

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams

Influência do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido



O. A. SOUZA JUNIOR^a
orivaldo.souza@ifap.edu.br

D. R. C. OLIVEIRA^b
denio@ufpa.br

Abstract

Little information on experimental investigations regarding the influence of the prestressing forces in the shear resistance of prestressed beams is found in the technical literature. Thus, it was experimentally evaluated the shear resistance of six post-tensioned prestressed concrete beams with cross section of (150 x 450) mm², total length of 2400 mm and concrete's compressive resistance of 30 MPa, with the variables of this work being the layout of the prestressing cable, straight or parabolic, and the stirrups geometric rate. Verticals displacement, steel and concrete's strains and a comparison of the experimental loads with the estimates of ACI 318, EUROCODE 2 and NBR 6118: 2014 codes are presented and discussed. The results showed that the cable's parabolic layout increased the beams' shear resistance in up to 16% when compared to beams with straight cables.

Keywords: prestressed concrete, shearing, beam.

Resumo

Poucas informações relativas às investigações experimentais sobre a colaboração da protensão na capacidade resistente ao esforço cortante dos elementos estruturais protendidos, são encontradas na literatura técnica. Assim, foi avaliado experimentalmente o desempenho ao cisalhamento de seis vigas de concreto protendido com cordoalhas engraxadas, seção transversal de (150 x 450) mm², comprimento de 2400 mm e resistência à compressão do concreto de 30 MPa, sendo que as variáveis do trabalho foram o traçado do cabo de protensão, reto ou parabólico, e a taxa de armadura transversal. São apresentados os resultados para os deslocamentos verticais, deformação do aço e do concreto e as cargas últimas experimentais comparadas com as estimadas das normas ACI 318, EUROCODE 2 e NBR 6118: 2014. Os resultados mostraram que as vigas com traçado inclinado apresentaram aumento na resistência ao cisalhamento em até 16 % quando comparadas às vigas com cabos retos.

Palavras-chave: concreto protendido, cisalhamento, viga.

^a Instituto Federal do Amapá, Macapá, AP, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

No dimensionamento das estruturas de concreto armado, a tração por flexão gerada pelo carregamento é combatida exclusivamente pelo aço, retardando a fissuração do concreto. A armadura, chamada de armadura passiva, destina-se a receber os esforços de tração não absorvidos pelo concreto, trabalhando somente quando solicitada. Nas estruturas de concreto protendido a força aplicada nos cabos é transmitida ao concreto, combatendo as tensões de tração por flexão e auxiliando as armaduras passivas. A armadura de protensão, chamada de armadura ativa, é colocada na peça não somente para comprimir e gerar as tensões de compressão necessárias para que o concreto possa absorver as tensões de tração gerada pelo carregamento, mas também para resistir aos carregamentos externos atuantes, oferecendo muitas vantagens, como a redução do esforço cortante solicitante pela ação da componente vertical gerada pela protensão, no caso de cabos inclinados, o aumento das tensões de compressão e redução das tensões de tração, redução de flechas e da fissuração, com a estrutura permanecendo praticamente no Estádio I ao longo de sua vida útil.

Segundo Naaman [1], a protensão longitudinal introduz nas peças de concreto protendido com cabos inclinados uma componente

vertical que depende da força total do cabo e que reduz o esforço cortante solicitante. A Figura 1 mostra uma viga de concreto protendido com uma seção dx e as componentes geradas pela protensão. A protensão também induz tensões de compressão que contribuem para a redução das tensões principais de tração de modo que as fissuras de cisalhamento apresentam menor inclinação. De acordo com Leonhardt Monnig [2] a inclinação das bielas varia de 15° a 30° . Contudo, em trechos com cargas concentradas ou sobre apoios intermediários de vigas contínuas, por exemplo, surgem fissuras de cisalhamento que, inevitavelmente, atingem 45° .

Este artigo objetiva avaliar a contribuição da protensão na redução do esforço cortante solicitante em seis vigas, através da componente vertical gerada com a inclinação do cabo de protensão, sendo três com traçado do cabo reto e três com traçado do cabo parabólico, e para cada traçado de cabo foram utilizadas três taxas de armaduras transversais (estribos verticais), sendo os resultados experimentais para as cargas últimas comparados às estimativas das normas ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] e NBR 6118 [5].

2. Revisão bibliográfica

Algumas pesquisas buscaram entender os parâmetros que

Figura 1 - Componentes geradas pela protensão (Naaman (1))

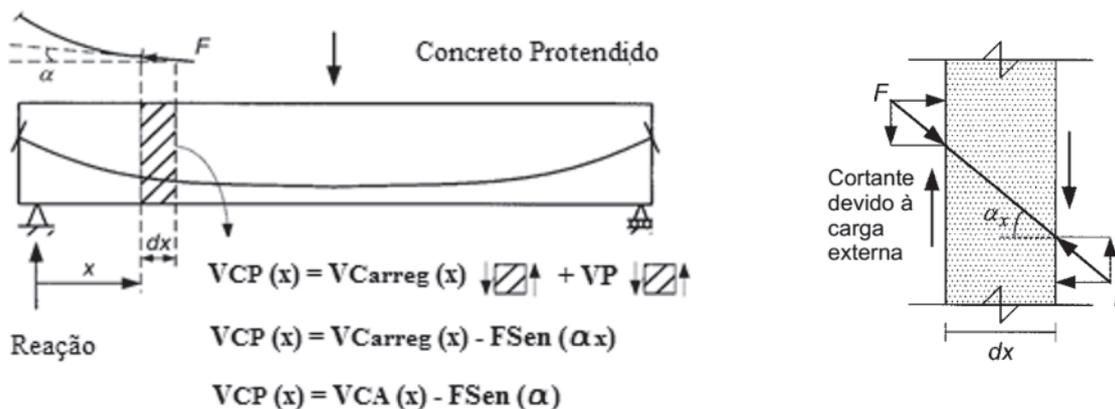


Tabela 1 - Variáveis e modos de ruptura das vigas de LASKAR e HSU (6)

Vigas	I (mm)	D (mm)	b_f (mm)	b_w (mm)	f'_c (MPa)	a/d	Traç.	ρ_w (%)	s (mm)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	Modo ruptura
B1	7620	568	150	50	72,4	1,61	R	0,17	250	840,2	892	Cisalh. alma
B2					74,5	1,61	R	0,95	178	1040,8	1106	
B3					64,6	1,61	P.	0,95	178	1014	1077	Flexo-cisalh.
B4					71,0	4,29	R	0,17	250	430	470	
B5					64,5	4,29	P	0,17	250	450	490	

R - traçado do cabo reto; P - traçado do cabo parabólico

influenciam na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido. Laskar e Hsu [6], estudaram o comportamento ao cisalhamento de cinco vigas de concreto protendido, com 7620 mm de comprimento, f'_c médio de 70,5 MPa, seção transversal e altura útil de 568 mm, tendo como variáveis a taxa de armadura transversal, o traçado do cabo de protensão e a relação vão altura útil (a/d). As vigas B1, B2 e B4 apresentaram traçado reto e foram projetadas para o modo de ruptura por cisalhamento, com relação a/d (1,61), e as vigas B3 e B5, com traçado parabólico, também com ruptura por cisalhamento, apresentaram relação a/d (4,29). A taxa de armadura transversal das vigas variou de $\rho_w = 0,17\%$ para as vigas B1, B4 e B5 e de $\rho_w = 0,95\%$ para as vigas B2 e B3. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de ensaio, além das cargas últimas experimentais e os modos de ruptura.

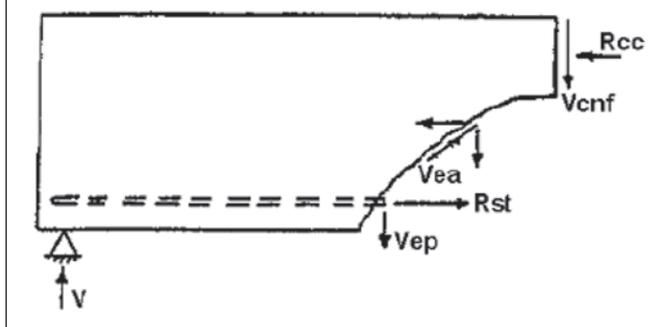
Observou-se que as tensões de fissuração foram maiores para as B1 e B2, com traçado do cabo reto, quando comparadas com as vigas com traçado parabólico, B3 e B5, devido a componente horizontal dos cabos. As vigas com traçado parabólico se mostraram mais eficientes em relação as vigas com traçado reto no combate ao esforço cortante reduzindo em torno de 10% o cortante solicitante das vigas em relação as vigas com traçado reto. Os resultados experimentais mostraram também que as vigas apresentaram dois modos de ruptura, segundo a norma norte americana ACI 318/2011:

Flexo-Cisalhamento (*Flexure Shear*) e Cisalhamento na Alma (*Web Shear*). As vigas que romperam em cisalhamento na alma apresentaram ruptura frágil, enquanto que as vigas que romperam em flexo-cisalhamento apresentaram ruptura dúctil. As vigas com relação a/d de 4,29 apresentaram ruptura dúctil quando comparadas às vigas com a/d de 1,61, mostrando a forte influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento de vigas protendidas. As vigas B1 e B2, que apresentaram como variáveis apenas a taxa de armadura transversal, apresentaram ruptura frágil devido à baixa relação a/d , sendo que a resistência da viga B1 foi 30% maior que da viga B2. MacGREGOR [7] avaliou a influência do traçado do cabo de protensão na resistência ao cisalhamento de vinte e duas vigas de concreto protendido, com ângulo de inclinação medido do centro geométrico da armadura de protensão, na seção central, até o eixo longitudinal da viga, variando de zero a dez graus. A Tabela 2 apresenta as características das vigas ensaiadas por MacGREGOR [7]. O comportamento das vigas após a formação da fissura inicial (estado de descompressão), foi alterado de acordo com a inclinação dos cabos. Para vigas com maiores inclinações dos cabos ocorreu um ganho médio de resistência de 25%, da formação da primeira fissura até a ruptura, quando comparada com as demais vigas de menores inclinações. Para as vigas com menores inclinações não houve aumento significativo de carga, da formação da primeira

Tabela 2 - Características das vigas de MacGREGOR (7)

Vigas	f'_c (MPa)	b_f (mm)	b_w (mm)	d (mm)	σ_p (MPa)	Φ (Grau)	N° cabos
AD.14.37	22.5		152		742	6.45	11
B.14.34	18.2				805	0.00	12
B.14.41	20.0				805	0.00	12
BD.14.18	43.0				861	2.70	13
BD.14.19	43.0				784	5.00	12
BD.14.23	26.6				693	10.00	11
BD.14.26	24.0				812	10.00	11
BD.14.27	24.0				777	2.22	11
BD.14.28	23.0				826	1.53	11
BD.24.32	18.6		80		770	1.88	11
BD.14.34	18.0	152		254	770	6.28	11
BD.14.35	20.0				770	2.38	11
BD.14.42	26.0				567	6.45	11
BV.14.30	28.0				861	3.25	11
BV.14.32	26.0				784	3.25	12
BV.14.34	25.0				868	2.70	12
BV.14.35	23.5				805	5.36	12
BV.14.42	20.0				840	6.80	13
CD.13.23	26.5				840	0.00	12
CD.13.24	25.0				784	3.40	12
CD.13.25	24.0		45		826	2.85	12
CD.14.34	17.5				735	1.88	11

Figura 2 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (ACI-ASCE Committee 426 (8))



fissura até a ruptura. Isso ocorreu devido à componente horizontal, para os cabos com menores inclinações, ser maior que para os cabos com maiores inclinações, levando ao aumento das tensões que causam as fissuras nas vigas com cabos de menores inclinações.

2.1 Comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto protendido

A capacidade resistente ao cisalhamento de uma viga de concreto protendido pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares descritos a diante, e outra resistida pela armadura transversal. Uma viga, mesmo sem armadura transversal apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante. A Figura 2 mostra as várias componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco, segundo o ACI-ASCE Committee 426 [8].

Para estruturas de concreto armado submetidas a forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos esquemas capazes de transmitir esforços entre as seções como o efeito do concreto não fissurado (*cantilever action*), sendo que este mecanismo ocorre em trechos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada); o en-

grenamento dos agregados (*aggregate interlock*), que ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura, e a contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies; o efeito de encavilhamento da armadura (*dowelaction-effect*), onde a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra, sendo que a força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura; e o efeito de arco (*archingaction*), que é um mecanismo que ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos e confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente. Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade deste efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga, onde a é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e d é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração. Vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras impedem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga.

2.2 ACI 318

Segundo o ACI 318 [3], a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido é baseada no modelo de analogia de treliça modificada, onde V_n é resistência nominal ao cisalhamento, obedecendo a condição de ser maior que o esforço cortante de cálculo na seção considerada V_u , sendo apresentada nas equações 1 e 2.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (1)$$

$$V_n = \phi n V_c + \phi n V_s \quad (2)$$

Onde:

ϕ : fator de redução: 0,75;

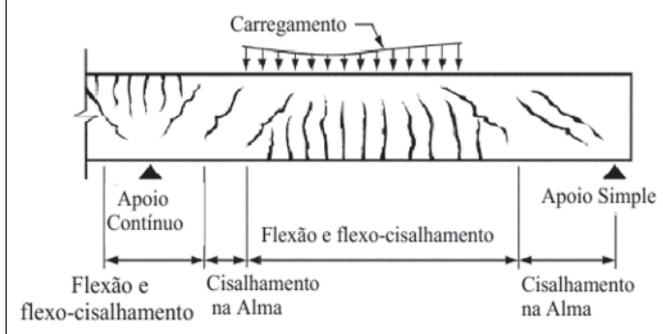
V_c : parcela proveniente do concreto;

V_s : parcela proveniente da armadura transversal.

O cálculo da parcela V_c é baseado no padrão de fissuração mostrado na Figura 3, onde o esforço V_{ci} é responsável pelo surgimento de fissuras de flexão e o esforço V_{cw} pelo surgimento das fissuras de cisalhamento na alma, sendo calculados segundo as equações 3 e 4. O valor da parcela V_c será o menor entre os dois.

$$V_{ci} = \left(0.05n\lambda n\sqrt{f_c}nb_wnd_p + V_d + \frac{V_i n M_{cre}}{M_{max}} \right) > \left(0.14n\sqrt{f_c}nb_wnd \right) \quad (3)$$

Figura 3 – Padrão de fissuração para vigas de concreto armado (ACI 318(3))



$$V_{cw} = (0.29n\lambda n\sqrt{f_c} + 0.3nf_{pc})nb_wnd + V_p \quad (4)$$

Onde:

λ : fator de modificação das propriedades mecânicas do concreto, igual a 1;

f_c : resistência à compressão do concreto;

b_w : largura do elemento;

d_p : distância da fibra extrema mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão, mas não menor que $0,8 \cdot h$;

$V_{d'}$: cortante na seção considerada devido ao peso próprio;

$V_{d''}$: cortante na seção considerada devido ao carregamento externo ocorrendo simultaneamente com M_{max} ;

M_{max} : momento máximo na seção devido ao carregamento;

M_{cr} : momento que gera fissuras de flexão na seção devido ao carregamento;

f_{pc} : tensão de compressão do concreto, no centroide da seção transversal, que resiste ao carregamento externo;

V_p : componente vertical da força de protensão.

2.3 EUROCODE 2

O EUROCODE 2 [4] especifica dois métodos de cálculo para a resistência ao cisalhamento como função da presença ou não de armadura transversal. Para elementos sem armadura de cisalhamento (Equação 5) a resistência é expressa em termos de V_c . Para elementos com armadura de cisalhamento, a resistência é o maior valor entre V_{Rds} e $V_{Rd,max}$, apresentados nas Equações 6 e 7.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k k_n (100 n p_l n f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 n \sigma_{cp} \right] n b_w n d \quad (5)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} n z n f_{ywd} n c o t \theta \quad (6)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} n b_w n z n v n f_{cd}}{c o t \theta + t g \theta} \quad (7)$$

Onde:

$V_{Rd,c}$: resistência ao cisalhamento de cálculo de elementos sem armadura de cisalhamento;

$V_{Rd,s}$: parcela proveniente da armadura transversal;

$V_{Rd,max}$: valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida;

$C_{Rd,c}$: fator com valor recomendado de $(0,18/\gamma_c)$, com d em mm;

p_l : taxa de armadura longitudinal;

k_1 : fator com valor recomendado de 0,15;

σ_{cp} : tensão de compressão do concreto devido à protensão, em MPa;

d : altura útil da seção transversal, sendo do centro de gravidade da armadura de protensão até a fibra mais comprimida, em mm;

A_{sw} : é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

s : espaçamento dos estribos;

z : braço de alavanca, $0,9 d$, com d em mm;

f_{ywd} : tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento;

v : 0,5 para MPa e 0,6 para MPa, desde que a tensão na armadura de cisalhamento seja menor ou igual a 80% da tensão de escoamento característica.

2.4 NBR 6118

A NBR 6118 [5] apresenta dois modelos de cálculo baseados na analogia em modelo de treliça, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por um a componente adicional V_c . O modelo I, considera a verificação da diagonal comprimida V_{Rd2} (Equação 8) e da diagonal tracionada V_{Rd3} (Equação 9). A inclinação da biela é de $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$V_{Rd2} = 0.27 n \alpha_v n f_{cd} n b_w n d \quad (8)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (9)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$;

$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)$;

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} (1 + M_o/M_{sd,max}) \leq 2 V_{c0}$ na flexo-compressão;

$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

O modelo II, também considera a verificação da diagonal comprimida V_{Rd2} (Equação 10) e da diagonal tracionada V_{Rd3} (Equação 11). Neste caso, a inclinação da biela varia entre 30° e 45° .

$$V_{Rd2} = 0,54 n \alpha_v n f_{cd} n b_w n d n \sin^2 \theta (c o t \alpha + c o t \theta) \quad (10)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

Tabela 3 – Características das vigas

Viga	d (mm)	e _p (mm)	A _s (mm ²)	A _p (mm ²)	c _s (mm)	c _p (mm)	f _{ck} (MPa)	E _s (GPa)	E _p (GPa)	θ (Grau)	Tr
VCPR-0	361	180	942	101	20	45	30	210	195	0	R
VCPP-0										16	P
VCPR-250										0	R
VCPP-250										16	P
VCPR-150										0	R
VCPP-150										16	P

d_p – altura útil da viga; e_p – excentricidade do cabo de protensão no meio do vão; c_s – cobrimento do cabo de protensão no meio do vão; R – traçado do cabo reto; P – traçado do cabo parabólico; θ – inclinação do cabo de protensão

Tabela 4– Propriedades mecânicas do concreto

Propriedade mecânica	Experimental			Teórico (NBR 6118(5))		
	f _{c, exp} (MPa)	f _{ct, exp} (MPa)	E _{sec, exp} (GPa)	f _{c, teor} (MPa)	f _{ct, teor} (MPa)	E _{sec, teor} (GPa)
Resistência à compressão	31,0	-	-	-	-	-
Resistência à tração	-	3,01	-	30,0	2,0	26,1
Módulo de elasticidade	-	-	25,0	-	-	-

Onde:.

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot sen\alpha$$

V_c = 0 nos elementos estruturais traçados quando a linha neutra se situa fora da seção;

V_c = V_{c1}, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

V_c = V_{c1} (1 + M_o/M_{Sd,max}) < 2 · V_{c1}, na flexo-compressão, com:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0}$$

V_{c1} = 0 quando V_{Sd} = V_{Rd2}, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

3. Programa experimental

3.1 Característica das vigas

Foram ensaiadas seis vigas de concreto protendido utilizando o sistema com cordoalha engraxada, com dois traçados para os cabos de protensão, reto e parabólico, e variações na taxa de armadura de cisalhamento (estribos verticais). As vigas apresentaram seção transversal de (150 x 450) mm², comprimento de 2400 mm e vão ensaiado de 2000 mm, armaduras longitudinais e propriedades mecânicas do concreto iguais (mesma betonada). Das seis vigas, três apresentaram cabos com traçado reto e três com traçado parabólico, sendo que uma viga de cada grupo apresentou armadura transversal apenas nos apoios e pontos de aplicação de carga, e as demais apresentaram estribos de 5,0 mm de diâmetro a cada 250 mm e 150 mm. As posições dos cabos de traçado reto foram iguais, assim como as dos cabos parabólicos e suas

inclinações, viabilizando comparações entre vigas com mesma taxa de armadura de cisalhamento e traçado dos cabos. Assim, a influência do traçado dos cabos na resistência ao cisalhamento foi verificada comparando-se os resultados experimentais das vigas VCPR-0 e VCPP-0, VCPR-250 e VCPP-250, VCPR-150 e VCPP-150. Assumindo que quanto maior a força aplicada no cabo maior será esse acréscimo, o cabo foi carregado até seu limite admissível de tração para evidenciar sua influência. A Tabela 3 e a Figura 4 apresentam as características e detalhes das vigas.

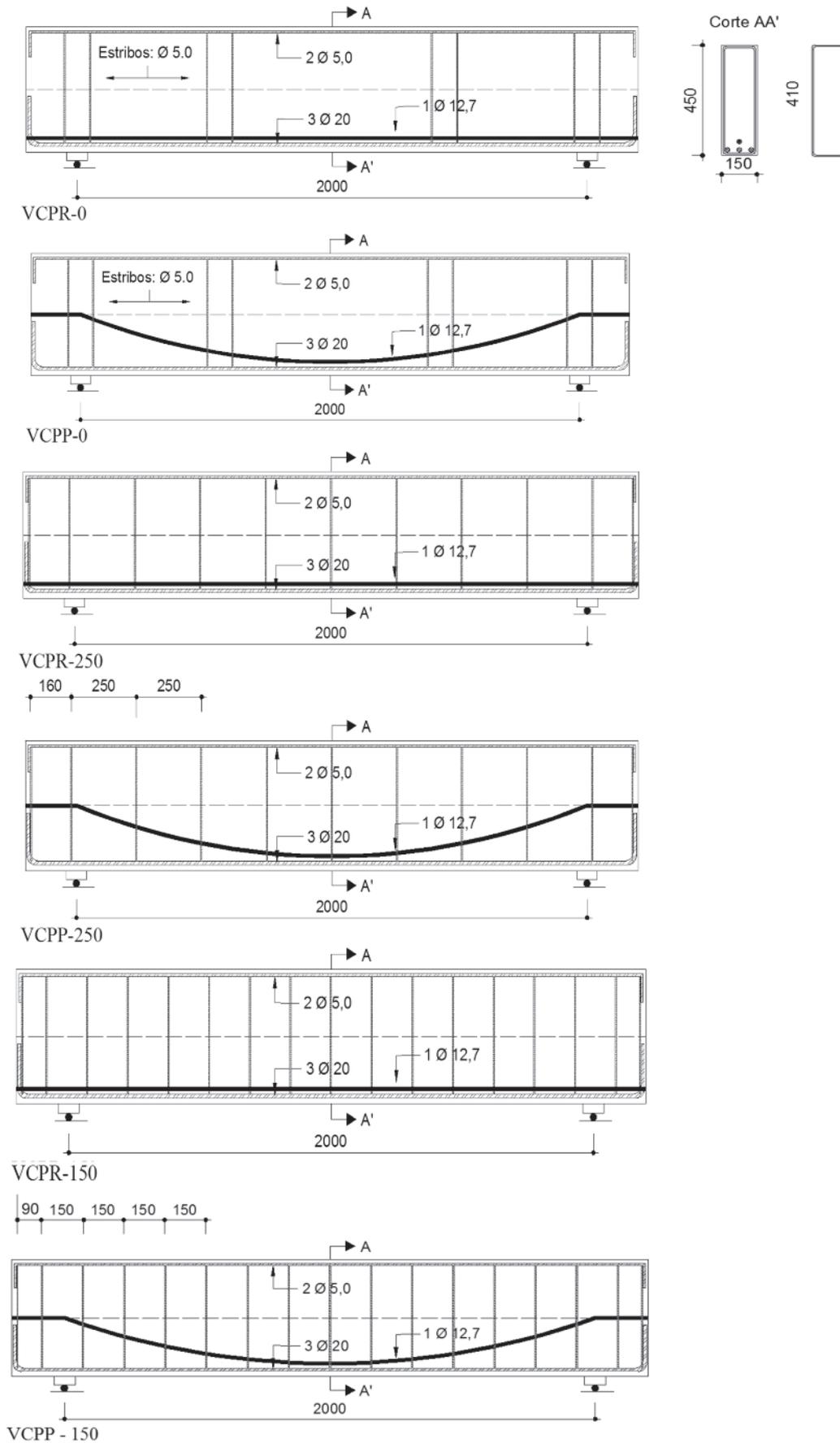
3.2 Propriedades do concreto

As resistências à compressão, à tração e módulo de elasticidade do concreto foram obtidas experimentalmente através do rompimento de corpos-de-prova cilíndricos moldados segundo a NBR 5738 [9], simultaneamente à concretagem das vigas, sendo retirados três corpos-de-prova cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de

Tabela 5 – Propriedades dos aços de diâmetro 5,0 mm e 20,0 mm

φ (mm)	f _{ys} (MPa)	f _u (MPa)	ε _{ys} (‰)	E _s (GPa)
5,0	597,0	602	4,6	229,6
20,0	580,0	623	2,8	207,1

Figura 4 - Detalhes das vigas



comprimento para a realização de cada um dos os ensaios previstos, totalizando nove corpos-de-prova. A determinação da resistência à compressão seguiu o estabelecido pela NBR 5738 [9] e a determinação da resistência à tração por compressão diametral seguiu o estabelecido pela NBR 7222 [10], e o módulo de elasticidade secante foi estabelecido de acordo com a NBR 8522 [11]. A Tabela 4 apresenta os resultados das propriedades mecânicas do concreto.

3.3 Propriedades das armaduras

Os valores médios das tensões de escoamento e de ruptura, da deformação de escoamento e do módulo de elasticidade das seis amostras de barras de aço com diâmetro 20,0 mm e 5,0 mm das armaduras de flexão e transversal, respectivamente, são apresentados na Tabela 5. Adicionalmente, todas as amostras atenderam aos critérios de ductilidade da NBR 7480 [12], que admite que a tensão de ruptura f_u do aço utilizado seja, no mínimo, igual a $1,10 f_{ys}$. Os dados das propriedades mecânicas das monocordoalhas engraxadas foram obtidos do catálogo da fabricante

Tabela 6- Propriedades mecânicas da monocordoalha engraxada

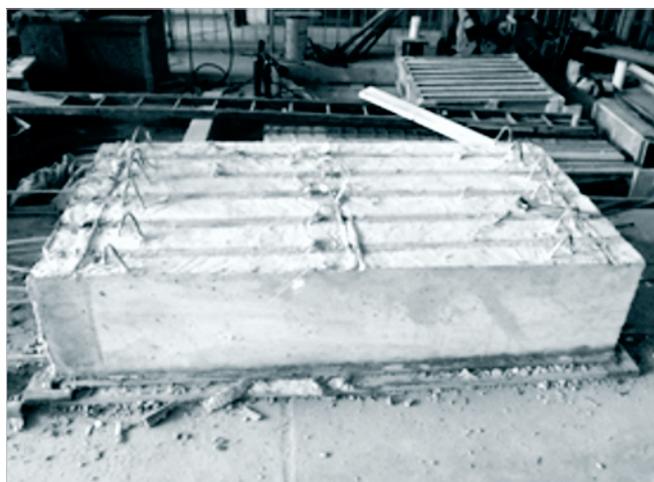
Diâmetro nominal (mm)	12,7
Área da seção transversal (mm ²)	101,0
Módulo de elasticidade (kN/mm ²)	203,0
Limite de resistência à tração (kN)	187,0
Força máxima de protensão (kN)	150,0
Força na ancoragem (kN)	131,0

CIA Siderúrgica Belgo Mineira e são apresentados na Tabela 6.

3.4 Execução das vigas

Após a confecção das fôrmas de madeira e aplicação de

Figura 5 – Processo executivo das vigas



desmoldante, as armaduras passivas e ativas receberam espaçadores e foram posicionadas cuidadosamente visando a padronização dos cobrimentos das armaduras e, conseqüentemente, das alturas úteis das vigas. Tanto para as vigas com cabo reto quanto para as vigas com cabo parabólico foi adotado um cobrimento de

50 mm do ponto central do cabo ao fundo das vigas. As vigas e os corpos-de-prova foram então concretados simultaneamente utilizando-se o mesmo concreto, da mesma betonada, sendo lançado e adensado com vibradores de imersão com diâmetro da agulha de 32 mm para as vigas e 25 mm para os corpos-de-prova

Figura 6 - Instrumentação das vigas com traçado parabólico

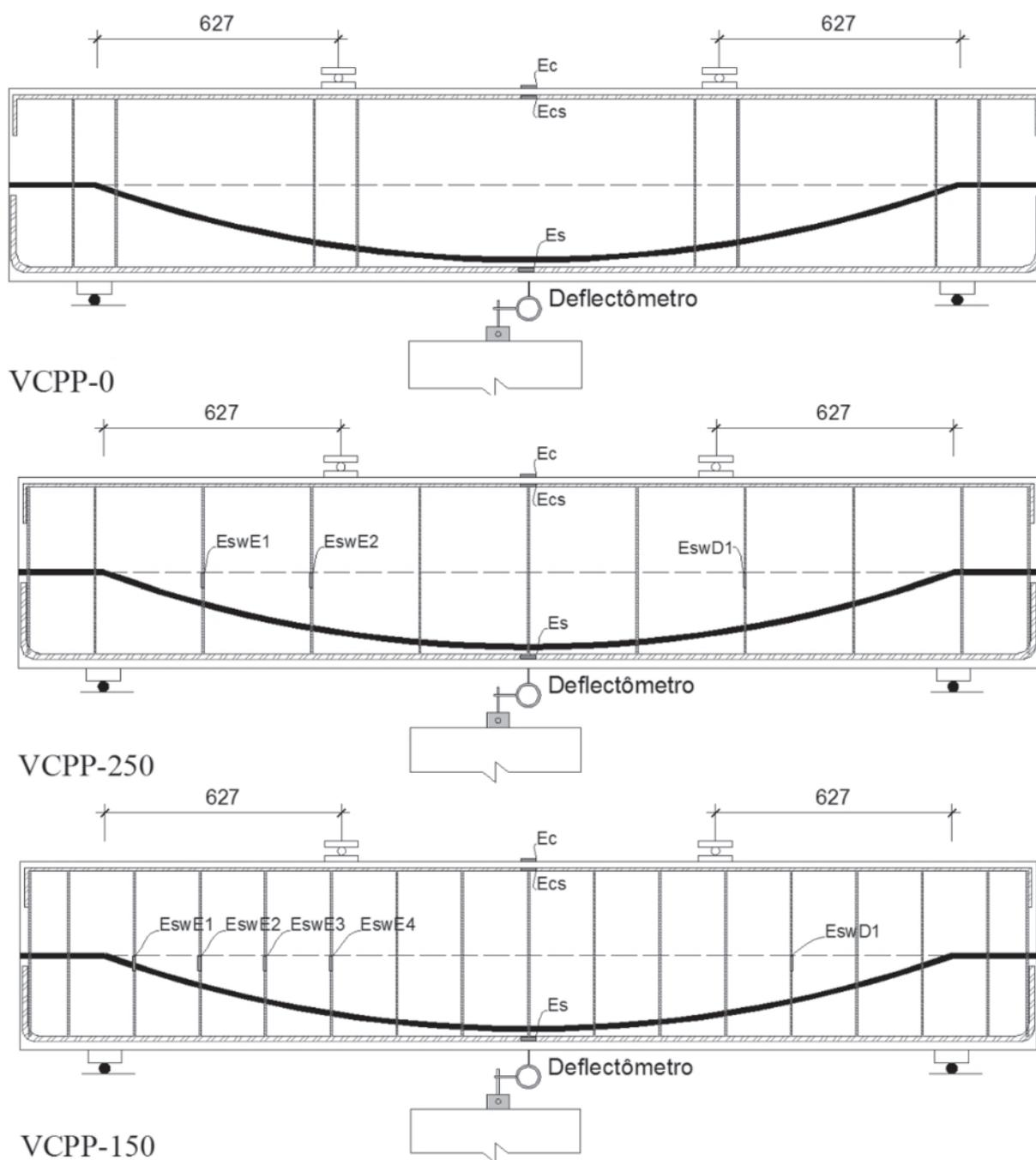
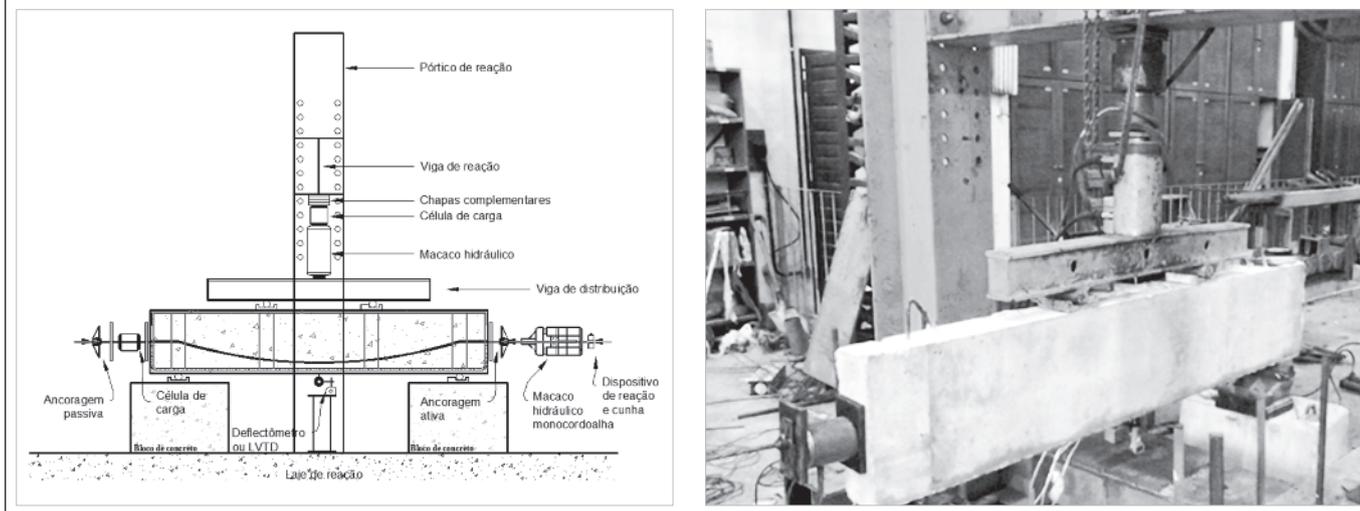


Figura 7 – Sistema de ensaio



e, após 4 horas, iniciou-se o processo de cura com sacos de anagem umedecidos, tanto das vigas quanto dos corpos-de-prova. A desforma aconteceu 7 dias após a concretagem. A Figura 5 mostra o processo executivo das vigas.

3.5 Instrumentação

Para monitoramento do comportamento das vigas ao longo do ensaio, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência no concreto e nas armaduras de flexão e transversal. Foram utilizados 28 extensômetros elétricos no aço, incluindo armadura passiva e transversal, 06 extensômetros elétricos no concreto e 06 extensômetros no porta estribo, totalizando 40 extensômetros, além de 01 defletoímetro por viga, para a observação da evolução das flechas geradas pela protensão e pelo carregamento. A Figura 6 mostra a instrumentação das vigas.

3.6 Sistema de ensaio

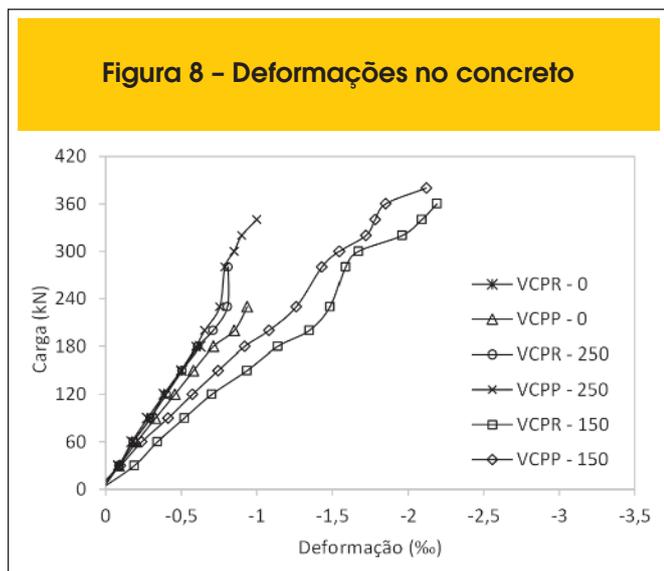
O ensaio das vigas foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará. O primeiro passo foi montar o sistema de ensaio de quatro pontos (ensaio de Stuttgart), posicionando as vigas em apoios de primeiro e segundo gênero montados em blocos de concreto, que por sua vez foram apoiados sobre a laje de reação do laboratório. Em seguida o sistema de aquisição de dados, *ALMEMO® 5690-2M*, da *Ahlborn*, compatível com o software *AMR WinControl*, foi conectado a todos os extensômetros da viga, seguido da montagem do macaco e da célula de carga no pórtico de reação e na ancoragem passiva da viga. O ensaio inicia com a tração do cabo. A protensão foi realizada por meio de um macaco hidráulico monocordoalha com capacidade de 200 kN, em incrementos de 10 kN até atingir a força final de 120 kN, após todas as perdas. Inicialmente o cabo foi tracionado até 150 kN, já prevendo as perdas devido ao tamanho reduzido

Tabela 7 – Forças e perdas de protensão

Viga	Protensão		Perdas imediatas na protensão (%)	Re-protensão		Perdas imediatas na re-protensão (%)	P_0 (kN)	P_{OF} (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)		P_{ri} (kN)	P_F (kN)			
VCPR-0	149	105	29,6	152	119	21,7	113,0	129
VCPP-0	148	88	40,5	150	125	16,6	124,0	135
VCPR-250	152	102	32,9	151	121	19,9	120,5	127
VCPP-250	151	91	39,7	149	115	22,8	114,0	136
VCPR-150	150	109	27,3	149	118	27,5	117,0	124
VCPP-150	150	84	44,0	150	121	19,3	118,0	137

P_{pi} – força de protensão inicial sem perdas imediatas; P_{p0} – força de protensão após as perdas imediatas; P_{ri} – força de re-protensão inicial sem perdas imediatas; P_F – força de re-protensão após as perdas imediatas; P_0 – força de protensão no início do ensaio; P_{OF} – força de protensão próximo a ruptura

Figura 8 – Deformações no concreto



das vigas, por acomodação da cunha e deslizamento da armadura, que variou em torno de 30 % a 41 %. Após estas perdas, houve a necessidade da etapa de reprotensão. A etapa de re-protensão consistiu em tracionar novamente o cabo até 150kN. Com a tração do cabo, a ancoragem se desprendia da chapa deixando uma folga, que foi preenchida com pequenas chapas para evitar o retorno da ancoragem e a consequente perda de força no cabo. Este controle foi visual, considerando procedimento satisfatório quando a folga não era mais visível.

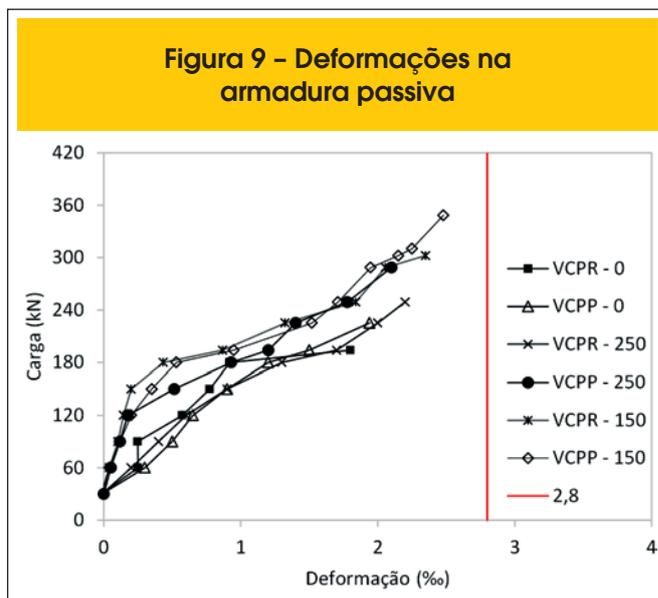
Imediatamente após a etapa de protensão iniciou-se a etapa de aplicação de carga nas vigas. As cargas sob a viga foram aplicadas em dois pontos equidistantes, caracterizando como um ensaio de quatro pontos, aplicado por um macaco hidráulico, com capacidade de 1000 kN, que reagiu sobre a viga de reação do pórtico do laboratório. O macaco hidráulico aplicou o carregamento, até a ruína da peça, em uma viga metálica que por sua vez transferiu está carga para dois pontos na viga. O monitoramento do carregamento aplicado foi feito por uma célula de carga padrão de capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN, conectada a um leitor de célula para indicar a magnitude do carregamento. A Figura 7 mostra o sistema de ensaio

4. Resultados e discussões

4.1 Forças de protensão e perdas imediatas

Os cabos que mais apresentaram variações nas forças de protensão foram os cabos com perfil parabólico (vigas VCPP-0 , VCPP-250 e VCPP-150) devido aos desvios no cabo, com perda imediata média de 41,4 %, sendo maior que os cabos com perfil reto (VCPR-0, VCPR-250 e VCPR-150), que apresentaram perdas imediatas médias na ordem de 29,9 %. As perdas chegaram a este valor devido ao tamanho reduzido das vigas, a elevada força no cabo e o método manual de cravação da cunha (acomodação da cunha). O tamanho reduzido e a elevada tração no cabo fez com que o esforço nas ancoragens ficasse muito elevado necessitando de um maior trabalho das cunhas, aumentando sua acomodação. Na reprotensão o valor médio das perdas ficou entre 23%

Figura 9 – Deformações na armadura passiva



e 19,5 % para as vigas com cabos de perfil reto e parabólico, respectivamente. Observou-se, também, que durante a aplicação do carregamento na viga, houve aumento gradativo da força no cabo de protensão, sendo os maiores aumentos observados nas vigas com cabo de perfil parabólico. A Tabela 7 apresenta os valores das forças aplicadas em todos os cabos das seis vigas durante as etapas de protensão e re-protensão, assim como os valores das perdas imediatas nas duas etapas.

4.2 Deformações do concreto

Observou-se que as tensões nas vigas foram invertidas nas bordas, gerando tração na borda superior, muito próxima da resistência à tração do concreto, e compressão de (-7,4 MPa) na borda inferior. As maiores deformações de tração, medidas na borda superior da viga, ocorreram no ato da protensão, com valores de 0,044‰, 0,060‰, 0,045‰, 0,07‰, 0,038‰, 0,065‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. Durante o ensaio das peças, nenhuma das vigas ultrapassou o limite convencional de deformação no concreto de ruptura na flexão, estabelecido pela NBR 6118 [5] de 3,5 ‰, logo, não sendo observado o esmagamento do concreto. A Figura 8 mostra as deformações medidas pelo extensômetro do concreto.

4.3 Deformações da armadura longitudinal

Não houve escoamento da armadura passiva de flexão em nenhuma das seis vigas, apesar das elevadas cargas de ruptura das vigas. Isso se deve a contribuição da armadura ativa na resistência à flexão das vigas, visto que o aço das cordoalhas são aços especiais com valor de resistência à tração de 187 kN. As maiores deformações de tração nas barras de armadura passiva dispostas na direção longitudinal na seção do meio do vão foram de 1,8‰, 1,94‰, 2,2‰, 2,1‰, 2,34‰, 2,48‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. A Figura 9 mostra o diagrama carga x deformação para as armaduras de flexão.

Tabela 8 – Cargas últimas e modos de ruptura

Vigas	A_s (mm ²)	A_{sp} (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	P_u (kN)	Modo de ruptura
VCPR-0	942	101	-	-	194,4	Cisalhamento
VCPP-0			-	-	225,1	
VCPR-250			39,3	250	249,9	
VCPP-250			39,3	250	288,5	
VCPR-150			150	302,2		
VCPP-150			150	348,3		

4.4 Deformações da armadura transversal

É importante reforçar que as vigas VCPR – 0 e VCPP – 0 apresentaram armadura transversal apenas no apoio e pontos de aplicação de carga para evitar ruptura localizado, não sendo por

isso monitorados, sendo assim monitoras apenas as vigas VCPR – 250, VCPP – 250, VCPR – 150 e VCPP – 150. A Figura 10 mostra as curvas carga x deformação para as armaduras transversais. Em todas as vigas não foram verificadas deformações maiores que a de escoamento de $\epsilon_{ys}=4,6\%$. Os estribos mais solicitados

Figura 10 – Deformações das armaduras transversais das vigas

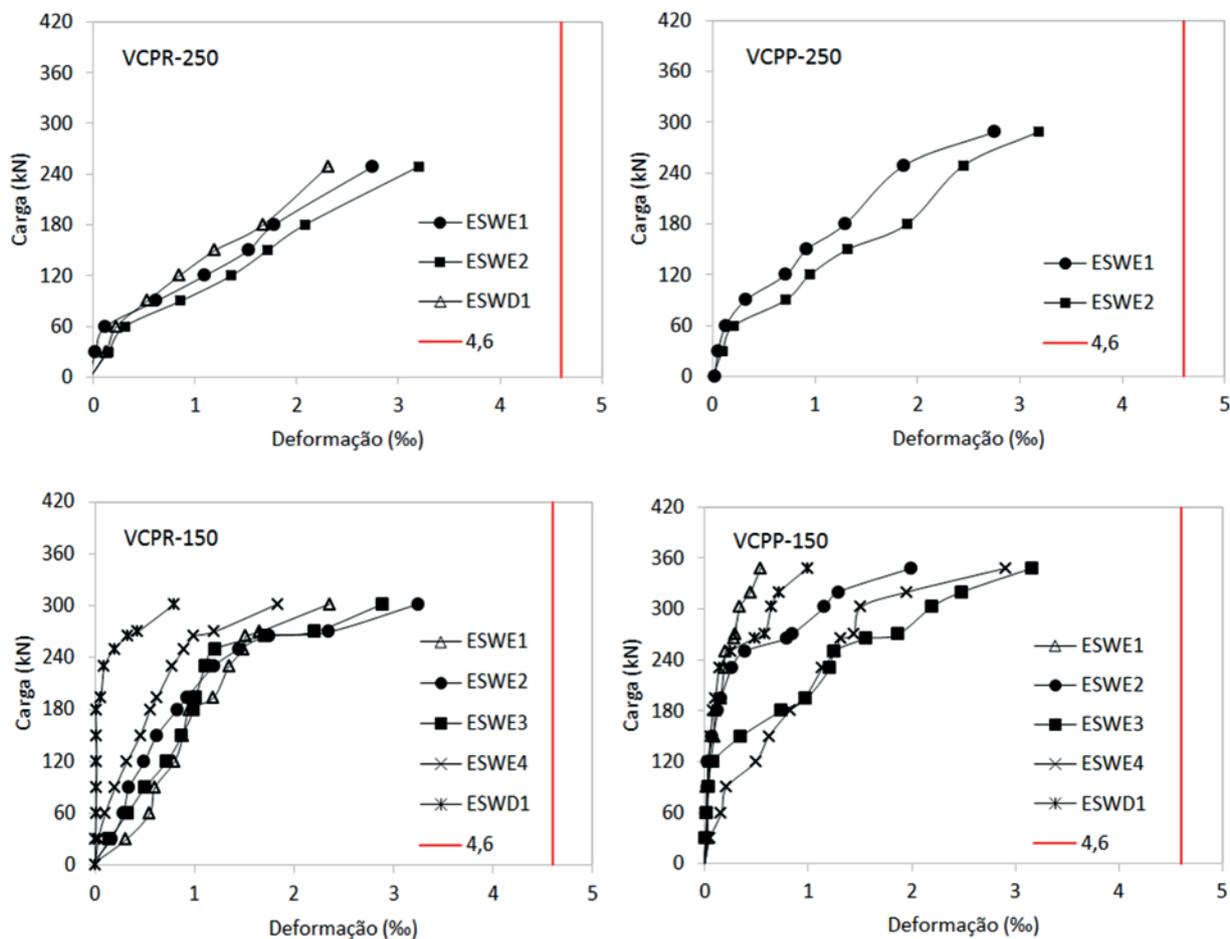


Tabela 9 – Resultados teóricos e experimentais

Viga	P _{flex} (kN)	NBR 6118 (5)		ACI 318 (3)		Eurocode 2 (2)	Experimental
		MOD. I (kN)	MOD. II (kN)	ACI FS (kN)	ACI WS (kN)	EC2 (kN)	P _u (kN)
VCPR-0	341,2	177,4	177,4	179,9	269,5	181,8	194,4
VCPP-0		242,7	242,7	246,1	269,5	248,0	225,1
VCPR-250		237,3	281,1	246,4	335,9	119,7	249,9
VCPP-250		302,6	346,4	312,6	335,9	185,8	288,5
VCPR-150		277,2	350,2	290,8	380,3	199,5	302,2
VCPP-150		342,5	415,5	356,9	380,3	265,6	348,3

ACI FS - ruptura em flexo-cisalhamento; ACI WS - ruptura por cisalhamento na alma

foram os estribos mais próximos ao carregamento, indicando que a trajetória de tensões ocorreu em um fluxo de inclinação menor de acordo com Leonhardt e Monnig [2], a protensão longitudinal introduz nas peças de concreto armado tensões de compressão que contribuem para a redução das tensões de tração (que ficam mais inclinadas com relação ao eixo da peça), de modo que as fissuras de cisalhamento configuram-se com menor inclinação, ficando a inclinação das bielas reduzidas à valores entre 15° e 30°.

4.5 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais das vigas protendidas foram medidos por meio de deflectômetros localizados na parte inferior da viga, no centro do vão, e são mostrados na Figura 11. A redução das flechas foi, também, obtida com a contra flecha gerada pela excentricidade da força de protensão. No ato da protensão, foram medidas contra flechas máximas de valores -0,32 mm, -0,20 mm, -0,35 mm, -0,43 mm, -0,32 mm, -0,37 mm, para as vigas VCPR-0, VCPP-0, VCPR-250, VCPP-250 VCPR-150, VCPP-150.

4.6 Cargas últimas e modos de ruptura

No decorrer dos ensaios, nenhuma das seis vigas ensaiadas alcançou a carga de escoamento da armadura passiva, como esperado, rompendo todas por cisalhamento. A Tabela 8 apresenta os valores das cargas últimas experimentais os modos de ruptura das vigas. Verificou-se a clara influência do traçado do cabo inclinado na resistência ao cisalhamento das vigas. A componente vertical gerada pela protensão, nas vigas com traçado parabólico, proporcionaram ganhos à capacidade resistente das peças, apresentando acréscimos de até 15%, para a série de vigas com estribo espaçados a cada 150 mm. Os cabos parabólicos tenderam a apresentar maiores ganhos de força ao final dos ensaios, em média 15% contra 8% dos cabos retos. Isto pode ter contribuído no combate às tensões de tração geradas pelas bielas e no engrenamento dos agregados nos carregamentos finais. A Figura 12 mostra o aspecto final das vigas.

5. Análise das estimativas normativas

A Tabela 9 apresenta os resultados teóricos ao cisalhamento

obtidos segundo as normas ACI 318[3], EUROCODE 2 [4] e NBR 6118 [5] e os resultados experimentais obtidos nos ensaios das seis vigas protendidas, e a Tabela 10 apresenta a relação entre a carga última experimental (P_u) e a carga última estimada (P_E). O método do ACI 318 [3] é baseado na média das tensões de cisalhamento e na profundidade total da seção transversal b_w.d. A parcela V_c na protensão, deve ser o menor valor entre V_{ci} e V_{cw} que são, respectivamente, ruína por flexo-cisalhamento (ACI FS) e ruína por cisalhamento na alma (ACI WS). Além da contribuição do concreto, também é levado em consideração a parcela referente à armadura de cisalhamento V_s. Para as vigas com cabo reto (VCPR – 0, VCPR – 250 e VCPR – 150), os resultados da estimativa para o método ACI FS, apresentaram relação P_u/P_E igual a 1,08, 1,01, 1,04, e para as vigas com traçado parabólico (VCPP – 0 VCPP – 250 e VCPP – 150), com relação P_u/P_E igual a 0,91, a 0,92 e 0,98, respectivamente. O método não considera, diretamente, a contribuição da componente horizontal V_p. A protensão é levada em consideração por meio de um momento que anula o momento solitante de cálculo, que depende da excentricidade do cabo de protensão em relação à linha neutra. Já o método baseado no modo

Figura 11 – Deslocamentos verticais das vigas

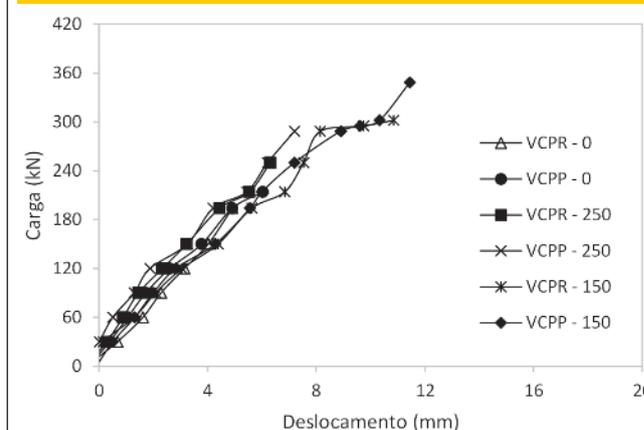


Figura 12 – Aspecto final das vigas

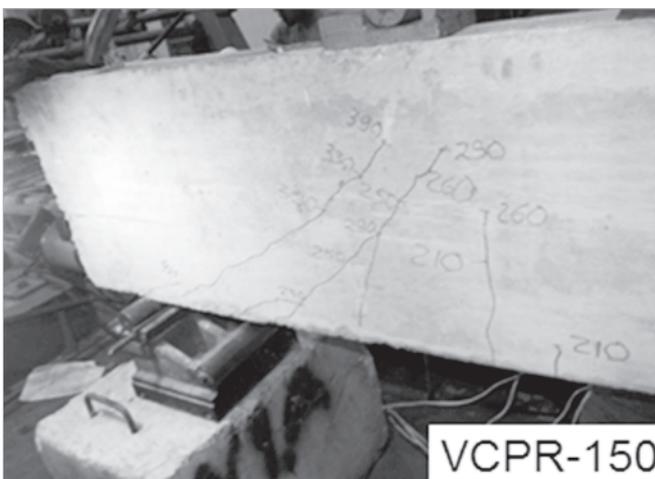
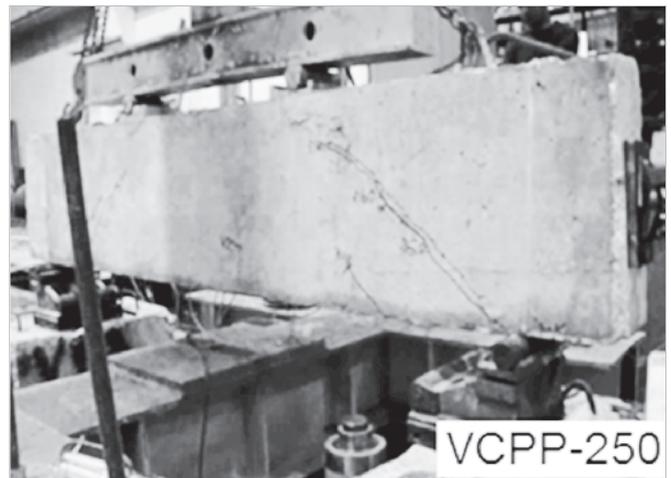
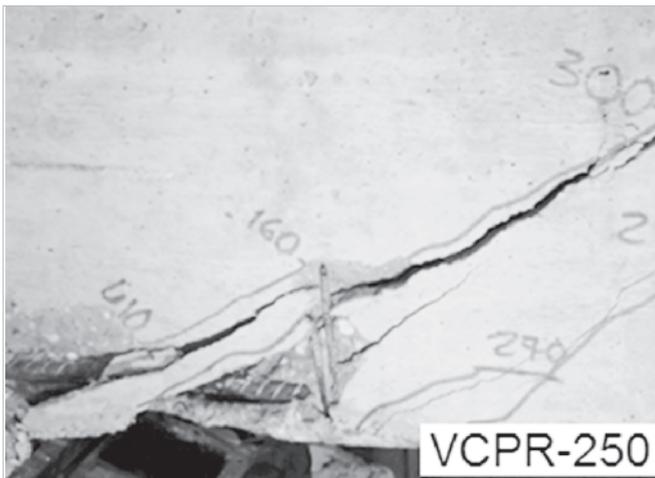
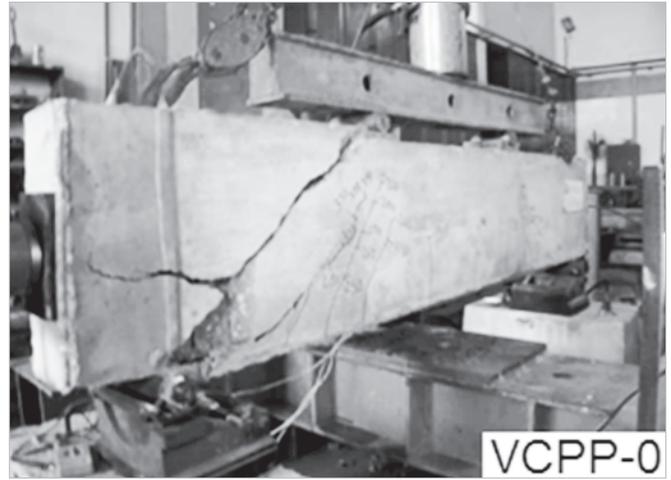
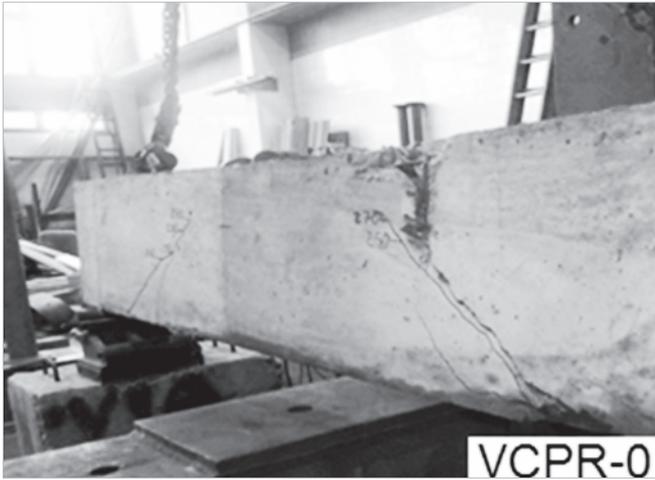


Tabela 10 - Variação da relação P_u/P_E

Vigas	NBR 6118 (2014)		ACI 318		Eurocode 2
	P_u/P_E MOD. I	P_u/P_E MOD. II	P_u/P_E ACI FS	P_u/P_E ACI WS	P_u/P_E EC2
VCPR-0	1,10	1,10	1,08	0,72	1,07
VCP-0	0,93	0,93	0,91	0,84	0,91
VCPR-250	1,05	0,89	1,01	0,74	2,09
VCP-250	0,95	0,83	0,92	0,86	1,55
VCPR-150	1,09	0,86	1,04	0,79	1,51
VCP-150	1,02	0,84	0,98	0,92	1,31

de ruptura por cisalhamento na alma (ACI WS), o efeito favorável da componente vertical é levado em consideração na equação. Por este método, as vigas com traçado reto apresentaram relação P_u/P_E igual a 0,72, 0,74, 0,92, e as vigas com traçado parabólico apresentaram relação P_u/P_E igual a 0,84, 0,86, 0,79. Como o ACI recomenda que seja adotado o menor valor entre V_{ci} e V_{cw} , para a parcela do concreto na resistência ao cisalhamento, em todas as vigas o valor usado foi o V_{ci} .

O procedimento do EUROCODE 2 [4] considera vigas com armadura de cisalhamento, onde a resistência é baseada no modelo de treliça, com variação do ângulo de inclinação da biela, e vigas sem armadura de cisalhamento, somente com a contribuição do concreto. Para as vigas com armadura de cisalhamento a norma europeia define a resistência como sendo o menor valor entre a parcela proveniente da armadura, V_{Rds} e o valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida, $V_{Rd,max}$, sem a contribuição do concreto na resistência. Para elementos sem armadura de cisalhamento, a protensão é considerada por meio da tensão devido a protensão σ_{cp} . A relação P_u/P_E para as vigas com cabo reto (VCPR -0, VCPR -250, VCPR -150), foi de 1,07, 2,09 e 1,51, respectivamente, e para as vigas com traçado parabólico (VCP -0, VCP -250, VCP -150), a relação P_u/P_E foi de 0,91, 1,55 e 1,31. A NBR 6118 [5] considera duas formulações de cálculo baseado no modelo de treliça e no esgotamento das diagonais tracionadas e comprimidas. O Modelo I considera a inclinação da biela de 45° e inclinação dos estribos entre 45° e 90°. O Modelo II considera a inclinação da biela variando entre 30° e 45° e a mesma variação da inclinação dos estribos para o modelo I. O efeito favorável da protensão é levado em consideração na relação entre o momento fletor que anula as tensões normais de compressão na borda da seção (M_0), e o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o maior valor do semitramo considerado. A relação P_u/P_E , para o modelo I, nas vigas com cabo reto (VCPR -0, VCPR -250, VCPR -150), foi de 1,10, 1,05 e 1,09, respectivamente, e para as vigas com traçado parabólico (VCP -0, VCP -250, VCP -150), a relação P_u/P_E foi de 0,93, 0,95 e 1,02, respectivamente. Para o modelo II, nas vigas com traçado reto, a relação P_u/P_E foi de 1,10, 0,89 e 0,86, e para as vigas com traçado parabólico, a relação P_u/P_E foi de 0,93, 0,83 e 0,84.

A tendência contra a segurança das estimativas das normas NBR 6118 e ACI, ou seja, empregando o Modelo II da NBR 6118 e a equação da ACI que considera a predominância do cisalhamento

na alma (ACI WS), pode estar associadas à imprecisão teórica e/ou experimental na consideração da inclinação da biela (30°) e da componente vertical da protensão, respectivamente. Entretanto, estas normas recomendam que sejam adotados os menores valores, resultando que as suas estimativas foram precisas, ou seja, o Modelo I da NBR 6118 e as considerações para o flexo-cisalhamento da ACI (ACI FS).

6. Conclusões

Vários aspectos do desenvolvimento do sistema pretendido foram discutidos neste artigo, como a contribuição da protensão do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas, a influência da protensão na redução de flechas e fissuras, as deformações das armaduras transversais, longitudinais e no concreto além de comparações dos resultados experimentais com os resultados estimados pelas normas ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] e da NBR 6118 [5]. Para os resultados experimentais apresentados é possível concluir que o traçado parabólico do cabo elevou em até 16% a resistência ao cisalhamento das vigas, com ou sem estribos. Já as estimativas normativas divergiram entre si com alguns resultados contra a segurança, mas ainda próximos e coerentes com os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa, exceto os resultados do EUROCODE 2 para as vigas com estribos, onde as estimativas foram demasiadamente conservadoras. Ressalta-se a necessidade de mais experimentos e análises criteriosas (computacional, banco de dados, etc.) para viabilizar o melhor entendimento do problema e uma avaliação mais justa das estimativas normativas.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, IPEAM e à CAPES pelo apoio financeiro em todas as etapas desta pesquisa.

8. Referências bibliográficas

- [1] NAAMAN, A. E. Prestressed Concrete. Analysis and Design: Fundamentals. 2ª Edition, 2004.
- [2] LEONHARDT, F., MONNIG, E. Concrete constructions, basic principles on reinforcement concrete reinforcements. São Paulo – SP. Interciência Ltda., Vol. 3, 1977, 2007.
- [3] ACI 318. Building Code Requirements for Structural Con-

- crete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [4] Eurocode 2, Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004.
 - [5] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 6118 – Design of reinforced concrete structures. Rio de Janeiro, 2014.
 - [6] LASKAR. A, HSU T.T.C, MO. Y. L. Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations. ACI Structural Journal, May-June, 2010.
 - [7] MACGREGOR, J. G., Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement. PhD thesis, University of Illinois, July, 1960.
 - [8] ACI-ASCE Committee 426 (1973). The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp. 1091-1187.
 - [9] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 5738 – Molding and cure of concrete proofs. Rio de Janeiro, 1994.
 - [10] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 7222 – Concrete and mortar – Tensile strength determination through diametric compression of cylindrical concrete proofs. Rio de Janeiro, 1994.
 - [11] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 8522 – Concrete – Determination of the elastic modulus and stress-strain curve. Rio de Janeiro, 2003.
 - [12] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS, NBR 7480 – Steel bars for reinforced concrete. Rio de Janeiro, 1996.