

4 Programa Experimental

4.1. Notas Iniciais

Este estudo tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural de vigas de seção **T** de concreto armado reforçadas à força cortante com CFC por meio da:

- a) o efeito da colagem de estribos em forma de **U**;
- b) determinação das flechas nas seções abaixo da aplicação das forças e no meio do vão da viga;
- c) determinação das deformações específicas na armadura interna;
- d) determinação das deformações específicas nos estribos (tiras) de CFC;
- e) determinação das deformações específicas da biela de concreto;
- f) obtenção da força de ruptura e da força cortante última para as vigas.

Na execução do reforço das vigas a ancoragem das tiras foi feita por meio da colagem de duas fitas de CFC de 5 *cm* de largura, para garantir que não ocorra o descolamento do mesmo. Esta ancoragem foi executada junto à mesa da viga e na sua direção longitudinal.

Foram ensaiadas oito vigas de concreto armado bi-apoiadas, com resistência de dosagem à compressão igual ou superior a 35 *MPa*. Todas as vigas tinham a mesma armadura longitudinal, sendo essas vigas divididas em duas séries, cada uma com quatro vigas.

A série I era composta de uma viga de referência (VR1) e três vigas reforçadas com tiras em **U** (VI-1, VI-2, VI-3), nas quais se variou o número de camadas do reforço (uma, duas e três camadas). Nessa série, no trecho de flexão simples, foi colocada uma armadura transversal em estribos verticais de aço. A série II também tinha uma viga de referência (VR2), e mesma variação dos números de camadas do reforço em CFC (VII-1, VII-2 e VII-3), porém, adotou-se uma taxa de armadura transversal em estribos verticais de aço no trecho sujeito à flexão simples menor que a adotada para a série I.

Numa primeira etapa, buscando-se simular uma situação real na qual o reforço é usualmente executado, as vigas VI-1, VI-2, VI-3, VII-1, VII-2 e VII-3 foram pré-fissuradas, descarregadas sob deformação constante, reforçadas com CFC e então carregadas até as suas respectivas rupturas.

Neste capítulo são apresentados os materiais utilizados na confecção das vigas, descrevendo-se suas características, os esquemas de concretagem e de instrumentação das vigas, os sistemas de aplicação da força, a descrição das etapas de aplicação do reforço, além de todas as etapas dos ensaios.

4.2. Materiais

4.2.1. Concreto

O concreto usinado utilizado na confecção das vigas foi fornecido no dia 06 de Setembro de 2006 num caminhão betoneira pela empresa CONCRELAGOS CONCRETO LTDA, sendo dosado para alcançar uma resistência à compressão mínima de 35 MPa aos 28 dias. O cimento utilizado no preparo do concreto foi do tipo CPIII-40-RS, e o concreto apresentou um abatimento de tronco de cone de 120 mm .

As quantidades dos materiais empregados na execução do concreto são mostradas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Consumo de material por m^3 de concreto.

Material	Quantidade
Cimento CPIII-40-RS	331 kg
Areia média lavada	$0,563\text{ m}^3$
Areia fina	$0,415\text{ m}^3$
Brita 0	$0,604\text{ m}^3$
Água	163 l
Aditivo	1,16 l

4.2.1.1. Resistência à Compressão do Concreto

Foram realizados ensaios de compressão em 19 corpos-de-prova cilíndricos. Os corpos-de-prova foram moldados conforme as prescrições da NBR-5738 com dimensões de $150\text{ mm} \times 300\text{ mm}$, ensaiados aos 28 dias após a concretagem e na época de realização do ensaio de algumas das vigas. Esses ensaios foram realizados na prensa CONTENCO do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio, com capacidade de carga de 2400 kN , conforme mostra a Foto A.1 do Anexo A. Os valores médios da resistência à compressão do concreto são mostrados na Tabela 4.2, e no diagrama tensão *versus* idade do concreto mostrado na Figura 4.1.

Tabela 4.2 – Resistência à compressão do concreto para diversas idades.

Quantidade de corpos-de-prova	Idade do concreto em dias (data)	$f_{c,médio}$ (MPa)	Viga
4	28 (04/10/06)	44,9	–
3	48 (24/10/06)	48,4	VR1
3	57 (02/11/06)	49,9	VR2
3	153 (09/02/07)	50,9	VII-1
3	216 (12/04/07)	51,7	VII-2, VI-1 e VI-2
3	335 (06/08/07)	52,3	VII-3 e VI-3

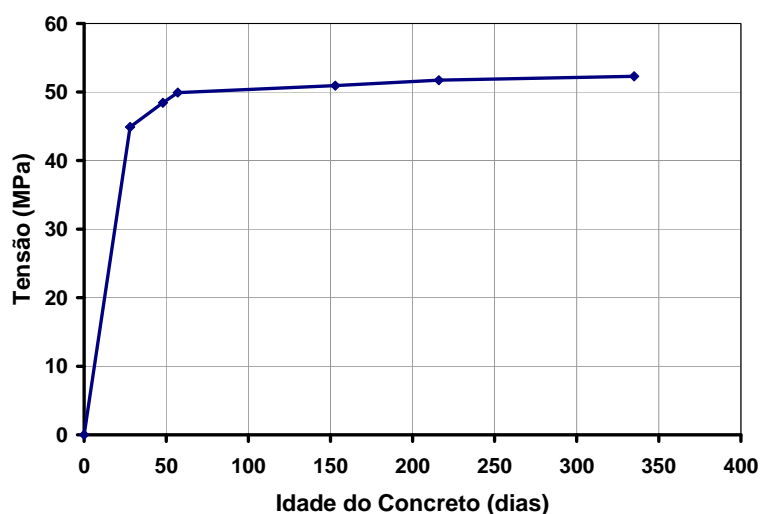


Figura 4.1 – Gráfico da resistência à compressão x idade do concreto.

4.2.1.2. Módulo de Elasticidade do Concreto

Para determinação do módulo de deformação estática (módulo de elasticidade do concreto) foram moldados três corpos-de-prova de concreto de acordo com as prescrições da NBR-5738, com dimensões de $150\text{ mm} \times 300\text{ mm}$. Foram utilizados dois EER em cada corpo-de-prova para medir a deformação do concreto durante o ensaio no qual se adotou a média desses valores. O equipamento utilizado para a realização desse ensaio foi o mesmo utilizado para a determinação da resistência à compressão do concreto. Esses ensaios foram realizados de acordo com NBR-8522, e consistem na aplicação de carregamentos crescentes, com leituras das deformações para as respectivas forças aplicadas. A relação constitutiva do concreto é dada por:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \quad (4.1)$$

onde

σ_c – tensão no concreto;

E_c – módulo de elasticidade do concreto;

ε_c – deformação específica do concreto.

O procedimento utilizado para a determinação do módulo de elasticidade do concreto é o correspondente a uma simulação de uma estrutura em seu primeiro carregamento (plano de carga III da NBR-8522), ou seja, obtém-se por meio da equação 4.2 o módulo de deformação secante, sendo este o módulo que corresponde a $0,3f_c$. Segundo a NBR-8522, os ensaios são válidos quando os valores da tensão de ruptura dos corpos-de-prova não diferem mais de 20% das resistências previstas. Como a resistência inicialmente prevista desses corpos-de-prova está em torno de 50 MPa , todos os resultados apresentados na Tabela 4.3 são válidos. Com o aumento da força aplicada efetuaram-se as leituras das deformações específicas. Para cada força tem-se uma tensão no concreto e a sua respectiva deformação específica. O módulo de elasticidade é calculado por meio da seguinte expressão:

$$E = \frac{\sigma_n - \sigma_{inf}}{\varepsilon_n - \varepsilon_0} \quad (4.2)$$

onde

E_c – módulo de deformação constante;

σ_n – tensão considerada para o cálculo do módulo secante;

σ_{inf} – 0,5 MPa ;

ε_n – deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

ε_0 – deformação específica correspondente à leitura l_0 ;

n – variação dos níveis de aplicação de força, 01, ... 0,7 ou 0,8.

Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 4.3. A Figura 4.2 mostra o gráfico tensão *versus* deformação específica dos três corpos-de-prova ensaiados. O esquema do ensaio e da aplicação da força é mostrado na Foto A.2 do Anexo A.

Tabela 4.3 – Módulo de elasticidade do concreto para os corpos-de-prova de concreto.

CP	Força de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Deform. específica de ruptura (‰)	Força p/ 0,3f _c (kN)	Tensão p/ 0,3f _c (MPa)	Deform. específica p/ 0,3f _c (‰)	Deform. específica p/ 0,5 MPa (‰)	Módulo de elasticidade secante (GPa)
1	946,5	53,6	2,17	283,9	16,1	0,55	0,032	30,1
2	908,5	51,4	1,89	272,6	15,4	0,52	0,033	30,6
3	971,9	55,0	2,42	291,6	16,5	0,56	0,031	30,2

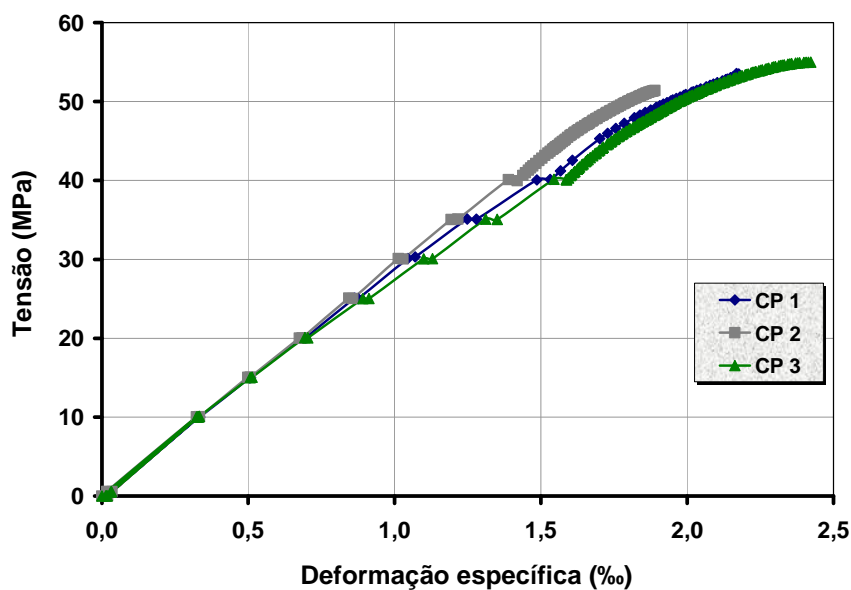


Figura 4.2 – Gráfico tensão x deformação específica dos corpos-de-prova do concreto.

O módulo de elasticidade secante médio do concreto utilizado na confecção das vigas foi $E_c = 30,3 \text{ GPa}$.

4.2.1.3.

Resistência à Tração por Compressão Diametral do Concreto

Os ensaios de compressão diametral de três corpos-de-prova de concreto foram realizados aos 28 dias após a concretagem das vigas conforme NBR-7222. Os corpos-de-prova para a realização desse ensaio foram moldados de acordo com a NBR-5738, e tinham dimensões de $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$. O equipamento utilizado para a realização desse ensaio foi o mesmo utilizado para a determinação da resistência à compressão do concreto.

Após a realização do ensaio obteve-se a força máxima de cada corpo-de-prova. A resistência à tração por compressão diametral é dada por:

$$f_{t,D} = \frac{2F}{\pi dL} \quad (4.3)$$

onde

$f_{t,D}$ – resistência à tração por compressão diametral, expressa em MPa;

F – força máxima obtida no ensaio;

d – diâmetro do corpo-de-prova;

L – altura do corpo-de-prova.

Com o valor da força máxima para cada ensaio é obtida a resistência à tração para um corpo-de-prova. Na Tabela 4.4 são mostrados os resultados de compressão diametral para os corpos-de-prova. O registro do ensaio é mostrado na Foto A.3 do Anexo A.

Tabela 4.4 – Resultados da resistência à compressão diametral do concreto.

Corpos-de-prova	Força (kN)	Resistência à tração (MPa)
1	310,0	4,39
2	275,0	3,90
3	280,0	3,96

A resistência à tração média do concreto utilizado na confecção das vigas foi $f_{t,D} = 4,08 \text{ MPa}$.

4.2.2. Aço

Para as armaduras longitudinal e transversal das vigas foram utilizadas barras de aço CA-50 e CA-60. Os diâmetros das barras longitudinal foram de 16,0 *mm*, armadura de flexão, e 5,0 *mm*, armadura de montagem, sendo esta desprezada na parcela de contribuição à força de compressão. A armadura transversal consistiu de estribos de 5,0 *mm*, espaçados ao longo do comprimento da viga a cada 10 ou 20 *cm*, dependendo das séries. Foram ensaiadas seis amostras de aço de acordo com a norma NBR-ISO-6892. As três amostras de aço de 5,0 *mm* e as outras três com diâmetro de 16,0 *mm* foram ensaiadas à tração na máquina MTS do Laboratório do Departamento de Engenharia Mecânica da PUC-Rio.

Todos os valores obtidos nos ensaios de tração foram superiores aos mínimos exigidos pela norma. Os resultados dos ensaios de resistência à tração encontram-se na Tabela 4.5 e os gráficos no Anexo B. As amostras de 5,0 *mm* e 16,0 *mm* ensaiadas são mostradas na Foto A.4 do Anexo A.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de resistência à tração das barras de aço.

	Corpos-de-prova	Tensão de escoamento (MPa)	Deform. de escoamento (‰)	Deform. de ruptura (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
φ 5,0	01	589,6	3,0	10,0	196,5
	02	602,4	3,0	8,0	200,8
	03	594,7	3,0	8,0	198,2
	Média	595,50	3,00	8,70	198,50
φ 16,0	01	606,3	2,94	9,02	206,2
	02	600,6	2,97	9,38	202,2
	03 ⁽¹⁾	598,3	0,68	2,86	879,8
	Média	599,65	1,99	4,14	204,20

⁽¹⁾ Corpo-de-prova desprezado no cálculo da média.

4.2.3. Compósito de Fibras de Carbono

Na execução do reforço com CFC à força cortante das vigas VI-1, VI-2, VI-3, VII-1, VII-2 e VII-3 foi utilizado o sistema de reforço estrutural do fabricante SIKA, SIKAWRAP-230C e SIKADUR 330, com as seguintes características:

a) Resina epoxídica ou adesivo epóxi (SIKADUR 330):

- Média viscosidade, tixotrópico e bicomponente de pega normal.
- Componente A: branco.
- Componente B: cinza escuro.
- Mistura A+B: cinza claro.
- Proporção dos componentes: 20% de componente A e 80% de componente B (em peso).
- Consumo: 1ª camada (0,7 a 1,2 kg/m²) e 2ª camada (0,5 kg/m²).
- Tempo de vida útil da mistura (*pot-life*): 40 min (25°C).
- Cura total: 7 dias.

b) Tecido de fibra de carbono (SIKAWRAP-230C)

- Base: tecido de fibra de carbono unidirecional.
- Cor: preta.
- Densidade: 1,78 g/cm³.
- Peso: 220 g/m².
- Dimensão (rolo): 30 cm de largura x 50 m de comprimento.
- Espessura: 0,122 mm.
- Módulo de elasticidade: 230 GPa.
- Resistência à tração: 4100 MPa.
- Deformação específica: 17,0 %.

Os componentes desse sistema são mostrados nas Fotos A.5 e A.6 do Anexo A.

4.2.3.1.

Ensaio de Resistência à tração do Compósito de Fibras de Carbono

Foram realizados ensaios em corpos-de-prova com o CFC para medir a resistência à tração dos mesmos. O método do ensaio foi o da norma ASTM D 3039 / D 3039 M, que especifica os procedimentos para determinação da resistência à tração e do módulo de elasticidade de materiais compostos de fibras revestidos com matriz polimérica (resina epoxídica).

Essa norma estabelece dimensões mínimas para os corpos-de-prova. As dimensões utilizadas nos ensaios de resistência à tração são mostradas na Figura 4.3.

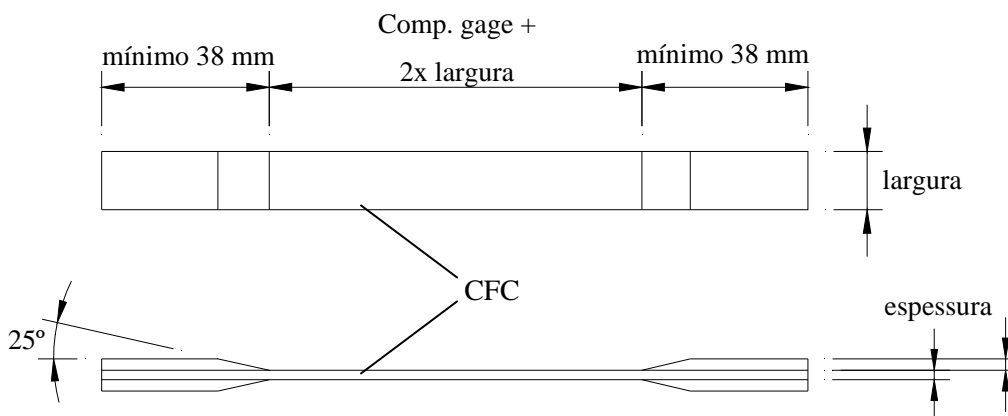


Figura 4.3 – Dimensões dos corpos-de-prova para ensaio à tração do CFC de acordo com a ASTM D 3039 / D 3039 M.

Os corpos-de-prova unidirecionais tinham abas com o objeto de evitar o surgimento de falhas prematuras quando da aplicação da força.

A Tabela 4.6 apresenta algumas dimensões recomendadas pela norma ASTM D 3039 / D 3039 M em função da orientação das fibras.

Tabela 4.6 – Geometria dos corpos-de-prova de CFC recomendada pela ASTM D 3039 / D3039 M.

Orientação das Fibras	Largura (mm)	Comp. (mm)	Espessura (mm)	Comp. Aba (mm)	Espessura Aba (mm)
0° unidir.	15	250	1,0	56	1,5
90° unidir.	25	175	2,0	25	1,5
Fios descont.	25	250	2,5	–	–

Foram realizados ensaios à tração em cinco corpos-de-prova de CFC unidirecional revestidos com resina epoxídica, com dimensões de 1,5 cm de largura e 25 cm de comprimento. O ensaio foi realizado na máquina MTS do Laboratório do Departamento de Engenharia Mecânica da PUC-Rio. Foram coladas, com a mesma resina epoxídica, duas (uma em cada lado) pequenas “chapas” de alumínio (placas de fixação) em cada uma das extremidades da amostra. Foram feitas ranhuras em ambos os lados de cada uma das “chapas” para promover uma melhor aderência entre a mesma e o tecido de fibras de carbono, e evitar o escorregamento entre a garra de fixação e o corpo-de-prova.

A resistência à tração do CFC é dada por:

$$f_{f,u} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A} \quad (4.4)$$

Os resultados do ensaio constam da Tabela 4.7 e os gráficos resultantes de cada amostra de CFC são mostrados no Anexo B. Na Foto A.7 do anexo A é mostrado os corpos-de-prova utilizados nos ensaios e o equipamento utilizado para a realização dos mesmos. Para a determinação da tensão de ruptura, a espessura considerada foi a indicada pelo fabricante 0,122 mm.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de resistência à tração dos corpos-de-prova de CFC.

CP	Força de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Deformação específica (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)
1	5,122	2724,26	11,223	242,74
2	5,640	3004,37	11,477	261,77
3	6,777	3562,02	13,411	265,60
4	5,063	2646,86	10,255	258,10
5	5,474	2908,31	11,812	246,22
Média	5,615	2969,16	11,636	255,17

4.3. Descrição das Vigas

4.3.1. Pré-dimensionamento

Foram ensaiadas oito vigas com seção **T**, divididas em duas séries de quatro vigas. Cada série tinha uma viga de referência, ou seja, sem o reforço à força cortante com o CFC. Todas as vigas tinham as mesmas características geométricas, variando-se uma série para outra apenas a taxa de armadura transversal interna na região a ser reforçada, ou seja, no trecho de flexão simples. As vigas tinham um comprimento total de $3,00\text{ m}$, com duas forças aplicadas à $87,5\text{ cm}$ dos apoios. O esquema do carregamento estático e a geometria das vigas são mostrados nas Figuras 4.4 e 4.5.

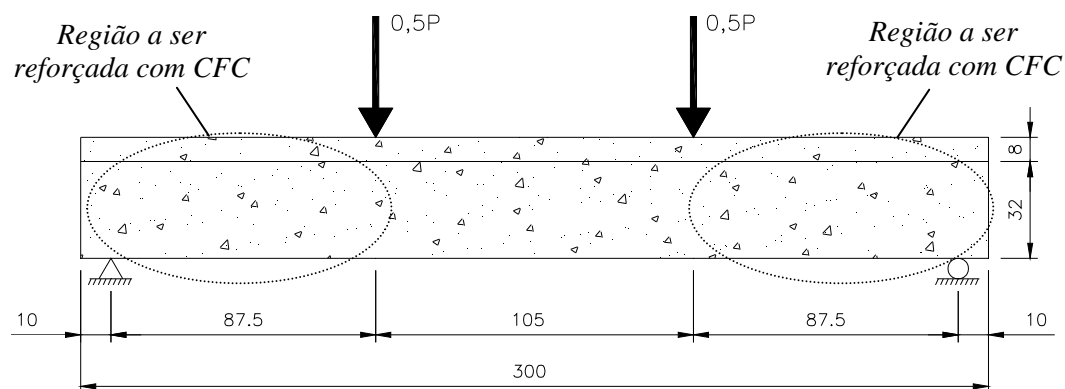


Figura 4.4 – Esquema de aplicação de forças às vigas (cotas em cm).

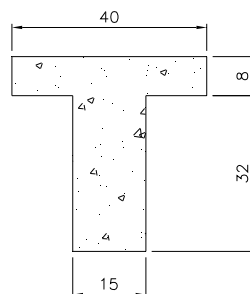


Figura 4.5 – Seção transversal das vigas T (cotas em cm).

Sendo a distância da aplicação da força ao eixo do apoio à esquerda $a = 87,5\text{ cm}$ e a altura útil $d = 36\text{ cm}$, tem-se:

$$\frac{a}{d} = \frac{87,5}{36} = 2,4 \quad (4.5)$$

Segundo Kani (1964), para valores $\frac{a}{d} \cong 2,0$, a ruptura da viga está associada ao desenvolvimento de uma fissura inclinada dentro do trecho de flexão simples.

O esquema e os diagramas das solicitações das vigas são mostrados na Figura 4.6.

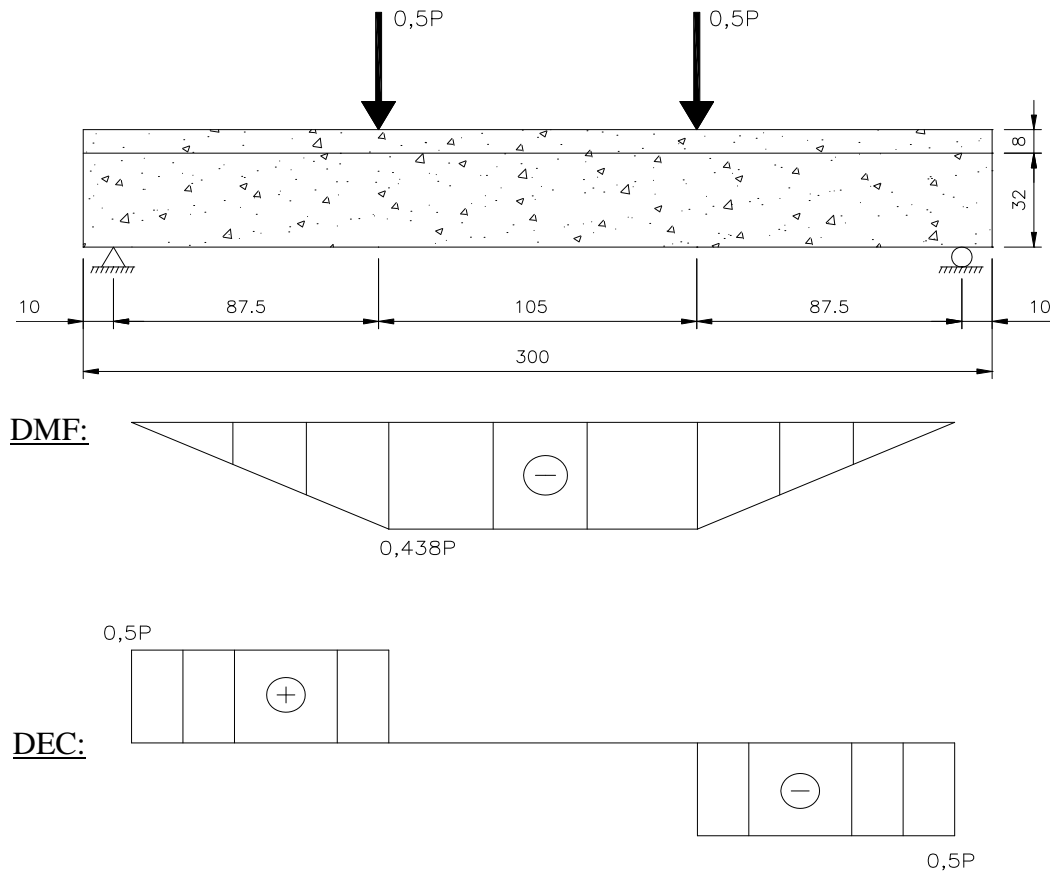


Figura 4.6 – Solicitações nas vigas (cotas em cm).

Para a série I tem-se a viga de referência VR1, sendo as vigas com reforço denominadas I-1, I-2 e I-3. Para a série II tem-se de igual modo VR2, II-1, II-2 e II-3. Para as três últimas vigas de cada série variou-se a espessura do reforço, adotando-se uma, duas, ou três camadas de CFC, sendo que para estas vigas foi colocada uma ancoragem para se evitar o descolamento pré-maturo do reforço.

Para o reforço foram usadas tiras em U na alma da viga de tecido de fibras de carbono com dimensões de $10\text{ cm} \times 79\text{ cm}$. Para a ancoragem na alma também

– tensão de escoamento do aço $f_y = 500$ MPa .

Sendo a taxa de reforço à força cortante dada por:

$$\rho_f = \frac{2t_f w_f}{b_w s_f} \quad (4.6)$$

Tem-se para as vigas com uma camada de reforço $\rho_f = 0,072\%$ (Figura 4.8).

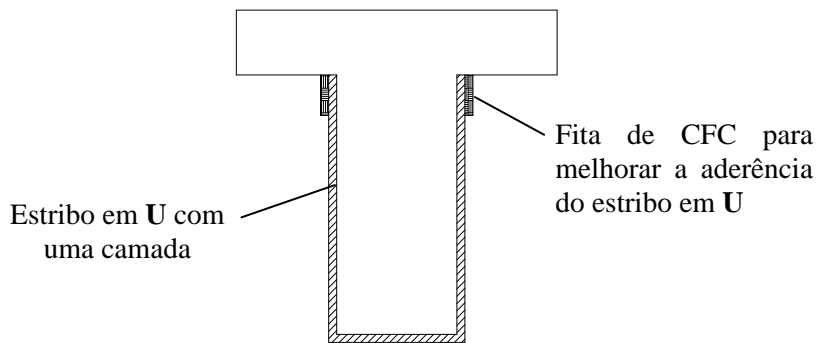


Figura 4.8 – Seção transversal AA' das vigas reforçadas VI-1 e VII-1.

Nas vigas com duas camadas de reforço (Figura 4.9) tem-se $\rho_f = 0,145\%$.

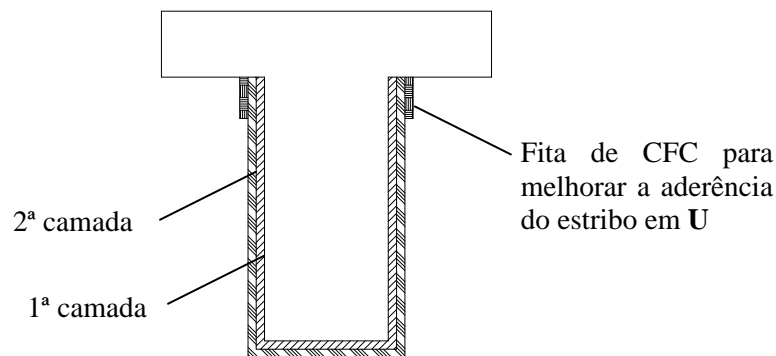


Figura 4.9 – Seção transversal AA' das vigas reforçadas VI-2 e VII-2.

Para as vigas com três camadas de reforço (Figura 4.10) tem-se $\rho_f = 0,217\%$.

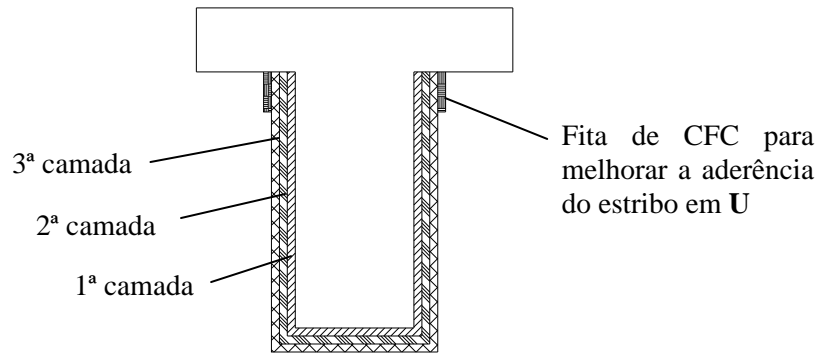


Figura 4.10 – Seção transversal AA' das vigas reforçadas VI-3 e VII-3.

4.3.2. Verificação à Força Cortante das Vigas da Série I

Nesta série foi prevista na região reforçada uma armadura transversal $A_{sw} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ou $\phi 5,0 \text{ c}/10$ conforme detalhamento mostrado nas Figuras

4.11 e 4.12, sendo a taxa de armadura transversal $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0,262\%$.

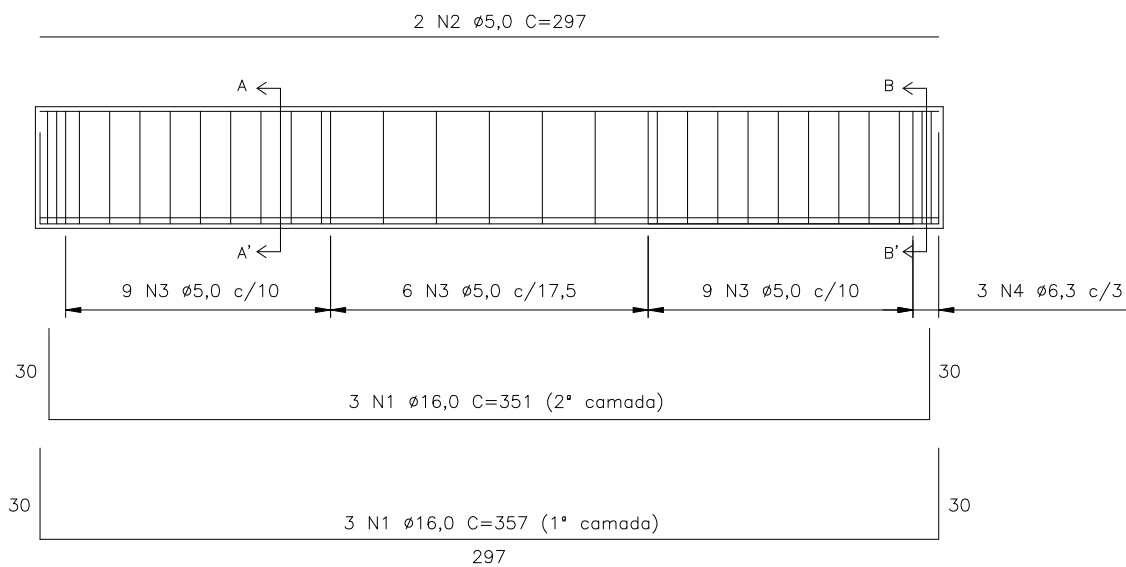


Figura 4.11 – Armadura longitudinal das vigas da Série I.

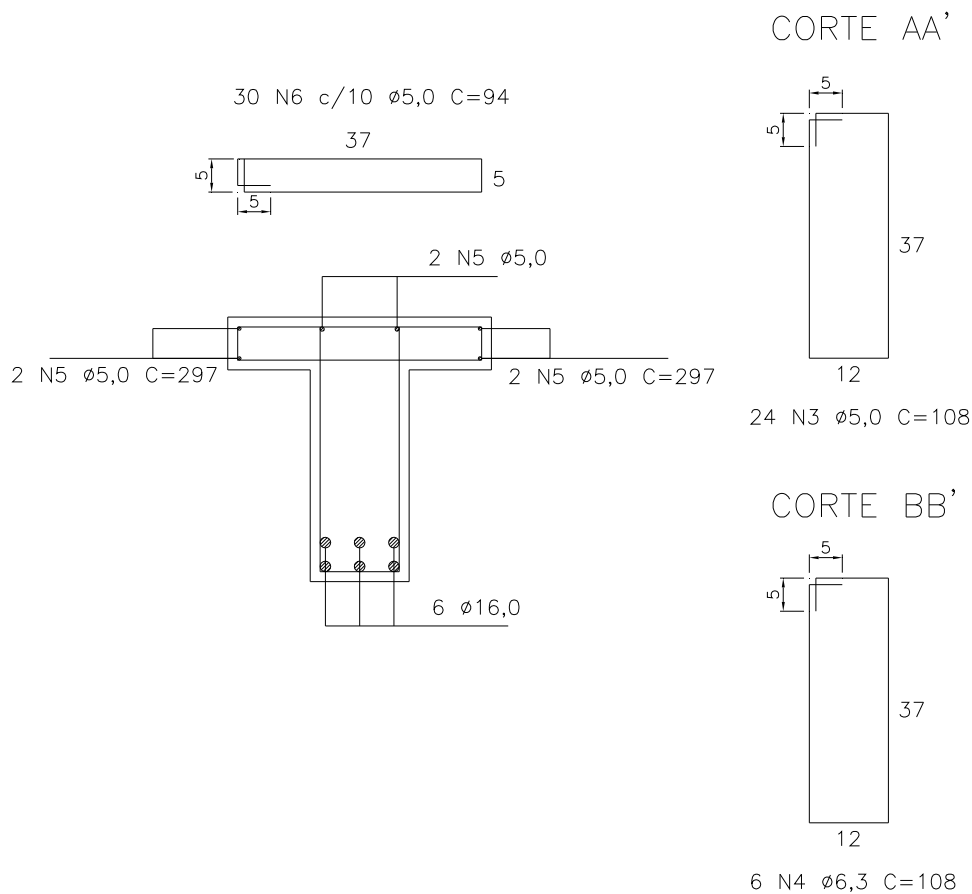


Figura 4.12 – Armaduras transversais das vigas da Série I.

Para uma verificação inicial da resistência à força cortante antes do ensaio, foram utilizadas as sistemáticas das normas NBR-6118 (2003) e o ACI-440 (2001). Os valores teóricos das solicitações nas vigas são mostrados na Tabela 4.8, onde todos os coeficientes de segurança adotados foram iguais a unidade.

Tabela 4.8 – Força cortante teórica e força de ruptura teórica das vigas da Série I.

Viga	NBR-6118				ACI-440	$V_c + V_{sw} + V_f$ (kN)	P_u
	V_c (kN)	V_{sw} (kN)	V_{Rd2} (kN)	$V_c + V_{sw}$ (kN)	V_f (kN)		
VR1	72,8	63,6	438,9	136,4	–	136,4	272,8
VI-1	72,8	63,6	438,9	136,4	27,34	163,8	327,5
VI-2	72,8	63,6	438,9	136,4	42,62	184,0	368,1
VI-3	72,8	63,6	438,9	136,4	58,54	195,0	389,9

No trecho de flexão simples, ou seja, na região central da viga foi colocada uma armadura transversal mínima de $\phi 5,0 c / 17,5$, com a finalidade de se evitar uma eventual ruptura por força cortante nesse trecho.

4.3.3. Verificação à Força Cortante das Vigas da Série II

Para esta série foi adotada uma armadura transversal na região do reforço com área $A_{sw} = 1,96 \text{ cm}^2 / m$ ou $\phi 5,0 c / 20$, conforme detalhamento mostrado nas Figuras 4.13 e 4.14, sendo a taxa de armadura transversal

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0,131\% .$$

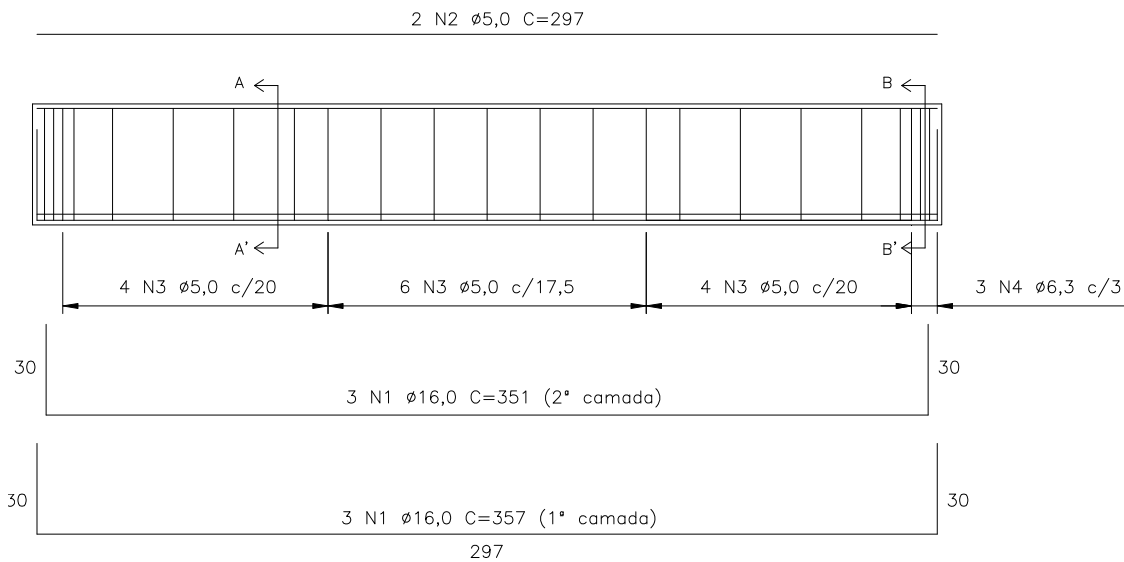


Figura 4.13 – Armadura longitudinal das vigas da Série II.

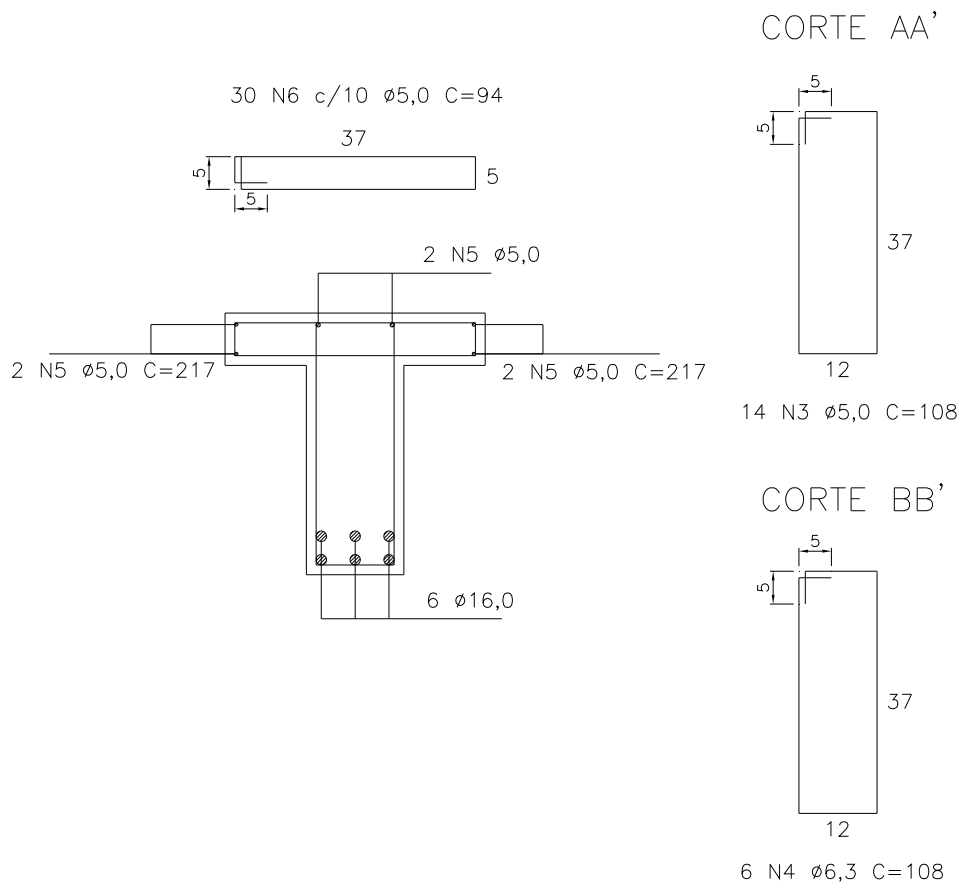


Figura 4.14 – Armaduras transversais das vigas da Série II.

Utilizando-se também a sistemática da NBR-6118 (2003) e o ACI-440 (2001) para a verificação inicial da resistência à força cortante antes do ensaio, tem-se os valores teóricos dos esforços nas vigas mostrados na Tabela 4.9, onde todos os coeficientes de segurança adotados foram iguais a unidade.

Tabela 4.9 – Força Cortante Teórica e Força de Ruptura Teórica das Vigas da Série II.

Viga	NBR-6118				ACI-440	$V_c + V_{sw} + V_f$ (kN)	P_u
	V_c (kN)	V_{sw} (kN)	V_{Rd2} (kN)	$V_c + V_{sw}$ (kN)	V_f (kN)		
VR2	72,8	31,8	438,9	104,6	–	104,6	209,2
VII-1	72,8	31,8	438,9	104,6	27,34	163,8	263,9
VII-2	72,8	31,8	438,9	104,6	42,62	152,2	304,5
VII-3	72,8	31,8	438,9	104,6	58,54	163,2	326,3

Assim como para as vigas da Série I, no trecho de flexão simples, foi colocada uma armadura transversal mínima de $\phi 5,0 \text{ c} / 17,5$ com a finalidade de se evitar uma eventual ruptura por força cortante nessa região.

4.3.4. Verificação à Flexão

Considerando-se para todas as vigas a armadura de flexão composta de seis barras de $16,0 \text{ mm}$ (Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14) e os coeficientes de segurança iguais a unidade, a taxa mecânica dessa armadura é dada por:

$$\omega = A_s \frac{f_y}{bdf_c} = 0,319 \quad (4.7)$$

Adotando-se o procedimento de cálculo de acordo com as tabelas universais (Guimarães, 2006) e usando-se o diagrama parábola-retângulo, tem-se para flexão simples:

$$\mu_d = 0,259 \quad (4.8)$$

Os valores do momento e da força última antes dos ensaios são:

$$M_u = bd^2 f_c \mu_d = 17650 \text{ kNcm} = 176,50 \text{ kNm} \quad (4.9)$$

$$P_u = \frac{M_k}{0,438} = 402,97 \text{ kN} \quad (4.10)$$

4.3.5. Montagem das Formas, Armadura e Concretagem das Vigas

Após o pré-dimensionamento foram executadas as montagens das formas e das armaduras para posterior concretagem conforme descrito no item 4.2.1. Para a montagem das formas foram utilizadas chapas de *madeirit* e sarrafos de $1,2 \text{ cm}$ e $2,5 \text{ cm}$ de espessura, respectivamente. Foi aplicado na superfície interna das formas um agente desmoldante para a proteção, vedação e facilitar a retirada das mesmas. As Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 ilustram os detalhes da montagem dessas formas, e as Fotos A.8, A.9 e A.10 do Anexo A apresentam os registros fotográficos das vigas antes e após a concretagem.

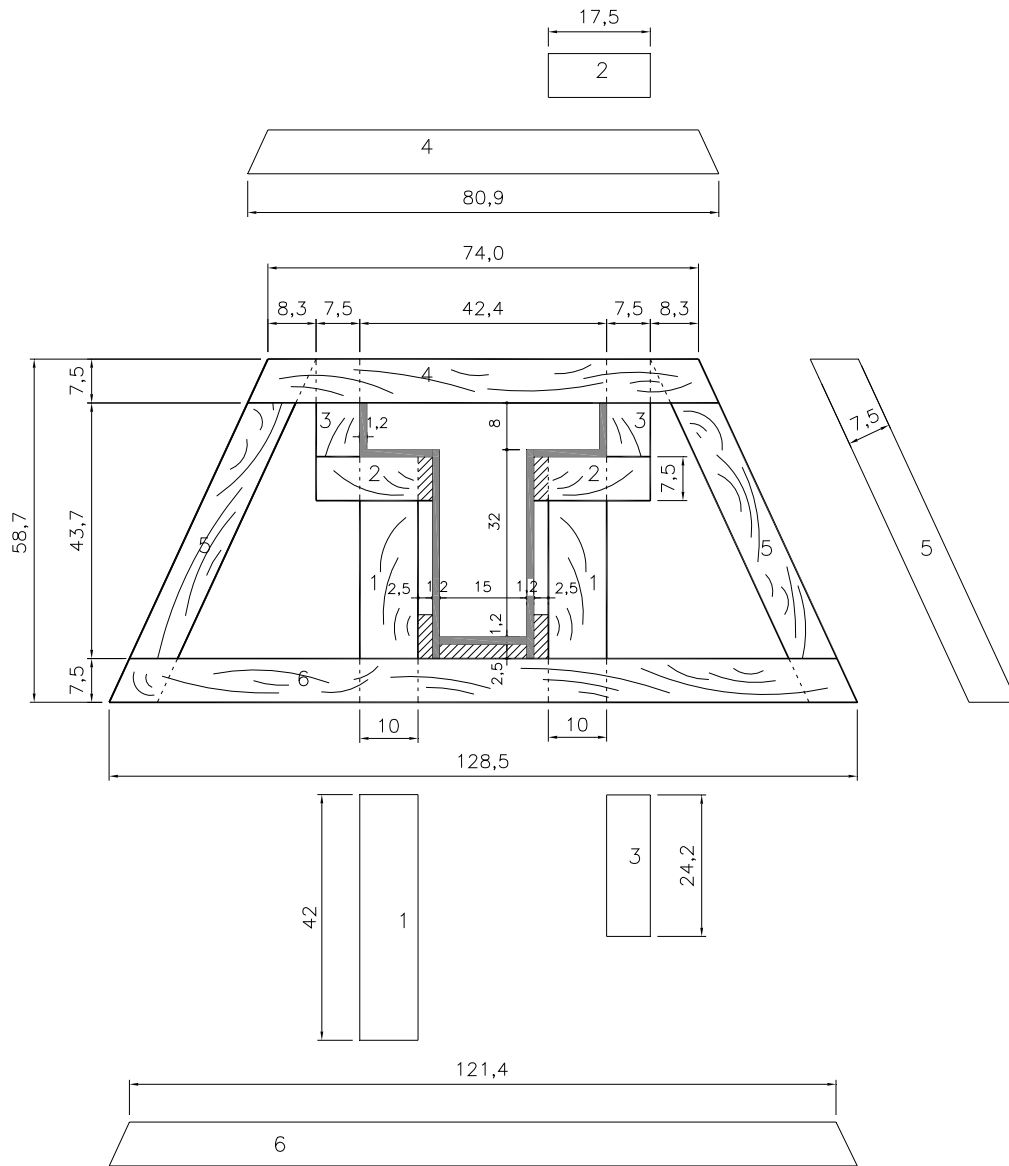


Figura 4.15 – Seção transversal AA' das formas (cotas em cm).

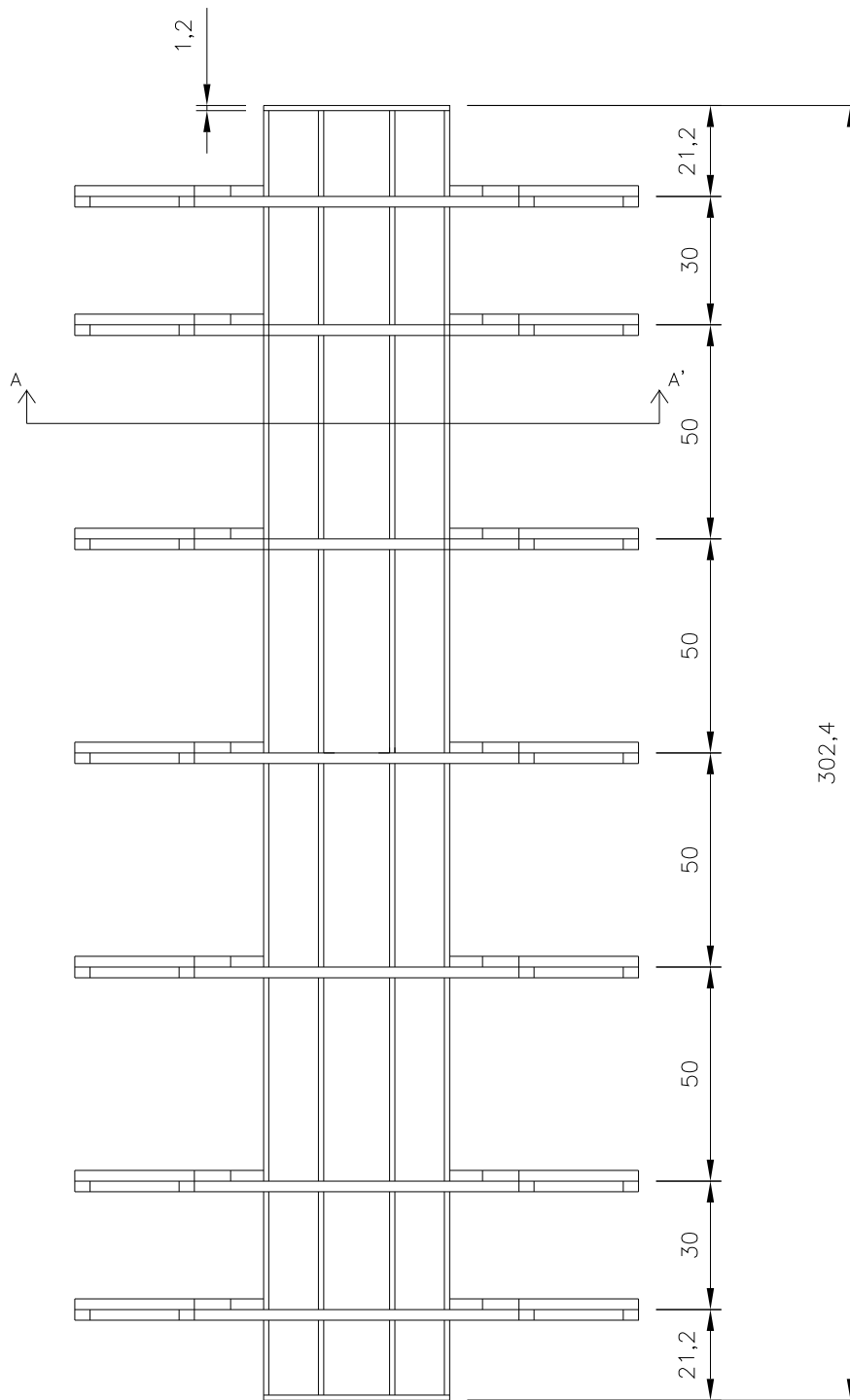


Figura 4.16 – Vista superior das formas (cotas em cm).

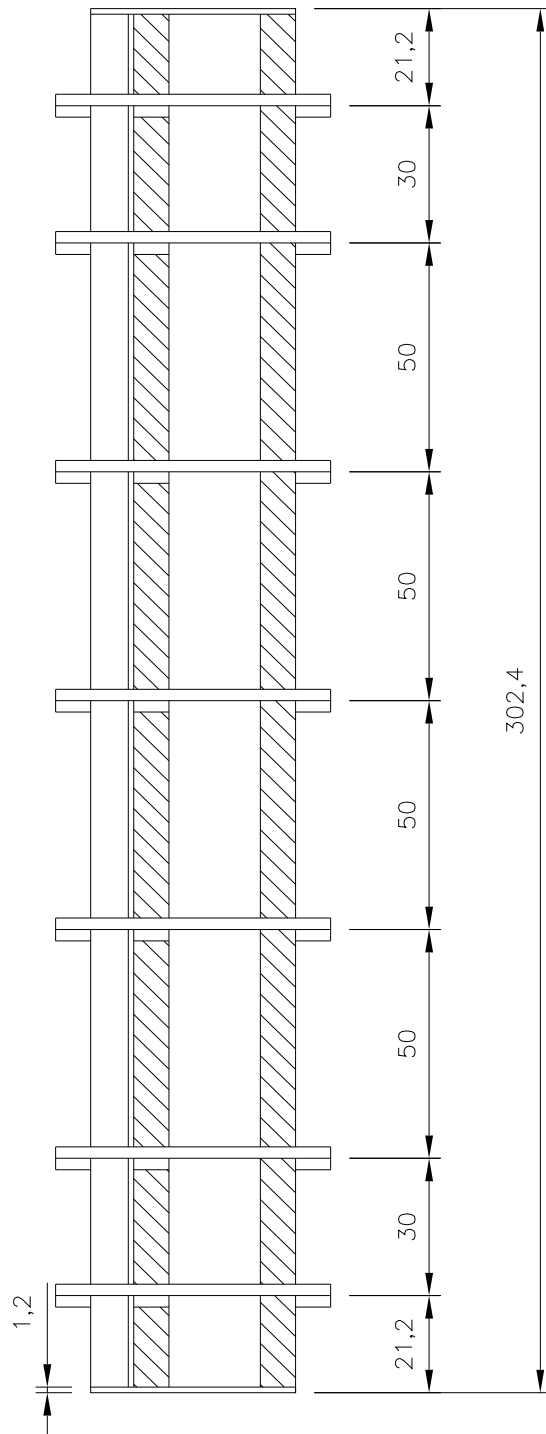


Figura 4.17 – Vista lateral das formas (cotas em cm).

4.3.6. Colagem do Reforço

Antes da colagem do CFC nas vigas de concreto foram realizados alguns preparativos bastante simples. Em alguns pontos onde haviam pequenos buracos

na superfície do concreto, foi feita uma regularização com argamassa de cimento e areia.

Em seguida foi feito o preparo do substrato de concreto para garantia de uma melhor aderência. Esta superfície foi lixada (Foto A.11 do Anexo A) com uma esmerilhadeira para se retirar a nata de cimento e outros resíduos ali existentes. Foi realizado o arredondamento das quinas para se evitar concentração de tensões nesses pontos. Após o lixamento limpou-se a superfície com um aspirador de pó, para então se executar a colagem do CFC.

Foi dosada uma determinada quantidade de resina epoxídica, conforme especificações do fabricante descrito no item 4.2.3, considerando-se 20% a mais nessa dosagem devido às perdas ocorridas durante o manuseio e aplicação deste material. Após esta aplicação as tiras de CFC em U foram coladas ao concreto utilizando-se um rolo “tira-bolha”, com o objetivo de eliminar todo o ar aprisionado. Uma outra camada de resina foi aplicada, com diferente traço da primeira, passando-se novamente o rolo sobre essa camada, finalizando-se então a formação do compósito. Os materiais de apoio utilizados para a aplicação da resina e o registro de uma viga reforçada são mostrados nas Fotos A.12 e A.13 do Anexo A.

A seqüência com a respectiva quantidade de resina aplicada para uma camada ou tira em U de CFC foi a seguinte:

- 1ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 2ª camada de resina (camada de proteção): componentes A + B (600 g / m²).

Nas vigas reforçadas com duas tiras em U, a quantidade foi a seguinte:

- 1ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 2ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 3ª camada de resina (camada de proteção): componentes A + B (600 g / m²).

E para três tiras em U:

- 1ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 2ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 3ª camada de resina (impregnação): componentes A + B (840 g / m²);
- 4ª camada de resina (camada de proteção): componentes A + B (600 g / m²).

4.3.7. Instrumentação

O comportamento estrutural das vigas foi acompanhado durante os ensaios por medições das deformações das armaduras longitudinal e transversal, das deformações do reforço, das deformações do concreto, das flechas na metade do vão da viga e nas duas seções de aplicação de força.

4.3.7.1. Extensômetros Elétricos de Resistência

Para medição das deformações específicas do aço e do reforço em CFC foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-250BA-120L da empresa EXCEL SENSORES. Para as leituras das deformações na superfície do concreto utilizou-se o EER do tipo KC-70-120-A1-11, fabricante KYOWA. A Foto A.14 do anexo A mostra os dois modelos de EER utilizados nos ensaios.

Em cada uma das vigas foram colados quatro EER em estribos diferentes. As Figuras 4.18 e 4.19 mostram o posicionamento desses extensômetros, indicados por SG, nas armaduras transversal e longitudinal das vigas das Séries I e II.

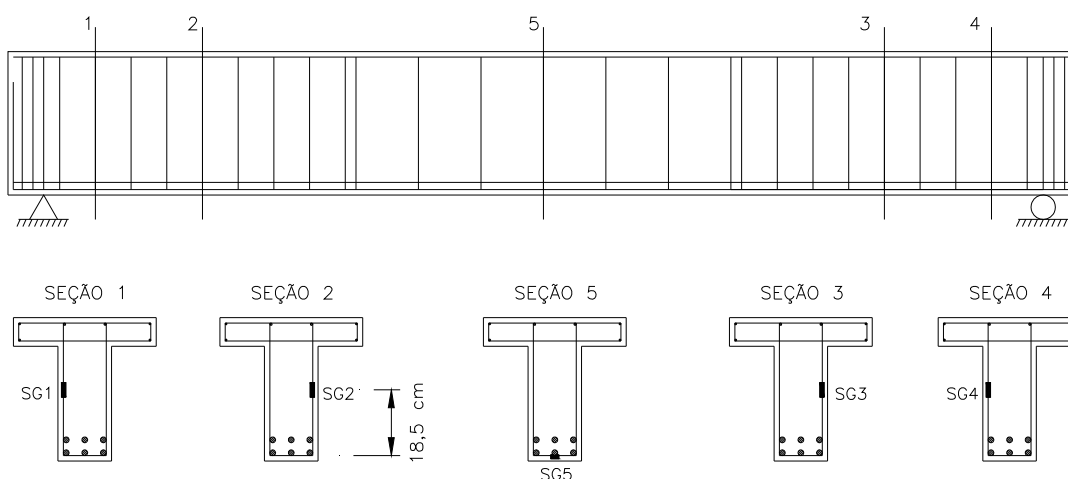


Figura 4.18 – Posicionamento dos EER colados nas armaduras das vigas da Série I.

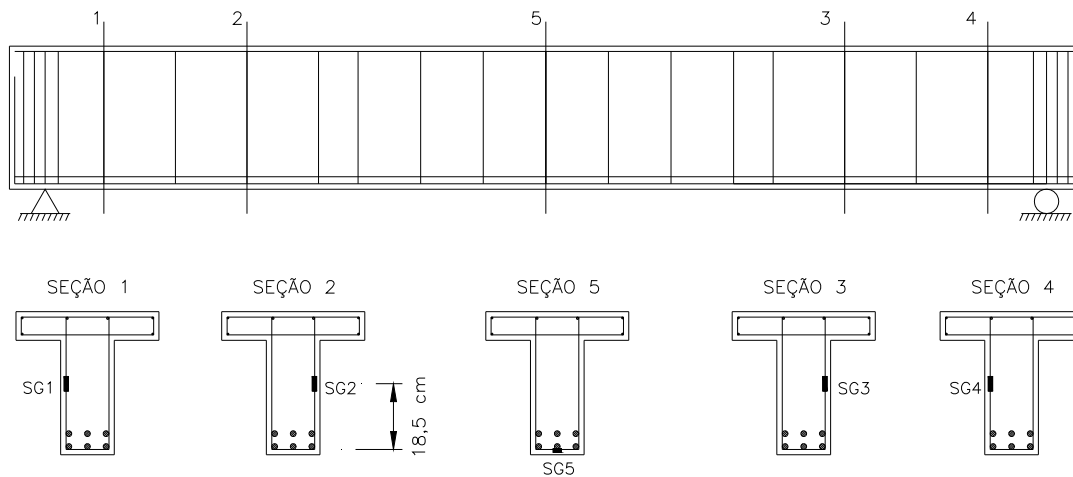
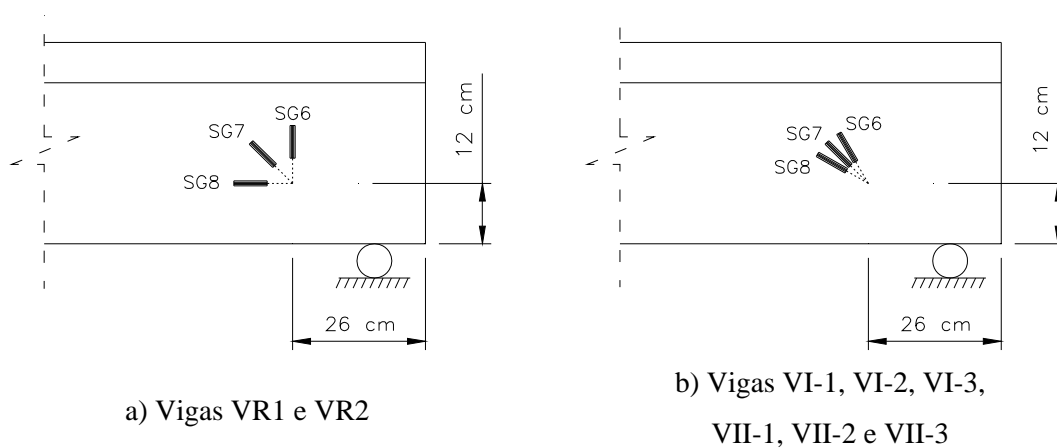


Figura 4.19 – Posicionamento dos EER colados nas armaduras das vigas da Série II.

Em todas as vigas foram colocados seis EER, três assimetricamente em cada lado da viga em forma de roseta tripla na superfície do concreto para medição das deformações na biela. O posicionamento dos EER em um dos lados vigas é mostrado na Figura 4.20, e os ângulos que os mesmos fazem em relação à horizontal são mostrados na Tabela 4.10. A roseta para as vigas com reforço (caso b) foi definida de modo a não dificultar a colagem das tiras de CFC.



a) Vigas VR1 e VR2

b) Vigas VI-1, VI-2, VI-3,
VII-1, VII-2 e VII-3

Figura 4.20 – Esquema do posicionamento dos EER colados na superfície do concreto em um dos lados da viga.

Tabela 4.10 – Posicionamento angular dos EER colados na superfície do concreto.

Vigas	EER	Ângulo em relação a horizontal	Vigas	EER	Ângulo em relação a horizontal
VR1 e VR2	SG6	90°	VI-1, VI-2, VI-3, VII-1, VII-2 e VII-3	SG6	60°
	SG7	45°		SG7	45°
	SG8	0°		SG8	30°
	SG9	90°		SG9	60°
	SG10	45°		SG10	45°
	SG11	0°		SG11	30°

Nas vigas reforçadas com CFC foram colados EER no eixo da tiras em U para medição de sua deformação específica. Os detalhes da colocação dos mesmos são mostrados na Figura 4.21. A Foto A.15 do Anexo A mostra o registro da fixação dos EER nas vigas de concreto.

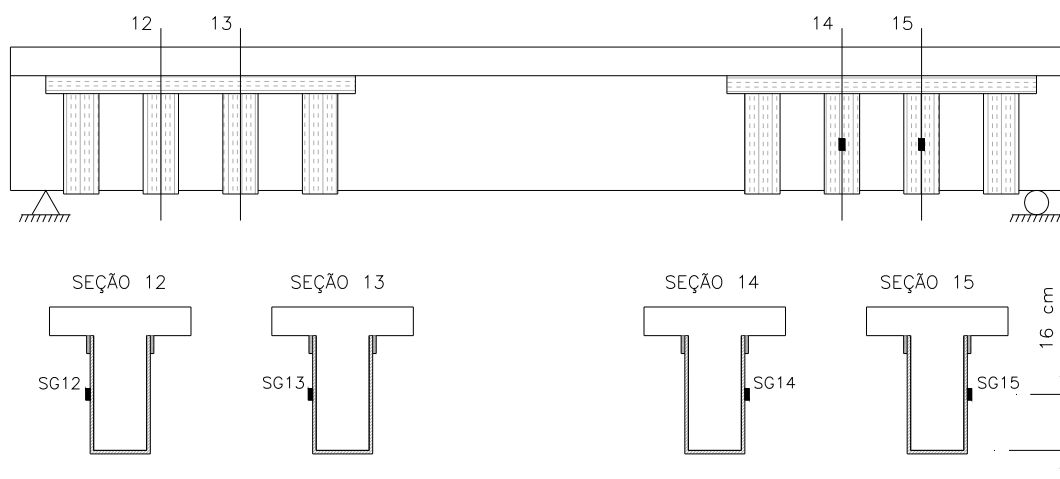


Figura 4.21 – Posicionamento dos EER colados no reforço em CFC.

Para medição das flechas em cada uma das vigas das Séries I e II utilizaram-se três transdutores lineares de posição ou deflectômetros elétricos (LVDT) posicionados conforme mostra a Figura 4.22. O registro fotográfico do posicionamento desses LVDT é apresentado na Foto A.16 do Anexo A.

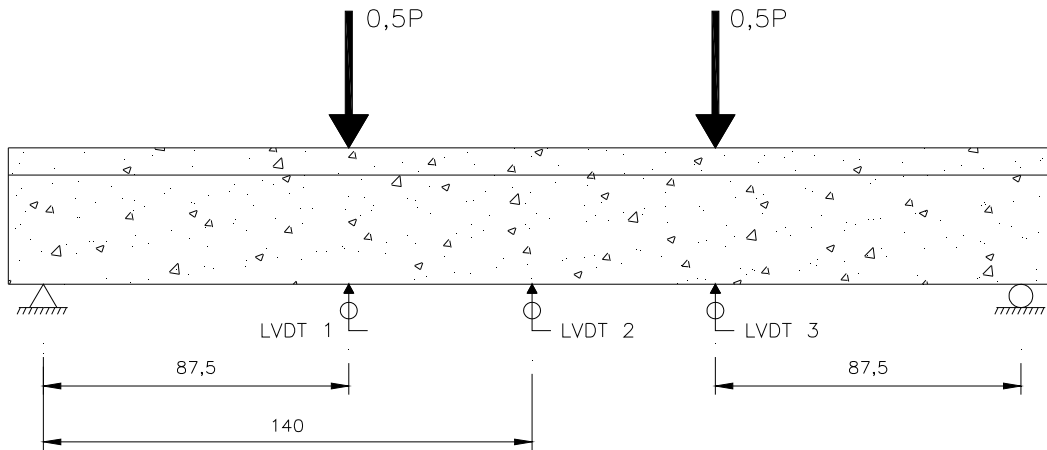


Figura 4.22 – Posicionamento dos LVDT nas vigas das Séries I e II (cotas em cm).

4.4. Descrição e Seqüência dos Ensaio

As vigas foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio (LEM). As vigas de referência e duas vigas da Série II (VII-1 e VII-2) foram ensaiadas em uma estrutura de sistema aperticado (Foto A.17 do Anexo A) com capacidade para 500 kN, e as outras vigas utilizaram uma estrutura com capacidade de carga do “macaco” para até 1000 kN (Foto A.18 do Anexo A). O esquema ilustrativo da transferência de força para a viga de concreto é mostrado na Figura 4.23.

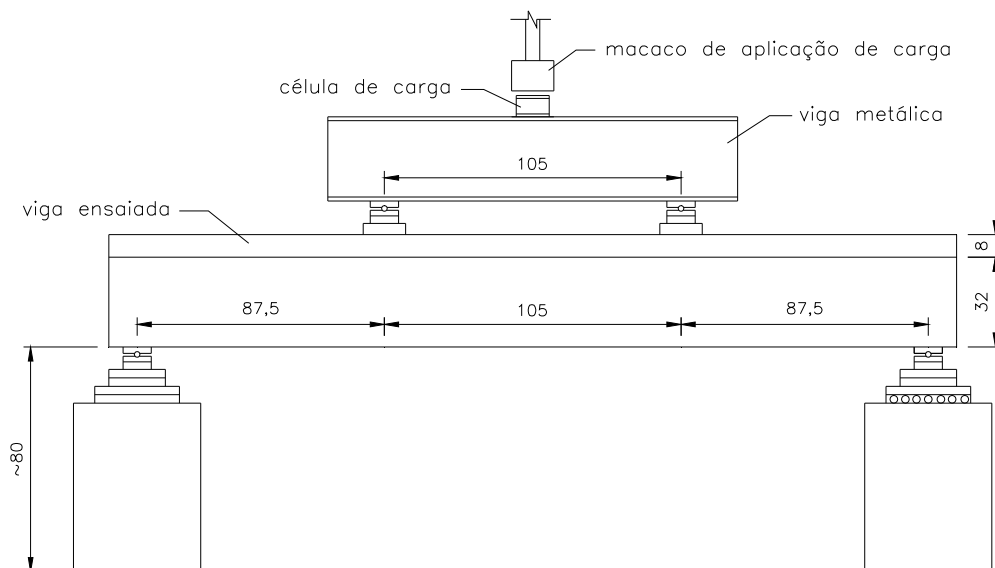


Figura 4.23 – Esquema de aplicação de força nas vigas por meio de macaco hidráulico, célula de carga e viga metálica (cotas em cm).

Primeiramente procedeu-se ao rompimento das duas vigas de referência VR1 e VR2 das Séries I e II, respectivamente, em uma única etapa cada uma.

Na etapa seguinte foram ensaiadas as vigas VII-1 e VII-2 da Série II no mesmo sistema de pórtico das vigas de referência, com capacidade para até 500 kN. O carregamento dessas vigas reforçadas com CFC foi realizado em duas etapas. A primeira com a aplicação de forças até o surgimento das primeiras fissuras diagonais. Após se atingir a força de fissuração a viga de concreto foi “travada” por meio da colocação de chapas encunhadas entre o ponto de aplicação da força e as vigas metálicas de modo a se manter a deformação e o carregamento teoricamente constantes, conforme mostra a Foto A.19 do Anexo A, e os equipamentos de aplicação de carga (“macaco” e sistema de aquisição de dados) foram então desligados. Procedeu-se na seqüência a execução do reforço com CFC por meio da colagem de tiras em U no trecho de cortante e ancoragem na alma da viga conforme mostra a Foto A.13. Após a colagem do reforço aguardou-se por um período mínimo de sete dias a cura do mesmo. A partir deste momento os ensaios foram retomados e as vigas foram então levadas até as suas respectivas rupturas.

As vigas VI-1, VI-2, VII-3 e VI-3 foram ensaiadas nessa seqüência utilizando-se o sistema apertado com capacidade para até 1000 kN, e o esquema de “travamento” da viga para manutenção da deformação e do carregamento, quando os equipamentos de aplicação de carga fossem desligados, foi realizado por meio da colocação de perfis de aço sobre a viga metálica como mostra a Foto A.20 do Anexo A. De maneira similar às vigas VII-1 e VII-2, procedeu-se a mesma seqüência da colagem do reforço e o posterior rompimento de cada uma das vigas.

Todas as quatro vigas das Séries I e II foram levadas até a sua ruptura, quando foram lidas as deformações específicas nos EER coladas nas armaduras, na superfície do concreto e na superfície do reforço.

A força cortante resistida pelos estribos de aço e pelo concreto para as vigas de referência VR1 e VR2 é dada por:

$$V_{u,exp} = V_{s,exp} + V_{c,exp} \quad (4.11)$$

A parcela da força cortante resistida pelo CFC para as vigas VI-1, VI-2, VI-3, VII-1, VII-2 e VII-3 pode ser dada por:

$$V_{f,exp} = V_{u,exp} - (V_{s,exp} + V_{c,exp}) \quad (4.12)$$

ou pelo modelo da Treliça Generalizada

$$V_{f,exp} = f(A_f, E_f, \varepsilon_{f,exp}, d, s_f, \theta, \alpha) = \frac{0,9dA_f E_f \varepsilon_{f,exp}}{s_f} (\cot g\theta + \cot g\alpha) \operatorname{sen}\alpha \quad (4.13)$$

Os valores determinados por meio dos ensaios foram comparados com os valores teóricos da força cortante última $V_{u,teor}$ resistida por cada viga e parcelas do concreto $V_{c,teor}$, aço $V_{sw,teor}$ e CFC $V_{f,teor}$, os quais foram calculados por meio dos modelos apresentados no Capítulo 2.