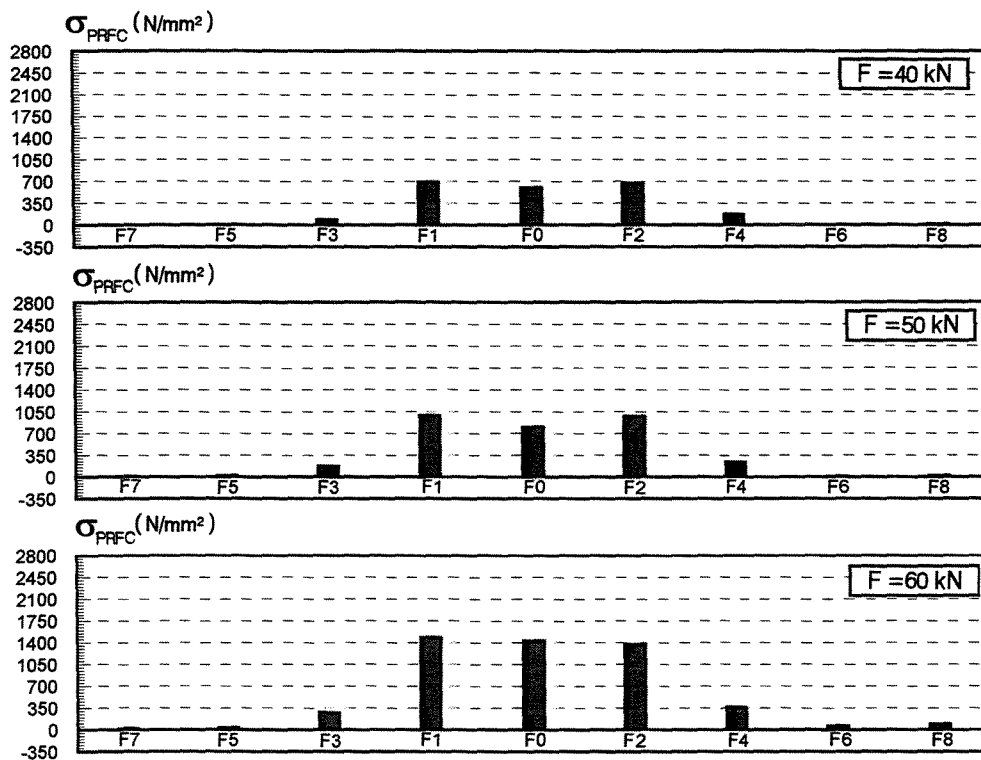
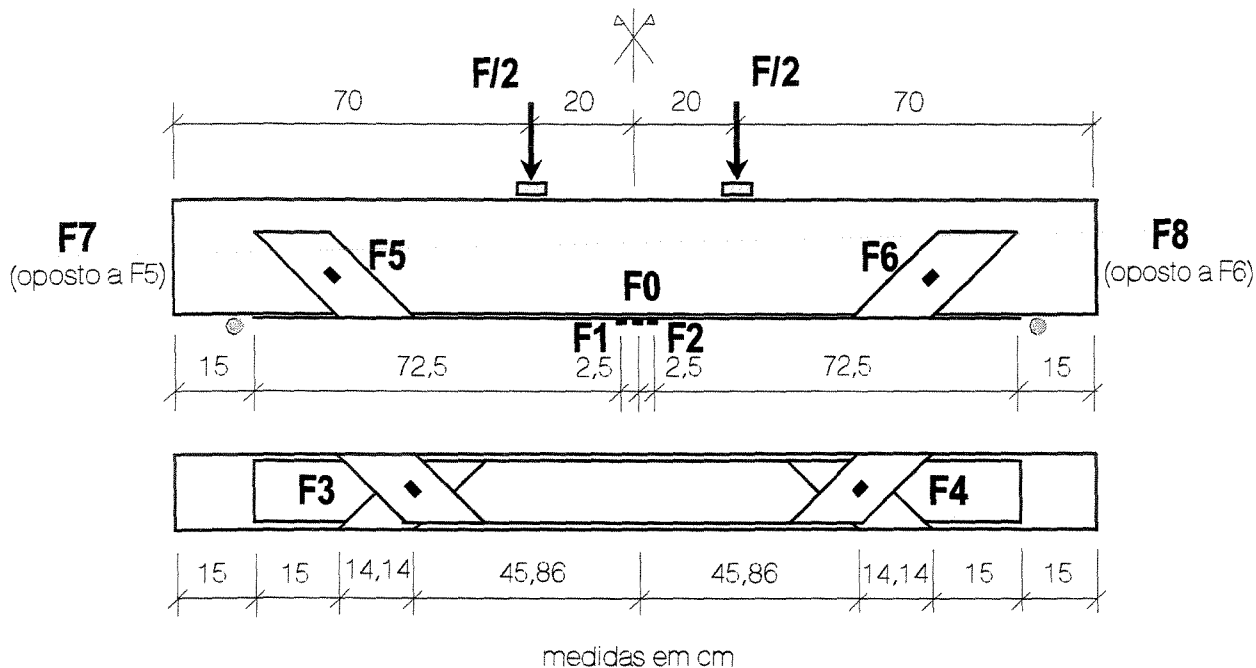


Figura 5.74 B - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.

VIGA VR2C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC

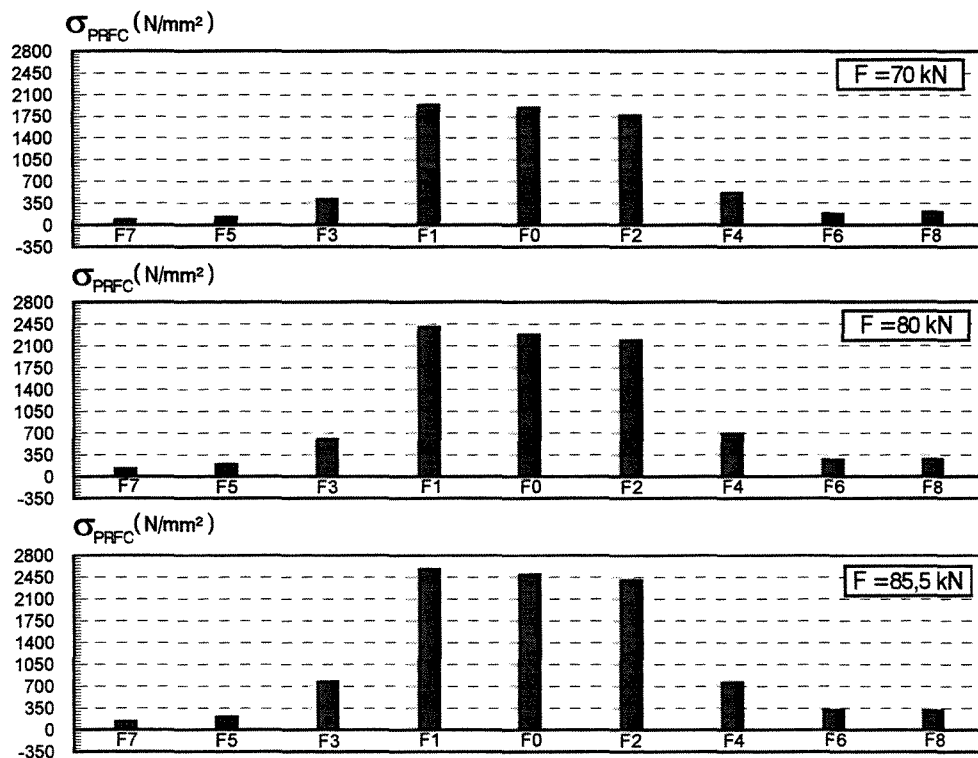
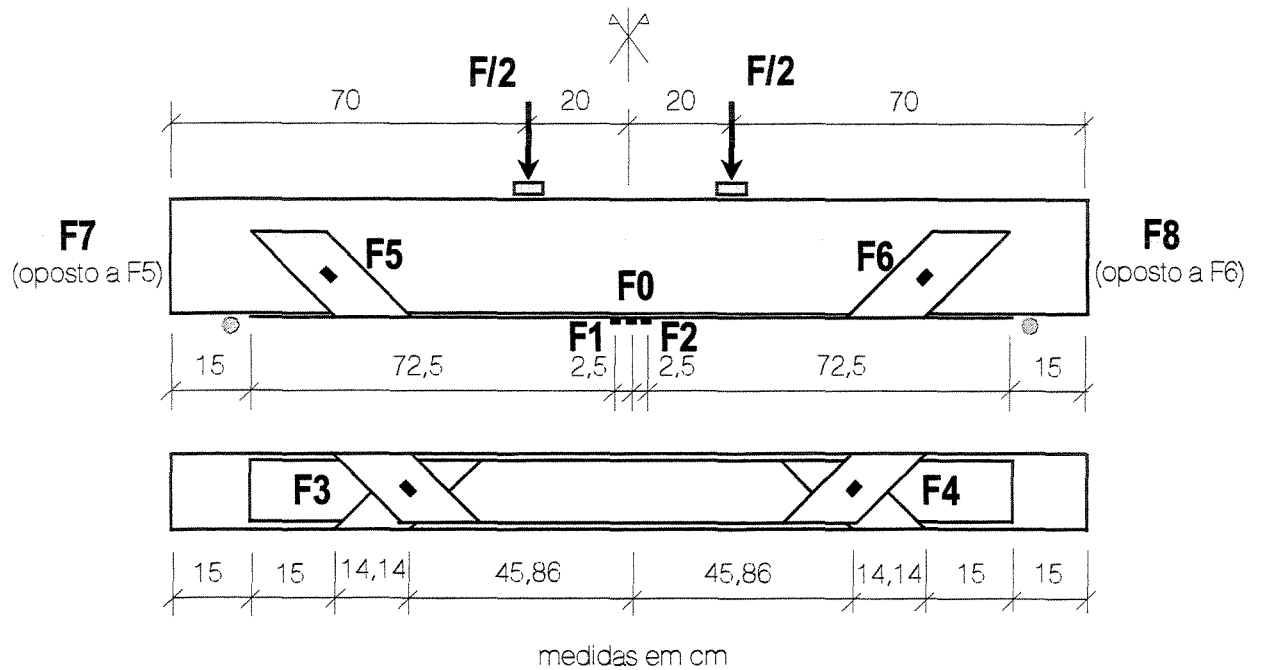
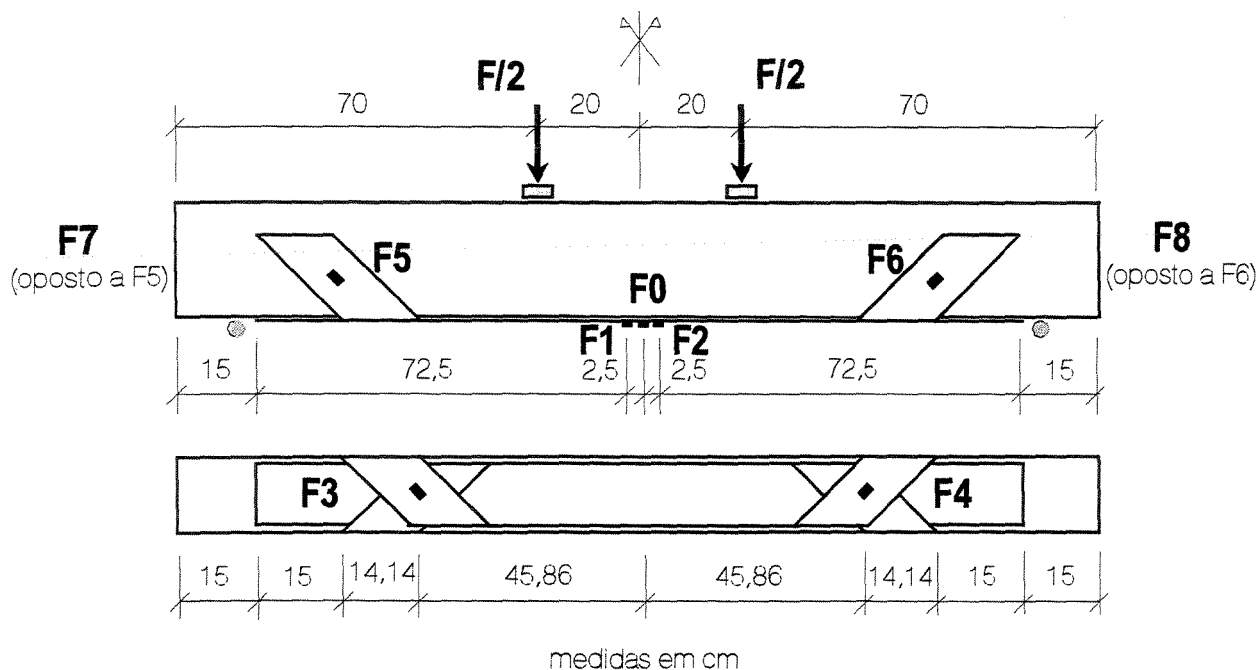


Figura 5.74 C - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR2C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC



medidas em cm

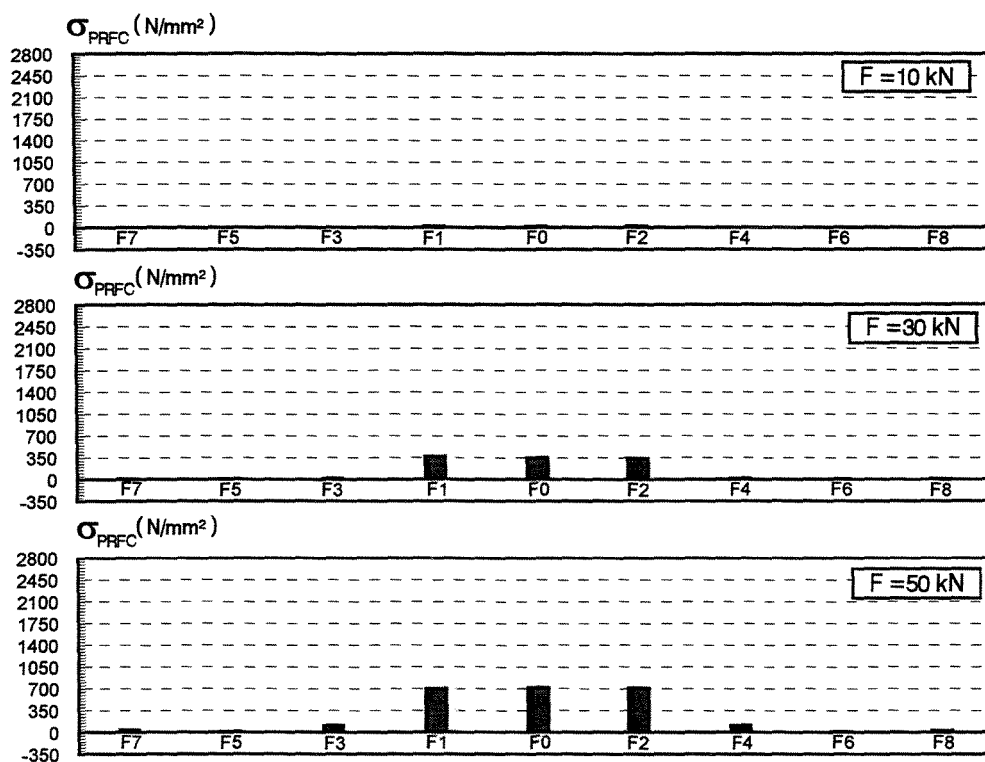


Figura 5.75 A - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC

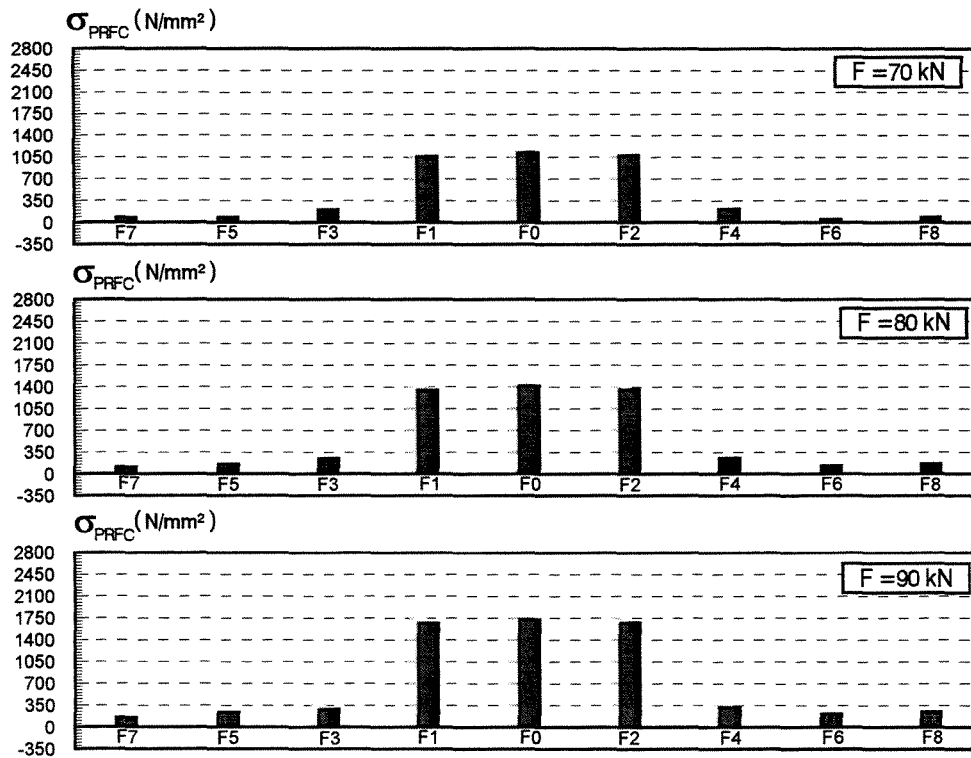
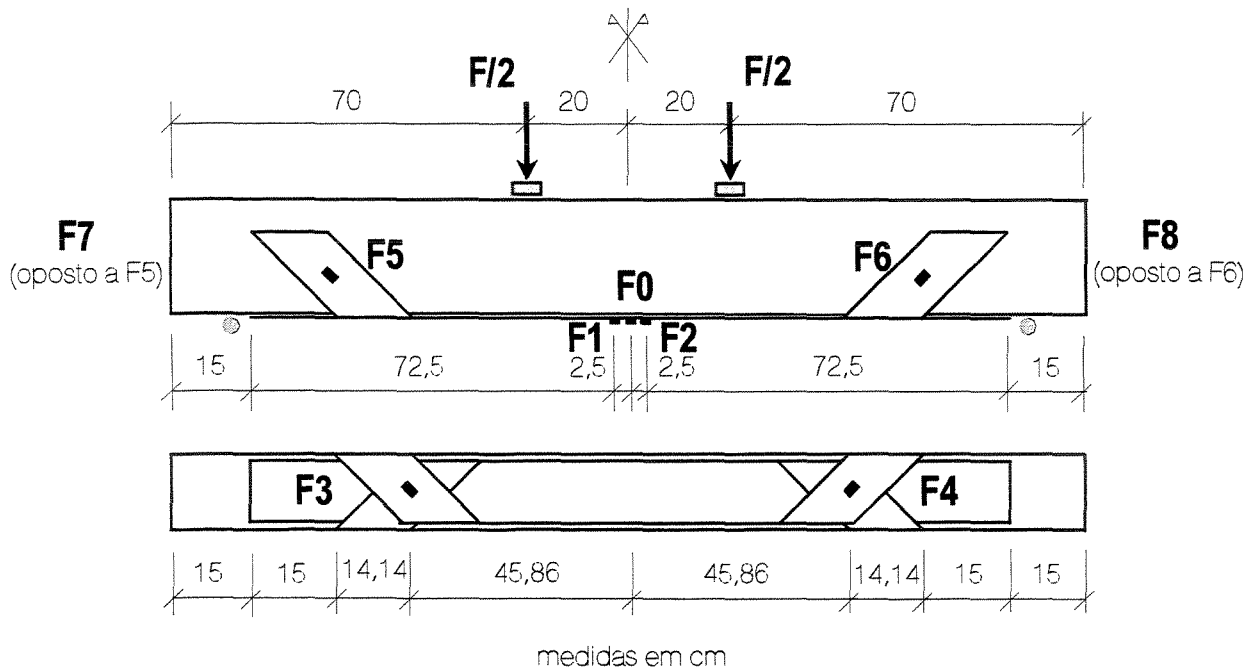


Figura 5.75 B - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.

VIGA VR4C/X TENSÕES NA MANTA DE PRFC

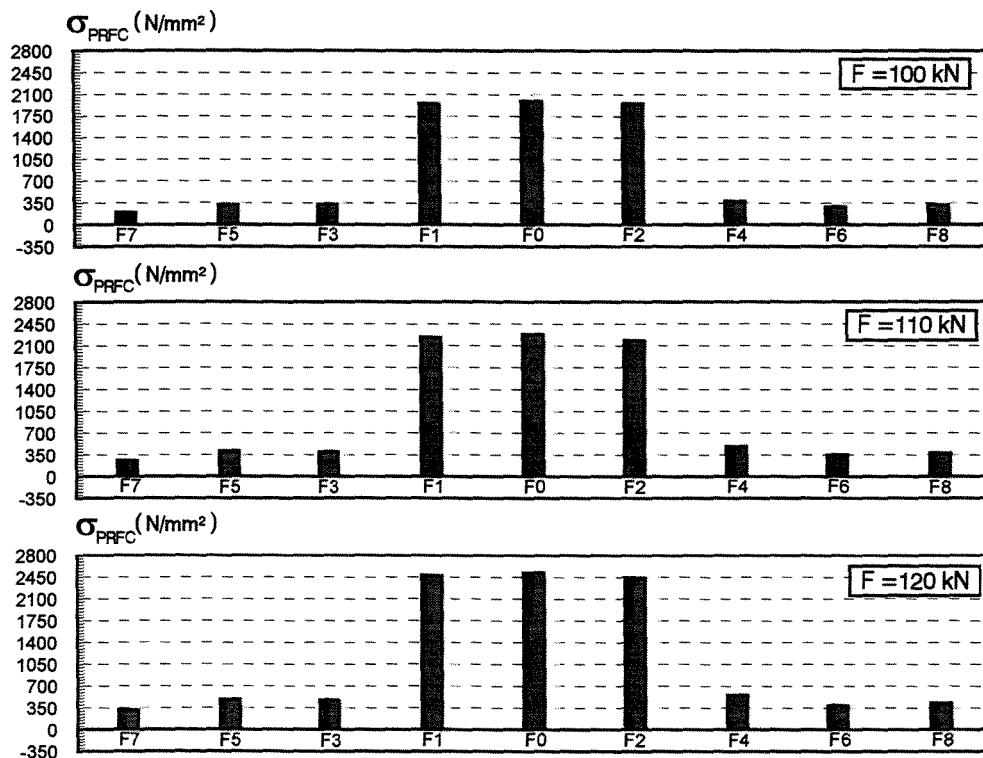
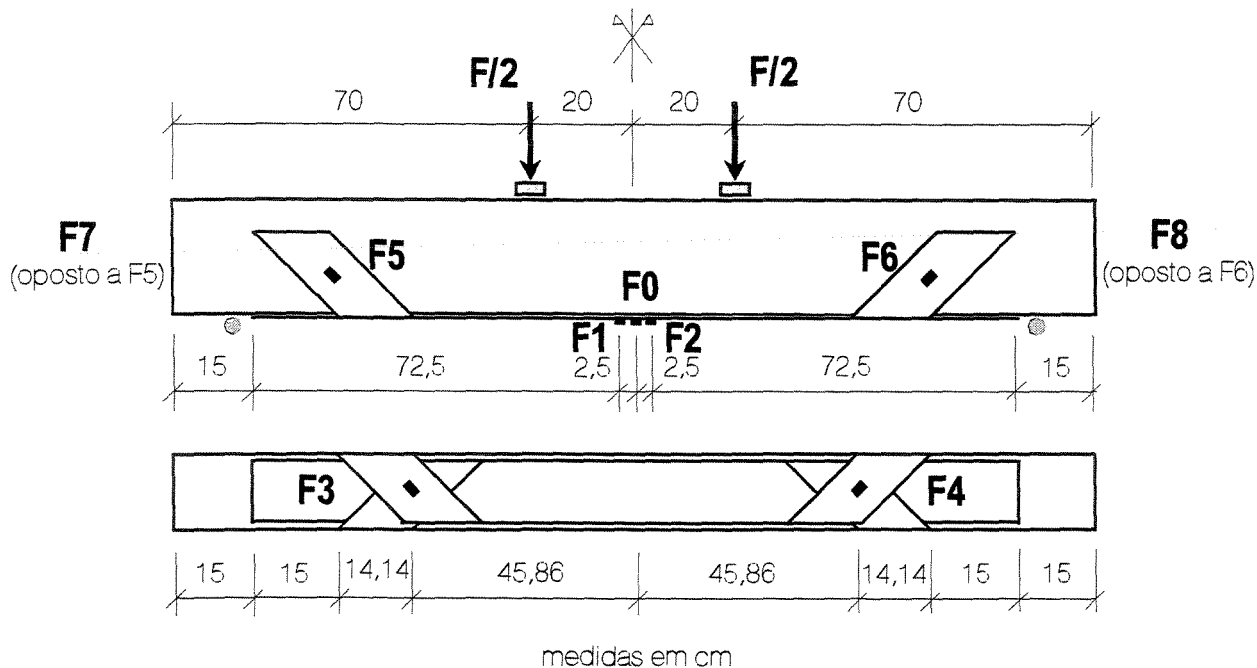
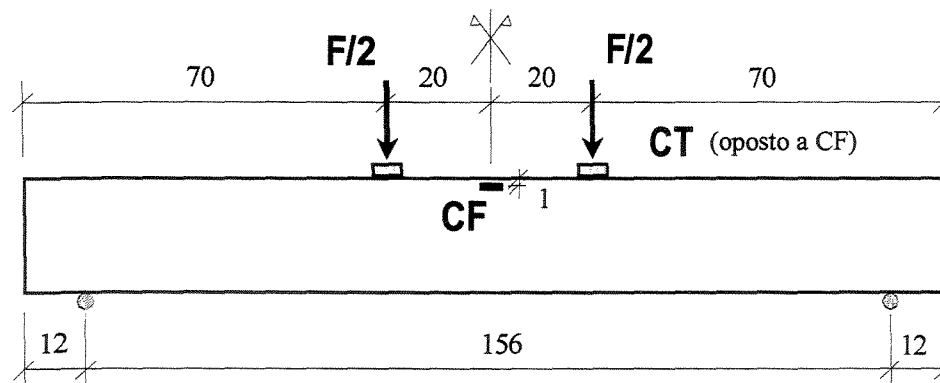


Figura 5.75 C - Evolução das tensões na manta de PRFC da viga VR4C/X.

5.8 Deformações no Concreto

A evolução das deformações de encurtamento no concreto, obtida pela média dos valores obtidos por dois extensômetros posicionados no centro do vão e em faces opostas da viga, a um centímetro da parte superior da peça, estão representadas na Figura 5.76 para cada viga desta pesquisa.



medidas em cm

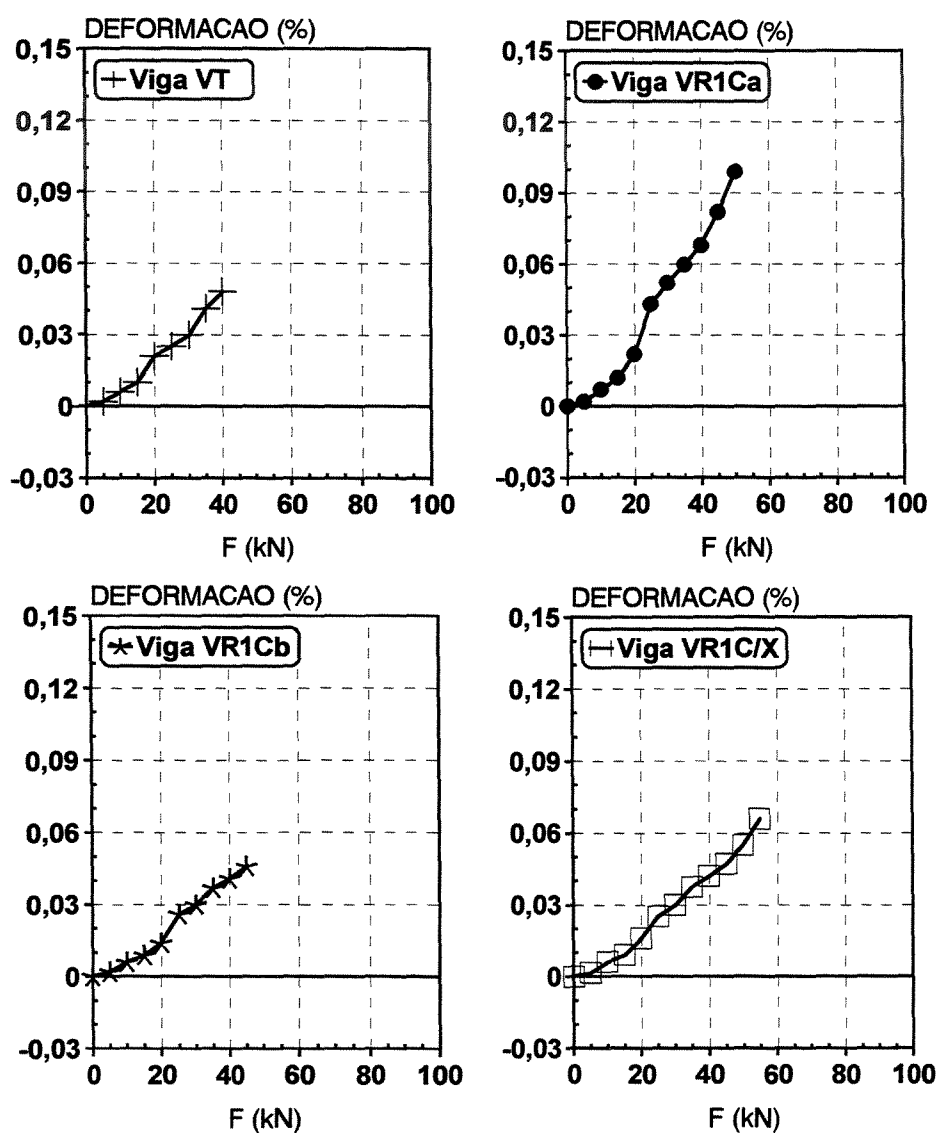


Figura 5.76 A - Deformações no concreto - banco superior das vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

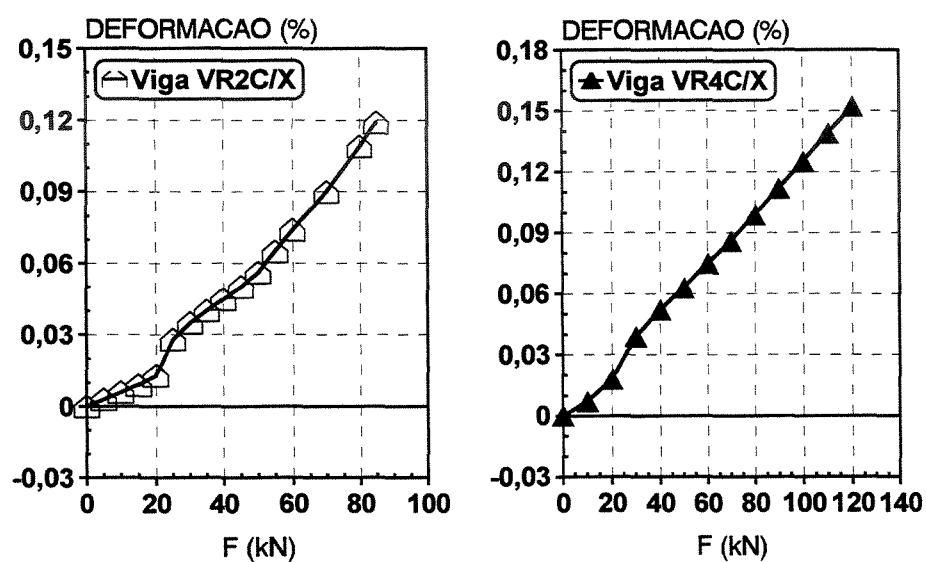
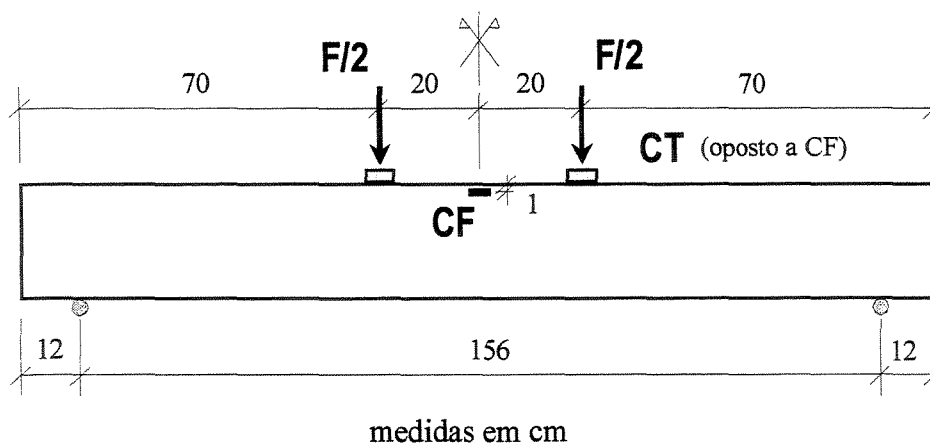


Figura 5.76 B - Deformações no concreto - banzo superior das vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

5.9 Deslocamentos Verticais

Na Figura 5.77 é representada a evolução dos deslocamentos verticais com o incremento do carregamento, para cada viga pesquisada.

.....

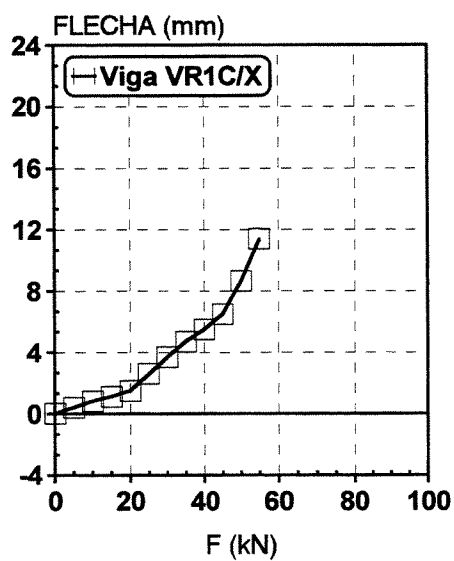
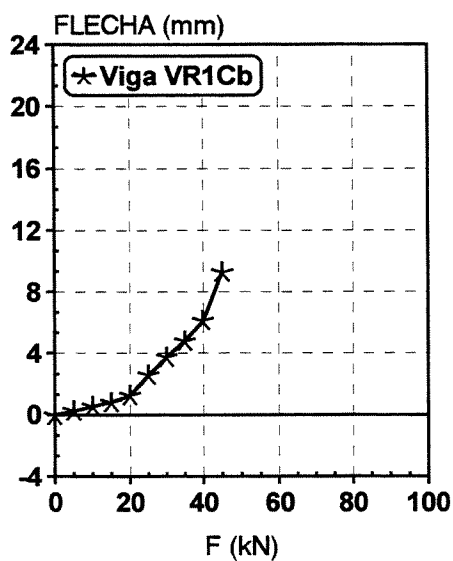
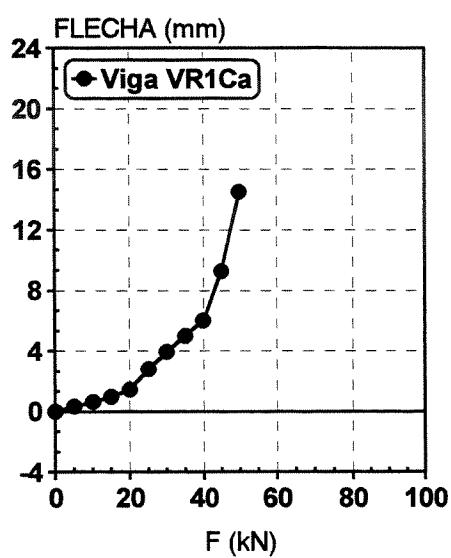
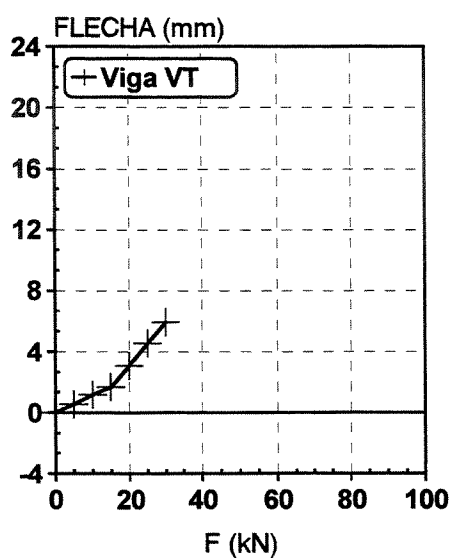
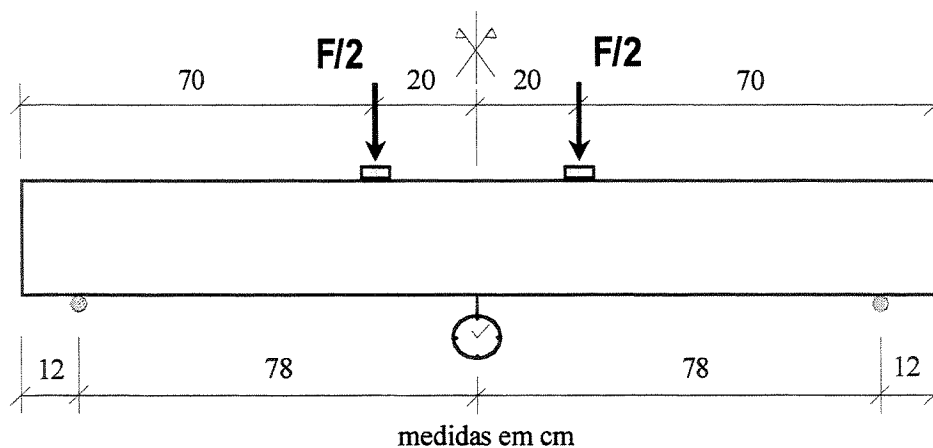


Figura 5.77 A - Deslocamentos verticais no meio do vão nas vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

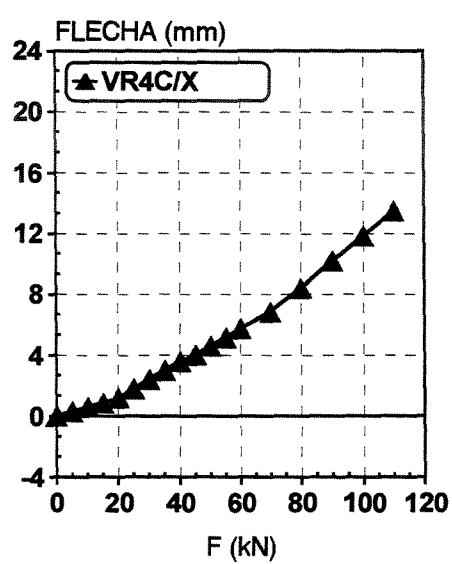
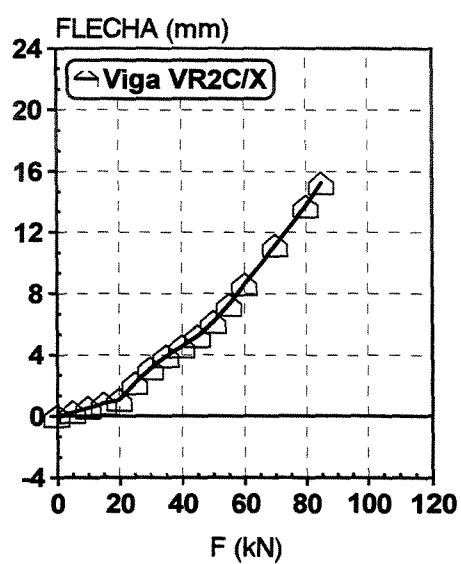
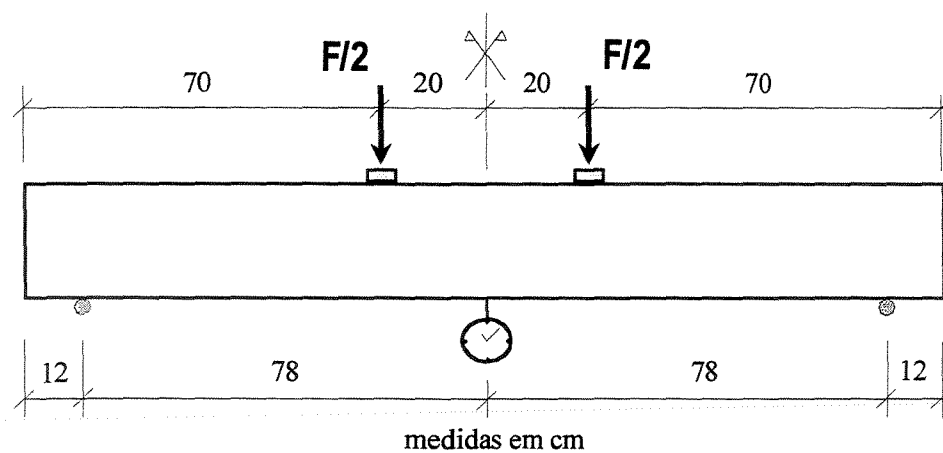


Figura 5.77 B - Deslocamentos verticais no meio do vão nas vigas VT, VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados experimentais apresentados no capítulo 5. Os comportamentos da armadura longitudinal, da armadura transversal, do banzo comprimido de concreto, da manta de PRFC, além dos panoramas de fissurações e dos deslocamentos verticais serão aqui abordados. Serão discutidos também os resultados encontrados nos ensaios de aderência, os pontos de visgo das resinas de tamponamento e saturante, e, os aumentos nas capacidades das peças de resistir a momentos fletores.

Por fim, no item 6.8 será apresentada a taxa esperada de aumento na carga última suportada pela viga reforçada, e, no item 6.9 será feita uma sugestão para o posicionamento das mantas de PRF para se realizar um reforço à flexão em uma viga de concreto armado.

Antes das análises dos resultados, porém, serão apresentadas as Tabelas 6.01 e 6.02. Na Tabela 6.01 estão relacionadas as taxas obtidas da divisão dos M_u sobre os $M_{u,esp}$, dos M_u sobre o $M_{u,VT}$, e dos $M_{máx}$ sobre os M_u para as vigas reforçadas. Na Tabela 6.02 estão explicitadas as relações esperadas e obtidas em ensaio entre os momentos fletores máximos e últimos e entre os momentos fletores últimos e o momento fletor último da viga VT, para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

Tabela 6.01 - Taxas M_u sobre $M_{u,esp}$, M_u sobre $M_{u,VT}$ e $M_{máx}$ sobre M_u para as vigas reforçadas.

Viga	M_u	$M_{máx}$	$M_{u,esp}$	$\frac{M_u}{M_{u,esp}}$	$\frac{M_u}{M_{u,VT}^1}$	$\frac{M_{máx}}{M_u}$
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)			
VR1Ca	13,57	14,50	13,30	1,02	1,38	1,07
VR1Cb	-	13,05	13,30	-	-	-
VR1C/X	13,94	16,07	13,30	1,05	1,42	1,15
VR2C/X	16,60	24,65	17,73	0,94	1,69	1,48
VR4C/X	25,29	34,80	26,50	0,95	2,57	1,38

¹ $M_{u,VT} = 9,83 \text{ kN.m}$

Como se pode observar na Tabela 6.01, analisando-se o comportamento das vigas VR1Ca, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X os valores de momento fletor último esperados e obtidos em ensaio diferem em até 6 %, o que demonstra uma razoável concordância do modelo teórico utilizado com o que ocorre nos ensaios.

O caso da viga VR1Cb não pôde ser analisado pois a manta descolou da peça antes que se atingisse algum dos estados limites últimos. No caso das vigas VR1Ca e VR1C/X os valores obtidos em laboratório foram maiores que os esperados, sendo que, no caso das vigas VR2C/X e VR4C/X aconteceu o contrário. A maior disparidade de valores ocorreu na viga VR2C/X, onde o momento fletor último obtido foi 6 % menor que o esperado.

Comparando os valores de M_u das vigas reforçadas com o valor de $M_{u,VT}$ constata-se um aumento de até 157 % na capacidade de resistir a momentos fletores, como o que foi constatado na viga VR4C/X. Em relação às vigas VR1C/X e VR2C/X os aumentos foram de 42 % e 69 %, respectivamente. A viga VR1Ca obteve um ganho de 38 %. Estes valores estão bem acima dos registrados por SWAMY et al. (1987), quando obtiveram um aumento na capacidade última à flexão das vigas reforçadas com chapas de aço de 1,5 e 3 milímetros de apenas 10 % a 15 %.

Comparando-se os valores de momento fletor máximo e último das vigas reforçadas pode-se analisar a "distância" existente entre estes dois valores. A porcentagem obtida da divisão de $M_{m\acute{a}x}$ por M_u pode, de uma certa maneira, expressar a segurança do processo de reforço, visto que ela quantifica a reserva de carga que a viga ainda pode suportar após ser alcançado o valor de momento fletor último. A maior "reserva" ficou por conta da viga VR2C/X, que chegou a 48 %. Por outro lado, a viga menos "segura" foi a viga VR1Ca que apresentou uma reserva de apenas 7 % em função do fato da inexistência dos mecanismos de incremento de ancoragem.

Tabela 6.02 - Relações esperadas e obtidas em ensaio entre os momentos fletores máximos e últimos e entre os momentos fletores últimos e o momento fletor último da viga VT, para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

	$\frac{M_{m\acute{a}x,esp}}{M_{u,esp}}$	$\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_u}$	$\frac{M_{u,esp}}{M_{u,esp,VT}}$	$\frac{M_u}{M_{u,VT}}$
VR1C/X	1,14	1,15	1,50	1,42
VR2C/X	1,21	1,48	2,00	1,69
VR4C/X	1,27	1,38	2,99	2,57

A Tabela 6.02 reúne os dados esperados, que já foram explicitados na Tabela 4.15, com os valores encontrados nos ensaios. As taxas esperadas para a viga VR1C/X ficaram mais próximas das obtidas em laboratório do que no caso das vigas VR2C/X e VR4C/X onde percebe-se algumas disparidades. No caso da taxa do momento fletor máximo sobre o momento fletor último, os valores esperados foram menores que os obtidos, e, no caso da taxa do momento fletor último da viga reforçada sobre o momento fletor último da viga VT os valores esperados foram maiores que os obtidos.

6.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal foi a mesma para as três vigas ensaiadas, ou seja, duas barras de 8,0 mm.

Os pontos instrumentados ao longo das barras longitudinais permitiram a determinação da variação da tensão, ao longo do vão, durante o ensaio das vigas. Os resultados obtidos para as deformações e tensões na armadura longitudinal, em função do incremento de carregamento, estão ilustrados no item 5.6 deste trabalho.

Analisando-se o gráfico da deformação da armadura longitudinal inferior pela carga aplicada observa-se que a colagem da manta retarda o início do escoamento das armaduras (Figura 6.01). Este efeito foi observado também nos ensaios realizados por SAADATMANESH et al. (1991) e NORRIS et al. (1997). À medida que se aumenta o número de camadas, retarda-se ainda mais o início do escoamento.

Em cada uma das curvas observa-se três trechos diferenciados identificados por inclinações diferentes, conforme constatado também no trabalho de SAADATMANESH et al. (1991). O primeiro trecho compreende do início do ensaio até o momento de início de fissuração do concreto. O segundo se estende até o instante em que a armadura longitudinal começa a escoar, e o terceiro e último se prolonga até o momento em que o ensaio foi interrompido.

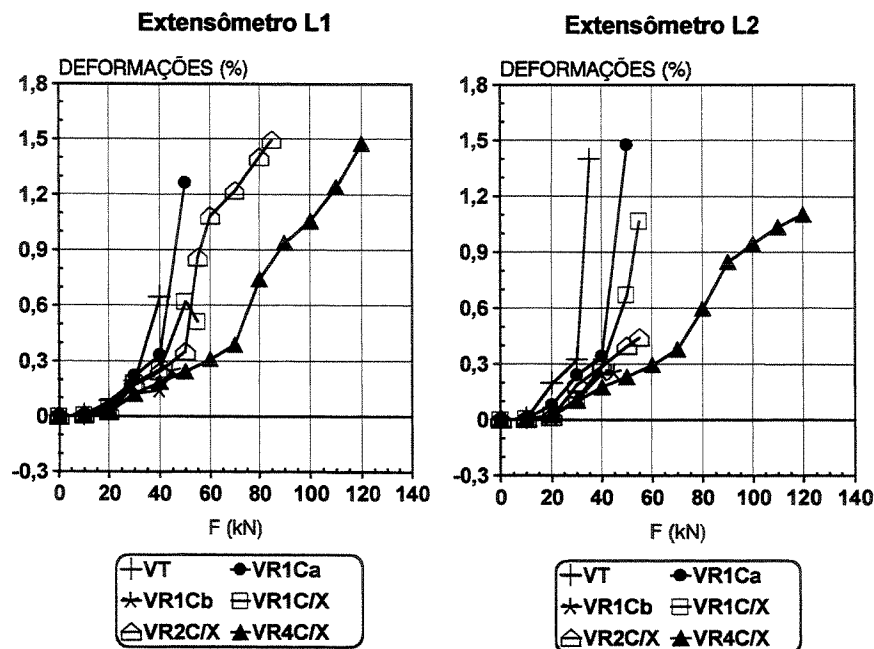


Figura 6.01 - Deformação da armadura longitudinal inferior versus a carga aplicada para as vigas analisadas - extensômetros L1 e L2.

6.2 Armadura Transversal

Os resultados obtidos para as tensões nos estribos, em função do incremento de carregamento, para as vigas desta pesquisa estão ilustrados no item 5.5 deste trabalho.

As tensões máximas observadas nas armaduras transversais, em todas as vigas, se mantiveram sempre inferiores ao valor limite de escoamento destas armaduras, mesmo quando vários pontos da armadura longitudinal das vigas já haviam alcançado o escoamento.

Observando-se o gráfico da deformação dos estribos pela carga aplicada (Figura 6.02), percebe-se que para um mesmo valor de carga F atuante, ao aumentar-se o número de camadas de reforço, menor é o esforço detectado nos estribos; e, à medida que aumenta-se o número de

camadas, este efeito é cada vez mais evidente. Assim, como ocorre com a armadura longitudinal, pode-se dizer que o reforço com a manta de PRFC também propicia um retardamento nos valores de deformação das armaduras transversais. Por fim, é interessante notar que, pelo que foi detectado no extensômetro T2, este estribo da viga VR2C/X acabou sendo menos solicitado que o respectivo estribo da viga VR4C/X, diferindo da tendência apresentada por todos os outros estribos instrumentados.

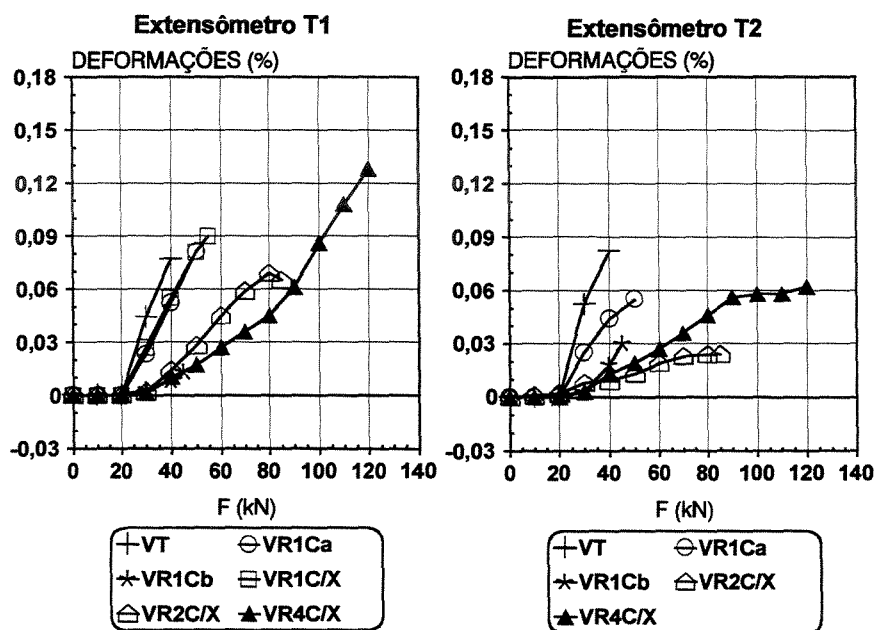


Figura 6.02 - Deformação da armadura transversal versus a carga aplicada para as vigas analisadas - extensômetros T1 e T2.

6.3 Banzo Comprimido

As deformações medidas no concreto, no meio do vão e a um centímetro de distância do topo da viga, foram explicitadas no item 5.8 deste trabalho.

Os valores de encurtamento obtidos foram sempre baixos, uma vez que o concreto utilizado apresentava um elevado valor de resistência à compressão. O maior valor medido de encurtamento foi de 0,152 % na viga VR4C/X, valor este bastante inferior ao limite estabelecido de 0,35 %.

Na Figura 6.03 são mostradas as deformações do banzo comprimido de concreto versus a carga aplicada para todas as vigas analisadas. Percebe-se que a evolução das deformações se deu de forma semelhante para todas as vigas, exceto para a viga VR1Ca, que possuiu ao longo do carregamento sempre maiores valores de deformação comparados com os dados das outras vigas. A viga VR4C/X, por ter suportado uma carga maior, foi a que registrou o maior valor de deformação. No caso do concreto, ao contrário do que pôde ser presenciado nas deformações das armaduras longitudinais e transversais, não existe uma tendência de retardamento nas deformações de encurtamento do concreto.

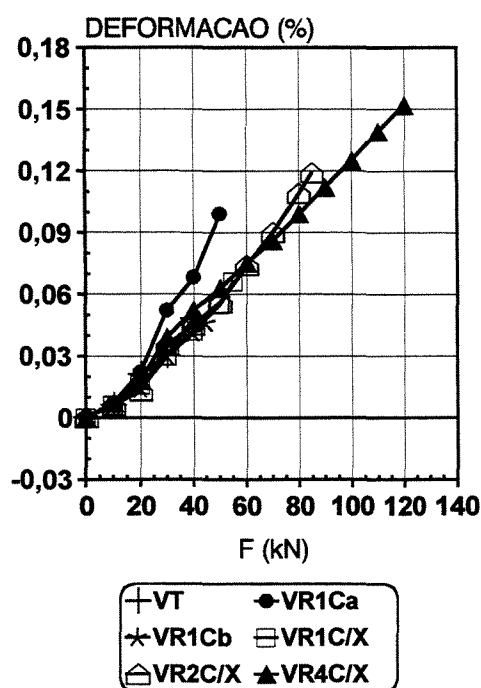


Figura 6.03 - Deformação do banzo comprimido de concreto versus a carga aplicada para as vigas analisadas.

6.4 Manta de PRFC

Aqui serão analisados os comportamentos das mantas nas vigas VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X. Através de gráficos de deformação versus carga e tensão versus carga serão comparados os dados obtidos na armadura longitudinal e na manta de PRFC. Para isso serão utilizados pontos pertencentes a uma mesma seção transversal, perpendicular ao eixo da viga.

Serão ainda discutidas as relações dos tempos de visgo obedecidos durante as colagens das mantas na viga VR4C/X com a temperatura e a umidade do laboratório.

Por fim, serão analisados os valores de momento fletor de início de descolamento esperados e obtidos em ensaio, e, o tamanho dos laços confeccionados para incrementar a ancoragem das mantas.

É importante frisar que, mesmo nas vigas com mecanismos de incremento de ancoragem, ocorreu um descolamento parcial do material polimérico colado à face inferior da viga antes do rompimento da manta, conforme poderá ser visto na Tabela 6.02.

Na Figura 6.04 são mostradas as deformações nos extensômetros F0, F1 e F2 para todas as vigas reforçadas do programa experimental.

Analisando-se os dados acusados pelos extensômetros mostrados na Figura 6.04 pode-se dizer que ao aumentar o número de camadas de reforço, e, mantendo-se o valor da carga atuante F , menores são os valores de deformações anotados pelos extensômetros, pois maior é a área de seção transversal resistente. Analisando-se os dados dos extensômetros F1 e F2 percebe-se que para uma carga de 50 kN, as deformações na manta das vigas VR1Ca e VR1C/X estão entre 0,6 % e 0,7 %, enquanto para as vigas VR2C/X e VR4C/X as deformações são de

aproximadamente 0,35 % e 0,25 %, respectivamente, acusando uma deformação na manta da viga VR1C/X uma vez e meia maior que a deformação registrada na viga VR4C/X.

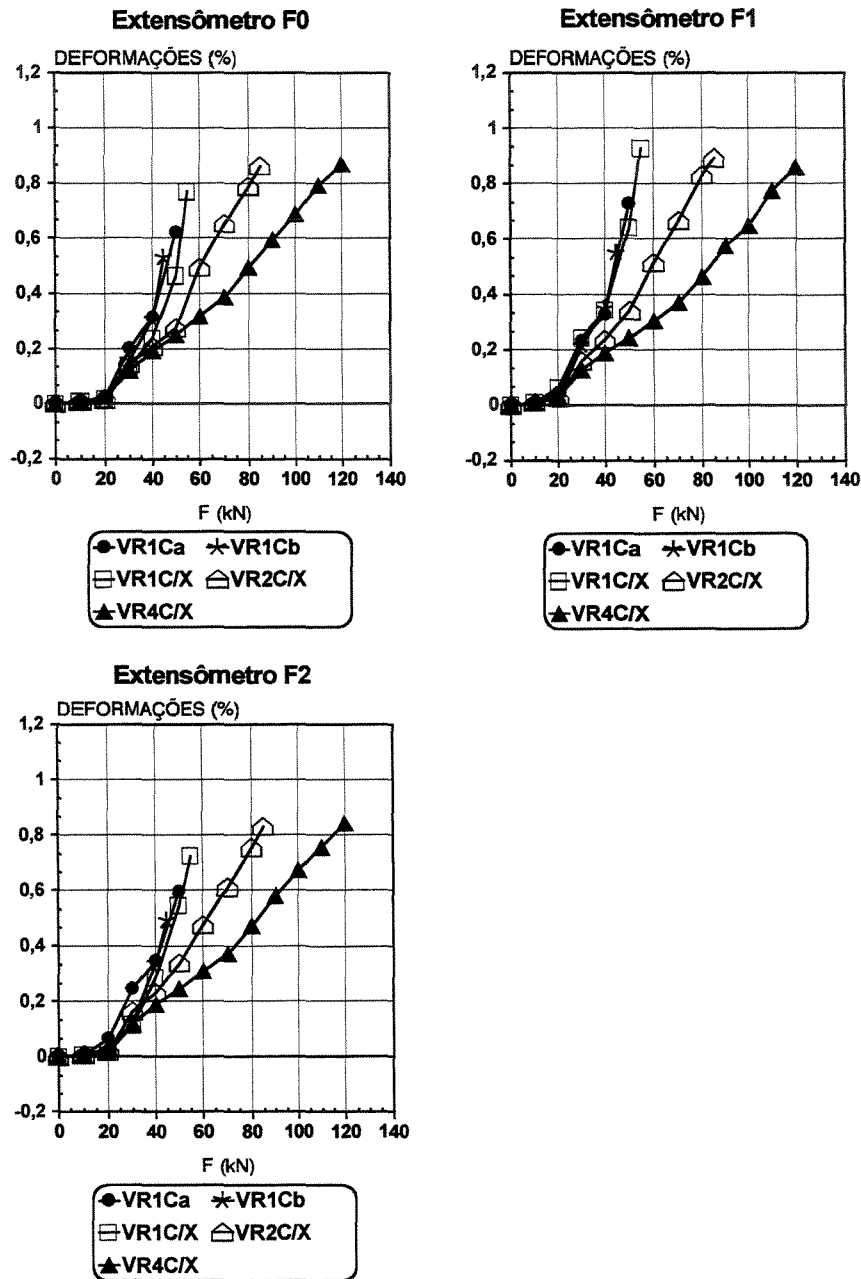


Figura 6.04 - Deformação da manta de PRFC versus a carga aplicada para as vigas VR1Ca, VR1Cb, VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X - extensômetros F0, F1 e F2.

6.4.1 O Ponto de Visgo

Ponto de visgo é a viscosidade apresentada por uma resina em um determinado instante após a sua aplicação que permite que seja dado um próximo passo na sequência de procedimentos para a realização do trabalho de reforço.

Existem dois pontos de visgo que devem ser observados durante o processo de reforço estudado nesta pesquisa. O primeiro deles é o apresentado pelo primário, que tem como função tamponar os poros da superfície do substrato e funcionar como uma ponte de aderência entre a manta e o concreto. A camada de massa niveladora, a ser aplicada na sequência desta resina de tamponamento, não pode ser espalhada na viga com o primário ainda líquido, com baixa viscosidade, pelo simples fato de que a massa iria retirar a resina de tamponamento quando ela fosse espalhada por uma espátula. Por outro lado, não se pode esperar muito tempo pois a resina pode vitrificar e a massa regularizadora não conseguir se prender a esta superfície extremamente lisa que se forma com a vitrificação da resina. O ponto de visgo do primário e os seus efeitos na eficiência do processo de reforço são discutidos no item 6.7.

O segundo ponto de visgo a ser observado é o do saturante epóxi, quando da sua primeira aplicação, sobre a massa regularizadora. Neste caso, se não for aguardado um determinado tempo, não será possível posicionar a manta sobre a viga, ou seja, a mesma não irá se prender à superfície do substrato se a resina saturante já não tiver alcançado uma certa viscosidade. Este fato se agrava quando a manta sofre o efeito da gravidade, o que não aconteceu nestes ensaios pois os procedimentos de reforço se deram com as vigas ao contrário, ou seja, com a armadura inferior para cima. Por outro lado, assim como o primário, não se pode passar um tempo que permita o endurecimento do saturante, o que impossibilitaria a colagem da manta.

Os pontos de visgo anotados na Tabela 5.02 se referem ao saturante epóxi. Como se pode observar, o tempo a ser aguardado parece depender da temperatura e da umidade ambiente, porém, a relação não ficou muito clara. Para temperaturas de cerca de 25 °C, aumentando-se a umidade aumentava-se o tempo de espera, por outro lado, para temperaturas de 23 °C e de 22 °C,

aumentando-se a umidade diminuía-se o tempo para o aparecimento do visgo. O que se pode dizer, em termos de médias, é que para uma temperatura de 23,6 °C e umidade de 68,3 % o tempo de visgo é de 80 minutos.

Deve-se dizer que alguns fatores dificultaram esta medição. O primeiro é que a temperatura e a umidade foram anotadas apenas logo após a aplicação do saturante, portanto, estes valores podem ter se alterado durante o tempo de espera. O segundo problema é que o ponto no qual se atinge o visgo foi determinado de maneira subjetiva, tocando-se na superfície da massa regularizadora saturada com a resina. Portanto, sugere-se que para uma melhor compreensão do fenômeno, o mesmo seja estudado mantendo-se certos parâmetros constantes, para que desta maneira, as conclusões sejam mais precisas.

6.4.2 Os Momentos Fletores de Início de Descolamento

A seguir, na Tabela 6.03, são resumidos os valores de momento fletor de início de descolamento esperados e obtidos em ensaio. Indicam-se também, para cada viga, em que percentagem da carga máxima suportada pela mesma ocorreu o início do descolamento da manta, e, por fim, o valor da flecha no instante do início do descolamento. É importante notar que não foram calculados os valores esperados de início de descolamento das mantas das vigas com dispositivos de incremento de ancoragem pois a metodologia de cálculo explicitada neste trabalho diz respeito a vigas sem estes tipos de mecanismos. Os valores expressos na Tabela 6.03 serão discutidos nos itens 6.4.3 a 6.4.7.

Deve-se dizer ainda que o valor do módulo de deformação transversal do adesivo, G_a , foi estimado, conforme foi explicitado no item 4.7.2.1, o que pode ter prejudicado a determinação do momento fletor esperado de início de descolamento.

Tabela 6.03 - Valores de momento fletor de início de descolamento esperados e obtidos em ensaio.

Viga	$M_{i,desc}$	$M_{i,desc,esp}$	$\frac{M_{i,desc}}{M_{i,desc,esp}}$	% Carga Máxima	Flecha
	(kN.m)	(kN.m)			(mm)
VR1Ca	11,60	12,40	0,94	80	6,00
VR1Cb	7,25	12,40	0,58	56	2,57
VR1C/X	5,80	-	-	36	1,50
VR2C/X	14,50	-	-	59	6,12
VR4C/X	20,30	-	-	58	6,84

6.4.3 Viga VR1Ca

O estado limite último da viga VR1Ca foi alcançado por deformação excessiva da armadura longitudinal, ou seja, 1,00 %, instante em que a fibra apresentou uma deformação de 0,56 % ao ser aplicada uma carga total de 46,8 kN. Porém, logo após, ao se aumentar a carga em apenas 3,2 kN a manta descolou.

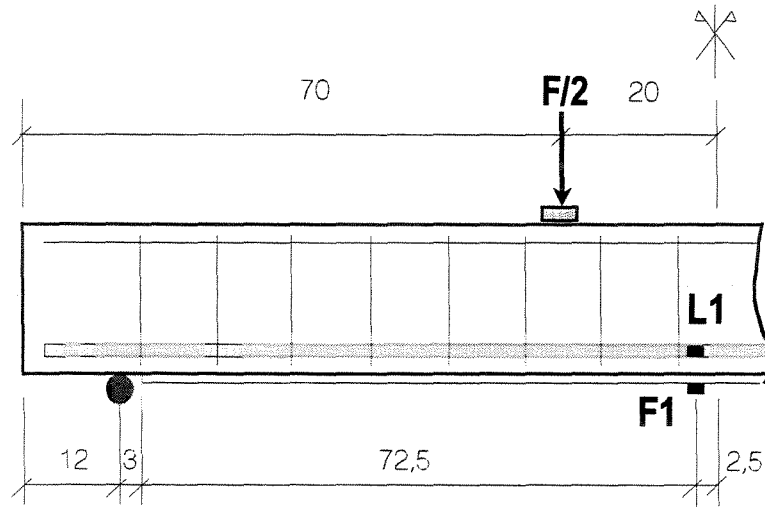
Ao se analisar os resultados instantes antes do descolamento da manta, ou seja, quando a deformação da armadura girava em torno de 1,00 %, percebe-se que o princípio da compatibilidade de deformações, onde assume-se que as seções planas permanecem planas, neste instante, não era mais obedecido, já que a deformação na manta não poderia ser de 0,56 % quando a armadura longitudinal já tinha alcançado um alongamento de 1,00 %. Isto aconteceu pela deficiência na aderência entre a manta e o concreto que, nesta etapa do ensaio, já estava muito comprometida.

Assim, como já era esperado, por deficiências de aderência e ancoragem não foi possível fazer com que o estado limite último fosse alcançado por deformação limite da fibra.

Nas Figuras 6.05 e 6.06 são mostrados os comportamentos da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Ca, registrados nos extensômetros L1 e F1 e L2 e F2, respectivamente.

Analisando-se os gráficos das deformações percebe-se que a uma carga de 40 kN, ou seja, 80 % da carga total suportada pela viga, ocorreu o início da disparidade entre as deformações da armadura longitudinal e da manta, denunciando o início do descolamento do material de reforço. A flecha neste instante era de 6,00 mm (Tabela 6.03). Os gráficos da tensão na manta (Figuras 6.05 e 6.06) mostram que a partir da carga de 20 kN a mesma passa a suportar tensões maiores que a armadura longitudinal resistindo, cada vez mais, a uma maior parcela dos esforços internos de tração.

VIGA VR1Ca DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

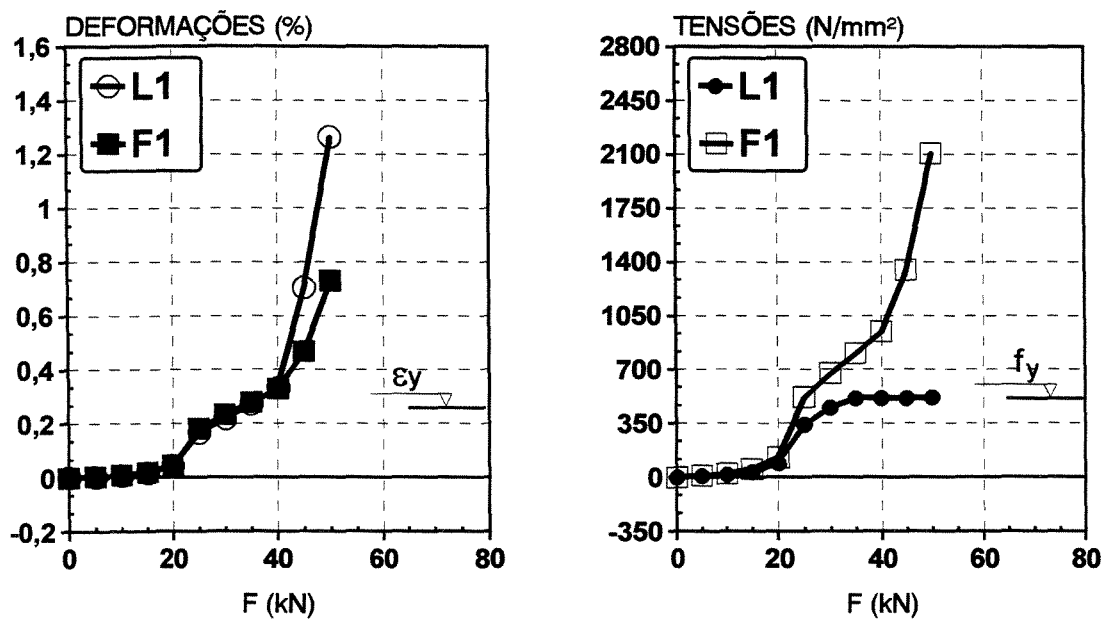
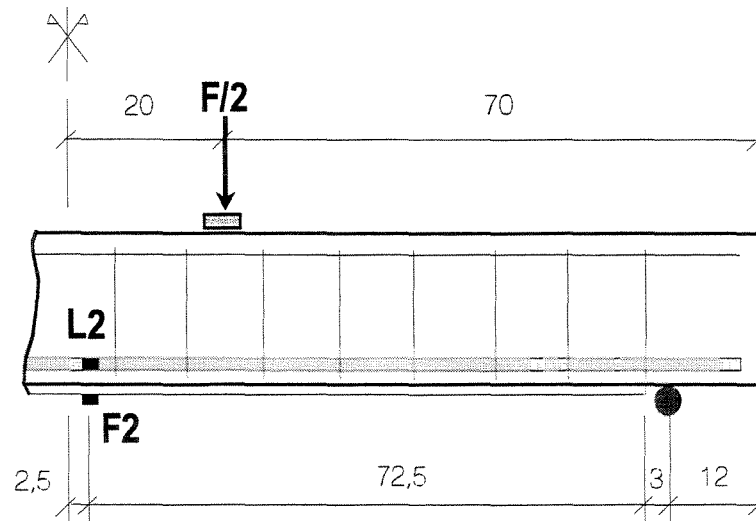


Figura 6.05 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Ca - extensômetros L1 e F1.

VIGA VR1Ca DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

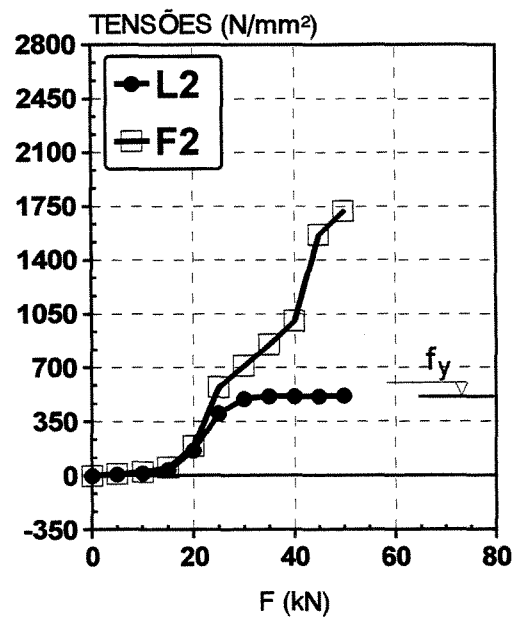
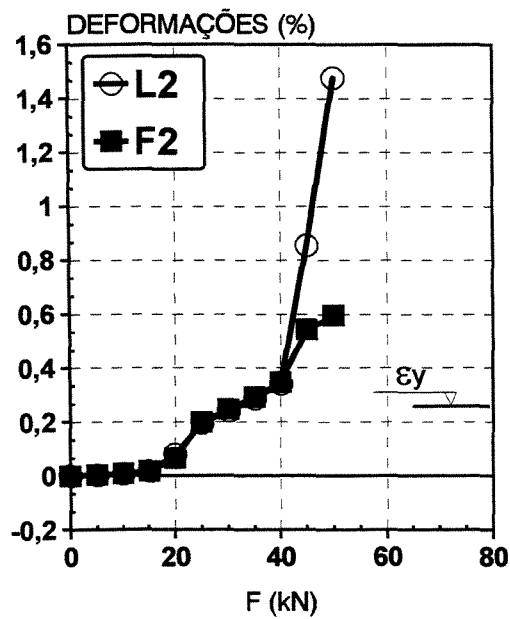


Figura 6.06 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Ca - extensômetros L2 e F2.

6.4.4 Viga VR1Cb

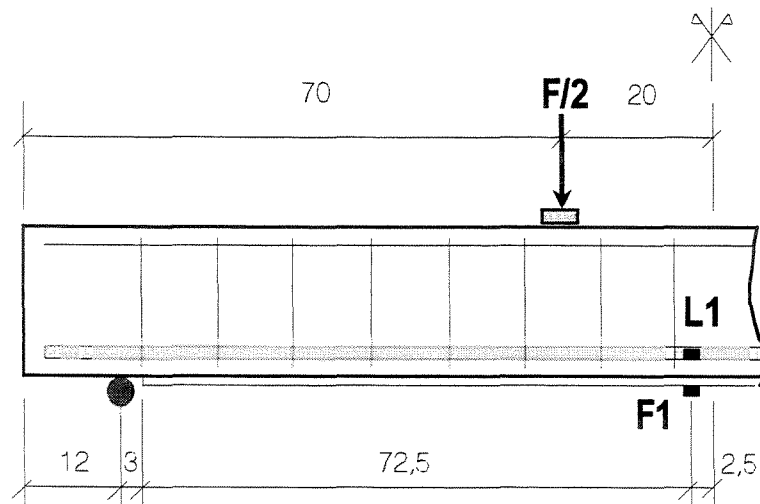
O estado limite último da viga VR1Cb não foi alcançado. O início do descolamento da manta se deu com uma carga de aproximadamente 25 kN, o que corresponde a 56 % da carga total suportada pela viga. Neste instante a flecha era de 2,57 mm (Tabela 6.03). As maiores deformações do concreto, estribo e armadura longitudinal foram de 0,046 %, 0,030 % e 0,312 %, respectivamente. Instantes antes do descolamento registrou-se uma deformação na manta de 0,55 %. Todas as deformações foram inferiores às suas respectivas deformações últimas.

Nas Figuras 6.07 e 6.08 são mostrados os comportamentos da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Cb, registrados nos extensômetros L1 e F1 e L2 e F2, respectivamente. Assim como a viga VR1Ca, os gráficos da tensão na manta mostram que também a partir da carga de 20 kN a mesma passa a suportar tensões maiores que a armadura longitudinal, passando a resistir à maior parcela dos esforços internos de tração.

A colagem da manta na viga VR1Cb parece não ter apresentado a mesma qualidade que a da viga VR1Ca, visto que o momento fletor de início de descolamento esperado, 12,40 kN.m, não foi alcançado, tendo chegado a apenas o valor de 7,25 kN.m, conforme Tabela 6.03 apresentada no item 6.4.7. No item 6.7 são feitas outras considerações a respeito do problema de aderência que pode ter havido nesta viga.

É importante dizer que o ensaio de aderência não foi feito viga por viga, mas sim em um concreto com um mesmo valor de resistência à compressão que o utilizado nas vigas desta pesquisa, portanto, a eficiência da colagem da viga VR1Cb pode ter ficado aquém da realizada na viga VR1Ca.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES E TENSÕES -
ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

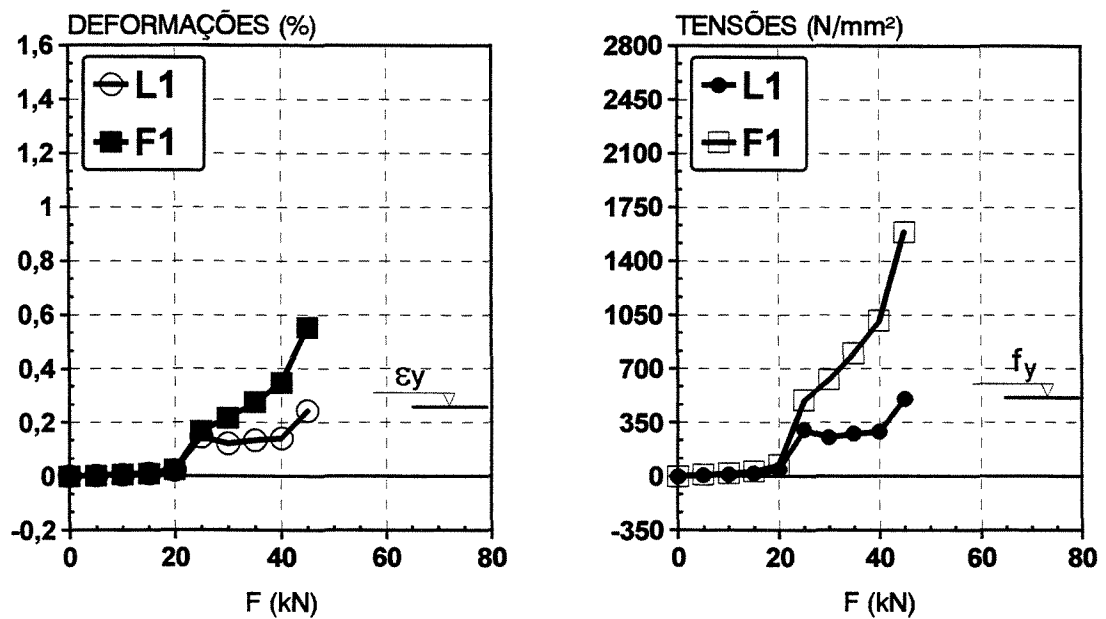
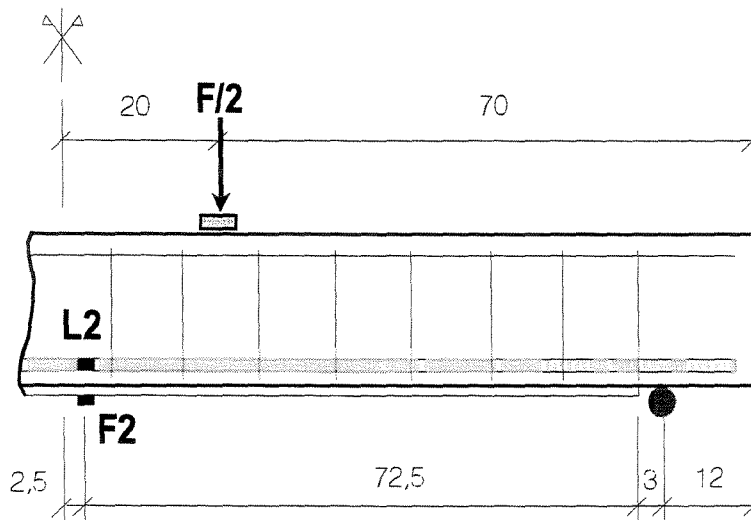


Figura 6.07 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Cb - extensômetros L1 e F1.

VIGA VR1Cb
DEFORMAÇÕES E TENSÕES -
ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

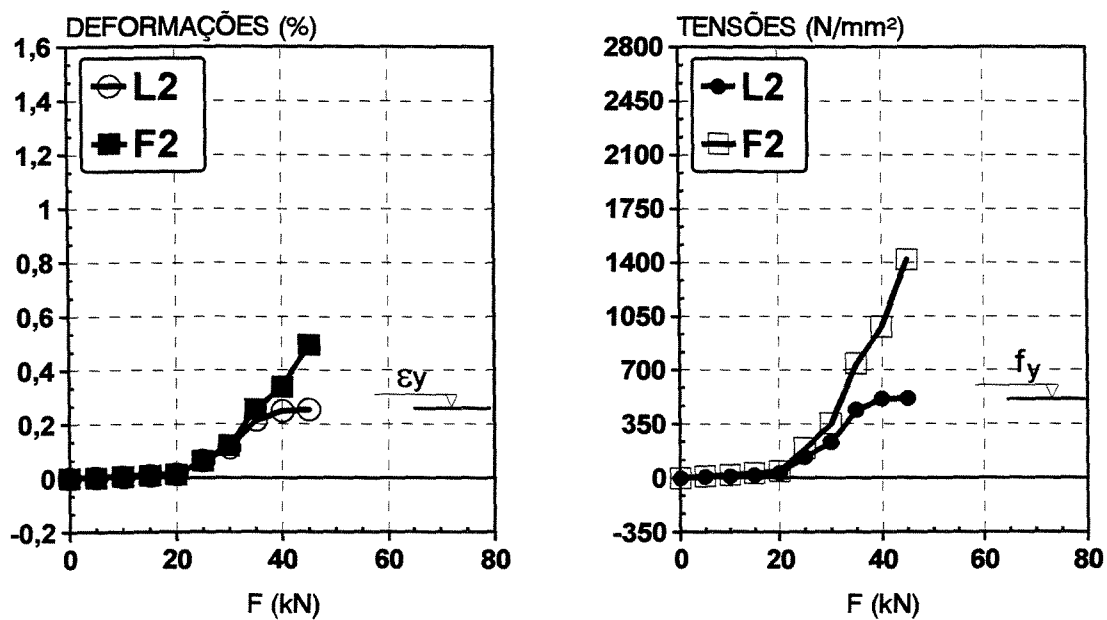


Figura 6.08 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1Cb - extensômetros L2 e F2.

6.4.5 Viga VR1C/X

O mecanismo de ancoragem proposto para a viga VR1C/X se mostrou eficiente e fez com que o estado limite último fosse alcançado por deformação limite da fibra de 0,57 %, quando estava sendo aplicado um momento fletor de 13,94 kN.m no meio do vão. Quando o valor do momento subiu para 16,07 kN.m a manta rompeu. A Figura 6.09 mostra como o laço ficou intacto após a ruptura da manta.

O dimensionamento do reforço no estágio III, e com alongamento da fibra de 0,57 % se mostrou adequado. A diferença entre o valor esperado de momento fletor último, 13,30 kN.m, e o valor experimental obtido em ensaio, 13,94 kN.m, foi de apenas 5 %, sendo que o aumento na resistência à flexão, comparando-se o momento último obtido da viga reforçada com o valor de momento último da viga VT, chegou a 42 %, conforme pode ser constatado na Tabela 6.01.

É importante atentar também para as deformações limites de projeto da fibra, já que mesmo quando se consegue uma boa ancoragem da manta, caso da viga VR1C/X, a ruptura continua a ser sem aviso, ou seja, brusca.

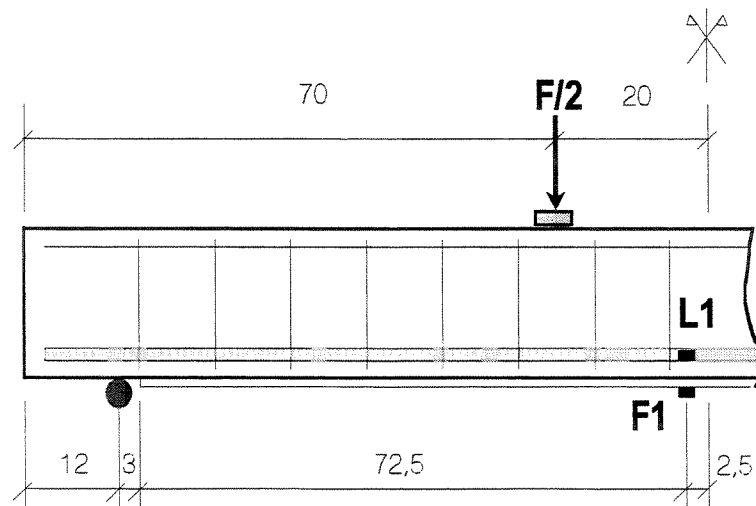
Ao final do ensaio da viga VR1C/X pôde-se observar que a manta também descolou antes de romper. Para que se consiga obter o valor aproximado do momento fletor em que ocorreu o início deste descolamento é necessário analisar ao mesmo tempo o comportamento das deformações da armadura longitudinal inferior e da manta, em uma mesma seção transversal da viga, conforme Figuras 6.10 e 6.11, como já foi feito nas vigas sem incremento de ancoragem. Porém, no caso da viga VR1C/X, os dados obtidos não deixam muito claro o instante em que isto ocorreu. Tomando como parâmetro o primeiro instante de disparidade entre as deformações pode-se dizer que a carga em que ocorreu o início do descolamento foi de 20 kN, ou seja, 36 % da carga total suportada pela viga. O início do descolamento se deu com uma flecha de apenas 1,50 mm.

Os gráficos da tensão na manta (Figuras 6.10 e 6.11) mostram que, aproximadamente, a partir da carga de 20 kN a mesma passa a suportar tensões maiores que a armadura longitudinal, passando a resistir à maior parcela dos esforços internos de tração.



Figura 6.09 - Laço esquerdo da parte da frente da viga VR1C/X, após a realização do ensaio.

VIGA VR1C/X DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

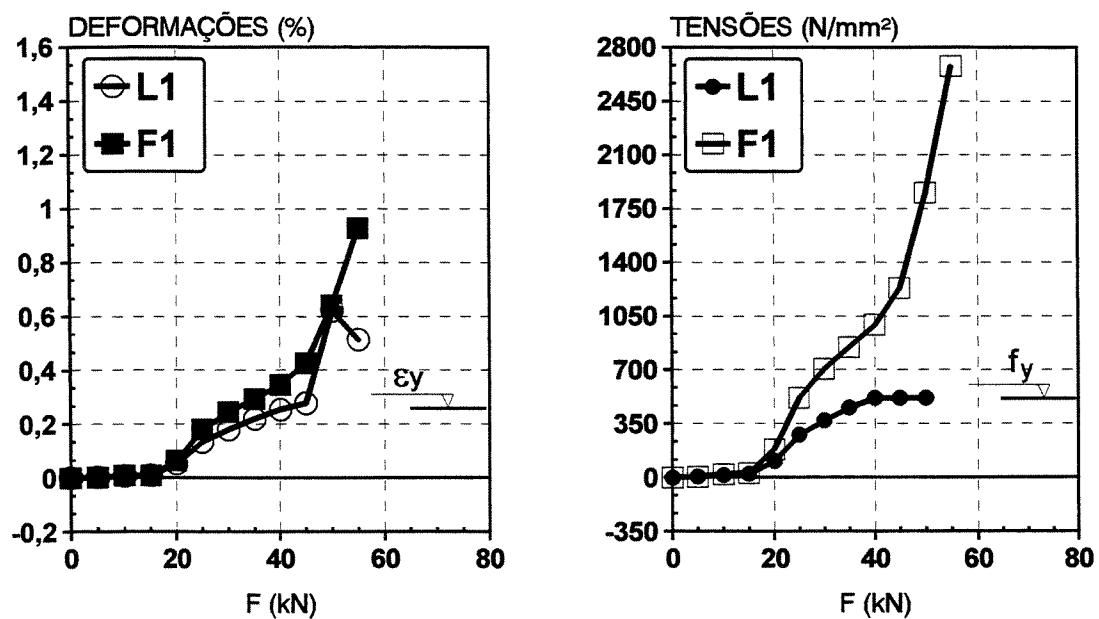
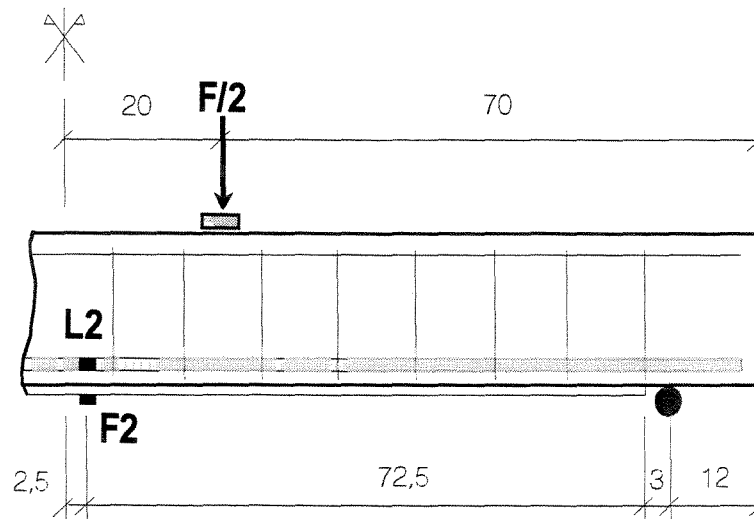


Figura 6.10 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1C/X - extensômetros L1 e F1.

VIGA VR1C/X DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

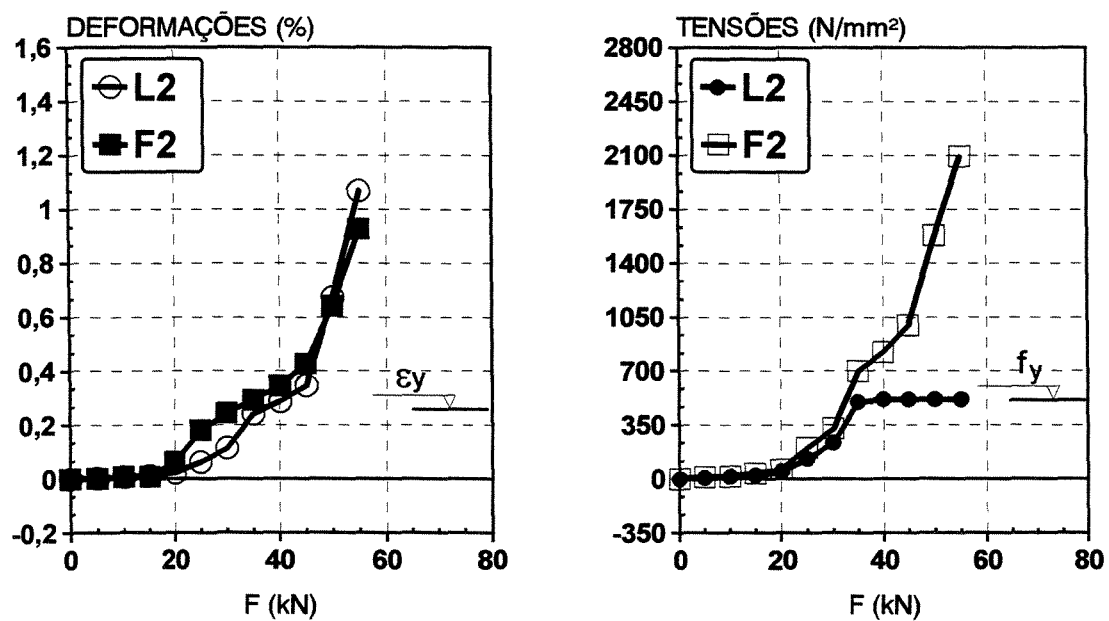


Figura 6.11 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR1C/X - extensômetros L2 e F2.

6.4.6 Viga VR2C/X

O mecanismo de ancoragem proposto para a viga VR2C/X também se mostrou eficiente, porém, o estado limite último foi alcançado por deformação limite da armadura de 1,00 %, denunciando que a viga e a manta não deformaram conjuntamente até este instante. Quando a armadura alcançou sua deformação limite, a deformação na manta ainda era de 0,465 %. O momento fletor último foi de 16,60 kN.m. Quando o valor do momento chegou a 24,65 kN.m a manta rompeu de forma brusca. A Figura 6.12 mostra a superfície da manta que estava em contato com a face inferior da viga, após o final do ensaio. Pode-se perceber, ao se observar o trecho do material polimérico que se descolou da viga, que apenas em pequenos trechos, denominado Região 1, a massa niveladora e o saturante ficaram presos à face inferior da viga. A Figura 6.13 mostra de maneira esquemática as Regiões 1 e 2.

A diferença entre o valor esperado de momento fletor último, 17,73 kN.m, e o valor experimental obtido em ensaio, 16,60 kN.m, foi de apenas 6 %, porém, abaixo do esperado. O aumento na resistência à flexão, comparando-se o momento último obtido da viga reforçada com o valor de momento último da viga VT, chegou a 69 %, conforme pode ser constatado na Tabela 6.01.

Para que se consiga obter o valor do momento fletor em que ocorreu o início do descolamento recorre-se novamente a análise do comportamento das deformações da armadura longitudinal e da manta, conforme Figuras 6.14 e 6.15. Tomando como parâmetro o primeiro instante de disparidade entre as deformações pode-se dizer que a carga em que ocorreu o início do descolamento foi de aproximadamente 50 kN, ou seja, antes que fosse alcançado algum dos estados limites últimos. A disparidade ocorreu a 59 % da carga total suportada pela viga, instante em que a flecha era de 6,12 mm (Tabela 6.03). Observando-se o gráfico das deformações da Figura 6.15 percebe-se que o extensômetro L2 foi perdido a uma carga de 56,25 kN, quando provavelmente ocorreu uma grande deformação da armadura longitudinal.

Os gráficos da tensão na manta (Figuras 6.14 e 6.15) mostram que, aproximadamente, a partir da carga de 25 kN a mesma passa a suportar tensões maiores que a armadura longitudinal, passando a resistir à maior parcela dos esforços internos de tração.

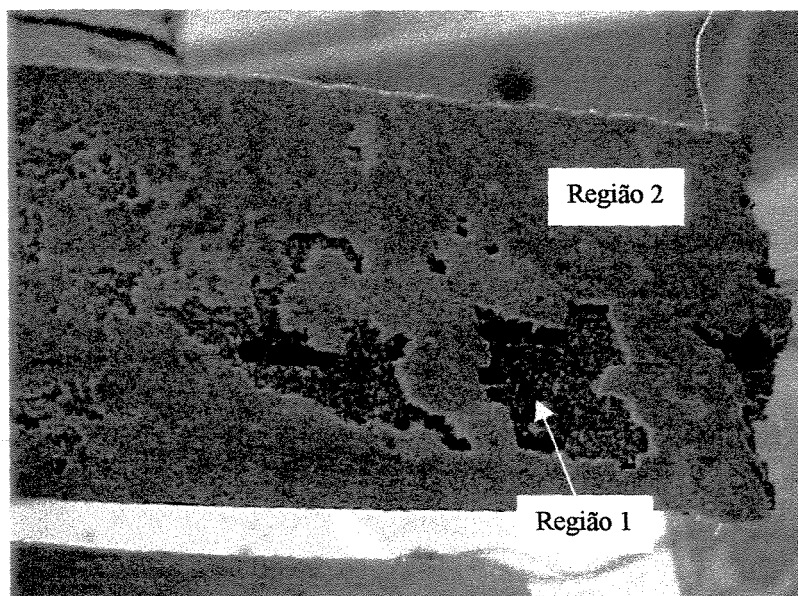


Figura 6.12 - Superfície da manta que reforçou a viga VR2C/X e estava em contato com a face inferior da viga, após o final do ensaio.

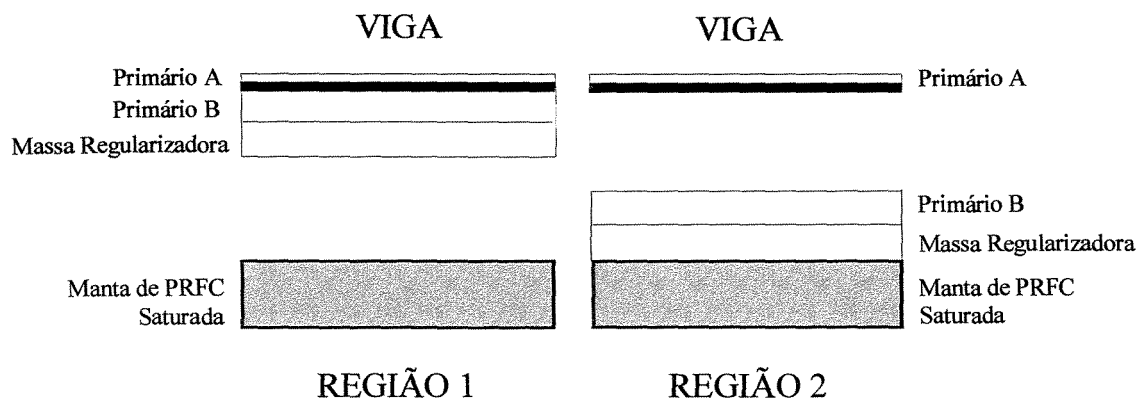
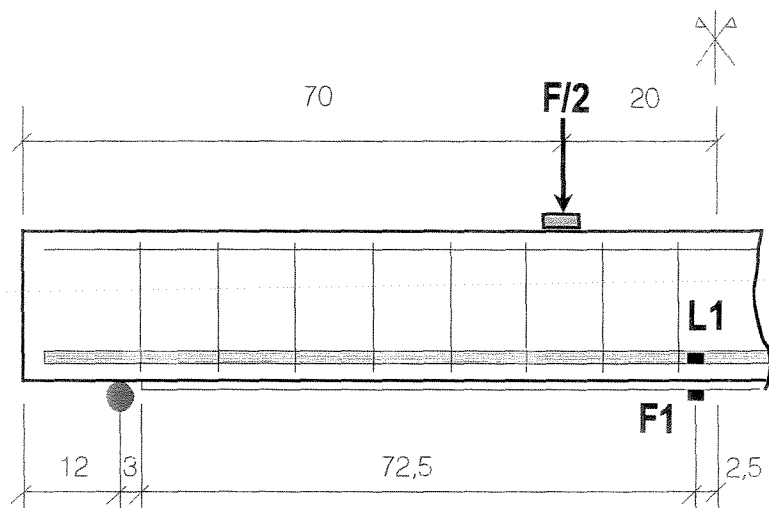


Figura 6.13 - Regiões 1 e 2 da superfície da manta que estava em contato com a face inferior da viga.

VIGA VR2C/X DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

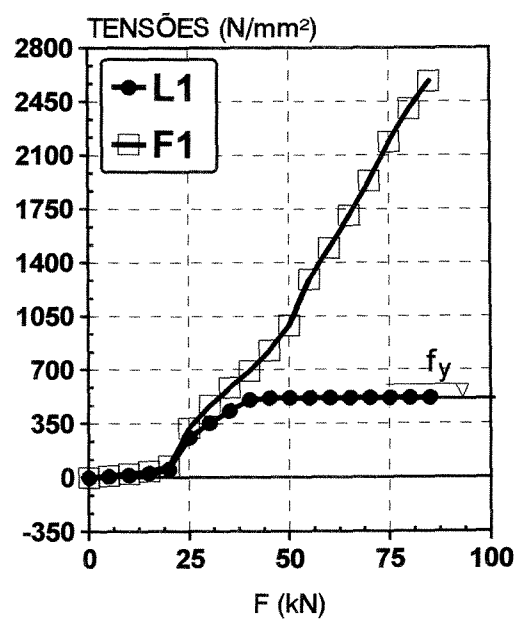
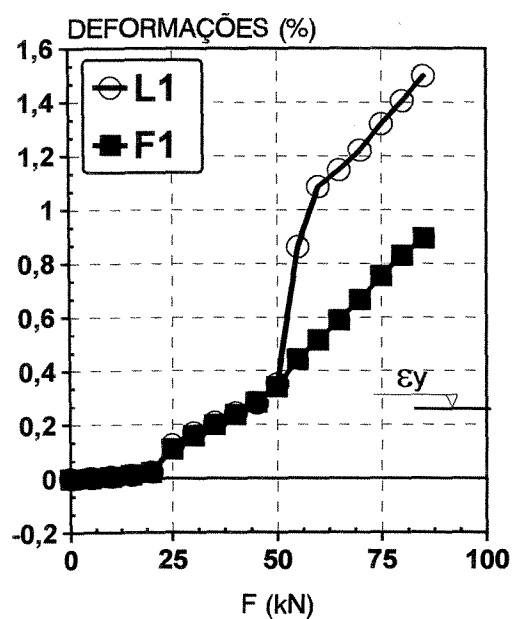
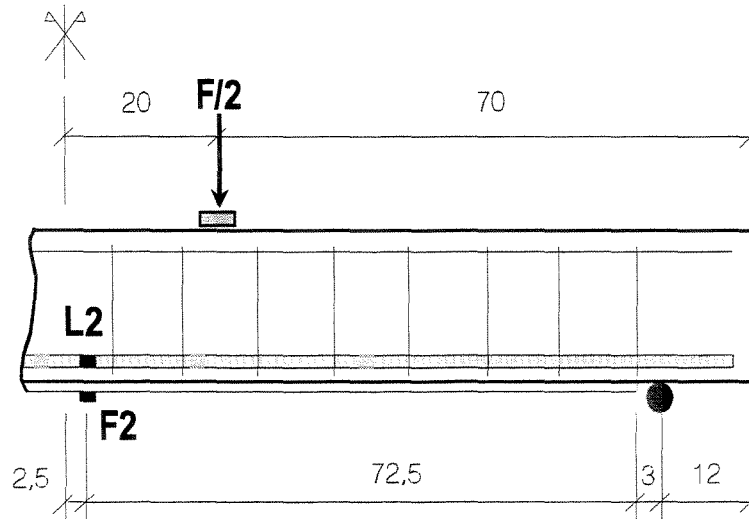


Figura 6.14 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR2C/X - extensômetros L1 e F1.

VIGA VR2C/X
DEFORMAÇÕES E TENSÕES -
ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

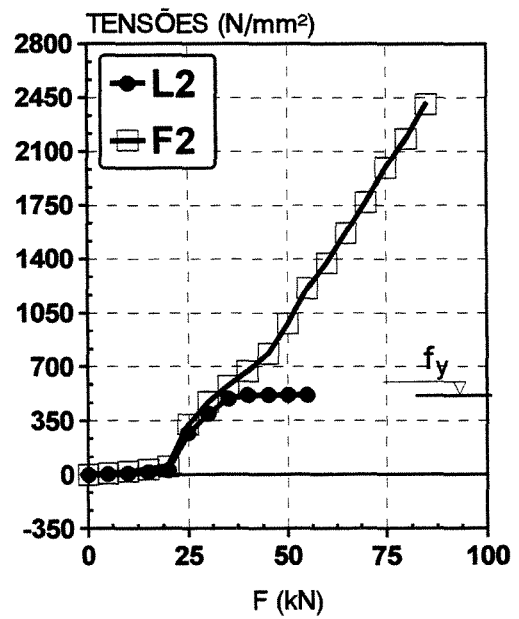
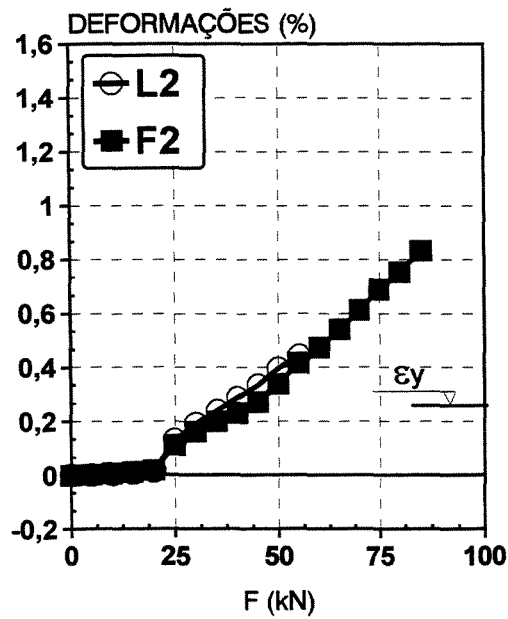


Figura 6.15 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR2C/X - extensômetros L2 e F2.

6.4.7 Viga VR4C/X

Os laços propostos para a viga VR4C/X também se mostraram eficientes, conforme pode ser observado através das Figuras 6.16 e 6.17, evitando o descolamento total da manta da face inferior da viga antes que se alcançasse o momento fletor último. O estado limite último foi alcançado por deformação limite da manta de 0,57 %. O momento fletor último foi de 25,29 kN.m, conforme Tabela 6.01. Quando o valor do momento chegou a 34,80 kN.m a manta rompeu de forma brusca, sendo 0,87 % o último valor de deformação registrado na manta.

A diferença entre o valor esperado de momento fletor último, 26,50 kN.m, e o valor experimental obtido em ensaio, 25,29 kN.m, foi de 5 %, como no caso da viga VR1C/X, porém desta vez, abaixo do esperado. O aumento na resistência à flexão, comparando-se o momento último obtido da viga reforçada com o valor de momento último da viga VT, chegou a 157 %, conforme pode ser constatado na Tabela 6.01.

As Figuras 6.18 e 6.19 trazem as deformações e tensões da armadura longitudinal e da manta. A carga em que provavelmente ocorreu o início do descolamento foi de 70 kN, ou seja, 58 % da carga total suportada pela viga, instante em que a flecha era de 6,84 mm.

Os gráficos da tensão na manta (Figuras 6.18 e 6.19) mostram que a partir da carga de 20 kN a mesma passa a suportar tensões maiores que a armadura longitudinal, passando a resistir à maior parcela dos esforços internos de tração.

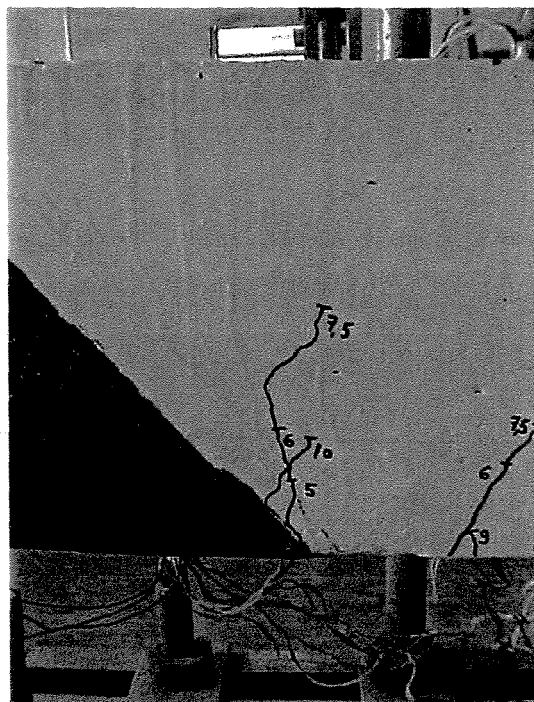


Figura 6.16 - Laço esquerdo da parte da frente da viga VR4C/X, após a realização do ensaio.

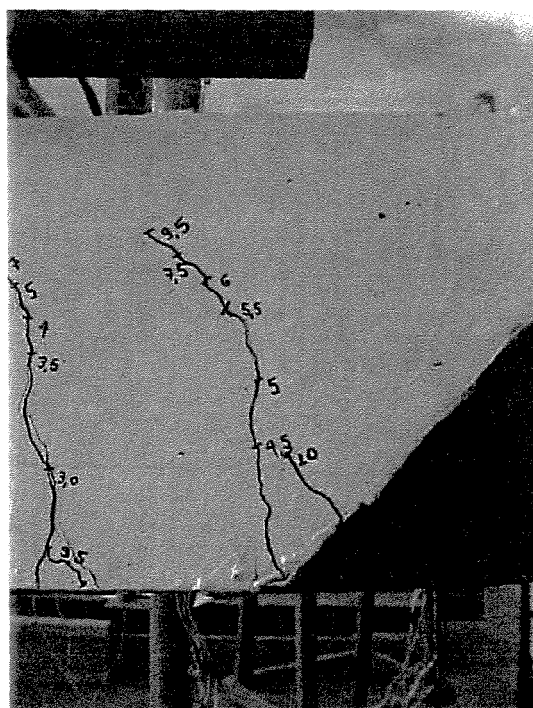
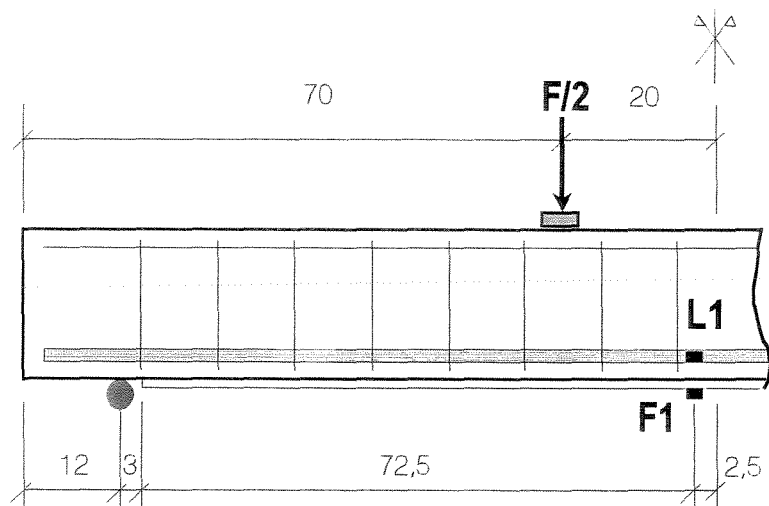


Figura 6.17 - Laço direito da parte da frente da viga VR4C/X, após a realização do ensaio.

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

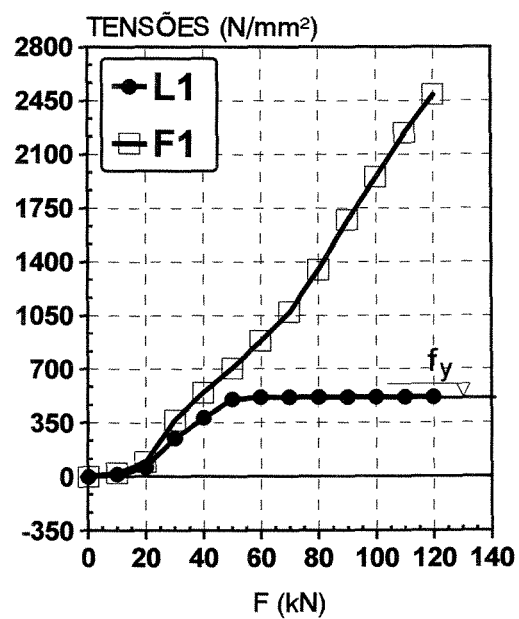
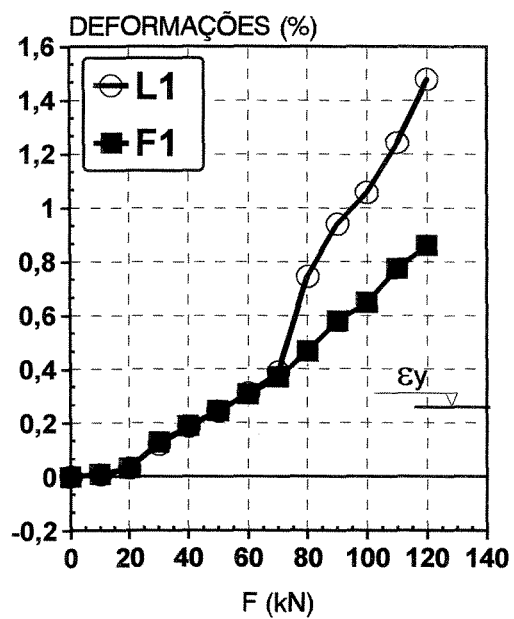
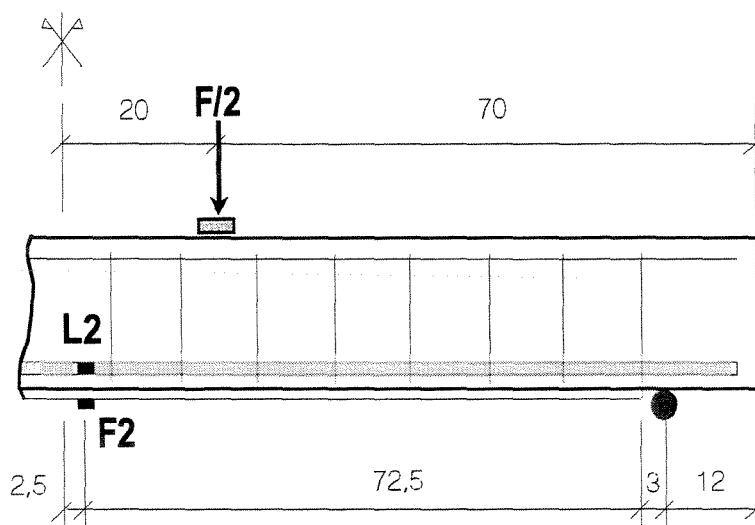


Figura 6.18 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR4C/X - extensômetros L1 e F1.

VIGA VR4C/X DEFORMAÇÕES E TENSÕES - ARMADURA LONGITUDINAL E MANTA DE PRFC



medidas em cm

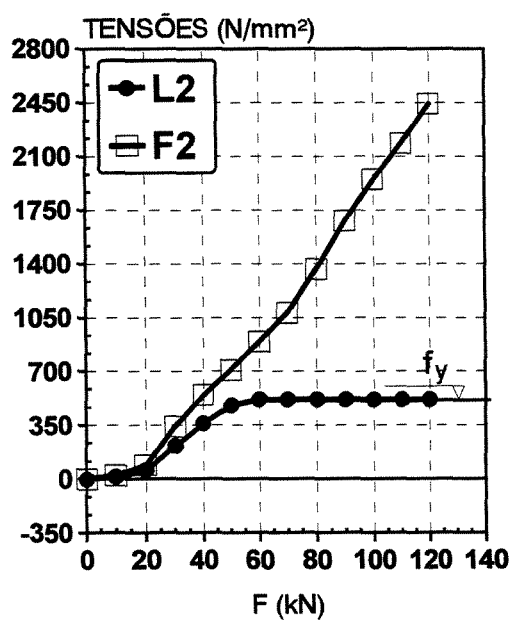
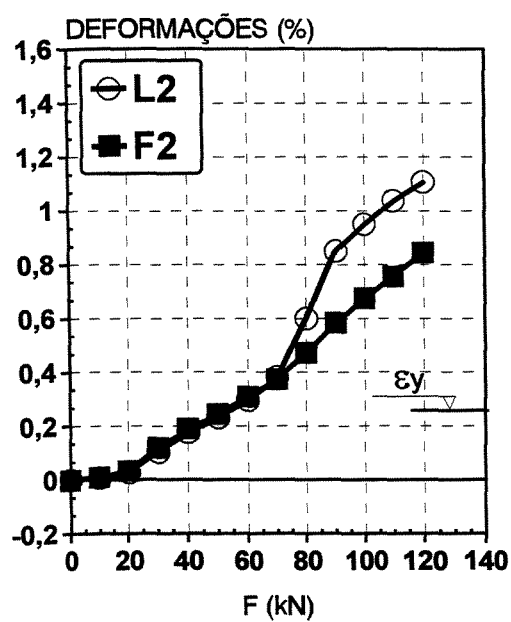


Figura 6.19 - Comportamento da armadura longitudinal e da manta de PRFC na viga VR4C/X - extensômetros L2 e F2.

6.4.8 Os Mecanismos de Incremento de Ancoragem

Conforme detectado por JONES et al. (1988), entre outros pesquisadores, e aqui comprovado, é realmente necessário que se utilizem mecanismos de incremento de ancoragem para que se evitem o descolamento do material de reforço e/ou o rompimento do cobrimento de concreto no nível da armadura longitudinal inferior, sendo que, este último, geralmente ocorre em concretos com resistência à compressão usual. De acordo com o relato de Jones e sua equipe, as chapas de aço em forma de "L" impediram o descolamento do material de reforço e fizeram com que as chapas de aço coladas às faces inferiores das vigas escoassem, alcançando o estado limite último planejado. Nesta pesquisa aconteceu caso semelhante, onde os incrementos de ancoragem possibilitaram à manta alcançar sua deformação última prevista, o que não foi conseguido nas vigas VR1Ca e VR1Cb.

Os laços que compunham estes mecanismos de incremento de ancoragem das mantas coladas às faces inferiores das vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X foram dimensionados de acordo com as marchas de cálculo demonstradas nos itens 4.7.4.1 e 4.7.4.2, denominados de, respectivamente, Primeiro e Segundo Casos.

O Primeiro Caso supunha a completa ação compósita entre concreto e manta até que se alcançasse o instante de ruptura da manta de PRFC. O Segundo Caso admitia um total descolamento da manta da face inferior da peça, na região entre os laços do lado esquerdo e os laços do lado direito da viga.

O que se constatou, porém, após a realização dos ensaios das vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X é que houve um descolamento parcial da manta, notando-se um desprendimento de cerca de 40 cm da manta do substrato, na região central da peça, como que coincidindo com a região de momento constante. Ou seja, verificou-se uma situação intermediária às supostas nos Primeiro e Segundo Casos. Assim, por exemplo, a largura proposta para o laço da viga VR1C/X no Primeiro Caso, que era de 1 cm (Tabela 4.10), pode ser um valor pequeno, porém, a largura obtida de acordo com o Segundo Caso, 4,3 cm, pode estar superestimada. De qualquer maneira,

as larguras escolhidas para a confecção dos laços (Tabela 4.10) estão, como se previa, exageradas, visto que as deformações máximas constatadas na região central do laço, onde havia instrumentação, estão bem abaixo da deformação de 0,57 % permitida para a manta, conforme pode-se constatar através da Tabela 6.04.

As larguras ideais, ou ótimas, para os laços devem estar, então, no intervalo entre as larguras obtidas de acordo com o Primeiro e Segundo Casos, conforme Tabela 6.05.

Supondo que, eventualmente, a manta possa se descolar por completo do concreto conforme é suposto no Segundo Caso, talvez seja mais seguro adotar para $b_{l,laço}$ o valor mais extremo do intervalo, ou seja, 4,3 cm para a viga VR1C/X, 8,5 cm para a viga VR2C/X e 17,0 cm para a viga VR4C/X, conforme Tabela 6.05.

Os supostos valores ideais de $b_{l,laço}$, para que fossem melhor certificados, deveriam ser verificados com uma nova bateria de ensaios para se encontrar o valor limite da largura do laço na qual o mesmo se descola da face lateral da viga. Como neste trabalho isto não foi possível, fica aqui a sugestão para que estes valores sejam verificados em outras pesquisas.

Tabela 6.04 - Deformações e as respectivas tensões máximas obtidas nas regiões centrais dos laços das vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X.

Viga	Extensômetro	ϵ_{PRFC} (%)	σ_{PRFC} (%)
VR1C/X	F7	0,005	14,23
VR2C/X	F6	0,109	310,15
VR4C/X	F5	0,167	475,18

Tabela 6.05 - Larguras ótimas e seguras para os laços.

Viga	Larguras ótimas (cm)	Larguras seguras (cm)
VR1C/X	$1,0 < b_{l,laço} < 4,3$	4,3
VR2C/X	$2,2 < b_{l,laço} < 8,5$	8,5
VR4C/X	$5,0 < b_{l,laço} < 17,0$	17,0

6.5 Deslocamentos Verticais

A evolução dos deslocamentos verticais, com o incremento do carregamento, nas vigas experimentadas está representada na Figura 6.20.

Na Figura 6.20 comprova-se o incremento de rigidez obtido com o reforço das vigas de concreto de alta resistência com manta de PRFC. Este incremento de rigidez é sempre bem vindo, uma vez que em virtude da alta resistência do concreto destes elementos existe a tendência de executá-los com alturas cada vez menores e, conseqüentemente, o deslocamento vertical destes elementos pode se tornar um obstáculo em seu dimensionamento.

No caso das vigas ensaiadas, todas com igual taxa de armação longitudinal e transversal e mesmo espaçamento entre os estribos, a evolução dos deslocamentos verticais foi influenciada pela existência ou não de reforço. Para um mesmo valor de flecha, as vigas reforçadas suportaram uma carga bem maior que a viga testemunho, demonstrando assim o aumento de rigidez das peças reforçadas e a eficiência do novo elemento de resistência à tração.

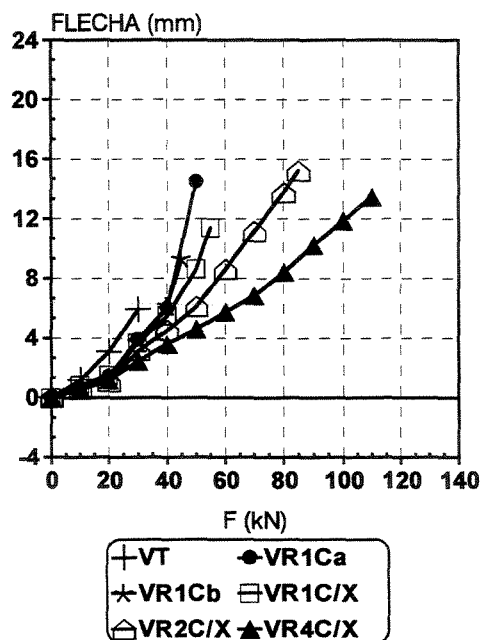


Figura 6.20 - Deslocamento vertical versus a carga aplicada para as vigas analisadas.

6.6 Fissuração

A evolução da fissuração, em função do incremento do carregamento, para cada viga ensaiada, encontra-se ilustrada nas Figuras 5.19 a 5.24, sendo que, os momentos fletores correspondentes ao início de fissuração de cada viga estão indicados na Tabela 5.05.

Ao analisar o panorama final de fissuração das vigas ensaiadas (Figura 6.21) e os dados da Tabela 5.05 percebe-se que apesar do panorama de fissuras nas vigas reforçadas indicar um maior espalhamento das mesmas se for comparado com o panorama de fissuras da viga testemunho, fica claro também que a colagem da manta de PRFC só conseguiu retardar de forma significativa o início do aparecimento de fissuras quando foi utilizado reforço com duas e quatro camadas, com mecanismos de incremento de ancoragem, sendo que, a carga para causar a

primeira fissura na viga VR4C/X foi 1,43 vez maior que a carga causadora do mesmo efeito na viga controle. SWAMY et al. (1987) conseguiram efeito semelhante utilizando reforço com chapa de aço, quando a carga causadora da primeira fissura na viga reforçada foi 1,5 vez maior que a carga correspondente na viga padrão.

O momento fletor de início de fissuração registrado nas vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X foram de 5,80 kN.m, 6,53 kN.m e 7,25 kN.m, respectivamente, o que corresponde a aumentos, em relação a $M_{i,fs}$ da viga VT de 14 %, 29 % e 43 %, respectivamente. Assim, chega-se à conclusão de que o estado limite de utilização, quanto ao aparecimento de fissuras, só é melhorado de maneira sensível a partir da colagem da segunda camada de material de reforço, quando o retardamento chega a quase 30 %.

Na Figura 6.22 está ilustrada a fissura final localizada na parte inferior da viga VR2C/X, na região do meio do vão, após o rompimento da manta.

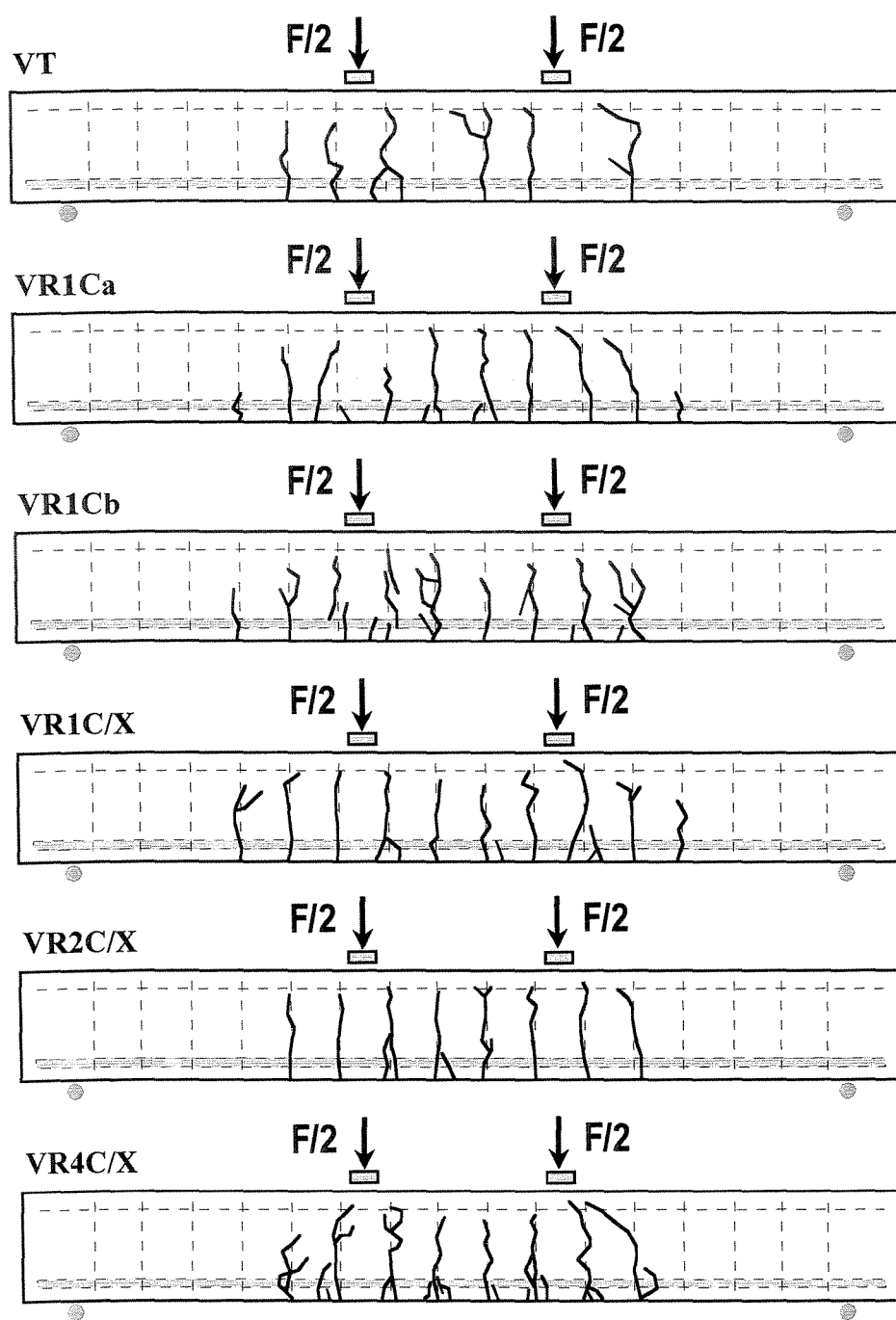


Figura 6.21 - Panorama final de fissuração para as vigas analisadas.

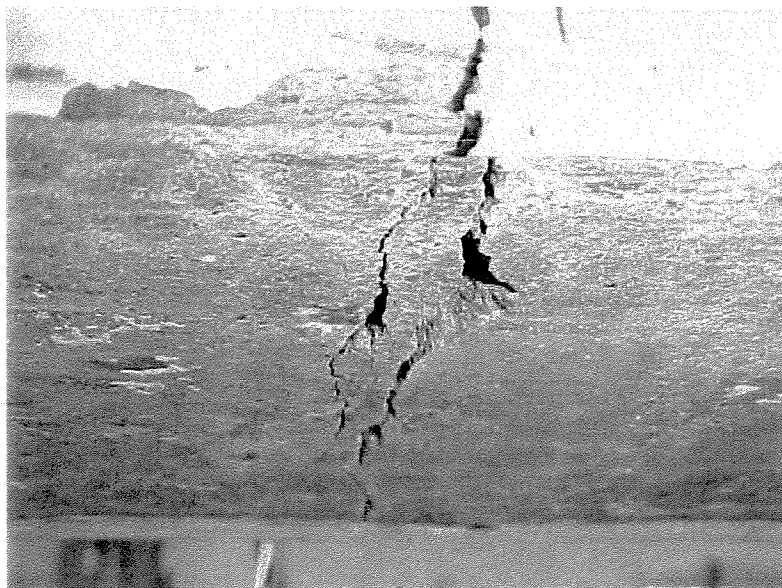


Figura 6.22 - Fissura final na viga VR2C/X, após o rompimento da manta.

6.7 Ensaios de Aderência

Como explicado no item 4.8.1 foram realizados dois tipos de ensaios de arrancamento. O Teste 1, conforme resultados mostrados no item 5.3, demonstrou que os pinos estavam muito bem colados à manta, já que foram obtidos valores de arrancamento superiores a 2,5 MPa.

Analisando-se o Teste 2, conforme Tabela 5.03, pode-se dizer que qualquer um dos quatro sistemas testados poderiam ser utilizados na prática, já que ultrapassaram o valor estipulado de 2 MPa, porém, deve-se notar que o sistema completo ainda foi o que apresentou melhor resultado, demonstrando que, ao se aplicar a massa epóxi quando a resina de tamponamento alcança o seu ponto de visgo, e consequentemente não fazendo o lixamento da superfície que naturalmente já é muito lisa, consegue-se uma boa aderência deste sistema ao substrato.

Com relação ao Teste 2 aplicado ao sistema de colagem 5 (Tabela 5.04), que simulava má execução do processo de reforço, pode-se dizer que foram obtidas tensões de arrancamento

bastante variáveis e em três ensaios não satisfatórias, sendo que em apenas uma ocasião conseguiu-se igualar à tensão de 2 MPa. Isto comprova que a vitrificação da resina de tamponamento é uma situação que deve ser sempre evitada. O atraso na aplicação da argamassa regularizadora acaba por ocasionar a vitrificação da resina epóxi, prejudicando a aderência da massa à viga. Caso isso venha a ocorrer, como medida paliativa, alguns aplicadores sugerem que a superfície da viga seja lixada antes da aplicação da massa de regularização para que se crie alguma rugosidade, o que melhoraria a aderência; porém, este procedimento pode não resolver o problema visto que o lixamento, dependendo da maneira como for feito, pode deixar a superfície do substrato ainda mais lisa, o que acaba prejudicando a aderência da massa regularizadora à resina de tamponamento.

Assim, durante o processo de execução das cinco vigas reforçadas, foi sempre tomado o cuidado de não deixar a resina de tamponamento vitrificar. Porém, é importante dizer que pelo fato da utilização de um concreto de alta resistência, ou seja, de um material com uma porosidade muito pequena, a primeira camada de resina, cuja função era, em última análise, servir como uma ponte de aderência entre o substrato e a manta, provavelmente penetrou muito pouco por entre os poros do concreto, o que pode ter causado a acumulação de um excesso de resina sobre o substrato (Figura 6.23) resultando na formação de uma lâmina que dificultou um pouco a aderência do sistema de reforço à viga, prejudicando assim, a formação da ponte de aderência. O que realmente ficou claro, observando-se outros ensaios que estão sendo feitos no Laboratório de Estruturas, é que a colagem da manta a um concreto com resistência convencional ocorre de maneira bem mais eficiente do que se comparada com a colagem a um concreto com uma elevada resistência. Isto porque a porosidade do concreto convencional é maior, sendo muito difícil ocorrer o acúmulo de resina ilustrado na Figura 6.23. Apesar de se ter em todas as vigas tomado o cuidado de não deixar que o primário vitrificasse, este acúmulo de resina na superfície da peça pode ter causado na viga VR1Cb o descolamento prematuro da manta antes mesmo da peça atingir seu estado limite último. Este problema poderia, a princípio, ser resolvido aplicando-se uma menor quantidade de primário à superfície da peça, porém, isto só poderá ser verificado em outra bateria de ensaios.

Por fim, deve-se dizer que o fato de se ter utilizado um concreto com elevada resistência aliado a uma colagem insatisfatória, como no caso da viga VR1Cb, fez com que as vigas sem incremento de ancoragem não apresentassem ruptura do cobrimento de concreto no nível da armadura longitudinal inferior conforme constatado em vários ensaios relatados no capítulo 3.

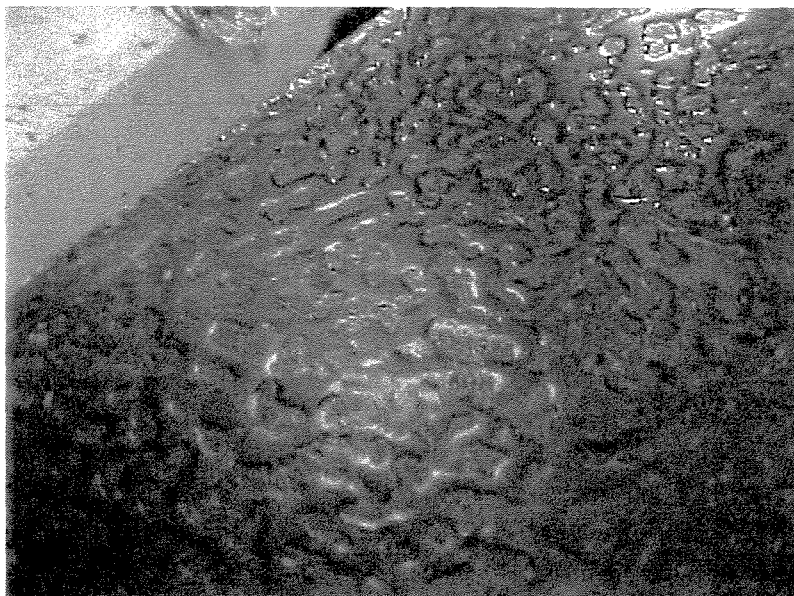


Figura 6.23 - Acúmulo de resina de tamponamento na superfície de viga com elevada resistência à compressão.

6.8 Taxa Esperada de Aumento na Carga Última Suportada pela Viga Reforçada

A equipe de Ross (ROSS et al., 1999), após o ensaio das vinte e quatro vigas previstas no programa experimental descrito no item 3.3.3.1 deste trabalho determinaram uma equação que prevê, de maneira aproximada, a taxa esperada de aumento na carga última suportada pela viga reforçada, $T_{F,esp}$. Esta taxa foi definida como a razão entre a carga última suportada pela viga reforçada sobre a carga última aplicada à viga controle. A equação (Equação 6.01) que relaciona a taxa $T_{F,esp}$ com a taxa de material compósito, expressa pelo quociente A_{PRF} sobre A_s , foi ajustada

após a realização dos ensaios e obtenção dos reais valores de aumento na carga suportada pelas vigas reforçadas, conforme pode ser visto na Figura 3.32b.

$$T_{F,esp} = 2,8056 \times \left(\frac{A_{PRF}}{A_s} \right) + 0,9737 \quad (6.01)$$

Utilizando a mesma equação e comparando os valores de $T_{F,esp}$ com os valores de T_F efetivamente encontrados nos ensaios desta pesquisa, encontram-se valores que chegam a diferir apenas 4 %, caso das vigas VR1C/X e VR2C/X. No caso da viga VR4C/X a diferença entre a taxa esperada e a obtida foi de apenas 1 %, conforme pode ser observado na Tabela 6.06, o que indica que a equação proposta por Ross e sua equipe pode prever de maneira razoável o aumento na carga última suportada pelas vigas reforçadas.

Tabela 6.06 - Taxas T_F sobre $T_{F,esp}$ para as vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X de acordo com equação determinada por Ross e equipe.

Viga	A_{PRF} mm ²	A_s mm ²	$\frac{A_{PRF}}{A_s}$	T_F	$T_{F,esp}$	$\frac{T_F}{T_{F,esp}}$
VR1C/X	14,04	99,53	0,14	1,42	1,37	1,04
VR2C/X	28,08	99,53	0,28	1,69	1,76	0,96
VR4C/X	56,16	99,53	0,56	2,57	2,54	1,01

6.9 Sugestão para o Posicionamento das Mantas de PRF para se Realizar Reforço à Flexão em uma Viga de Concreto Armado

Após as análises dos experimentos descritos na revisão bibliográfica e dos resultados obtidos nesta pesquisa, conclui-se que uma forma de se evitar as rupturas por descolamento total

da manta da face inferior da viga, conforme constatado nos ensaios das vigas VR1Ca e VR1Cb, e por rompimento brusco da manta na região do meio do vão, conforme constatado nos ensaios das vigas VR1C/X, VR2C/X e VR4C/X, talvez seja confeccionar uma viga de acordo com o que foi proposto por NORRIS et al. (1997) quando elaboraram as peças denominadas IB e IIB, e adicionar à mesma os mecanismos de ancoragem em laços propostos neste trabalho. Assim, a viga reforçada seria confeccionada com uma manta com largura maior que b_w para que o material de reforço tivesse uma parte presa às laterais da viga, e, à medida que comesçassem a se descolar com o incremento do carregamento, funcionariam como um mecanismo de aviso de início de descolamento da manta. Para isso é necessário também que pelo menos uma camada de manta seja colada com as fibras na direção transversal da peça. Por fim, os laços em forma de "X" proporcionariam a manutenção da manta ao longo da peça até que se alcançasse o estado limite último da mesma.

Uma viga semelhante, denominada viga B4, foi ensaiada por Aduini e sua equipe (ARDUINI et al., 1997). Neste caso foram observados, além de uma ruptura com aviso, um aumento na capacidade de carga da viga reforçada de mais de 2,5 vezes, comparando-se com o desempenho da viga testemunho.

7 CONCLUSÕES

As principais conclusões da pesquisa realizada são as seguintes:

a) os valores de momento fletor último esperados e obtidos em ensaios diferem em até 6 %, o que demonstra uma razoável concordância do modelo teórico utilizado com o que foi constatado durante os ensaios;

b) comparando os valores de momento fletor último das vigas reforçadas com o valor do momento fletor último da viga padrão VT, constata-se um aumento de até 157 % na capacidade de resistir a momentos fletores, como o que foi observado no caso da viga VR4C/X;

c) a taxa obtida da divisão dos momentos fletores máximo e último, de cada viga reforçada, é uma maneira de se expressar a segurança do processo de reforço, já que ela quantifica a reserva de carga que a viga ainda pode suportar após ser alcançado o valor do momento fletor último. A maior taxa apresentada, 48 %, foi a observada na viga VR2C/X;

d) a colagem da manta retarda o início do escoamento da armadura longitudinal inferior. Comparando-se o valor do momento fletor de início de escoamento, M_y , de cada viga, com o valor do momento fletor de início de escoamento da armadura da viga VT registra-se um aumento no valor deste momento fletor de até 100 %, que foi o observado no ensaio da viga VR4C/X;

e) assim como a armadura longitudinal inferior, o reforço com a manta de PRFC também propicia um retardamento nos valores de deformação das armaduras transversais;

f) vigas de concreto de alta resistência quando reforçadas à flexão com fibras de PRFC podem estar sujeitas a rupturas prematuras por descolamento, que pode ocorrer inclusive, antes que se atinja o estado limite último previsto para a peça;

g) o mecanismo de ancoragem da manta aqui sugerido pode ser uma alternativa eficiente de prevenção à ruptura prematura por descolamento, além de funcionar também, pelo próprio arranjo sugerido, como alternativa de reforço ao esforço cortante;

h) mesmo com a utilização de mecanismos de incremento de ancoragem a manta se descola parcialmente da face inferior da peça, na região de momento fletor constante. O instante em que se inicia esse descolamento pode ser constatado analisando-se, em um mesmo gráfico, o comportamento das deformações da armadura longitudinal inferior e da manta, em uma mesma seção transversal da viga;

i) os laços devem ser confeccionados de acordo com a marcha de cálculo que supõe o total descolamento da manta da face inferior da peça, o que faz com que a mesma trabalhe como um tirante;

j) para que se evite o descolamento prematuro e repentino da manta da face inferior da viga o laço deve ser adotado como procedimento corrente quando da realização de reforço à flexão;

k) a aderência entre a manta de PRFC e a superfície do substrato é função das propriedades físicas e químicas das resinas, bem como do consumo das mesmas, da porosidade do concreto e da observância dos pontos de visgo da resina de tamponamento e do saturante. A não observância do ponto de visgo do primário pode levar à vitrificação da resina, criando uma lâmina escorregadia que prejudica sobremaneira a aderência do sistema de reforço à peça fletida; e,

l) a taxa esperada de aumento na carga última suportada pela viga reforçada pode ser obtida com razoável precisão de acordo com a equação (Equação 6.01) proposta por Ross e sua equipe (ROSS et al., 1999), conforme explicitado no item 6.8 deste trabalho.

Os momentos fletores de início de descolamento esperados e obtidos em ensaio para as vigas sem mecanismos de incremento de ancoragem apresentaram comportamentos distintos. No caso da viga VR1Ca a diferença entre o valor esperado e o valor obtido foi de 6 %, o que demonstra uma razoável adequabilidade do modelo teórico utilizado. Porém, no caso da viga VR1Cb esta diferença chegou a 42 %, o que demonstra que neste ensaio provavelmente ocorreram problemas de aderência na interface entre a manta e o concreto. Assim, o modelo proposto por ROBERTS (1989) e adaptado para o uso de material polimérico reforçado com fibras por CHAALLAL et al. (1998) não pôde ter sua eficácia comprovada, visto que a análise de

apenas uma viga é insuficiente para que se tire alguma conclusão precisa a respeito da metodologia descrita ao longo deste trabalho.

O reforço propiciou um retardamento nos valores das flechas das vigas, comprovando um incremento de rigidez nas peças, sendo que, quanto maior a taxa de PRF utilizada, maior o incremento da rigidez.

O panorama de fissuras nas vigas reforçadas indicam um maior espalhamento das mesmas se comparado com o panorama de fissuras da viga testemunho, porém, o reforço com mantas de PRFC só conseguiu retardar de forma significativa o início do aparecimento das fissuras a partir da colagem da segunda camada de reforço.

Conforme já explicitado, o emprego de mecanismos de incremento de ancoragem da manta de PRFC, como forma de prevenção de eventual ruptura prematura indesejada por descolamento da manta do substrato, deve ser um procedimento corrente na execução de reforços à flexão em vigas de concreto armado, tanto em vigas com concreto de alta resistência como de resistência usual. Como o processo de reforço com PRFC está sujeito a falhas de execução, má qualidade do concreto existente na viga a ser reforçada e também a incertezas em relação aos procedimentos de dimensionamento do reforço, principalmente em relação ao instante em que se inicia o descolamento da manta de PRFC do substrato quando não existe nenhum tipo de incremento de ancoragem, é importante que se faça com que a peça atinja seu estado limite último sem correr o risco de um descolamento repentino que cause o colapso da mesma. Outro ponto importante é que a deformação limite de projeto a ser adotada para a manta de PRFC, aqui tomada como 70 % da deformação de ruptura do material, merece cuidado especial no projeto de reforço, pois, mesmo que se providencie uma boa ancoragem da manta a ruptura continua a ser sem aviso, ou seja, brusca.

Como sugestões para novos trabalhos pode-se citar:

a) alternativas de preparação da superfície do concreto de alta resistência com o objetivo de melhorar a eficiência do sistema, proporcionando um aumento na aderência da manta de PRFC ao substrato;

b) discussão a respeito de quais os valores últimos de deformação que devem ser adotados para cada um dos materiais resistentes de uma viga de concreto armado reforçada à flexão por material polimérico reforçado com fibras;

c) determinação de um coeficiente de segurança para ser utilizado durante o processo de dimensionamento real de peças fletidas reforçadas com polímeros reforçados com fibras, já que, apesar da alta eficiência obtida, nem todo este incremento de momento fletor deve ser utilizado;

d) novos ensaios de vigas sem mecanismos de incremento de ancoragem para se testar a validade do modelo de cálculo que prevê o instante do descolamento da manta da face inferior da viga, visto que nesta pesquisa as duas vigas ensaiadas apresentaram comportamentos distintos;

e) ensaios laboratoriais para se encontrar o valor limite da largura do laço, instante em que o mesmo se descola da face lateral da viga;

f) ensaio de vigas com disposição das mantas de acordo com o que foi sugerido no item 6.9, onde além da existência de mecanismos de incremento de ancoragem nas extremidades da manta colada à face inferior da viga, propõe-se a colagem de uma camada de manta com fibras na direção perpendicular ao eixo da peça, para que a ruptura não seja repentina;

g) desenvolvimento de um programa computacional que faça previsões do comportamento da viga reforçada para que se possa comparar as curvas previstas com as obtidas em ensaio. Assim, poderão ser construídos gráficos do tipo carga versus deformação da armadura longitudinal inferior, carga versus deformação no PRF e carga versus deflexão, como os realizados por SAADATMANESH et al. (1991) e NORRIS et al. (1997); e,

h) estudo comparativo de custos de reforço realizado com material polimérico reforçado com fibras e com outros materiais disponíveis no mercado.

É importante dizer que os resultados aqui apresentados são apenas uma parte de um estudo mais aprofundado sobre o comportamento de vigas de concreto reforçadas por mantas de PRFC que encontra-se em desenvolvimento no Laboratório de Materiais e Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

Por fim, resta o desejo de que este trabalho possa acrescentar alguma contribuição ao entendimento do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com material

polimérico reforçado com fibras, e, principalmente, sirva de estímulo para novos trabalhos nesta área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. Projeto e execução de obras de concreto armado – NBR 6118, Rio de Janeiro, 1980.

AGNELONI, E. Description of some examples of structural repairs and strengthening by steel plate bonding technique - SP 165-11. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 173-191.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures - ACI 440, Detroit, Michigan, EUA. versão preliminar.

_____. State-of-the-art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures - ACI 440R-96, Detroit, Michigan, EUA, 1996.

AN, W., SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R. RC beams strengthened with FRP plates. II: analysis and parametric study. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 117, n. 11, p. 3434-3455, nov. 1991.

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.

BAZAA, M., MISSIHOUN, M., LABOSSIÈRE, P. Strengthening of reinforced concrete beams with CFRP sheets. In: **International Conference on Composites in Infrastructure**, 1º, jan. 15-17, 1996, Tucson, AZ, EUA. Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure - ICCI'96. Tucson, 1996.

BARLOW, P. Bonded plate reinforcement: a contractor's prospective - SP 165-12. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 193-203.

CÁNOVAS, M. F. Patologia e terapia do concreto armado. [MARCONDES, Maria Celeste, SANTOS, Carlos Wagner Fernandes dos, CANNABRAVA, Beatriz] 1. ed. São Paulo: PINI, 1988.

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.

CHAJES, M. J., JANUSZKA, T. F., MERTZ, D. R. et al. Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics. ACI Structural Journal, v. 92, n. 3, p. 295-303, mai./jun. 1995.

DEREYMAEKER, J. F. Possibilities of the plate bonding technique for strengthening and repair of concrete structures - SP 165-9. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 141-158.

- EISENHUT, W. O. Epoxy Adhesives for Steel Plate Bonding Applications - SP 165-5. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. **Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165**. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 73-81.
- HARTLEY, A., MULLINS, G., SEN, R. Repair of concrete masonry block walls using carbon fiber. In: **Advanced Composite Materials in Bridges and Structures**, Montreal, Canadá, ago. 11-14, 1996. **Proceedings of the Advanced Composite Materials in Bridges and Structures** Montreal, 1996.
- HEFFERNAN, P. J., ERKI, M. A. Equivalent capacity of reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre reinforced plastic sheets. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 23, p.21-29, 1996.
- HOBBS, B., SWAMY, R. N., ROBERTS, M. Corrosion performance of steel-plated reinforced concrete beams after long-term natural exposure - SP 165-7. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. **Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165**. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 101-126.
- INABA, C. M., WARREN G. E., MALVAR, L. J. Rehabilitation of navy pier decks with composite sheets. In: **International Conference on Composites in Infrastructure**, 1, janeiro 15-17, Tucson, AZ, 1996. **Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure - ICC'96** Tucson, 1996.
- JONES, R., SWAMY, R. N., CHARIF, A. Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. **The Structural Engineer**, v. 66, n. 11, p. 85-94, 1988.

KOBAYASHI, A., OHORI, N., KURODA, H. Repair and reinforcement of concrete structure with carbon fiber tow sheet. **In: International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2**, agosto 23-25, 1995, Ghent, Bélgica. **Proceedings of the Second International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures** Ghent, 1995.

MALEK, A. M., SAADATMANESH, H. Analytical study of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fiber reinforced plastic plates or fabrics. **ACI Structural Journal**, vol. 95, n. 3, p. 343-352, mai./jun. 1998a.

_____. Ultimate shear capacity of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fiber reinforced plastic plates. **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 4, p. 391-399, jul./ago. 1998b.

MALVAR, L. J., WARREN, G. E., INABA, C. Rehabilitation of navy pier beams with composite sheets. **In: International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2º**, agosto 23-25, 1995, Ghent, Bélgica. **Proceedings of the Second International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures** Ghent, 1995.

MCKENNA, J. K., ERKI, M. A. Strengthening of reinforced concrete flexural members using externally applied steel plates and fibre composite sheets - a survey. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 21, p. 16-24, 1994.

MEIER, U. Carbon fiber-reinforced polymers: modern materials in bridge engineering. **Structural Engineering International**, p. 7-12, fev. 1992.

MEIER, U., DEURING, M., MEIER, H. et al. Strengthening of structures with CFRP laminates: research and applications in Switzerland. **In: Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 1º**, 1992. **Proceedings of the First Advanced Composite Materials in**

Bridges and Structures. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Canadá, 1992.
p. 243-251.

MEIER, U., KAISER, H. Strengthening of structures with CFRP laminates. **In: Specialty Conference on Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures**, 1991, Las Vegas, Estados Unidos. **Proceedings of the Specialty Conference on Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures.** 1991. p. 224-232.

OEHLERS, D. J. Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits. **ASCE Journal of Structural Engineering.** v. 118, n. 8, p. 2023-2038, ago. 1992.

REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA. **Catálogo técnico de produtos.** Rio de Janeiro: 1998.

RIPPER, T. **Plásticos armados com fibras: uma solução para o reforço de estruturas** (apostila) . Rio de Janeiro: 1999.

RITCHIE, P. A., THOMAS, D. A., LU, L. -W et al. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. **ACI Structural Journal,** v. 88, n. 4, p. 490-500, jul./ago. 1991.

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.

ROSS, C. A., JEROME, D. M., TEDESCO, J. W. et al. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates. **ACI Structural Journal,** v. 96, n. 2, p. 212-220, mar./abr. 1999.

S&P CLEVER REINFORCEMENT. **S&P Catalog.** Brunnen: 1998.

SAADATMANESH, H., ALBRECHT, P., AYYUB, B. M. Experimental study of prestressed composite beams. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 115, n. 9, p. 2348-2363, set. 1989a.

_____. Analytical study of prestressed composite beams. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 115, n. 9, p. 2364-2381, set. 1989b.

_____. Guidelines for flexural design of prestressed composite beams. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 115, n. 11, p. 2944-2961, nov. 1989c.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R. Fiber composite plates can strengthen beams. Concrete International, v. 12, n. 3, p. 65-71, mar. 1990.

_____. RC beams strengthened with GFRP plates. I: experimental study. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 117, n. 11, p. 3417-3432, nov. 1991.

SHARIF, A. M., AL-SULAIMANI, G. J., BASUNBUL, I. A. et al. Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates. ACI Structural Journal, v. 91, n. 2, p. 160-168, mar./abr. 1994.

SOUZA, V. C. M., RIPPER, T. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. 1. ed. São Paulo: PINI, 1998.

SPADEA, G., BENCARDINO, F., SWAMY, R. N. Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP. Journal of Composites for Construction, v. 2, n. 3, p. 132-137, ago. 1998.

SWAMY, R. N., JONES, R., BLOXHAM, J. W. Structural behavior of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. The Structural Engineer, p. 59-68, fev. 1987.

- THOMAS, J., KLIGER, H. S., YOSHIZAWA, H. Field applications of a carbon fiber sheet material for strengthening reinforced concrete structure. In: **International SAMPE Symposium and Exhibition, 41^o**, mar. 25-28, Anaheim, CA, 1996. Proceedings of the Fourty First International SAMPE Symposium and Exhibition Anaheim, 1996.
- TRIANTAFILLOU, T. C. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. ACI Structural Journal, v. 95, n. 2, p. 107-115, mar./abr. 1998.
- TRIANTAFILLOU, T. C, DESKOVIC, N. Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior. ASCE Journal of Engineering Mechanics, vol. 117, n. 7, p. 1652-1672, 1991.
- TRIANTAFILLOU, T. C., DESKOVIC, N., DEURING, M. Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets. ACI Structural Journal, v. 89, n. 3, p. 235-244, mai./jun. 1992.
- YONG, H. N., WU C. K., WEE S. M. Strengthening of concrete structures - SP 165-10. In: **ACI Technical Session - Repair and Strengthening with Adhesive Bonded Plates**, mar. 15-16, 1992, Washington D.C., EUA. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates - ACI - SP 165. Michigan: American Concrete Institute, 1996. 264p. p. 159-172.

ABSTRACT

The objective of this dissertation is to offer a contribution in the study of the behaviour of high strength reinforced concrete beams with externally bonded carbon fiber reinforced plastic (CFRP) sheets, which is a technique that has been executed since 1980. Six beams, with concrete strength around 90 MPa, and with identical geometry and internal reinforcing bars were tested under bending until failure. One specimen was used as a control beam and the other five were strengthened, in flexure, with the use of CFRP sheets bonded to the tension face of the members. In three of the strengthened beams was proposed anchorages at the sheet ends, near the supports. The experimental results were compared with the analytical values. The bending moments registered in the beginning of the debonding of the sheets, in the beams with no anchorage systems, were also compared with previously determined values. Adherence tests to verify the quality of the bonding in the interface sheet-concrete and two proposals of calculating methodologies for the anchorage systems were also conducted. It was seen that the premature debonding of the sheet can be avoided through the use of the anchorage systems proposed, and, this anchorage, because of its design, can also improve the shear capacity of the beams. The results showed an increment in the ultimate flexural resistance of the beam strengthened with four plies, in comparison with the beam with no external reinforcing, of 157 %.