



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS PRÉ-FORMADAS DE
CONCRETO ARMADO À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO**

ENGº CIVIL JOSÉ GUILHERME SILVA MELO

Belém

2008



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS PRÉ-FORMADAS DE
CONCRETO ARMADO À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO**

ENGº CIVIL JOSÉ GUILHERME SILVA MELO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém

2008

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS PRÉ-FORMADAS DE CONCRETO ARMADO À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO

ENGº CIVIL JOSÉ GUILHERME SILVA MELO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA:

Professor Doutor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira (UFPA)
(Orientador)

Professor Doutor Ricardo José Carvalho Silva (UNIFOR)
(Examinador Externo)

Professor Doutor Alcebíades Negrão Macêdo (UFPA)
(Examinador Interno)

Professor Doutor Ronaldson José de F. M. Carneiro (UFPA)
(Examinador Interno)

Belém-PA, 20 de Junho de 2008.

A Deus.

*Aos meus pais pelo ensinamento cristão que dá perfeito entendimento à moral e à ética.
À Regina, Ana Paula e Alice pelo incentivo e compreensão.
Aos meus familiares e amigos pelo grande apoio.*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira pela orientação insubstituível ao desenvolvimento deste trabalho e de tecnologias inovadoras no campo de estruturas de concreto armado.

Ao Professor Alcebíades Macêdo, coordenador do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA (PPGEC), pelo apoio decisivo a este engenheiro “cinquentão” que se atreveu a fazer um mestrado.

Ao professor Remo Magalhães pelo “quase incoseqüente” convite ao mestrado em engenharia civil da UFPA e pela valiosa contribuição na parte teórica.

Aos professores da Faculdade de engenharia da UFPA, em especial aos professores do PPGEC pela disponibilidade dos seus conhecimentos e incentivo à execução deste trabalho.

Aos amigos do laboratório que muito me ajudaram nesta empreitada: Agleilson Reis, Andréia Barbosa, Bárbara Lavor, Carlos Rossi, Guilherme Salazar, Israel Baltazar, Kelly Nahum, Leonardo Lago, Luana Paixão, Mikhail Luczynski, Natasha Costa, Nínea Albuquerque, Ritermayer Monteiro, Valdemir Colares, Tiago Rodrigues e Vitor Branco.

Aos amigos Amaury Aguiar, Alexandre Vilhena, Bernardo Neto, Maurício Pina, Sandro Damasceno e Shirley Mello pela especial ajuda na elaboração deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, que auxiliaram para o desenvolvimento desta pesquisa, em especial ao técnico Urbano e ao colega Wellington da Saenge Serviços de Construção e Projetos Ltda.

Aos amigos André Heijligers, Juca Gonçalves, Hélio Fronczak e José Van Nahmen pelo apoio logístico e incentivo.

SUMÁRIO

Capítulo		Página
SUMÁRIO		v
LISTA DE FIGURAS		ix
LISTA DE TABELAS		xv
LISTA DE SÍMBOLOS		xvi
RESUMO		xviii
ABSTRACT		xix
1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Justificativa	3
1.3	Objetivos	4
1.4	Estrutura do trabalho	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Elementos pré-moldados	6
2.1.1	Elementos pré-moldados de seção completa	6
2.1.2	Elementos pré-moldados de seção parcial	8
2.2	Elementos pré-formados	8
2.3	Trabalhos realizados	14
2.3.1	Vigas pré-moldadas	14
2.3.1.1	MASSONI (1996)	14
2.3.1.2	PRIOR et al. (1993)	26
2.3.1.3	FERREIRA (2001)	27
2.3.1.4	HAI TAN et al. (1997)	28
2.3.1.5	LEITE JÚNIOR (2000)	31
2.3.2	Vigas pré-formadas	37
2.3.2.1	SILVA FILHO et al. (2006)	37

2.3.2.2	SOUZA et al. (2006)	45
2.4	Prescrições Normativas	53
2.4.1	Considerações Iniciais	53
2.4.2	Dimensionamento de vigas à flexão	54
2.4.3	Dimensionamento das vigas ao cisalhamento	55
2.4.3.1	ACI 318	55
2.4.3.2	CEB – FIP MC90	57
2.4.3.3	NBR 6118	58
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	61
3.1	Considerações Iniciais	61
3.2	Características e formas das vigas	61
3.3	Armadura	63
3.3.1	Armadura de flexão	63
3.3.2	Armadura de cisalhamento	65
3.4	Instrumentação	69
3.4.1	Deslocamentos	69
3.4.2	Deformações	69
3.4.2.1	Concreto	69
3.4.2.2	Armadura de flexão	70
3.4.2.3	Armadura de cisalhamento	72
3.5	Materiais	73
3.5.1	Concreto	73
3.5.1.1	Resistência à compressão	73
3.5.1.2	Resistência à tração	74
3.5.1.3	Módulo de elasticidade	74
3.5.2	Aço	75
3.5.2.1	Resistência à tração e módulo de elasticidade	75
3.6	Processo de fabricação das vigas	75
3.6.1	Formas de compensado	75

3.6.2	Concretagem das vigas	76
3.7	Sistema de ensaio e aplicação de carga	79
4	RESULTADOS DOS ENSAIOS	83
4.1	Considerações iniciais	83
4.2	Ensaio dos Materiais	83
4.2.1	Concreto	83
4.2.1.1	Resistência à compressão	83
4.2.1.2	Resistência à tração	84
4.2.1.3	Módulo de elasticidade	85
4.2.2	Aço	86
4.3	Ensaio das vigas	88
4.3.1	Deslocamentos verticais	88
4.3.2	Deformação na armadura de flexão	90
4.3.3	Deformação na armadura de cisalhamento	92
4.3.4	Deformação no concreto	94
4.3.5	Padrão de fissuração	98
4.3.6	Cargas e modos de ruptura e ruína	102
4.4	Análise dos resultados experimentais	104
4.4.1	Deslocamentos verticais	104
4.4.2	Deformações	104
4.4.2.1	Armadura de flexão	104
4.4.2.2	Armadura de cisalhamento	104
4.4.2.3	Concreto	105
4.4.3	Padrão de fissuração	105
4.4.4	Modos de ruptura	107
4.4.5	Cargas de ruptura e de ruína	108
4.4.6	Comparação com as estimativas normativas	109
4.4.6.1	ACI 318	109
4.4.6.2	CEB – FIP MC90	110

4.4.6.3	NBR 6118	111
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	113
5.1	Conclusões	113
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	114
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
	ANEXOS	118
	Anexo 1 – Deslocamentos verticais no centro das vigas (mm)	118
	Anexo 2 – Deformações na armadura de flexão (‰)	119
	Anexo 3 – Deformações na armadura de cisalhamento (‰)	120
	Anexo 4 – Deformações no concreto das vigas maciças e núcleo das vigas pré-formadas (‰)	121
	Anexo 5 – Deformações no concreto das cascas das vigas pré-formadas (‰)	122

LISTA DE FIGURAS

Figuras		Página
Figura 2.1	Equipamentos de montagem de pré-moldados (SILVA FILHO et al., 2006)	7
Figura 2.2	Montagem de estruturas pré-moldadas (SILVA FILHO et al., 2006)	7
Figura 2.3	Elementos pré-moldados de seção parcial (ARAÚJO, 1997)	8
Figura 2.4	Esquema de fabricação de elementos pré-formados	9
Figura 2.5	Fabricação de elementos pré-formados	9
Figura 2.6	Armazenagem, transporte e montagem de elementos pré-formados	10
Figura 2.7	Ligações de vigas pré-formadas com pilar	11
Figura 2.8	Ligações entre vigas pré-formadas, durante a montagem e após a desforma	11
Figura 2.9	Estrutura pré-formada de um centro comunitário em Belém - PA	12
Figura 2.10	Estrutura pré-formada de uma escola em Belém - PA	12
Figura 2.11	Poço de visita em elementos pré-formados	13
Figura 2.12	Arrimo em elementos pré-formados em Benevides-PA	13
Figura 2.13	Muro do Parque Ambiental de Belém em elementos pré-formados	13
Figura 2.14	Elementos pré-formados tipo viga e laje treliçada	14
Figura 2.15	Esquema de fabricação da viga convencional (MASSONI, 1996)	16
Figura 2.16	Esquema de fabricação da forma de argamassa armada da viga experimental 1 (MASSONI, 1996)	16
Figura 2.17	Esquema de dobra e rejuntamento da forma estrutural e concretagem da viga experimental 1 (MASSONI, 1996)	17
Figura 2.18	Posicionamento dos apoios e das cargas nas vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)	18
Figura 2.19	Deslocamentos das vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)	19
Figura 2.20	Deformações nas armaduras de flexão das vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)	19
Figura 2.21	Esquema de fabricação das formas estruturais de argamassa da experiência 2 (MASSONI, 1996)	20
Figura 2.22	Posicionamento dos apoios e das cargas nas peças de experiência 2 (MASSONI, 1996)	21
Figura 2.23	Deslocamentos das peças da experiência 2 (MASSONI, 1996)	22
Figura 2.24	Deformações na armadura de flexão da viga cheia da experiência 2 (MASSONI, 1996)	22
Figura 2.25	Seqüencia da montagem das formas dos pilares (MASSONI, 1996)	23

Figura 2.26	Vista frontal do pórtico da experiência 3 e do posicionamento do carregamento (MASSONI, 1996)	24
Figura 2.27	Deslocamentos da viga do pórtico no primeiro carregamento (MASSONI, 1996)	25
Figura 2.28	Deformações nas armaduras da viga do pórtico no primeiro carregamento (MASSONI, 1996)	25
Figura 2.29	Deslocamentos da viga do pórtico no segundo carregamento (MASSONI, 1996)	25
Figura 2.30	Deformações nas armaduras da viga do pórtico no segundo carregamento (MASSONI, 1996)	26
Figura 2.31	Viga pré-moldada em formato de “U” (PRIOR et al., 1993)	27
Figura 2.32	Estrutura pré-moldada de passarela (FERREIRA, 2001)	28
Figura 2.33	Posicionamento das cargas em relação aos apoios (HAI TAN et al., 1997)	29
Figura 2.34	Vista lateral e seções das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)	32
Figura 2.35	Detalhe da armadura das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)	33
Figura 2.36	Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-250 (LEITE JÚNIOR, 2000)	34
Figura 2.37	Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-196 (LEITE JÚNIOR, 2000)	34
Figura 2.38	Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-143 A (LEITE JÚNIOR, 2000)	35
Figura 2.39	Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-143 B (LEITE JÚNIOR, 2000)	35
Figura 2.40	Seqüência de montagem das vigas pré-formadas (SILVA FILHO et al., 2006)	38
Figura 2.41	Forma metálica, armadura e vigas concretadas (SILVA FILHO et al., 2006)	38
Figura 2.42	Detalhe da armadura, apoios e carregamento (SILVA FILHO et al., 2006)	39
Figura 2.43	Sistema de ensaio (SILVA FILHO et al., 2006)	41
Figura 2.44	Detalhes do ensaio (SILVA FILHO et al., 2006)	41
Figura 2.45	Deformações nas vigas da segunda etapa (SILVA FILHO et al., 2006)	42
Figura 2.46	Deslocamentos das vigas da primeira etapa (SILVA FILHO et al., 2006)	43
Figura 2.47	Deslocamentos das vigas da segunda etapa (SILVA FILHO et al., 2006)	43
Figura 2.48	Detalhe da armadura dos elementos pré-formados (SOUZA et al., 2006)	47
Figura 2.49	Etapas de concretagem dos elementos pré-formados (SOUZA et al., 2006)	47
Figura 2.50	Armadura de ligação e as fases de concretagem (SOUZA et al., 2006)	48
Figura 2.51	Concreto da primeira fase (SOUZA et al., 2006)	48
Figura 2.52	Concreto da segunda fase e da viga maciça (SOUZA et al., 2006)	49
Figura 2.53	Sistema de ensaio (SOUZA et al., 2006)	49

Figura 2.54	Detalhe do ensaio (SOUZA et al., 2006)	50
Figura 2.55	Deflexões no centro do vão das vigas (SOUZA et al., 2006)	50
Figura 2.56	Comparação das deflexões observadas (SOUZA et al., 2006)	51
Figura 2.57	Vigas pré-formadas após os ensaios (SOUZA et al., 2006)	52
Figura 2.58	Distribuição de tensões em seções retangulares (NBR 6118)	54
Figura 2.59	Diagrama de deformações de seções submetidas à flexão	54
Figura 3.1	Seções transversais das vigas maciças	62
Figura 3.2	Seções transversais das vigas pré-formadas	62
Figura 3.3	Detalhe dos grampos das extremidades das vigas	64
Figura 3.4	Armadura longitudinal das vigas VM1, VPF1, VPF4 e VPF7	64
Figura 3.5	Armadura longitudinal das vigas VM2, VPF2, VPF5 e VPF8	64
Figura 3.6	Armadura longitudinal das vigas VM3, VPF3, VPF6, e VPF9	65
Figura 3.7	Detalhe das armaduras de cisalhamento das vigas	65
Figura 3.8	Detalhe da armadura das vigas VPF1	66
Figura 3.9	Detalhe da armadura das vigas VPF2	66
Figura 3.10	Detalhe da armadura das vigas VM3 e VPF3	66
Figura 3.11	Detalhe da armadura das vigas VPF4	67
Figura 3.12	Detalhe da armadura das vigas VM2 e VPF5	67
Figura 3.13	Detalhe da armadura das vigas VPF6	67
Figura 3.14	Detalhe da armadura das vigas VM1 e VPF7	68
Figura 3.15	Detalhe da armadura das vigas VPF8	68
Figura 3.16	Detalhe da armadura das vigas VPF9	68
Figura 3.17	Posicionamento dos deflectômetros	69
Figura 3.18	Posicionamento dos extensômetros no concreto	70
Figura 3.19	Posicionamento dos extensômetros na armadura de flexão	71
Figura 3.20	Detalhes da armadura das vigas pré-formadas	71
Figura 3.21	Detalhes da armadura das vigas maciças	71
Figura 3.22	Extensômetros nos estribos das vigas VM3, VPF1, VPF2 e VPF3	72
Figura 3.23	Extensômetros nos estribos das vigas VM2, VPF4, VPF5 e VPF6	72

Figura 3.24	Extensômetros nos estribos das vigas VM1, VPF7, VPF8 e VPF9	73
Figura 3.25	Posição dos extensômetro nos estribos	73
Figura 3.26	Esquema de ensaio de compressão diametral	74
Figura 3.27	Detalhes da forma das vigas pré-formadas	76
Figura 3.28	Detalhes da forma das vigas maciças	76
Figura 3.29	Concretagem da primeira etapa (lateral 1)	77
Figura 3.30	Cura do concreto e placas desformadas da primeira etapa (lateral 1)	77
Figura 3.31	Concretagem da segunda etapa (lateral 2)	77
Figura 3.32	Concretagem da segunda etapa (lateral 2)	78
Figura 3.33	Concretagem da terceira etapa (fundo)	78
Figura 3.34	Concretagem da quarta etapa (núcleo)	78
Figura 3.35	Concretagem das vigas maciças	79
Figura 3.36	Moldagem de corpos-de-prova do concreto	79
Figura 3.37	Vigas concretadas	79
Figura 3.38	Posicionamento dos apoios e das cargas	80
Figura 3.39	Sistema de ensaio e posicionamento do deflectômetro	81
Figura 3.40	Detalhe dos equipamentos utilizados nos ensaios	81
Figura 3.41	Detalhe do sistema de ensaio e aplicação de carga	82
Figura 4.1	Ensaio de compressão do concreto	84
Figura 4.2	Ensaio de tração por compressão diametral do concreto	85
Figura 4.3	Ensaio de módulo de elasticidade do concreto	85
Figura 4.4	Detalhes do ensaio do aço	87
Figura 4.5	Diagrama tensão x deformação para o aço 5,0 mm	87
Figura 4.6	Diagrama tensão x deformação para o aço 10,0 mm	87
Figura 4.7	Diagrama tensão x deformação para o aço 12,5mm	88
Figura 4.8	Deslocamentos verticais das vigas com armadura de flexão igual a 160mm ²	88
Figura 4.9	Deslocamentos verticais das vigas com armadura de flexão igual a 500mm ²	89
Figura 4.10	Deslocamentos verticais das vigas com armadura de flexão igual a 750mm ²	89
Figura 4.11	Deslocamentos verticais de todas as vigas	89

Figura 4.12	Deslocamentos verticais das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF	90
Figura 4.13	Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$	90
Figura 4.14	Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 500 \text{ mm}^2$	91
Figura 4.15	Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$	91
Figura 4.16	Deformação da armadura de flexão de todas as vigas	91
Figura 4.17	Deformação da armadura de flexão das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF	92
Figura 4.18	Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com s igual a 100 mm	93
Figura 4.19	Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com s igual a 150 mm	93
Figura 4.20	Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com s igual a 200 mm	93
Figura 4.21	Deformação da armadura de cisalhamento de todas as vigas	94
Figura 4.22	Deformação da armadura de cisalhamento das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF	94
Figura 4.23	Deformação do concreto das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$	95
Figura 4.24	Deformação do concreto das vigas com $A_s = 500 \text{ mm}^2$	95
Figura 4.25	Deformação do concreto das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$	96
Figura 4.26	Deformação do concreto de todas as vigas	96
Figura 4.27	Deformação do concreto das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF	96
Figura 4.28	Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF1, VPF2 e VPF3	97
Figura 4.29	Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF4, VPF5 e VPF6	97
Figura 4.30	Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF7, VPF8 e VPF9	97
Figura 4.31	Padrão de fissuração da viga VM1 (ruína por cisalhamento)	98
Figura 4.32	Padrão de fissuração da viga VM2 (ruína por cisalhamento)	99
Figura 4.33	Padrão de fissuração da viga VM3 (ruína por cisalhamento)	99
Figura 4.34	Padrão de fissuração da viga VPF1 (ruína por flexão)	99
Figura 4.35	Padrão de fissuração da viga VPF2 (ruína por flexão)	100
Figura 4.36	Padrão de fissuração da viga VPF3 (ruína por flexão)	100
Figura 4.37	Padrão de fissuração da viga VPF4 (ruína por flexão)	100
Figura 4.38	Padrão de fissuração da viga VPF5 (ruína por cisalhamento)	101
Figura 4.39	Padrão de fissuração da viga VPF6 (ruína por cisalhamento)	101
Figura 4.40	Padrão de fissuração da viga VPF7 (ruína por flexão)	101

Figura 4.41	Padrão de fissuração da viga VPF8 (ruína por cisalhamento)	102
Figura 4.42	Padrão de fissuração da viga VPF9 (ruína por cisalhamento)	102
Figura 4.43	Camadas de concreto da viga VPF7 após a ruptura	106
Figura 4.44	Detalhes das camadas de concreto fissuradas na mesma seção VPF6	106
Figura 4.45	Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF3	106
Figura 4.46	Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF8	107
Figura 4.47	Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF7	107
Figura 4.48	Viga VPF2 após a ruptura	108
Figura 4.49	Viga VPF3 após a ruptura	108
Figura 4.50	Estimativas normativas e cargas experimentais de ruptura e ruína das vigas	112

LISTA DE TABELAS

Tabela		Página
Tabela 2.1	Características das vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)	15
Tabela 2.2	Características dos pilares e da viga da experiência 3 (MASSONI, 1996)	22
Tabela 2.3	Características das vigas, cargas e modo de ruptura (HAI TAN et al., 1997)	30
Tabela 2.4	Características das armaduras das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)	35
Tabela 2.5	Cargas e momentos no escoamento das armaduras (LEITE JÚNIOR, 2000)	36
Tabela 2.6	Cargas calculadas e experimentais de ruptura (LEITE JÚNIOR, 2000)	37
Tabela 2.7	Características das vigas com seção subarmada (SILVA FILHO et al., 2006)	39
Tabela 2.8	Características das vigas com seção superarmada (SILVA FILHO et al., 2006)	40
Tabela 2.9	Valores estimados e experimentais (SILVA FILHO et al., 2006)	44
Tabela 2.10	Armadura de ligação (SOUZA et al., 2006)	45
Tabela 2.11	Resistência à compressão do concreto (SOUZA et al., 2006)	46
Tabela 2.12	Resistência do aço utilizado (SOUZA et al., 2006)	46
Tabela 2.13	Cargas de ruptura estimadas e experimentais (SOUZA et al., 2006)	52
Tabela 3.1	Características das vigas	63
Tabela 4.1	Resultado dos ensaios de resistência à compressão e à tração	84
Tabela 4.2	Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade	86
Tabela 4.3	Resultados dos ensaios do aço	86
Tabela 4.4	Cargas para primeira fissura, em kN	98
Tabela 4.5	Cargas e modos de ruptura e ruína observados	103
Tabela 4.6	Cargas de ruptura e resistência estimada pela ACI 318	109
Tabela 4.7	Cargas de ruptura e resistência estimada pela CEB-FIP MC90	110
Tabela 4.8	Cargas de ruptura e resistência estimada pela NBR 6118	111

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
a	Distância entre os pontos de aplicação de carga e apoio
a	Profundidade do retângulo de compressão
b_w	Largura da viga
d	Altura útil da viga
h	Altura total da viga
l	Comprimento do vão da viga
s	Espaçamento dos estribos
A_s	Área da seção transversal da armadura de flexão
A'_s	Área da seção transversal da armadura superior de flexão
A_{sw}	Área da seção transversal das armaduras de cisalhamento
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço da armadura de flexão
f_{yws}	Tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento
f_c	Resistência à compressão do concreto, medida em corpos de prova cilíndricos
f_{ct}	Resistência à tração do concreto, medida em corpos de prova cilíndricos
P	Carga aplicada na viga
P_{Flex}	Carga de ruptura por flexão estimada
P_{Cis}	Carga de ruptura por cisalhamento estimada
P_r	Carga de ruptura experimental
P_u	Carga de ruína experimental
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo
V_{Rd1}	Força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
V_{Rd3}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
α	Ângulo entre a armadura de cisalhamento e o eixo longitudinal da viga
ε_c	Deformação do concreto

ε_s	Deformação do aço
ε_{ys}	Deformação correspondente a tensão de ruptura do aço
θ	Ângulo de inclinação das bielas de compressão consideradas no dimensionamento ao cisalhamento
ρ	Taxa geométrica de armadura
ρ_b	Taxa de armadura para a ruptura balanceada
ρ_l	Taxa geométrica de armadura longitudinal
ρ_w	Taxa geométrica de armadura transversal
ϕ	Diâmetro das barras da armadura

RESUMO

MELO, José G. S. Análise experimental de vigas pré-formadas de concreto armado à flexão e ao cisalhamento. **Belém, 2008. 122p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará.**

“Análise experimental de vigas pré-formadas de concreto armado à flexão e ao cisalhamento”

Vigas pré-formadas de concreto armado são elementos estruturais que apresentam fina camada superficial de concreto pré-moldado que define as suas formas geométricas. Esta camada superficial trabalha como forma que fica incorporada à viga após o lançamento do concreto moldado “in loco,” que consolidará a estrutura. Este sistema construtivo apresenta vantagem em relação ao sistema construtivo convencional por reduzir o consumo de madeira com formas e escoramento, e também em relação ao sistema pré-moldado por reduzir o custo de transporte e montagem da estrutura. Os elementos pré-formados apresentam menor peso em relação aos elementos pré-moldados, por apresentarem a seção parcialmente pré-moldada. Outra vantagem do sistema pré-formado em relação ao pré-moldado é a possibilidade de se obter maior rigidez nas ligações das vigas com o restante da estrutura com a colocação de armadura de engastamento ancorada no concreto moldado “in loco”. Este trabalho tem como objetivo analisar experimentalmente o comportamento das vigas pré-formadas à flexão e ao cisalhamento, através de ensaios de 9 vigas pré-formadas e 3 vigas maciças de referência. As vigas têm largura de 105 mm, altura de 340 mm e 2.500 mm de comprimento. Os resultados obtidos nos ensaios experimentais são comparados aos valores fornecidos pelas normas técnicas brasileiras e as principais normas internacionais. São apresentados e analisados os resultados observados para os deslocamentos verticais das vigas, deformações da armadura de flexão e da armadura de cisalhamento, deformações do concreto nas regiões de compressão e mapas de fissuração.

Palavras-chave: viga pré-formada, viga pré-moldada, flexão, cisalhamento.

ABSTRACT

MELO, José G. S. Análise experimental de vigas pré-formadas de concreto armado à flexão e ao cisalhamento. **Belém, 2008. 122p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará.**

“Experimental analysis of reinforced concrete preformed beams to bending and shear”

Reinforced concrete preformed beams are structural elements which present a thin superficial precast concrete layer that defines their geometrical shapes. This superficial layer functions as a formwork that will be incorporated to the beam after the introduction of cast “in loco” concrete, which will consolidate the structure. This construction system presents advantages when compared to the conventional construction system as the reduction of wood consumption used to produce formworks and supports. Comparing to the precast structural system, the major advantages are the transport cost reduction and the quick assembling of the structural elements due to its lower self weight. Another advantage is the greater stiffness of a preformed structure, when compared to a precast one, because it is possible to make monolithic joints between the structural elements using proper reinforcement combined with cast “in loco” concrete. This research aims to analyze experimentally the behavior of preformed beams under bending and shear carrying out tests over 9 preformed beams and 3 common reinforced concrete beams as reference. The beams have width of 110 mm, 340 mm height and length of 2,500 mm. Experimental results will be compared to the ones obtained using the recommendations of the Brazilian design code and the main international codes. Results of vertical deflection, strains on concrete compressed zone, strains on flexural and shear reinforcement and cracking pattern will be presented and analyzed.

Keywords: preformed beam, precast beam, bending, shear

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A indústria da construção apresenta elevado nível de conhecimento na fabricação de novos materiais, mas os processos e as técnicas de execução de edificações ainda podem melhorar bastante. Ainda é comum a utilização de formas de madeira, na execução de estruturas de concreto, que embora em processo de racionalização, consomem grande quantidade desse recurso natural.

MARANHÃO (2000) ressalta a ocorrência de defeitos na estrutura de concreto ocasionados pela forma. Esses defeitos são decorrentes da falta de retilineidade, desaprumo, desnivelamento, saliências nas emendas, estanqueidade à fuga de nata, etc. Trabalhos têm sido realizados no sentido de desenvolver sistemas de formas, através de projetos elaborados por profissionais especializados, dentro de critérios normativos, econômicos e de qualidade do produto final.

Na fabricação de estruturas pré-moldadas de concreto normalmente são utilizadas formas metálicas. Os custos de confecção das mesmas são diluídos com a utilização continuada. Além disso, devido à industrialização do processo de fabricação de elementos pré-moldados, os defeitos devido às formas são minimizados e os elementos estruturais adquirem maior padronização.

A industrialização dos processos construtivos no Brasil, segundo EL DEBS (2000) é, além de uma necessidade, uma tendência progressiva. Como ocorreu na América do Norte e Europa, a necessidade de um planejamento mais previsível, com menor grau de variabilidade, estimulou a industrialização do processo de execução de estruturas de concreto. A execução de estruturas de concreto pré-moldado está inserida no conjunto dos processos construtivos industrializados.

A utilização de estruturas pré-moldadas de concreto na construção civil é cada vez mais comum em virtude da rapidez de execução, da economia de formas e escoramentos e da padronização da qualidade. Os elementos estruturais pré-moldados são produzidos fora do

canteiro de obra ou dos locais onde serão aplicados, sendo transportados para a obra no momento determinado para a montagem da estrutura.

Os elementos estruturais pré-moldados de concreto são fabricados com controles mais rigorosos que as estruturas convencionais, mas devido ao processo de fabricação, são desmoldados em tempo de cura inferior ao do concreto moldado no local. A resistência dos elementos deve atender aos esforços solicitantes no transporte e na montagem. Segundo ELLIOTT (1996), é necessária a verificação da estabilidade para a fase temporária, como parte integrante dos procedimentos de projeto em geral.

Apesar das vantagens do concreto pré-moldado, a sua utilização, no Brasil, poderia ocorrer em maior escala. Ainda segundo EL DEBS (2000), o elevado custo inicial dos equipamentos para fabricação, transporte e montagem, o desconhecimento das soluções em pré-moldados, entre outros fatores, dificultam a utilização desse processo construtivo.

Para MARANHÃO (2000), *“A simples importação de idéias, conceitos e tecnologias, sejam européias ou americanas, em muitos casos pode não ser satisfatória. É preciso que sejam adequadas à realidade brasileira (social, cultural e técnica). Muitas vezes se buscam equipamentos e tecnologias no exterior a preços elevados, enquanto a melhor solução está ao alcance, bem mais econômicas e em condições de possibilitar melhor desempenho”*.

No Brasil tem-se realizado pesquisas com o objetivo de desenvolver tecnologias em pré-moldados de concreto armado. Trabalhos acadêmicos têm sido publicados com soluções para questões relativas ao projeto, fabricação, transporte e montagem de estruturas de concreto pré-moldado. Existe uma tendência em produzir elementos estruturais com parte da seção pré-moldada e a outra parte executada com concreto moldado “in loco”. O processo de montagem desses elementos pré-moldados não necessita de equipamentos com elevada capacidade de carga. As seções de concreto moldado no local viabilizam ligações semi-monolíticas entre os elementos componentes da estrutura.

MASSONI (1996) apresenta estudo sobre formas estruturais de argamassa ou concreto que são incorporadas ao elemento estrutural. Esse processo construtivo reduz o consumo de madeira na execução de estruturas de concreto armado, favorece o controle de qualidade, facilitando a verificação de medidas, prumos e alinhamento das estruturas das edificações. As

formas estruturais de argamassa ou concreto também permitem ligações monolíticas entre os elementos da estrutura.

Está sendo estudado na UFPA um sistema construtivo que apresenta uma camada superficial pré-moldada de concreto e parte da armadura do elemento estrutural. Após a montagem da estrutura e colocação da armadura de ligação esse elemento estrutural, chamado de *elemento pré-formado de concreto armado*, é preenchido com concreto moldado no local. Esses elementos pré-moldados são semelhantes às vigas pré-moldadas tipo “U” e estão sendo aplicados em obras de pequeno porte, na cidade de Belém.

Por serem constituídos de finas camadas superficiais pré-moldadas, os elementos estruturais pré-formados de concreto armado apresentam algumas características próprias:

- Formas geométricas pré-definidas;
- Menor peso em relação aos elementos de concreto pré-moldado de seção completa;
- Possibilidade de ligação monolítica com os elementos estruturais adjacentes através de armadura e concreto moldado no local.

1.2 Justificativa

A utilização do sistema estrutural pré-formado de concreto armado requer estudos teóricos e experimentais para comprovação de sua eficiência e verificação da viabilidade técnica para utilização em obras de maior porte. Apesar de constarem da literatura internacional as vigas pré-moldadas tipo “U”, chamadas neste trabalho de vigas pré-formadas, não são encontrados estudos mais objetivos sobre o comportamento desse elemento estrutural.

O estudo do comportamento das vigas à flexão e ao cisalhamento sob os carregamentos aplicados, a verificação do modo e das cargas de ruptura, como também a verificação e quantificação das deformações e dos deslocamentos ocorridos serão fundamentais para o desenvolvimento e disseminação do sistema estrutural pré-formado de concreto armado.

1.3 Objetivos

Neste trabalho são analisadas experimentalmente 9 vigas pré-formadas com variações das taxas de armadura longitudinal e das taxas de armadura transversal e, para referência, são analisadas 3 vigas maciças com variação das taxas de armadura longitudinal, sendo mantida a maior entre as taxas de armadura transversal, com o objetivo de:

- Verificar experimentalmente a resistência à flexão e ao cisalhamento de vigas pré-formadas de concreto armado, analisando o comportamento das camadas pré-moldadas superficiais e do núcleo de concreto moldado “in loco”;
- Analisar os resultados obtidos nos ensaios realizados e compará-los com os estimados através das recomendações das normas ACI 318, American Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI, 2002), CEB-FIP Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993) e NBR 6118, Projeto de Estrutura de Concreto (ABNT, 2003), e com os resultados obtidos por outros pesquisadores;
- Contribuir para o estudo do comportamento das vigas pré-formadas de concreto armado através da análise experimental visando estabelecer critérios para o dimensionamento, fabricação e montagem desse tipo de elemento estrutural.

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos, cujos conteúdos serão apresentados a seguir.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre o desempenho de vigas à flexão e ao cisalhamento, sobre estruturas de concreto pré-moldado, e recomendações normativas para estimar as cargas de ruptura das vigas submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento.

O terceiro capítulo apresenta o programa experimental adotado na pesquisa, que consiste no sistema de ensaio de 12 vigas (sendo 9 pré-formadas e 3 maciças), evidenciando o mecanismo de apoio, o dispositivo de aplicação de carga e a instrumentação utilizada. Nesse capítulo também é apresentado o processo de fabricação de formas e armaduras e o de lançamento de concreto.

No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados experimentais, comparando os valores das cargas de ruptura e os modos de ruptura com as estimativas obtidas através das normas técnicas. Também são apresentados os resultados dos ensaios para caracterização do aço e do concreto utilizados na confecção das vigas.

O quinto capítulo apresenta as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

Por último são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho e em anexo são apresentadas as tabelas com os valores verificados nos ensaios dos deslocamentos das vigas e das deformações no aço e no concreto.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados alguns trabalhos realizados sobre elementos estruturais pré-moldados que serão úteis na realização desta pesquisa. Também são apresentadas as prescrições da ACI 318, American Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI, 2002), CEB-FIP Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993) e NBR 6118, Projeto de Estrutura de Concreto (ABNT, 2003), adotadas para o dimensionamento das vigas à flexão e ao cisalhamento.

2.1 Elementos Pré-moldados

A partir de 1990, iniciou-se no país um processo de modernização na construção civil brasileira, com a necessidade de incorporar ao processo construtivo um caráter mais industrial, com maior previsibilidade de custos, prazos e controle de qualidade. Dentro deste processo de modernização destaca-se a utilização do concreto pré-moldado, que resultou em melhor padronização na qualidade das estruturas, redução do desperdício de materiais e redução de prazos de execução de obras.

Segundo ORDÓÑEZ (1974), a pré-moldagem é caracterizada como um processo de construção em que a estrutura, ou alguns de seus elementos, são moldados fora de seu local de utilização definitivo, sendo posteriormente transportada e montada mediante o uso de equipamentos especiais. Segundo EL DEBS (2000), o campo de aplicação do concreto pré-moldado é bastante amplo, abrangendo praticamente toda a construção civil, não se restringindo a estrutura dos edifícios, podendo ser usado também na fabricação de elementos de fechamento das edificações, pisos, etc.

2.1.1 Elementos Pré-moldados de seção completa

Segundo EL DEBS (2000), elementos pré-moldados de seção completa são aqueles executados de forma que sua seção resistente é formada fora do local de utilização definitivo. Ainda segundo EL DEBS (2000), eventualmente pode ocorrer o emprego de concreto moldado no local em ligações ou como regularização, mas não visando ampliar a seção resistente. Este sistema tem sido largamente utilizado devido às vantagens que o mesmo apresenta em relação ao convencional, merecendo destaque o controle de qualidade mais

rigoroso e eficiente, a velocidade de execução, a racionalização na aplicação de materiais como o aço e o concreto, além da economia gerada pela eliminação das formas de madeira.

Devido ao elevado peso próprio dos elementos estruturais pré-moldados de seção completa, a sua utilização demanda o uso de equipamentos especiais tanto para o transporte como para a montagem da estrutura. Isto tem limitado a utilização de estruturas pré-moldadas a grandes empreendimentos onde a padronização da estrutura, o grande número de elementos e, principalmente, o menor tempo de construção, compense o grande investimento em equipamentos. As figuras 2.1 e 2.2 apresentam exemplos de equipamentos e montagem de estruturas pré-moldadas de concreto armado.



Figura 2. 1 - Equipamentos de montagem de pré-moldados (SILVA FILHO et al., 2006)



Figura 2. 2 - Montagem de estruturas pré-moldadas (SILVA FILHO et al., 2006)

2.1.2 Elementos Pré-moldados de seção parcial

Os elementos pré-moldados de seção parcial são elementos estruturais que apresentam apenas uma parte da seção em concreto pré-moldado, e o complemento da seção em concreto moldado no local. Sua aplicação favorece estabelecer ligações semi-rígidas com o lançamento de armadura suplementar e concreto moldado no local. Segundo ARAÚJO (1997), neste tipo de estrutura, o elemento pré-moldado serve de forma para o concreto moldado no local, eliminando ou reduzindo significativamente a utilização de formas e cimbramentos.

O peso próprio dos elementos pré-moldados de seção parcial é menor em relação aos de seção completa, assim podem ser montados com equipamentos de menor capacidade de carga. A figura 2.3 mostra exemplo de estrutura com elementos pré-moldados de seção parcial.

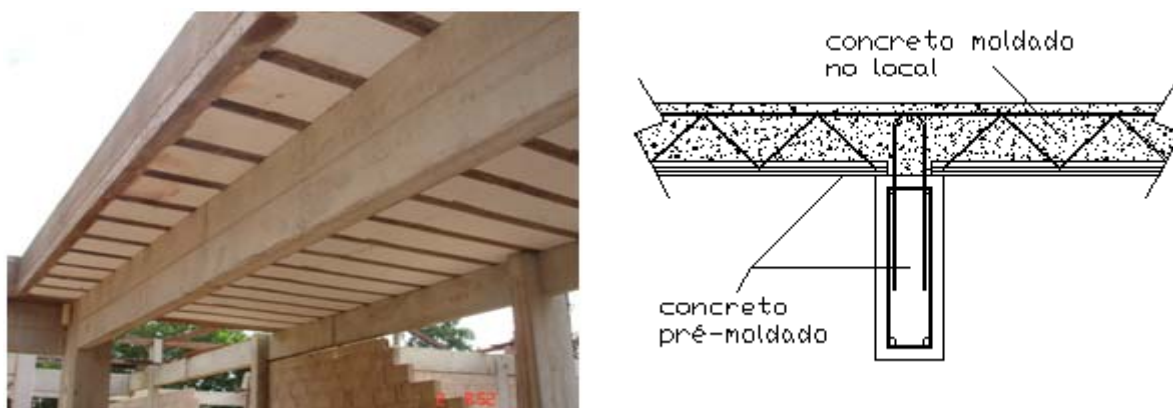


Figura 2.3 - Elementos pré-moldados de seção parcial (ARAÚJO, 1997)

2.2 Elementos Pré-formados

Os elementos pré-formados de concreto armado estão inseridos no conjunto dos elementos pré-moldados de seção parcial, mas possuem uma particularidade: a seção pré-moldada tem a forma externa do elemento estrutural e serve de forma para o concreto moldado no local. O sistema pré-formado surgiu com o objetivo principal de minimizar o custo com transporte e montagem, principal desvantagem dos sistemas estruturais com elementos pré-moldados de seção completa.

Este sistema consiste basicamente na moldagem de formas de concreto armado com as dimensões do elemento estrutural e espessura suficiente apenas para garantir o cobrimento da

armadura incorporada à placa, como estribos e armadura de flexão, respeitando-se as recomendações da NBR 9062 (ABNT, 2001). Estas formas são então transportadas e montadas no canteiro, onde recebem o concreto para completar sua seção resistente, caracterizando-se como um sistema pré-moldado de seção parcial. A figura 2.4 mostra o esquema de fabricação, a figura 2.5 mostra detalhes da produção e a figura 2.6 mostra a armazenagem, o transporte e a montagem de estrutura com elementos pré-formados, fabricados pela empresa Saenge Ltda., sediada em Belém.

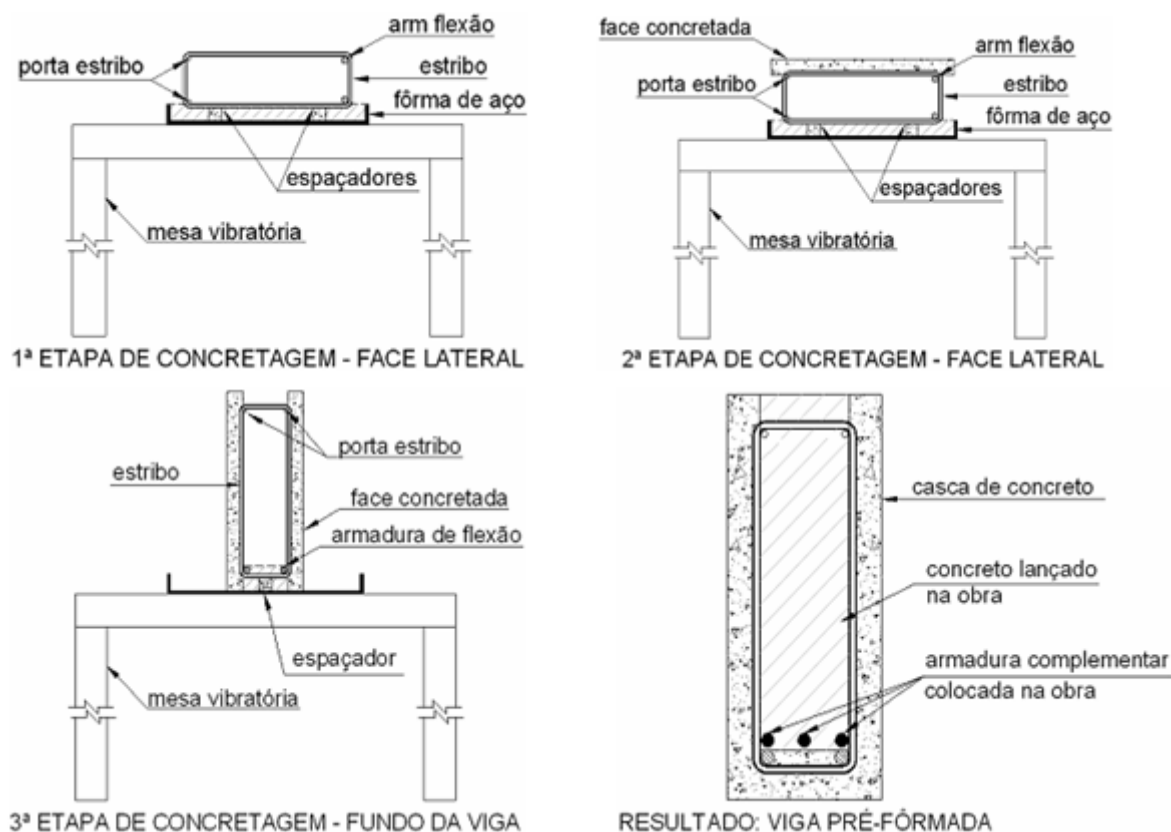


Figura 2.4 - Esquema de fabricação de elementos pré-formados



Figura 2.5 - Fabricação de elementos pré-formados



Figura 2.6 - Armazenagem, transporte e montagem de elementos pré-formados

Uma das vantagens do sistema pré-formado em relação ao pré-moldado de seção completa é a redução do peso das peças estruturais. Para que se possa avaliar o nível de redução do peso próprio dos elementos pré-formados em comparação aos pré-moldados de seção completa, pode-se considerar uma seção de concreto de 150 mm x 600 mm, muito comum para vigas de edifícios. Se executada com seção completa, esta viga apresentaria um peso de 2250 N/m. Já com o sistema pré-formado, a placa de forma desta viga teria espessura lateral de 35 mm e o fundo ficaria com 50 mm, o que resultaria num peso de 1100 N/m, o que significa uma redução de cerca de 50% no peso do elemento, durante a montagem.

Outra vantagem dos pré-formados está na possibilidade de se obter ligações monolíticas, pois é possível colocar, durante a montagem da estrutura, armadura longitudinal, tanto na parte superior como na parte inferior das vigas, nas ligações entre vigas ou ligações entre vigas e pilar. Assim, a armadura de ligação é envolvida pelo concreto moldado no local para, conjuntamente com a seção final de concreto, resistir aos esforços atuantes na ligação. Ressalta-se que em muitos casos a viga pré-formada não necessita ter o comprimento final de projeto, pois estas podem ser compostas por vários segmentos ligados pela armadura longitudinal posicionada durante a montagem na obra. As figuras 2.7 e 2.8 mostram detalhes de ligações entre os elementos pré-formados. As figuras 2.9 e 2.10 mostram estruturas executadas com elementos pré-formados. As obras mostradas nas figuras 2.7 a 2.10 foram realizadas pela empresa Saenge Ltda., e estão sendo divulgadas após prévia autorização da empresa.



Figura 2.7 - Ligações de vigas pré-formadas com pilar



Figura 2.8 - Ligações entre vigas pré-formadas, durante a montagem e após a desforma



Figura 2.9 - Estrutura pré-formada de um centro comunitário em Belém - PA



Figura 2.10 - Estrutura pré-formada de uma escola em Belém - PA

Ainda como vantagem, o sistema pré-formado pode ser fabricado manualmente, sem a necessidade de equipamentos sofisticados que, além de apresentarem custo elevado, substituem grande número de trabalhadores. Embora a permanência de operários na obra seja reduzida ao período de montagem, a mão de obra é aproveitada no processo de fabricação, após a necessária capacitação através de cursos e treinamentos.

Os elementos pré-formados também foram utilizados em obras de saneamento e urbanização, com desempenho satisfatório. A figura 2.11 mostra algumas aplicações de elementos pré-formados em obras de saneamento, a figura 2.12 mostra um muro de arrimo executado neste sistema e a figura 2.13 mostra a construção do muro de proteção de um parque ambiental em Belém do Pará. A divulgação das imagens das figuras foi autorizada pela empresa Arteplan Ltda.



Figura 2.11 - Poço de visita em elementos pré-formados



Figura 2.12 - Arrimo em elementos pré-formados em Benevides-PA



Figura 2.13 - Muro do Parque Ambiental de Belém em elementos pré-formados

Os elementos estruturais pré-formados de concreto armado apresentam algumas desvantagens em relação aos elementos pré-moldados de seção completa. Por serem compostos de concretos com idades diferentes, estes podem apresentar propriedades mecânicas diferentes, além da possível redução da resistência devido à transferência incompleta de esforços através da interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local.

Neste trabalho não será tratada diretamente a ligação entre o concreto pré-moldado com o concreto moldado no local. No caso das vigas pré-formadas, a interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local ocorre, também, em planos perpendiculares ao plano de cisalhamento na seção da viga. Assim, a camada de concreto moldada no local, por não apresentar descontinuidade, contribui satisfatoriamente para a transferência de esforços ao longo da altura da viga. A figura 2.14 mostra como a camada de concreto moldado no local penetra na viga pré-formada.

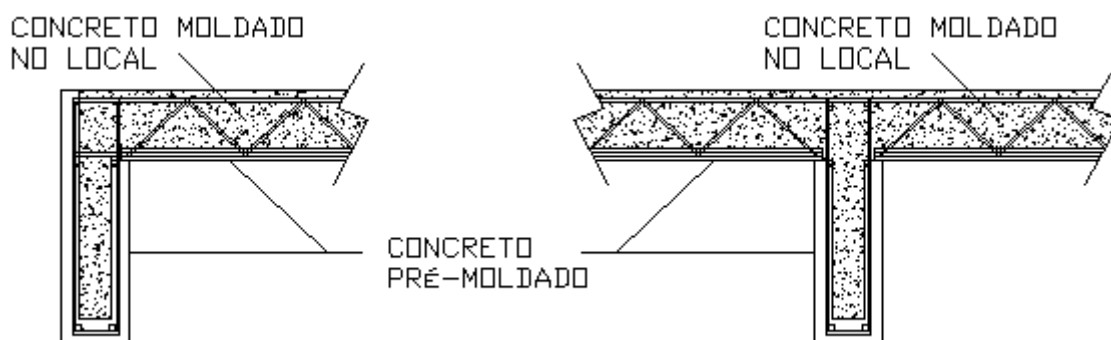


Figura 2.14 - Elementos pré-formados tipo viga e laje treliçada

2.3 Trabalhos Realizados

2.3.1 Vigas Pré-moldadas

Visando melhorar o entendimento do comportamento dos elementos pré-formados, foram consultados trabalhos sobre o desempenho de elementos estruturais em concreto pré-moldado e argamassa armada.

2.3.1.1 MASSONI (1996)

MASSONI (1996), em sua dissertação de mestrado, apresenta um sistema construtivo que consiste em formas estruturais de argamassa ou concreto para estruturas de concreto armado. Essas formas são pré-moldadas e são incorporadas à estrutura da edificação, trabalhando, ora como elemento pré-moldado de seção parcial, ora como formas convencionais para o concreto moldado no local.

Segundo MASSONI (1996), o uso dessas formas reduz ou elimina o uso de cimbramentos, pelo fato de serem autoportantes, e também, como estruturas pré-moldadas, reduzem os serviços de montagem de armaduras e lançamento de concreto no canteiro de obras. As formas pré-moldadas, por serem fabricadas em condições controladas de dosagem, concretagem e cura da parte mais exposta de um elemento de concreto armado, que é a superfície, apresentam melhores condições de resistir aos agentes agressivos no ambiente a que são expostas. O emprego de formas de argamassa ou concreto, além de reduzir o consumo de madeira na execução de estruturas de concreto armado, favorece o controle de qualidade, facilitando a verificação de medidas, prumos e alinhamento das estruturas das edificações.

O trabalho experimental de MASSONI (1996) consistiu inicialmente na fabricação e ensaio de flexão de duas vigas de concreto armado, uma moldada pelo processo convencional e outra com a utilização de formas estruturais de argamassa. As formas estruturais de argamassa tinham espessura de 2 cm, possuíam tela soldada com malha quadrada de aço CA 60 com seção de 0,98 cm²/m e o cobrimento da armadura igual a 7 mm. As vigas mediam 12 cm x 30 cm x 260 cm (largura, altura e comprimento). Na viga convencional foram usados estribos como armadura transversal e na viga com forma de argamassa foi usada tela soldada. A tabela 2.1 apresenta as características das vigas da experiência 1.

Tabela 2.1 – Características das vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)

Viga	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{sw} (cm ² /m)	f_c argamassa (MPa)	f_c rejuntamento (MPa)	f_c concreto (MPa)
Convencional	3,57	0,36	1,96	-	-	25,00
Experimental 1	3,57	0,29	2,03	35,00	40,00	25,00

A viga convencional foi moldada no processo tradicional. A figura 2.15 mostra o esquema de fabricação da viga convencional. A viga experimental 1 foi executada através da argamassagem simultânea das placas que compõem a forma estrutural. Após a argamassagem das placas foi executado um tratamento da superfície com o polvilhamento de brita 0 para aumentar a rugosidade interna das formas estruturais de argamassa. Após a desforma foi realizada a dobradura da tela soldada e o rejuntamento entre a placa de fundo as placas laterais da forma estrutural de argamassa. A última etapa da execução foi a concretagem da viga experimental 1. A figura 2.16 mostra o esquema de fabricação das placas da forma

estrutural de argamassa da viga experimental 1 e a figura 2.17 mostra o esquema de dobra e rejuntamento da forma estrutural de argamassa e concretagem da viga experimental 1.

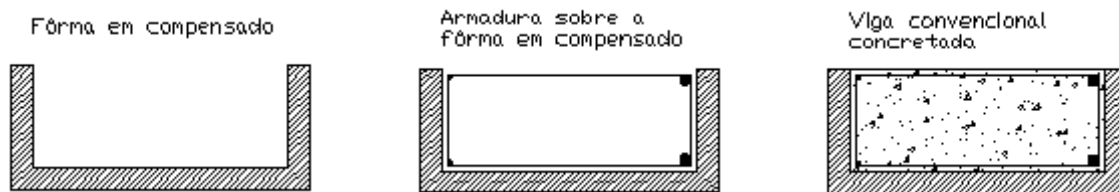


Figura 2.15 - Esquema de fabricação da viga convencional (MASSONI, 1996)

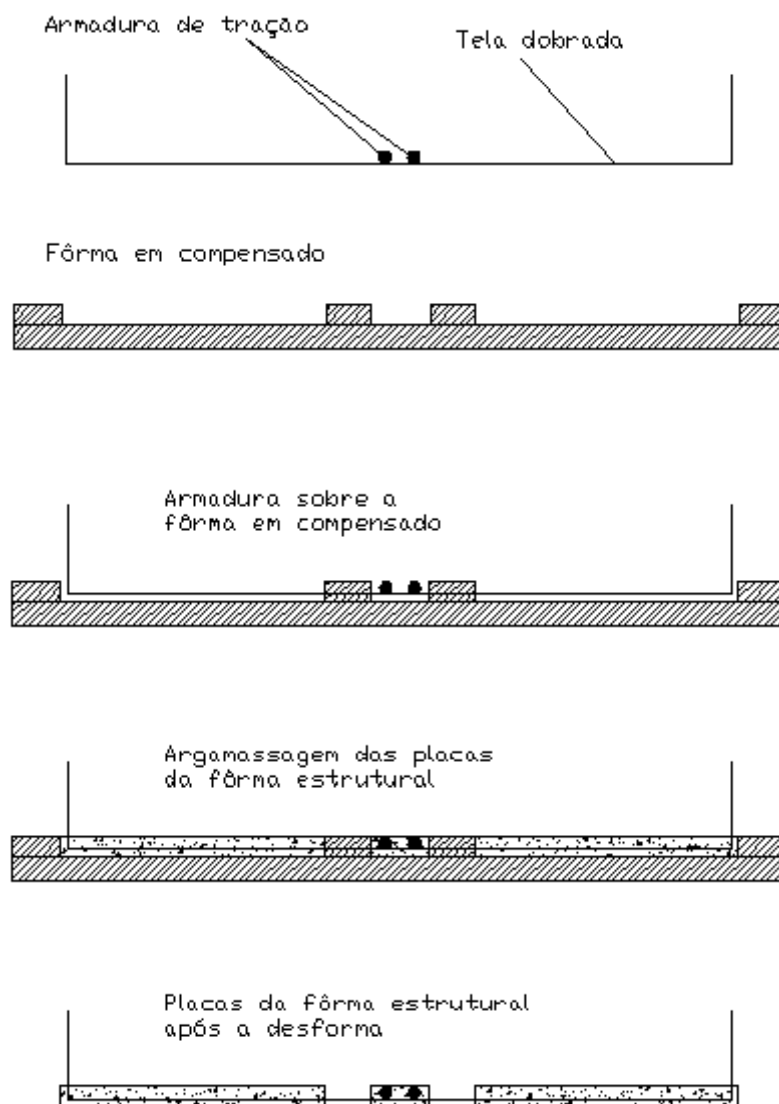


Figura 2.16 - Esquema de fabricação da forma de argamassa armada da viga experimental 1 (MASSONI, 1996)

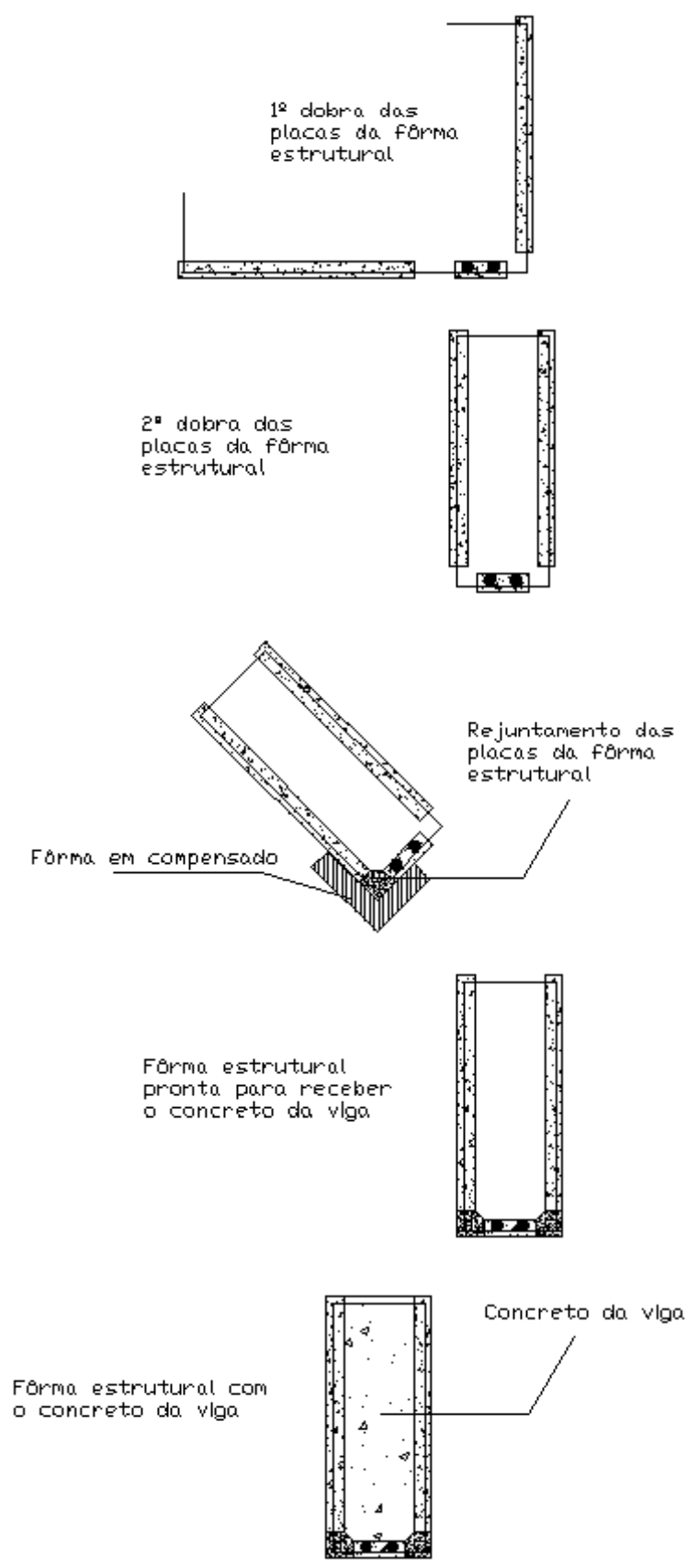


Figura 2.17 - Esquema de dobra e rejuntamento da forma estrutural e concretagem da viga experimental 1 (MASSONI, 1996)

O sistema de ensaio da viga convencional e da viga experimental 1 adotado por MASSONI (1996) consistiu na aplicação de duas cargas verticais simétricas e equidistantes 80 cm dos apoios das vigas. A distância entre os apoios das vigas foi de 240 cm. Os carregamentos foram sucessivos de 2,5 kN até a fissuração e posteriormente de 5 kN até a ruína das vigas. Foram registrados os deslocamentos verticais das vigas no centro do vão de apoio e as deformações da armadura de flexão. A figura 2.18 mostra o posicionamento dos apoios e das cargas nas vigas.

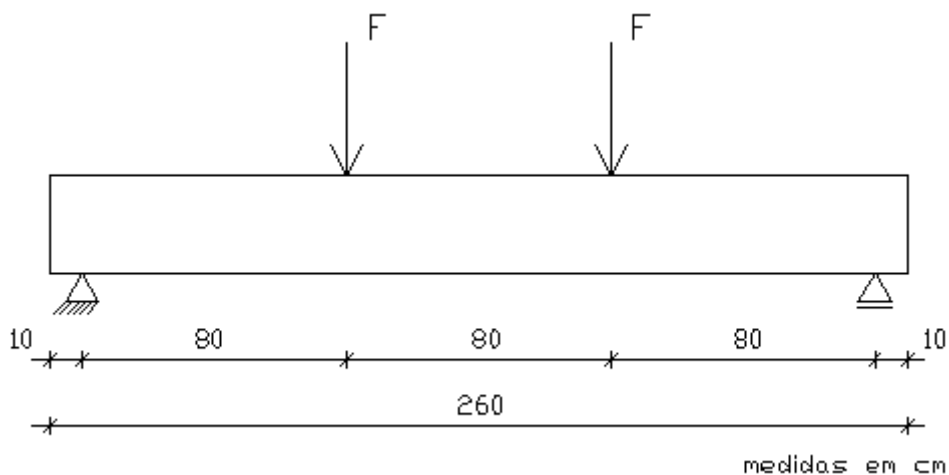


Figura 2.18 - Posicionamento dos apoios e das cargas nas vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)

No primeiro experimento, MASSONI (1996) observou que os comportamentos das duas vigas foram praticamente iguais. Os valores dos deslocamentos e das deformações das armaduras da viga experimental 1 foram muito próximos dos valores verificados na viga convencional e dentro do intervalo previsto no cálculo teórico. O autor não observou diferenças significativas no surgimento e abertura de fissuras nas duas vigas. MASSONI (1996) observou, também, que não houve cisalhamento na interface entre a forma estrutural de argamassa e o concreto da viga experimental 1, mesmo com cargas próximas a de ruptura. A figura 2.19 mostra o gráfico dos deslocamentos das vigas e a figura 2.20 o gráfico das deformações nas armaduras de flexão.

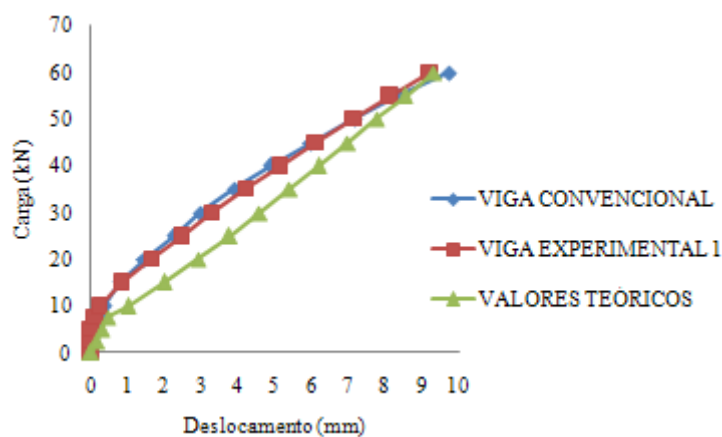


Figura 2.19 - Deslocamentos das vigas da experiência 1

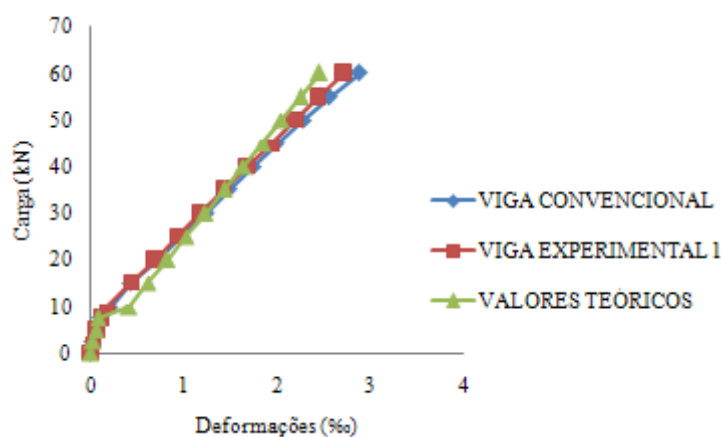


Figura 2.20 - Deformações nas armaduras de flexão das vigas da experiência 1 (MASSONI, 1996)

Na segunda experiência, MASSONI (1996) procurou desenvolver um método mais prático de execução das formas estruturais de argamassa que o utilizado na primeira experiência. Para observar o desempenho das formas estruturais de argamassa durante a execução das estruturas das edificações, MASSONI (1996) moldou duas formas estruturais de argamassa de espessura igual a 2 cm, tela soldada com malha quadrada de aço CA 60 com seção de 0,98 cm²/m. As formas tinham iguais características, uma delas foi preenchida com concreto e a outra permaneceu oca. As peças mediam 12 cm x 20 cm x 260 cm (largura, altura e comprimento) e o cobrimento da armadura igual a 7 mm. As peças estruturais tinham $A_s = 1,77$ cm², $A'_s = 0,95$ cm², $A_{sw} = 0,98$ cm²/m. A resistência a compressão da argamassa e a do concreto foram de 35 MPa.

As placas das formas estruturais de argamassa da experiência 2 foram moldadas através de argamassagens horizontais e sucessivas. As placas laterais foram argamassadas

separadamente e, posteriormente, montadas para a argamassagem da placa de fundo. A figura 2.21 mostra o esquema de fabricação das formas estruturais de argamassa da experiência 2.

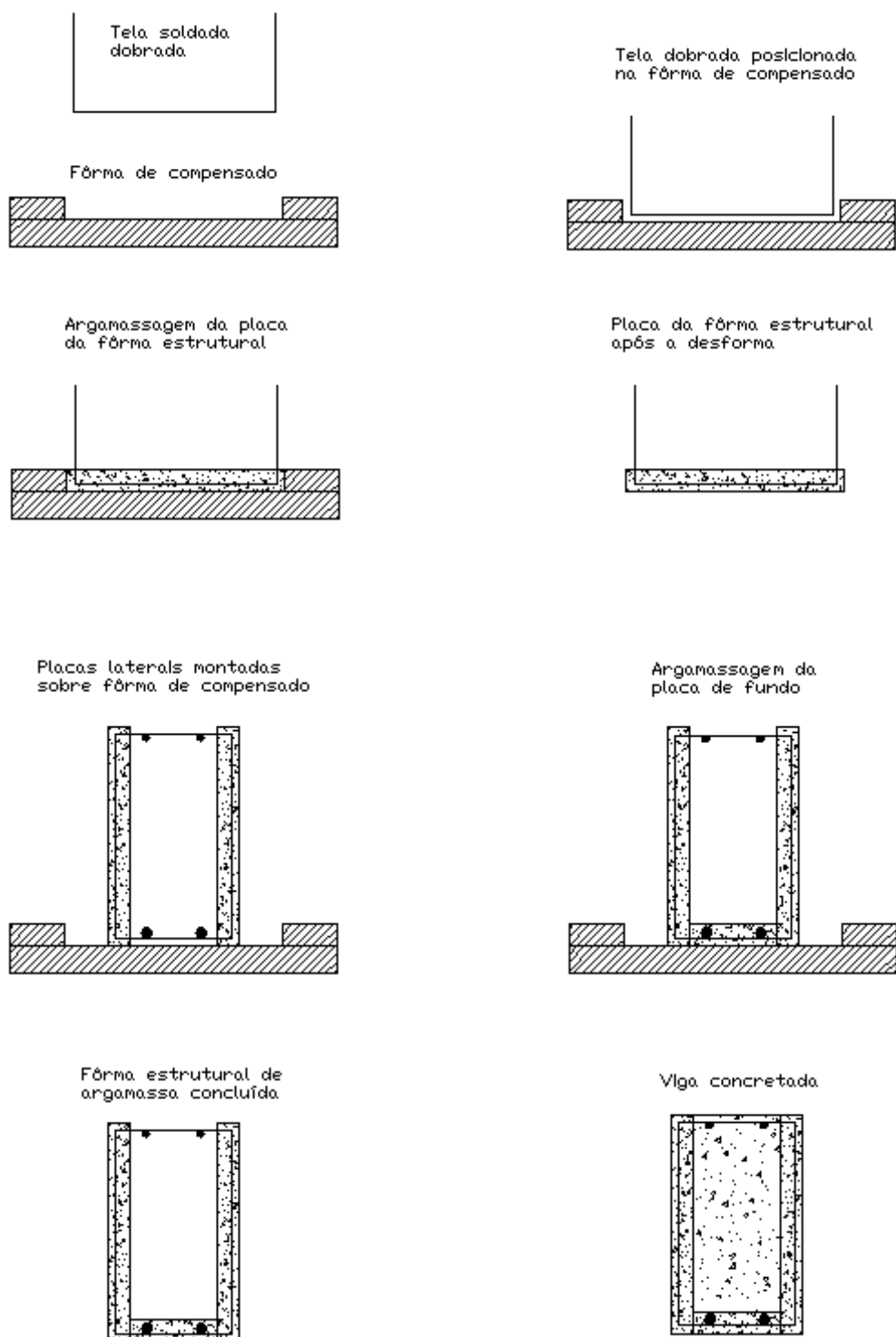


Figura 2.21 - Esquema de fabricação das formas estruturais de argamassa da experiência 2 (MASSONI, 1996)

O sistema de ensaio adotado por MASSONI (1996) para as duas peças estruturais (viga oca e viga cheia) da segunda experiência foi semelhante ao da experiência anterior e consistiu na aplicação de duas cargas verticais simétricas e equidistantes 80 cm dos apoios das peças. A distância entre os apoios foi de 240 cm. Os carregamentos foram sucessivos de 1 kN até a carga de 10 kN e posteriormente de 2 kN até a ruína das peças. Foram registrados os deslocamentos verticais das peças no centro do vão entre os apoios e as deformações da armadura de flexão da peça cheia. A figura 2.22 mostra o posicionamento dos apoios e das cargas nas peças.

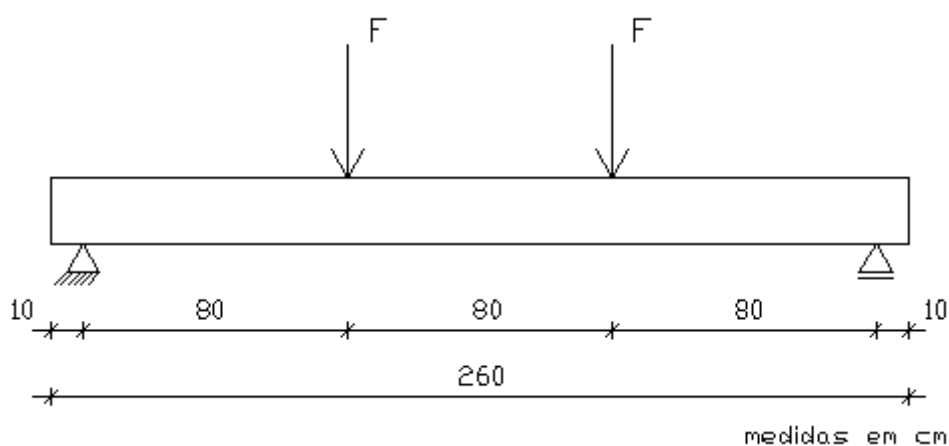


Figura 2.22 - Posicionamento dos apoios e das cargas nas peças de experiência 2 (MASSONI, 1996)

No segundo experimento, MASSONI (1996) observou que os comportamentos das duas vigas foram compatíveis com o esperado. Segundo o autor, o comportamento elástico da viga oca indica uma significativa redução do cimbramento em situações de serviço. A viga cheia teve comportamento compatível com o previsto para uma viga de concreto armado, atingindo a flecha máxima próximo a ruína da peça.

Como na viga da experiência 1, MASSONI (1996) não observou cisalhamento na interface entre a forma estrutural de argamassa e o concreto de enchimento da viga da experiência 2. A figura 2.23 mostra o gráfico dos deslocamentos das peças da experiência 2 e a figura 2.24 o gráfico das deformações na armadura de flexão da viga cheia da experiência 2.

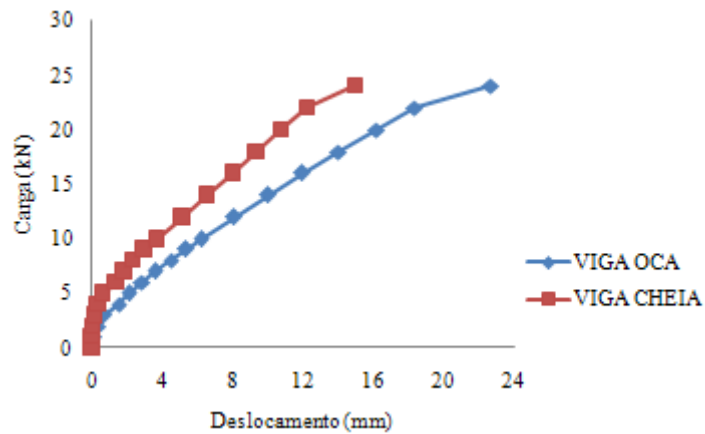


Figura 2.23 - Deslocamentos das peças da experiência 2

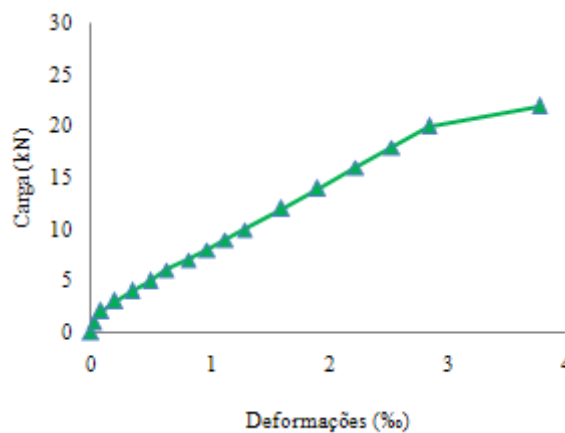


Figura 2.24 - Deformações na armadura de flexão da viga cheia da experiência 2 (MASSONI, 1996)

Concluindo seu trabalho experimental, MASSONI (1996) moldou e ensaiou um pórtico com 3 pilares com seção de 20 cm x 12 cm e altura de 175 cm e uma viga dividida em dois segmentos, medindo cada segmento 12 cm x 20 cm x 220 cm (largura, altura e comprimento). Os pilares e a viga foram moldados com formas estruturais de argamassa com 2 cm de espessura, com tela soldada com malha quadrada de aço CA 60 com seção de 0,98 cm²/m e cobrimento da armadura igual a 7 mm. A tabela 2.2 apresenta as características dos pilares e da viga.

Tabela 2.2 – Características dos pilares e da viga da experiência 3 (MASSONI, 1996)

Peça estrutural	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{sw} (cm ² /m)	f_c argamassa (MPa)	f_c concreto (MPa)
Pilar	5,60		0,98	35,00	30,00
Viga	1,19	2,50	0,98	35,00	30,00

Um dos objetivos do terceiro experimento de MASSONI (1996) foi observar o comportamento monolítico entre vigas, e entre vigas e pilares. As formas estruturais de argamassa foram fabricadas com o método adotado no segundo experimento. Os pilares foram concretados com a utilização de forma auxiliar de aço. A figura 2.25 mostra a seqüência da montagem das formas dos pilares.

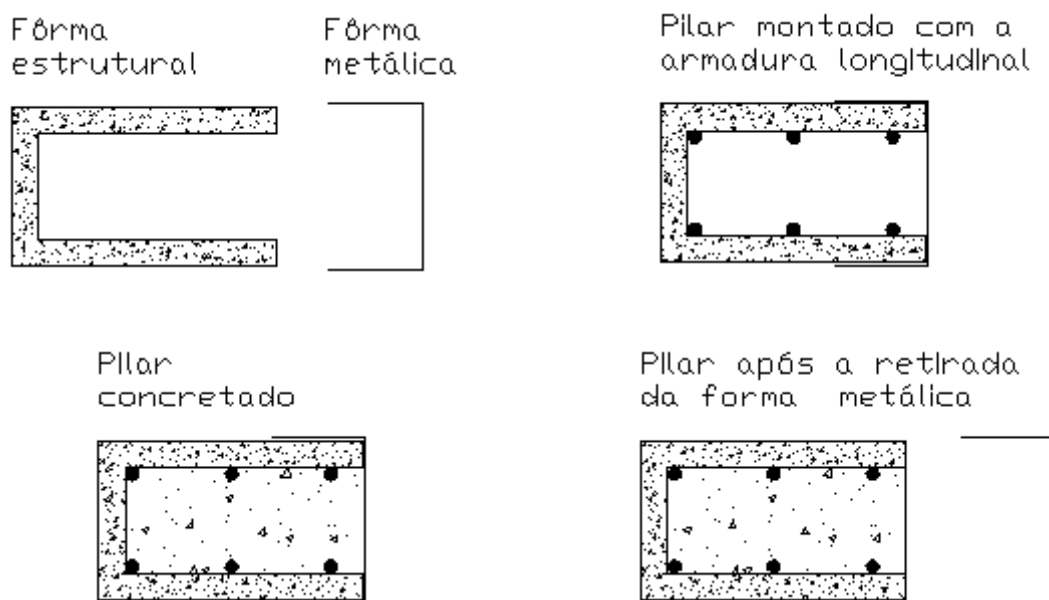


Figura 2.25 - Seqüência da montagem das formas dos pilares (MASSONI, 1996)

O sistema de ensaio do pórtico experimental consistiu em carregamentos variáveis dos dois tramos da viga. Primeiramente foi carregado o primeiro tramo até a carga de 15,0 kN (em cada ponto de aplicação), com variações de 1,0 kN e descarregado com variações de 2,5 kN. Em seguida ambos os tramos foram carregados até a carga de 47,5 kN, com variação de 1,0 kN até 15,0 kN e 2,5 kN no intervalo de 15,0 a 47,5 kN. O descarregamento inicial foi de 17,5 kN e posteriormente em passos de 15,0 kN.

Para cada carregamento e descarregamento, foram registrados os valores dos deslocamentos dos tramos da viga no centro dos vãos entre os pilares, as deformações nas armaduras inferiores de flexão dos tramos da viga e as deformações da armadura superior de ligação dos tramos. A figura 2.26 mostra um vista frontal do pórtico da experiência 3 e do posicionamento dos pontos de aplicação de carga no ensaio.

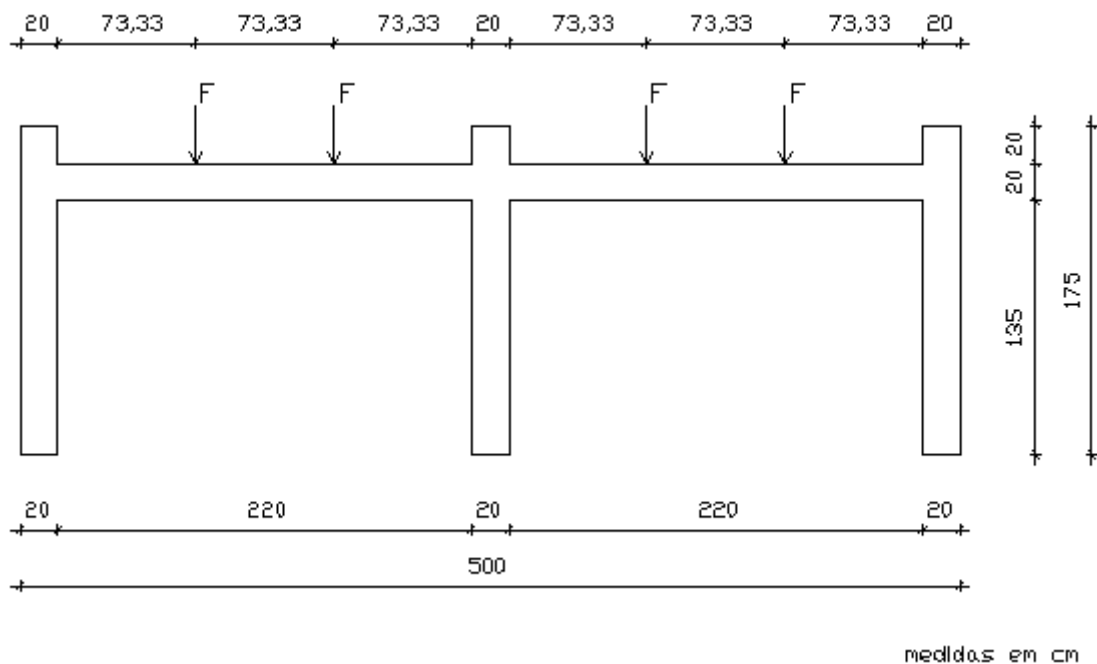


Figura 2.26 – Vista frontal do pórtico da experiência 3 e do posicionamento do carregamento (MASSONI, 1996)

MASSONI (1996) observou no ensaio do pórtico experimental que, os pilares e a viga moldados com formas estruturais de argamassa tiveram um comportamento monolítico, não sendo observado dano localizado. Os deslocamentos dos tramos da viga e as deformações nas armaduras de flexão foram compatíveis com o carregamento aplicado, as dimensões das seções de concreto e das armaduras de flexão dos elementos estruturais componentes do pórtico. O nível de fissuração ficou dentro do previsto, com aberturas menores que as permitidas pelas normas técnicas. A figura 2.27 mostra o gráfico dos deslocamentos dos tramos da viga do pórtico experimental, no primeiro carregamento e a figura 2.28 mostra o gráfico das deformações nas armaduras de flexão da viga, no primeiro carregamento. A figura 2.29 mostra o gráfico dos deslocamentos dos tramos da viga do pórtico experimental, no segundo carregamento a figura 2.30 mostra o gráfico das deformações nas armaduras de flexão da viga, no segundo carregamento.

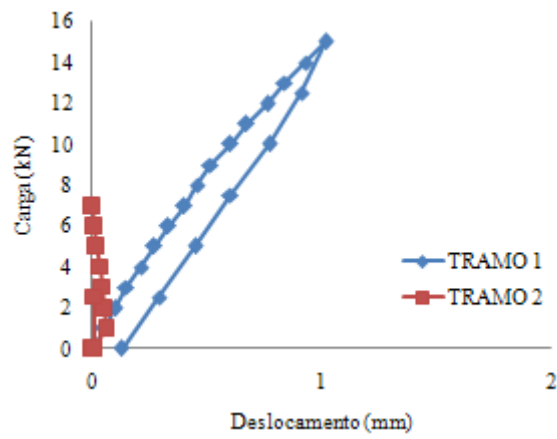


Figura 2.27 – Deslocamentos da viga do pórtico no primeiro carregamento (MASSONI, 1996)

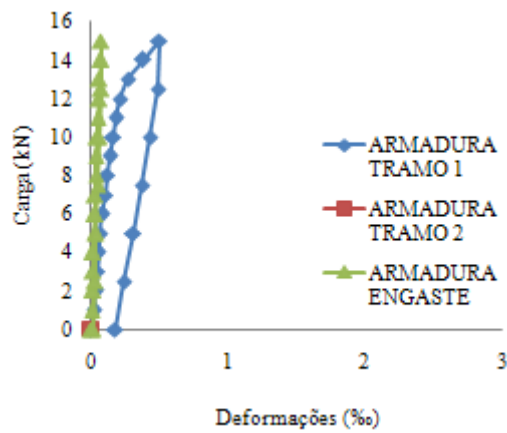


Figura 2.28 – Deformações nas armaduras da viga do pórtico no primeiro carregamento (MASSONI, 1996)

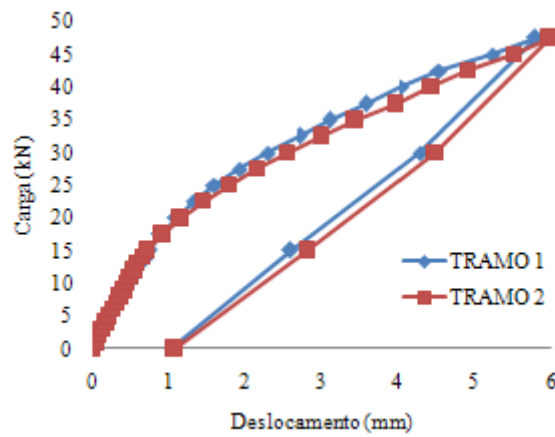


Figura 2.29 – Deslocamentos da viga do pórtico no segundo carregamento (MASSONI, 1996)

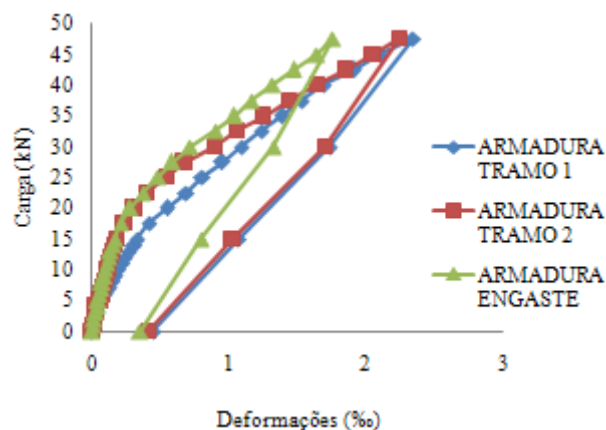


Figura 2.30 – Deformações nas armaduras da viga do pórtico no segundo carregamento (MASSONI, 1996)

MASSONI (1996) pesquisou com seus experimentos a viabilidade técnica do uso de formas estruturais de argamassa para elementos de concreto armado. Ele observa que, mesmo como avaliações parciais, os resultados dos ensaios demonstram o bom desempenho estrutural do sistema proposto, apesar de ser um processo ainda em desenvolvimento e passível de melhoramentos.

O sistema apresentado no trabalho de MASSONI (1996) tem o mesmo princípio do sistema pré-formado. A utilização da argamassa armada permite produzir formas pré-moldadas mais delgadas, assim a seção de concreto moldado no local tende assumir dimensões mais significativas no elemento estrutural. No trabalho sobre vigas pré-formadas, optou-se por executar as formas de concreto (cascas) com espessuras significativas em relação ao núcleo, com a finalidade de se observar a contribuição da resistência das cascas na resistência global das vigas pré-formadas.

2.3.1.2 PRIOR et al. (1993)

PRIOR et al. (1993) apresenta em seu trabalho sobre sistemas construtivos em concreto pré-moldado, o sistema RPC-K System (Kabuki Construction - Toshima/Japan), que consiste em vigas pré-moldadas em formato de “U”, usadas como formas para o concreto moldado no local, que é utilizado em todas as ligações do pavimento. Nesse sistema os pilares são executados com concreto moldado no local e as ligações formam um conjunto monolítico. A figura 2.31 mostra um segmento de viga pré-moldada em formato de “U”.

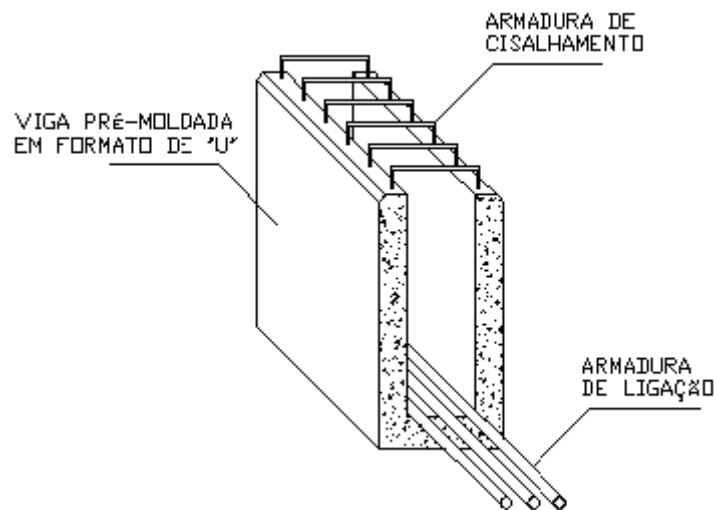


Figura 2.31 - Viga pré-moldada em formato de "U" (PRIOR et al., 1993)

O *RPC-K System*, assim como o sistema pré-formado, possibilita a adição de armadura suplementar de combate à flexão e armadura de ligação entre vigas e pilares. Parte do comprimento dos estribos é envolvida pelo concreto moldado no local, contribuindo para a ligação entre vigas e lajes. Esse sistema favorece a continuidade das ligações contribuindo com a estabilidade global da estrutura.

2.3.1.3 FERREIRA (2001)

FERREIRA (2001) apresenta estudo sobre estruturas pré-moldadas que se assemelham ao sistema estrutural das vigas pré-formadas de concreto armado. As passarelas compostas de casca pré-moldada em concreto protendido que são preenchidas com concreto moldado no local. As cascas apresentam esbelteza considerável e são apoiadas em suas extremidades em aparelhos de apoio, localizados sobre pilares. A figura 2.32 mostra a seção de uma passarela com casca pré-moldada de concreto protendido trabalhando como forma para o concreto moldado no local.

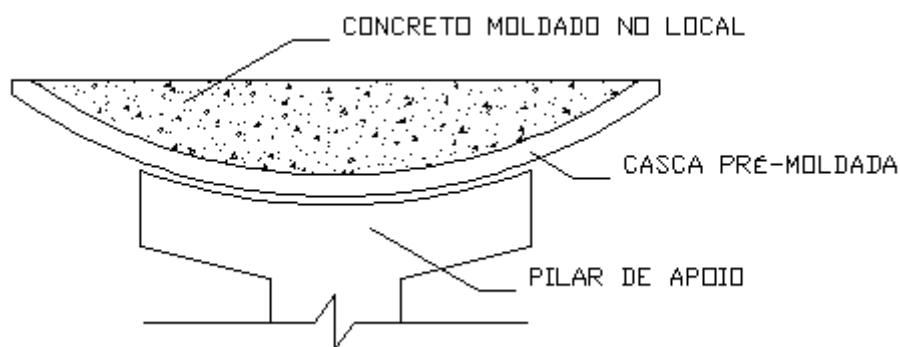


Figura 2.32 - Estrutura pré-moldada de passarela (FERREIRA, 2001)

Segundo FERREIRA (2001), a procura de estruturas mais resistentes, duráveis, ousadas nas suas formas, com elevado valor estético e com menor impacto ambiental motivou o desenvolvimento de materiais e sistemas estruturais mais apropriados aos novos projetos de engenharia. A elevada resistência, a significativa redução do peso dos elementos estruturais e as novas formas permitidas possibilitam a concepção de projetos arquitetônicos mais arrojados.

A estrutura apresentada no trabalho de FERREIRA (2001) pode ser considerada como uma aplicação prática de sistema construtivo que utiliza parte da seção do elemento estrutural, executada em concreto pré-moldado, como forma para o concreto moldado no local. A economia com formas e cimbramentos e a eliminação do trabalho de desforma tornam esses sistemas interessantes para a execução de diversos tipos de obras.

2.3.1.4 HAI TAN et al. (1997)

HAI TAN et al. (1997), apresentaram os resultados dos ensaios de 22 vigas de concreto armado, bi apoiadas, submetidas a duas cargas concentradas iguais, equidistantes dos apoios. As vigas foram executadas com concreto de resistência à compressão de 50 MPa e apresentavam taxa geométrica de armadura longitudinal ρ_l variando de 2,00%, 2,58%, 4,08% e 5,80%. A taxa geométrica de armadura transversal $\rho_w = 0,48\%$ foi adotada para todas as vigas.

As vigas apresentavam seção retangular com 500 mm de altura e 110 mm de largura e foram divididas em 4 grupos. As vigas dos grupos 1 e 4 possuíam comprimento variando de 2050 mm a 3800 e as vigas dos grupos 2 e 3, de 1550 mm a 3800 mm. As vigas dos grupos 1 e 4

possuíam vãos variando de 1750 mm a 3200 mm e as vigas dos grupos 2 e 3, de 1250 mm a 3500 mm. Foram utilizadas barras de $\varnothing = 20$ mm para as armaduras longitudinais e barras de $\varnothing = 10$ mm, para as transversais. O espaçamento entre os estribos foi de 300 mm.

A finalidade do trabalho foi determinar a influência que a taxa de armadura longitudinal exerce sobre a resistência das vigas ao cisalhamento e também relacionar os modos de ruptura com a relação a/h , onde a foi a distância entre as cargas concentradas e os apoios adjacentes, e h a altura das vigas. A relação a/h variou de 0,25, 0,50, 0,75, 1,00, 1,50, 2,00 e 2,5. A figura 2.33 mostra o esquema do posicionamento das cargas em relação aos apoios das vigas.

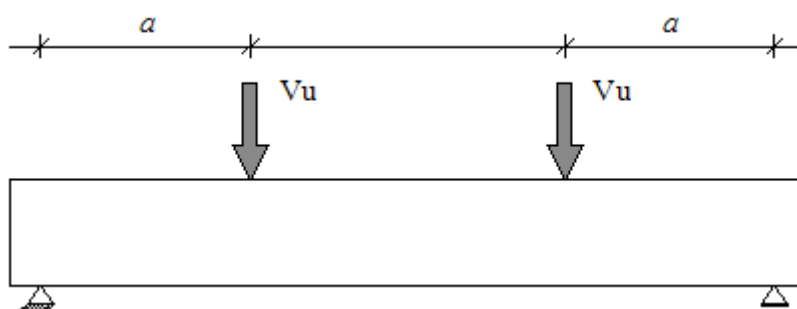


Figura 2.33 - Posicionamento das cargas em relação aos apoios (HAI TAN et al., 1997)

Os resultados obtidos com os ensaios revelaram que contribuição de ρ_l na resistência das vigas ao cisalhamento é mais significativa para relações a/h menores que 1,50. Para relações a/h maiores que 1,50, o aumento da taxa de armadura longitudinal não contribuiu com o aumento de resistência das vigas ao cisalhamento. Em particular, vigas com ρ_l igual a 5,80% apresentaram os maiores valores de carga última. A tabela 2.3 apresenta as características das vigas e as cargas e modo de ruptura. Na identificação das vigas, o primeiro número corresponde ao grupo, o segundo corresponde ao ρ_l , e o terceiro à relação a/h .

Tabela 2.3 - Características das vigas, cargas e modo de ruptura (HAI TAN et al., 1997)

Viga	Vão (m)	f_c (MPa)	a/h	ρ_l (%)	$2 \cdot V_u$ (kN)	Tipo de ruptura
1-2,00/0,75	1,75	71,2	0,75	2,00	109,0	Força cortante-flexão
1-2,00/1,00	2,00	71,2	1,00	2,00	100,0	Força cortante-flexão
1-2,00/1,50	2,50	72,1	1,50	2,00	50,0	Força cortante-tração
1-2,00/2,50	3,20	74,1	2,50	2,00	39,0	Ruptura da ancoragem
2-2,58/0,25	1,25	69,9	0,25	2,58	167,0	Ruptura do apoio
2-2,58/0,50	1,50	64,6	0,50	2,58	148,0	Força cortante-flexão
2-2,58/0,75	1,75	64,6	0,75	2,58	106,0	Força cortante-flexão
2-2,58/1,00	2,00	68,1	1,00	2,58	50,0	Força cortante-tração
2-2,58/1,50	2,50	68,1	1,50	2,58	30,0	Força cortante-tração
2-2,58/2,00	3,00	69,9	2,00	2,58	26,0	Força cortante-tração
2-2,58/2,50	3,50	54,7	2,50	2,58	31,0	Ruptura da ancoragem
3-4,08/0,25	1,25	69,9	0,25	4,08	185,0	Ruptura do apoio
3-4,08/0,50	1,50	64,6	0,50	4,08	144,0	Força cortante-flexão
3-4,08/0,75	1,75	64,6	0,75	4,08	134,0	Força cortante-flexão
3-4,08/1,00	2,00	68,1	1,00	4,08	104,0	Esmagamento da biela
3-4,08/1,50	2,50	68,1	1,50	4,08	30,0	Força cortante-tração
3-4,08/2,00	3,00	69,9	2,00	4,08	38,0	Força cortante-tração
3-4,08/2,50	3,50	54,8	2,50	4,08	27,0	Ruptura da ancoragem
4-5,80/0,75	1,75	71,2	0,75	5,80	140,0	Esmagamento da biela
4-5,80/1,00	2,00	71,2	1,00	5,80	106,0	Força cortante-flexão
4-5,80/1,50	2,50	72,1	1,50	5,80	78,0	Força cortante-tração
4-5,80/2,50	3,20	74,1	2,50	5,80	53,0	Ruptura da ancoragem

HAI TAN et al. (1997) concluíram que:

- Para $a/h < 1,50$, com o acréscimo da taxa de armadura longitudinal, houve um acréscimo na carga última das vigas. O mesmo não ocorreu para $a/h \geq 1,50$;
- Para $\rho_l = 5,80\%$, independente de a/h , as vigas apresentaram os maiores valores de capacidade de carga;

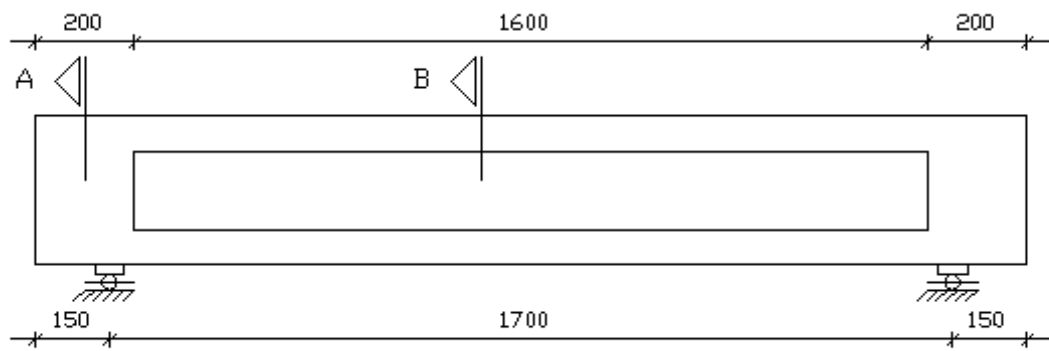
- A relação a/h influenciou o modo de ruptura das vigas. De um modo geral, para a relação $a/h = 0,25$, ocorreu a ruptura no apoio. Para $0,25 < a/h \leq 1,00$, as vigas romperam por força cortante-flexão, para $1,00 < a/h < 2,50$ as vigas romperam por força cortante-tração e para $a/h = 2,50$, houve ruptura da ancoragem.

O trabalho de HAI TAN et al. (1997) é importante, pois permitiu visualizar que a relação entre o vão de cisalhamento e a altura da viga influencia o modo de ruptura por cisalhamento. Neste trabalho será adotada uma relação (a/h) em torno de 1,76 para evitar a redução de resistência ao cisalhamento devido a deformações exageradas por flexão nos casos de $a/h \geq 2,00$ e aumento de resistência ao cisalhamento por influência da inclinação da biela comprimida nos casos de $a/h \leq 1,00$.

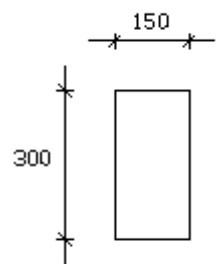
2.3.1.5 LEITE JÚNIOR (2000)

LEITE JÚNIOR (2000), realizou pesquisa teórica e experimental sobre a influência da armadura transversal na resistência à flexão de vigas pré-moldadas bi apoiadas, levando em consideração a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil das vigas (a/d). Os vãos de cisalhamento das vigas a (distância entre os apoios e as cargas) são mostrados nas figuras de 2.36 a 2.39. A altura útil d foi igual para todas as vigas como mostra a figura 2.35(a). A parte experimental da pesquisa consistiu no ensaio, até a ruptura, de 4 vigas, sob a aplicação de duas cargas iguais e equidistantes aos apoios.

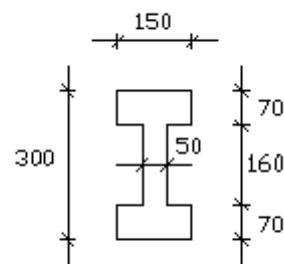
As vigas tinham seção I no vão entre os apoios, e seção retangular, nas extremidades. A figura 2.34 mostra a vista lateral e as seções das vigas. As vigas foram identificadas de acordo com a relação a/d . A viga I-250 possuía $a/d = 2,50$, a viga I-196, $a/d = 1,96$, a viga I-143A e a viga I-143B, $a/d = 1,43$. O concreto utilizado na confecção das vigas apresentou resistência média à compressão de 70 MPa.



VISTA LATERAL



SEÇÃO A

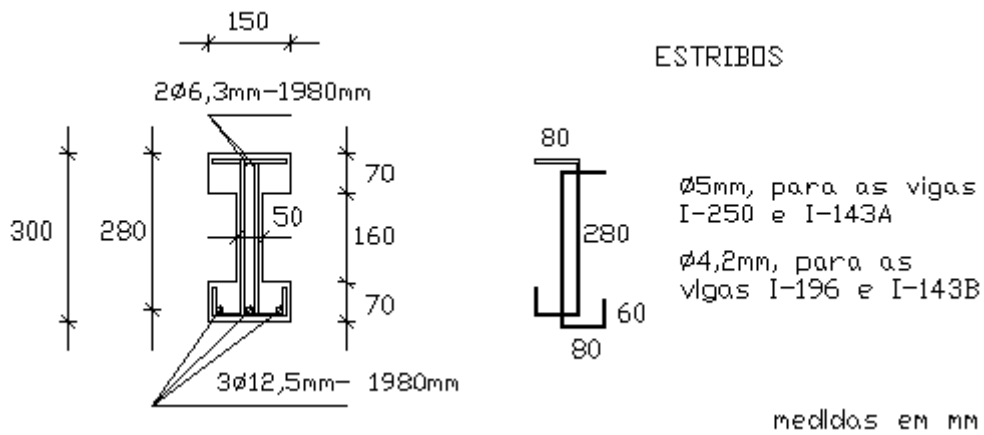


SEÇÃO B

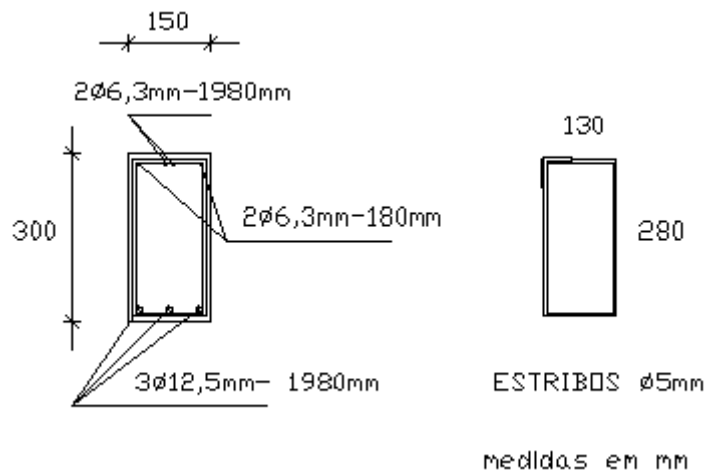
medidas em mm

Figura 2.34 - Vista lateral e seções das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)

As armaduras longitudinais de flexão foram iguais para todas as vigas e foram compostas de 3 barras retas de $\varnothing 12,5$ mm, correspondendo a uma taxa geométrica de armadura $\rho_l = 2,61\%$. Nas extremidades das barras longitudinais, foi soldada uma barra de $\varnothing 12,5$ mm e comprimento de 13 cm, para melhorar a ancoragem. Na parte superior das vigas foram posicionadas duas barras de $\varnothing 6,3$ mm. No trecho de seção retangular das vigas, foram posicionadas na parte superior, mais duas barras de $\varnothing 6,3$ mm. O posicionamento da armadura longitudinal é mostrado na figura 2.35.



(a) Porção média das vigas



(b) Extremidades das vigas

Figura 2.35 - Detalhe da armadura das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)

As armaduras transversais variaram de diâmetro e de espaçamento e foram compostas de estribos verticais de dois elementos dobrados, como mostra a figura 2.35(a). A viga I-250 tinha estribos de $\varnothing 5,0$ mm espaçados de 14 cm. A viga I-196 tinha estribos de $\varnothing 4,2$ mm espaçados de 9 cm. Nas vigas I-143 A e I-143 B, os estribos tinham diâmetro de 5,0 e 4,2 mm respectivamente e foram espaçados de 10 cm. As figuras de 2.36, 2.37, 2.38 e 2.39 mostram detalhe do posicionamento dos estribos, e das distâncias entre as cargas concentradas e os apoios das vigas I-250, I-196, I-143 A e I-143 B, respectivamente. A tabela 2.4 apresenta as características das armaduras das vigas.

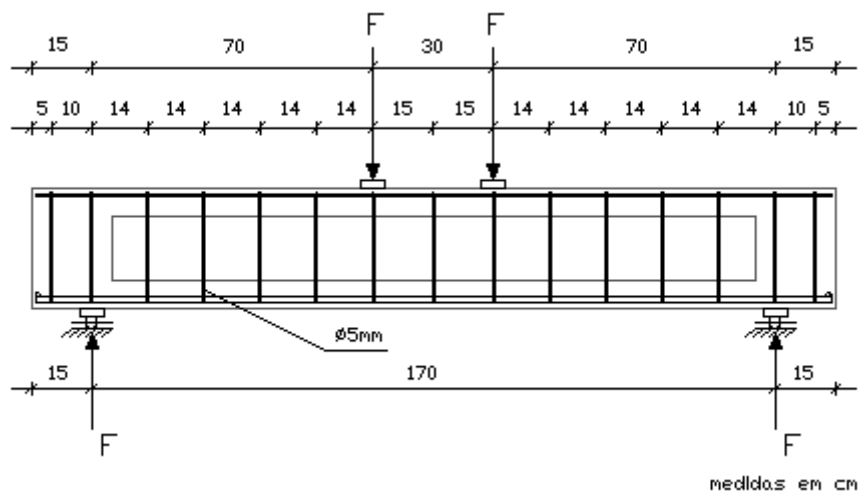


Figura 2.36 - Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-250 (LEITE JÚNIOR, 2000)

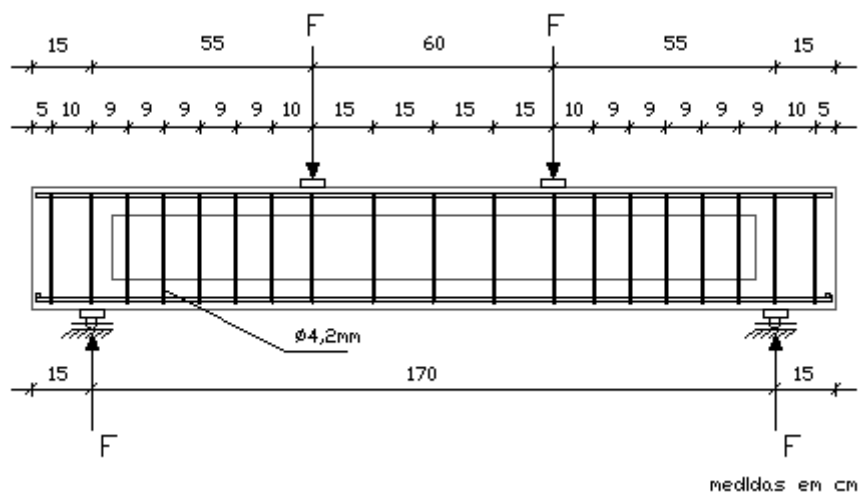


Figura 2.37 - Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-196 (LEITE JÚNIOR, 2000)

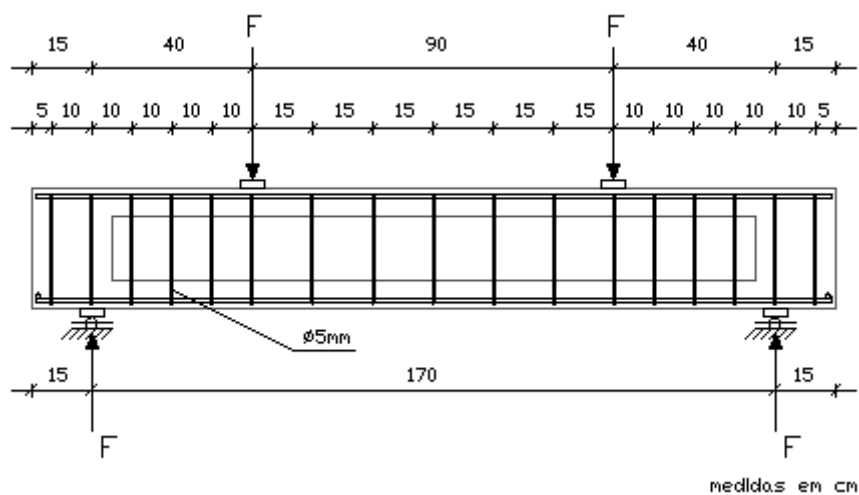


Figura 2.38 - Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-143 A (LEITE JÚNIOR, 2000)

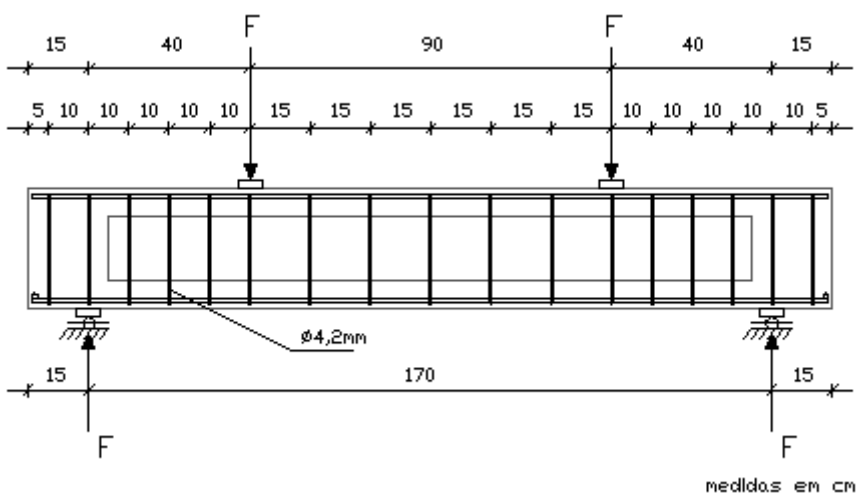


Figura 2.39 - Posição dos estribos, cargas e apoios da viga I-143 B (LEITE JÚNIOR, 2000)

Tabela 2.4 - Características das armaduras das vigas (LEITE JÚNIOR, 2000)

Vigas	Armadura Longitudinal					Armadura transversal			
	Quantidade. (unidade)	ϕ (mm)	A_{sl} (mm ²)	f_{yl} (MPa)	ρ_l (%)	ϕ (mm)	s (mm)	f_{yw} (MPa)	ρ_w (%)
I-250	3	12,5	3,66	530	2,61	5,0	140	710	0,557
I-196	3	12,5	3,66	530	2,61	4,2	90	810	0,501
I-143 A	3	12,5	3,66	530	2,61	5,0	100	710	0,780
I-143 B	3	12,5	3,66	530	2,61	4,2	100	810	0,532

A tabela 2.5 apresenta o valor da carga F e o momento fletor M provocado por esta, na ocasião do escoamento das armaduras longitudinais (índice y,F), do escoamento das

armaduras transversais (índice y, V) e quando as armaduras longitudinais sofreram deformações de 10‰.

Tabela 2.5 - Cargas e momentos no escoamento das armaduras (LEITE JÚNIOR, 2000)

Vigas	$M_{y,F}$ (kN·m)	$F_{y,F}$ (kN)	$M_{y,V}$ (kN·m)	$F_{y,V}$ (kN)	M_{10} (kN·m)	F_{10} (kN)
I-250	49,0	70,0	-	-	52,5	75,0
I-196	44,0	80,0	-	-	52,6	95,0
I-143 A	40,0	100,0	56,0	140,0	50,0	125,0
I-143 B	44,0	110,0	36,0	90,0	52,0	130,0

LEITE JÚNIOR, (2000) observou que, independentemente do grau de armação ao cisalhamento, todas as vigas atingiram a ruína por flexão com alongamento plástico excessivo da armadura longitudinal.

- As vigas com maior relação a/d , I-250 e I-196, atingiram ruína de forma clara por flexão. Os estribos não atingiram o escoamento e não houve esmagamento do concreto no banzo comprimido;
- Na viga I-143 A, após o alongamento excessivo da armadura de flexão, os estribos entraram em escoamento e romperam por tração.
- Na viga I-143 B, os estribos entraram em escoamento antes da armadura de flexão, porém os estribos não romperam. Após o alongamento excessivo da armadura de flexão, houve esmagamento do concreto comprimido na região situada entre as cargas.

Os valores das cargas de ruptura observadas nos ensaios ficaram próximos dos valores calculados através de normas. A tabela 2.6 apresenta os valores previstos e os experimentais das cargas de ruptura das vigas, e também apresenta a relação entre os resultados experimentais e os valores calculados.

Tabela 2.6 - Cargas calculadas e experimentais de ruptura (LEITE JÚNIOR, 2000)

Vigas	$F_{y,F}$ (kN)	F_{10} (kN)	F_{ucal} (kN)	$F_{y,F}/F_{ucal}$	F_{10}/F_{ucal}
I-250	70,0	75,0	75,0	0,933	1,000
I-196	80,0	95,0	95,6	0,837	0,994
I-143 A	100,0	125,0	131,4	0,761	0,951
I-143 B	110,0	130,0	131,6	0,836	0,988

O autor observou que armadura longitudinal teve o mesmo comportamento para todas as vigas, independentemente da relação a/d e do grau de armadura ao cisalhamento. Em todos os casos esta armadura entrou em escoamento e as vigas romperam por flexão com alongamento plástico excessivo dessa armadura (10‰).

O trabalho de LEITE JÚNIOR, (2000) contribui para esta pesquisa por revelar que a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil variando entre 1,43 e 2,50 não alterou o modo de ruptura de vigas com iguais seções de concreto e de armadura de flexão. A relação adotada na presente pesquisa ($a/d \cong 1,75$) está no intervalo estudado pelo autor.

2.3.2 Vigas Pré-formadas

Os trabalhos sobre elementos estruturais pré-formados em concreto armado ainda são escassos na literatura. Entretanto, alguns trabalhos foram realizados (vigas e pilares) no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará em nível de graduação.

2.3.2.1 SILVA FILHO et al. (2006)

SILVA FILHO et al. (2006) apresentaram os resultados dos ensaios à flexão de 8 vigas de concreto armado com seção subarmada e dimensões de 150 mm x 500 mm x 3000 mm, sendo 4 vigas maciças utilizadas como referência e 4 vigas pré-formadas. Posteriormente foram ensaiadas mais 4 vigas de concreto armado, porém com seção superarmada e dimensões de 90 mm x 330 mm x 2500 mm, sendo 2 de referência e 2 pré-formadas. Estas vigas apresentavam como variável as taxas de armadura de flexão e cisalhamento. A figura 2.40 mostra a

seqüência de fabricação das vigas pré-formadas e a figura 2.41 mostra as formas metálicas, a armadura e as vigas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA.

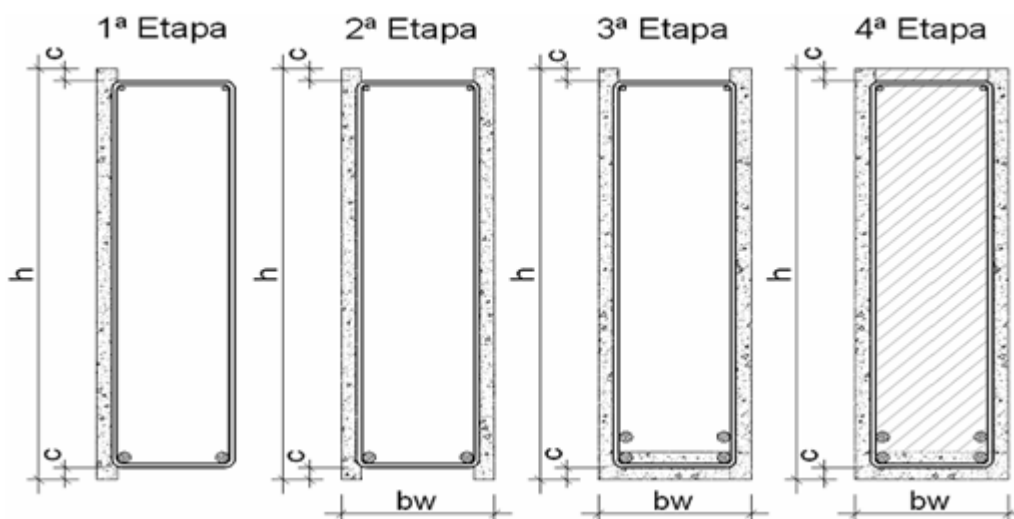


Figura 2.40 - Seqüência de montagem das vigas pré-formadas (SILVA FILHO et al., 2006)

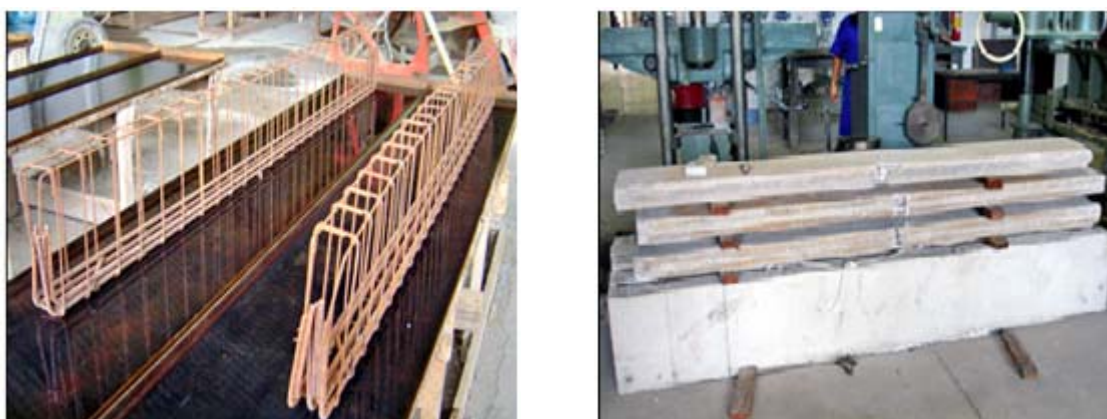


Figura 2.41 - Forma metálica, armadura e vigas concretadas (SILVA FILHO et al., 2006)

A resistência à compressão do concreto das vigas variou entre 20 a 26 MPa. Na parte superior das vigas foram dispostas armaduras de composição, formadas por duas barras de diâmetro \varnothing 5,0 mm. Na parte inferior foram posicionadas as armaduras de flexão, compostas por diferentes quantidades de barras de diâmetros \varnothing 6,3 mm, \varnothing 10,0 mm e \varnothing 12,5 mm. As vigas foram dimensionadas de modo a apresentarem seções subarmadas, por representar a maioria dos casos correntes de projeto, e também superarmadas, para que fosse possível avaliar a aderência entre a pré-forma estrutural e o concreto do núcleo das vigas em casos mais extremos. Nas vigas com seções subarmadas, as armaduras de cisalhamento (estribos) foram compostas por barras de aço CA 60, com diâmetro de \varnothing 4,2 mm, espaçadas a cada 150 mm.

Já nas superarmadas, as armaduras foram compostas por barras de $\varnothing 5,0$ mm a cada 100 mm. A figura 2.42 apresenta detalhes das armações das vigas e o posicionamento dos apoios e do carregamento.

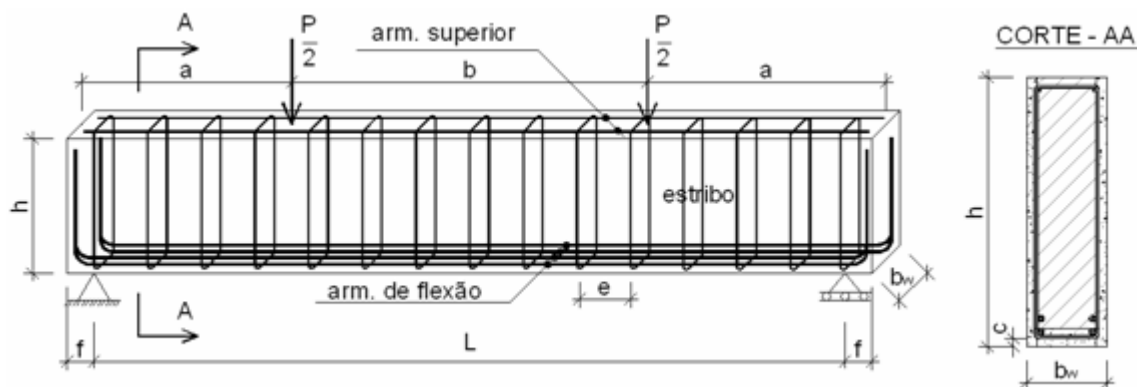


Figura 2.42 - Detalhe da armadura, apoios e carregamento (SILVA FILHO et al., 2006)

A tabela 2.7 apresenta as características das vigas com seção subarmada e a tabela 2.8 apresenta as características das vigas com seção superarmada.

Tabela 2.7 - Características das vigas com seção subarmada (SILVA FILHO et al., 2006)

Viga	L (mm)	a (mm)	b (mm)	f (mm)	d (mm)	Armadura de Flexão	As (mm ²)
VM1	2.200	700	800	400	480,9	2 \varnothing 6,3	62,3
VM2	2.200	700	800	400	474,9	2 \varnothing 6,3	62,3
VM3	2.200	700	800	400	480,5	2 \varnothing 6,3+1 \varnothing 10,0+1 \varnothing 12,5	263,6
VM4	2.200	700	800	400	480,2	2 \varnothing 6,3+1 \varnothing 10,0+1 \varnothing 12,5	263,6
VP1	2.800	835	1130	100	465,9	2 \varnothing 6,3+2 \varnothing 10,0	219,4
VP2	2.200	700	800	400	471,9	2 \varnothing 6,3	62,3
VP3	2.200	700	800	400	463,9	2 \varnothing 6,3	62,3
VP4	2.200	700	800	400	462,8	2 \varnothing 6,3+2 \varnothing 12,5	307,8

$b_w=150$ mm; $h=500$ mm; Estribos $\varnothing 4,2$ c/15; VM=Viga maciça; VP=Viga pré-formada.

Tabela 2.8 - Características das vigas com seção superarmada (SILVA FILHO et al., 2006)

Viga	a (mm)	b (mm)	f (mm)	d (mm)	Armadura de Flexão	As (mm ²)
VM2-5F	700	800	150	283	3 Ø 10,0+2 Ø 10,0	392,7
VM3-6F	700	800	150	280	3 Ø 10,0+3 Ø 10,0	471,2
VP2-5F	700	800	150	283	3 Ø 10,0+2 Ø 10,0	392,7
VP3-6F	700	800	150	280	3 Ø 10,0+3 Ø 10,0	471,2
b _w =90 mm; h=330 mm; Estribos Ø 5,0 c/10; VM=Viga maciça; VP=Viga pré-formada; L=2.200 mm.						

O sistema de ensaio utilizado por SILVA FILHO et al. (2006) foi composto por um pórtico de reação, usado para transmitir os carregamentos aplicados à viga para a laje de reação do laboratório; um cilindro hidráulico com capacidade de carga de 500 kN, para aplicação do carregamento; uma bomba hidráulica para acionar o cilindro; uma célula de carga com leitora com capacidade para 500 kN e precisão de 1 kN, para medir a intensidade do carregamento aplicado pelo cilindro hidráulico; e uma viga metálica de perfil I com a função de distribuir a carga aplicada pelo cilindro hidráulico em dois pontos equidistantes dos apoios. Foram utilizadas duas chapas metálicas com roletes para simular as condições de contorno desejadas. Um sistema semelhante foi utilizado como apoio das vigas.

A instrumentação adotada por SILVA FILHO et al. (2006) consistiu em um deflectômetro analógico com precisão de 0,01 mm, posicionado no meio do vão da viga para medir os deslocamentos verticais máximos correspondentes às cargas aplicadas. As deformações do concreto foram monitoradas através da utilização de extensômetros elétricos de resistência (EER), do tipo KC-70-120-A1-11, com 8 mm x 95 mm fabricados pela Kyowa Electronic Instruments Co. Ltd., fixados no centro da face superior da viga. As deformações do aço foram monitoradas através da utilização de extensômetros elétricos de resistência (EER), do tipo KFG-5-120-C1-11, medindo 2,8 mm x 9,4 mm, do mesmo fabricante, posicionados no centro de pelo menos uma de suas barras, sempre na camada mais solicitada. A figura 2.43 mostra o sistema de ensaio e o posicionamento da instrumentação. A figura 2.44 mostra o detalhe dos ensaios.

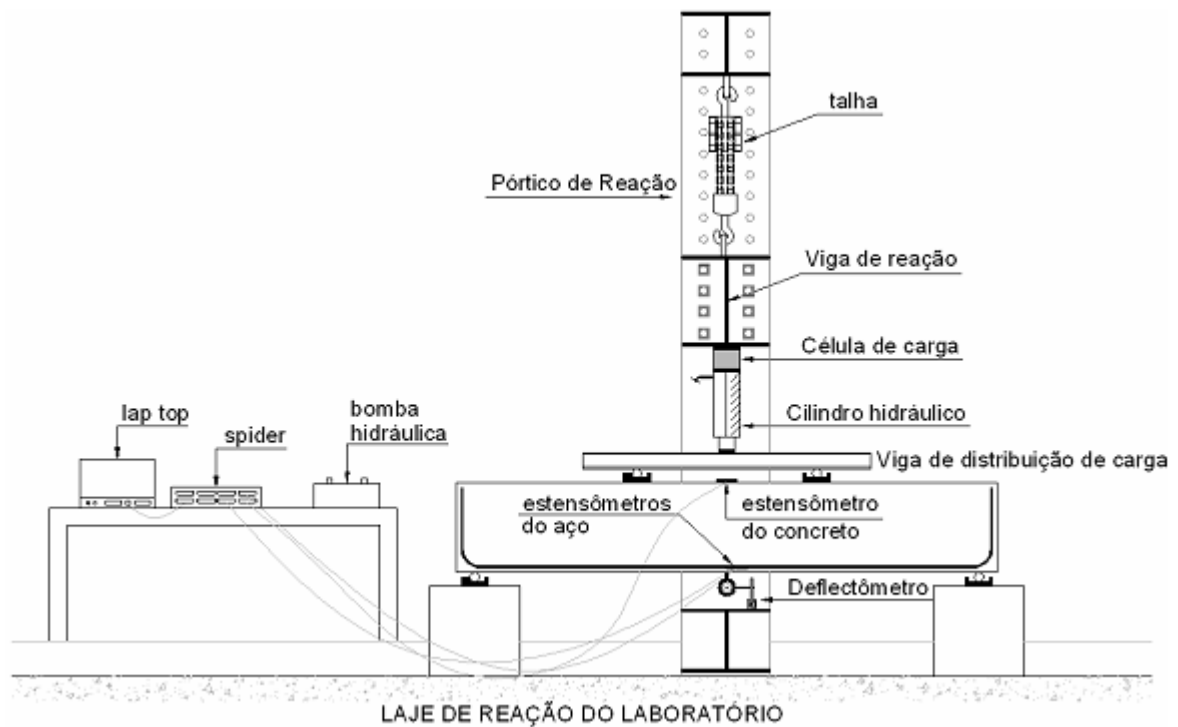


Figura 2.43 - Sistema de ensaio (SILVA FILHO et al., 2006)



Figura 2.44 - Detalhes do ensaio (SILVA FILHO et al., 2006)

Um sistema de ensaio semelhante ao utilizado por SILVA FILHO et al. (2006) será adotado no presente trabalho de pesquisa. Os valores dos passos de carga serão ajustados de acordo com as características das vigas.

Segundo os autores, as deformações no concreto e no aço ocorreram de forma previsível, todas as vigas da segunda etapa foram monitoradas por apresentarem seção superarmada, mas com significativa sollicitação da armadura de flexão. A figura 2.45 mostra os gráficos das deformações medidas nas vigas da segunda etapa.

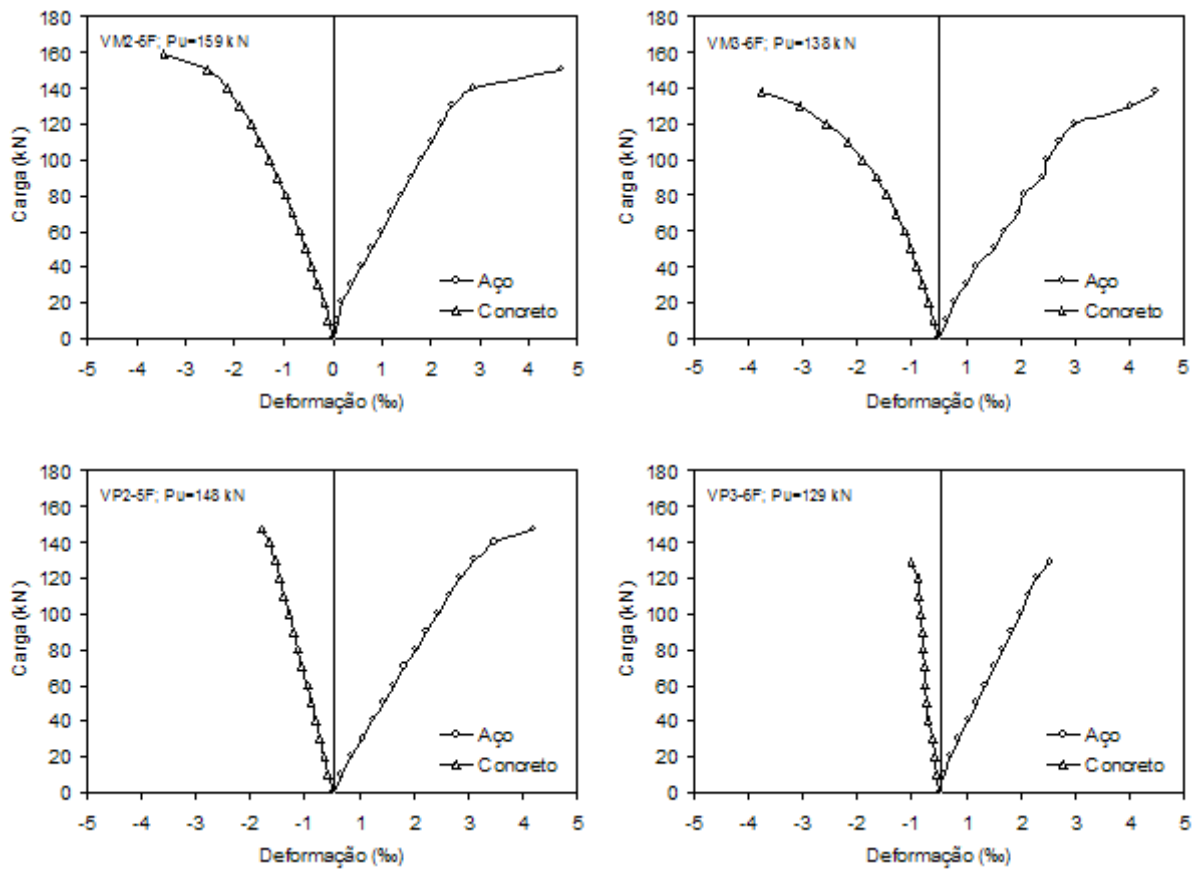


Figura 2.45 - Deformações nas vigas da segunda etapa (SILVA FILHO et al., 2006)

Foi constatado pelos autores que as vigas pré-formadas tiveram níveis de deslocamentos compatíveis com os deslocamentos das vigas maciças. Para as vigas maciças, as primeiras fissuras surgiram com carga 25% maior que a das vigas pré-formadas. De um modo geral não ocorreram diferenças significativas entre os deslocamentos medidos nos dois sistemas analisados, principalmente em estágios iniciais de carregamento. As figuras 2.46 e 2.47 mostram as curvas obtidas para os deslocamentos máximos no centro do vão das vigas da primeira e segunda etapa, respectivamente.

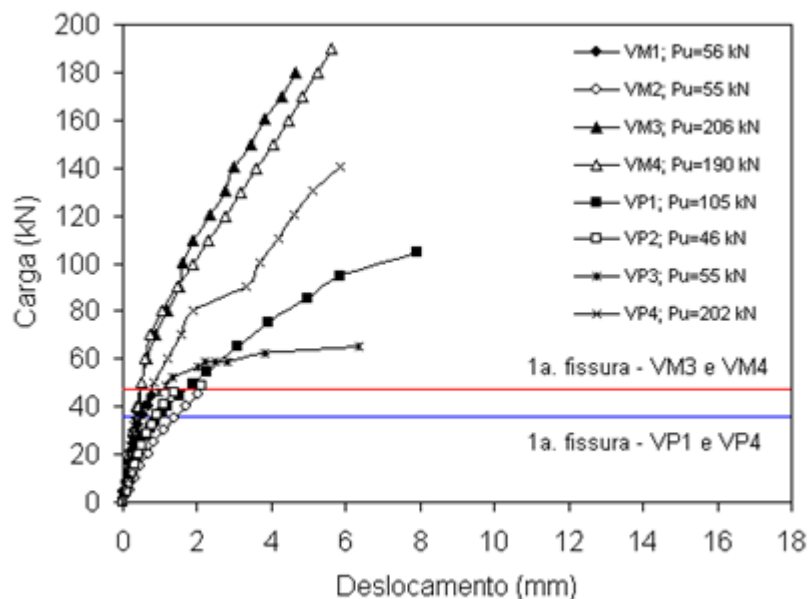


Figura 2.46 - Deslocamentos das vigas da primeira etapa (SILVA FILHO et al., 2006)

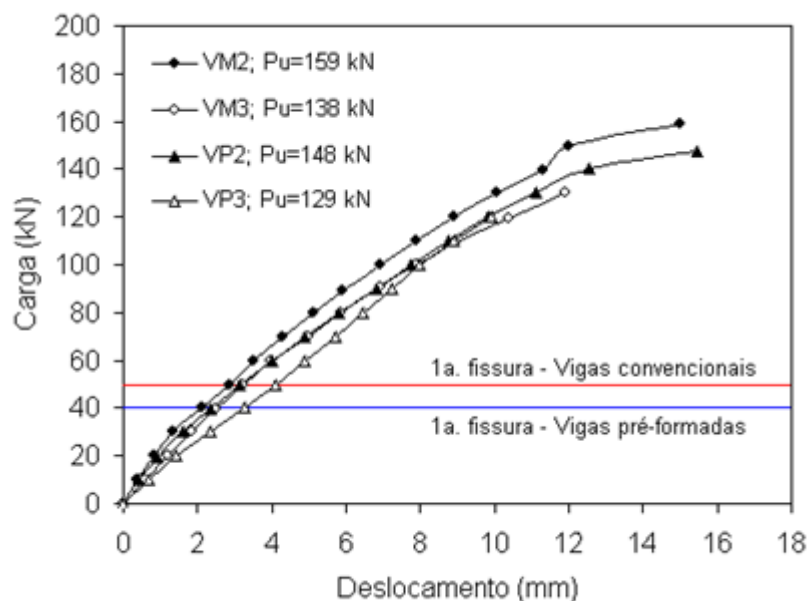


Figura 2.47 - Deslocamentos das vigas da segunda etapa (SILVA FILHO et al., 2006)

Segundo SILVA FILHO et al. (2006), de acordo com o critério de resistência e previsibilidade do modo de ruptura, as vigas pré-formadas atenderam às expectativas. Os resultados obtidos com as vigas pré-formadas se aproximaram aos obtidos com as vigas maciças e aos valores das estimativas normativas. A tabela 2.9 apresenta os valores estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os observados experimentalmente. A maioria das vigas

rompeu por flexão, com a menor relação de resistência das vigas pré-formadas sendo registrada na viga VP2, 0,85, mas ainda satisfatória. A estimativa normativa foi 16% maior que a carga de ruptura da viga VM4, que rompeu por cisalhamento.

Tabela 2.9 - Valores estimados e experimentais (SILVA FILHO et al., 2006)

Seção	Viga	d (mm)	f _c (MPa)	A _s (mm ²)	P _V (kN)	P _{Flex} (kN)	P (kN)	P _u (kN)	P _u /P (kN)	Modo de ruptura
2ª Etapa	VM2 5F	283	25,0	393	246,0	154,0	154,0	159,0	1,03	Flexão – esmagamento concreto
	VM3 6F	280	22,0	471	246,0	145,0	145,0	138,0	0,95	Flexão – esmagamento concreto
	VP2 5F	283	24,0	393	246,0	147,0	147,0	147,5	1,01	Flexão – esmagamento concreto
	VP3 6F	280	20,0	471	246,0	144,0	144,0	128,5	0,89	Flexão - falha ancoragem
1ª Etapa	VM1	481	25,0	62	220,0	55,0	55,0	56,1	1,02	Flexão – armadura flexão
	VM2	475	23,0	62	220,0	54,0	54,0	55,0	1,01	Flexão – armadura flexão
	VM3	481	24,0	219	222,0	221,0	221,0	205,5	0,93	Flexão - armadura flexão
	VM4	480	26,0	308	221,0	222,0	221,0	190,0	0,86	Cisalhamento
	VP1	466	25,0	219	238,0	152,0	152,0	104,7	-	Flexão - falha ancoragem
	VP2	472	26,0	62	219,0	54,0	54,0	45,6	0,85	Flexão – armadura flexão
	VP3	464	24,0	62	218,0	53,0	53,0	55,2	1,04	Flexão – armadura flexão
	VP4	463	25,0	308	217,0	247,0	217,0	201,8	0,93	Cisalhamento
Média aritmética									0,96	Obs: A viga VP1 (P _u /P=0,69) Não foi considerada no tratamento estatístico.
Desvio padrão									0,07	
Coeficiente de variação (%)									7,29	
Notas:										
P _{Flex} = carga estimada para ruptura por flexão; P _V =carga estimada para ruptura por cisalhamento;										
P _u = carga de ruptura observada; P é a menor das cargas estimadas pela NBR 6118 (2003).										

SILVA FILHO et al. (2006) concluíram que as vigas pré-formadas ensaiadas apresentaram comportamento satisfatório em relação às vigas maciças de concreto armado, tanto no que diz respeito às deformações e aos deslocamentos medidos, ligeiramente maiores nas vigas pré-formadas (12%), quanto às cargas de ruptura. O padrão de fissuração também foi compatível com o observado nas vigas maciças. A diferença média entre as cargas de ruptura das vigas

pré-formadas e maciças, comparando as vigas VM1, VM2, VP2 e VP3, foi de apenas 7% a favor do sistema convencional.

O trabalho de SILVA FILHO et al. (2006) é importante para a presente pesquisa por apresentar resultados experimentais de ensaios de vigas pré-formadas à flexão e ao cisalhamento. As seções das armaduras de flexão das vigas da primeira etapa poderiam apresentar maior uniformidade entre as vigas pré-formadas e as vigas maciças de referência. Essas seções poderiam ser mais aproximadas das seções balanceadas, isso exigiria maior empenho da região de compressão do concreto.

2.3.2.2 SOUZA et al. (2006)

SOUZA et al. (2006) apresentaram os resultados dos ensaios de três vigas pré-formadas de 2300 mm de comprimento, 330 mm de altura e 120 mm de largura, compostas, cada uma, por dois segmentos de 950 mm de comprimento. Os segmentos foram ligados entre si através de armadura posicionada antes do concreto moldado no local, que foi lançado em duas camadas de 165 mm de altura com intervalo de lançamento de 24 horas. Entre os dois segmentos ficou um maciço de concreto de 400 mm de comprimento e seção igual a da viga, sob o qual foi posicionada uma chapa metálica medindo 400 mm x 120 mm x 50 mm, para simular um pilar intermediário durante a aplicação de carga. Também foram apresentados os resultados do ensaio de uma viga maciça de iguais dimensões, utilizada com referência. A variável estudada nos ensaios foi a taxa geométrica de armadura longitudinal, que variou de 0,27% a 1,11%. A tabela 2.10 apresenta a armadura de ligação entre os segmentos de cada viga.

Tabela 2.10 – Armadura de ligação (SOUZA et al., 2006)

Viga	d (mm)	bw (mm)	Ø (mm)	Quantidade	As (mm ²)
VM	305	120	8,0	2	100
VPF1	305	120	8,0	2	100
VPF2	303	120	12,5	2	250
VPF3	301	120	16,0	2	400

Os elementos pré-formados, deste trabalho, também chamados de formas de concreto, foram fabricados com concreto de resistência média à compressão de 34,9 MPa. A armadura longitudinal inferior foi de 2 Ø 6,0 mm, a superior foi de 2Ø4,2 mm, ambas em aço CA 60. Os estribos foram de Ø 6,0 mm em aço CA 60, espaçados a cada 150 mm. O cobrimento da armadura foi de 15 mm. A figura 2.48 mostra detalhes da armadura dos elementos pré-formados. A figura 2.49 mostra as etapas de concretagem dos elementos pré-formados que foram executadas em intervalo de 24 horas. A tabela 2.11 apresenta a resistência à compressão do concreto e a tabela 2.12 apresenta a resistência do aço utilizado nas vigas ensaiadas.

Tabela 2.11 - Resistência à compressão do concreto (SOUZA et al., 2006)

Viga	f_c (MPa)			f_c Médio (MPa)	E_c CEB (GPa)
	Forma	Núcleo 1	Núcleo 2		
VM	34,5	34,5	34,5	34,5	32,5
VPF1	34,2	34,6	34,7	34,5	32,5
VPF2	40,0	35,0	41,1	38,7	33,8
VPF3	30,5	39,6	41,1	37,1	33,3

Tabela 2.12 - Resistência do aço utilizado (SOUZA et al., 2006)

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
6,0	600	1,1	714	545
8,0	593	1,3	740	458
12,5	611	3,2	758	509
16,0	547	1,2	746	456

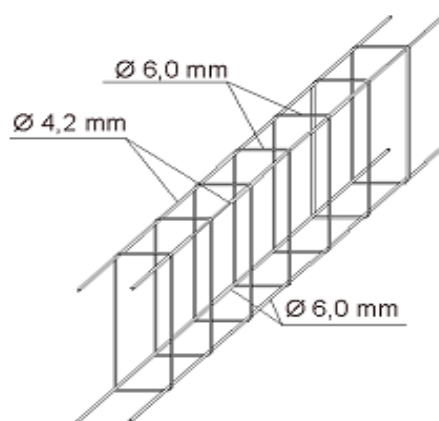


Figura 2.48 - Detalhe da armadura dos elementos pré-formados (SOUZA et al., 2006)

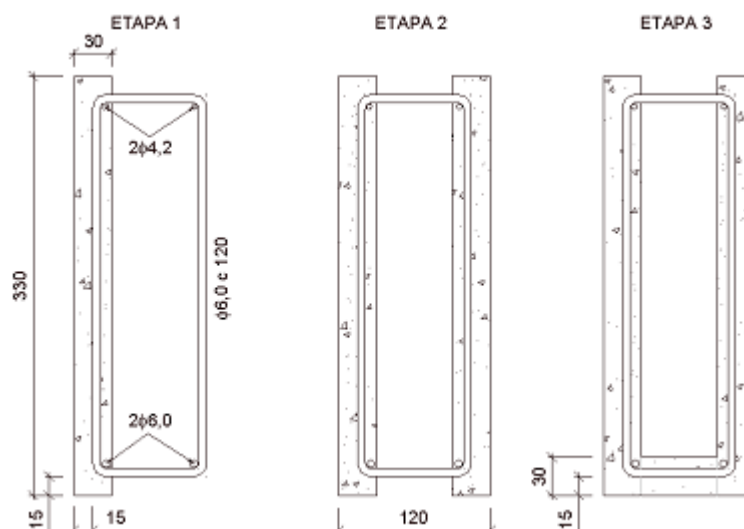


Figura 2.49 - Etapas de concretagem dos elementos pré-formados (SOUZA et al., 2006)

As vigas foram constituídas de dois elementos pré-fabricados, posicionados com um afastamento entre eles para representar uma ligação viga-pilar, denominada aqui de zona de engastamento. Esta zona teve comprimento igual a maior dimensão do pilar, representado por uma placa de aço com 120 mm x 400 mm x 50 mm. Posteriormente foi colocada a armadura de ligação composta de barras longitudinais de combate à flexão, estribos e armadura de composição (2 Ø 6,0). O concreto moldado no local foi executado em duas camadas de altura igual a 165 mm com intervalo entre o tempo de execução de 24h. A Figura 2.50 mostra as etapas de montagem das vigas, posicionamento da armadura de ligação e o lançamento das camadas de concreto moldado no local. A figura 2.51 mostra detalhes das vigas após o lançamento do concreto da primeira fase e a figura 2.52 mostra as vigas após o lançamento do concreto da segunda fase e o concreto da viga maciça de referência.

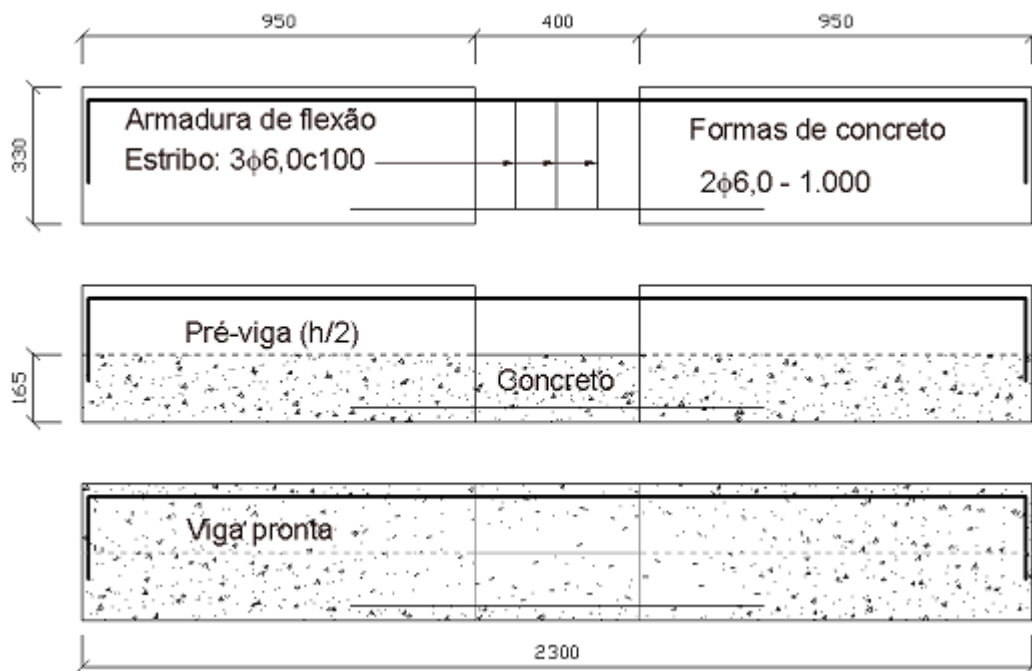


Figura 2.50 - Armadura de ligação e as fases de concretagem (SOUZA et al., 2006)



Figura 2.51 - Concreto da primeira fase (SOUZA et al., 2006)



Figura 2.52 - Concreto da segunda fase e da viga maciça (SOUZA et al., 2006)

Foi montado um sistema de ensaio à flexão simples das vigas com apoio isostático, com vão de 2000 mm. Através de um cilindro hidráulico de dupla ação com capacidade de carga de 1000 kN e uma bomba hidráulica foram aplicadas cargas verticais sobre uma chapa metálica medindo 120 mm x 400 mm x 50 mm simulando um pilar. As cargas foram medidas através de uma célula de carga com capacidade para 1000 kN conectada a uma leitora digital com precisão de 1 kN. Na instrumentação das vigas foi utilizado um deflectômetro analógico, de fabricação da Digimess, posicionado no centro do vão para medir os deslocamentos a cada passo de carga durante o ensaio. As figuras 2.53 e 2.54 mostram o sistema e detalhes dos ensaios.

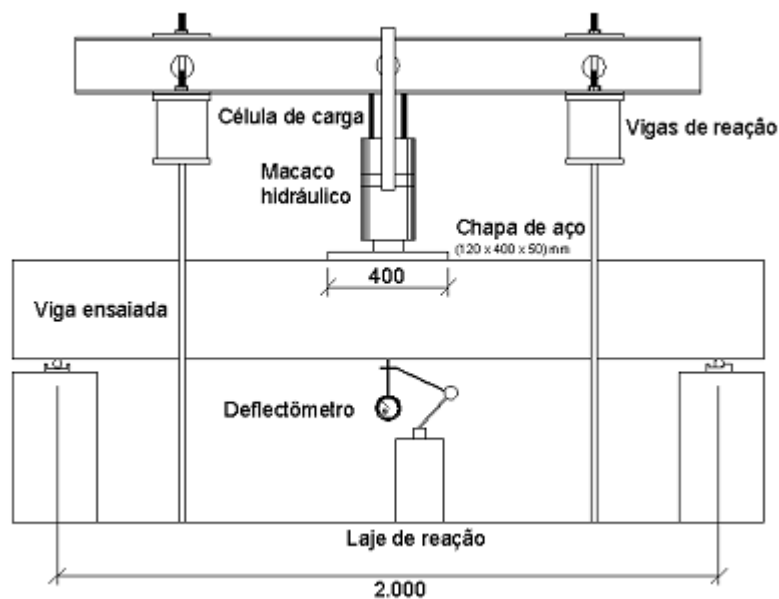


Figura 2.53 - Sistema de ensaio (SOUZA et al., 2006)



Figura 2.54 - Detalhe do ensaio (SOUZA et al., 2006)

Segundo SOUZA et al. (2006) as vigas VM e VPF1, que apresentaram as mesmas taxas geométricas de armadura de flexão, apresentaram deslocamentos semelhantes, compatíveis com as cargas aplicadas. A carga de surgimento da primeira fissura foi igual para as duas vigas. As vigas VPF2 e VPF3 tiveram um comportamento satisfatório para as crescentes taxas geométricas de armadura de flexão, com as cargas de surgimento da primeira fissura 50% superiores às das vigas VM e VPF1. Figura 2.55 mostra os deslocamentos observados nas vigas relativos às cargas aplicadas. A figura 2.56 mostra a comparação entre os deslocamentos medidos em todas as vigas. A figura mostra também a comparação entre as cargas de primeiras fissuras.

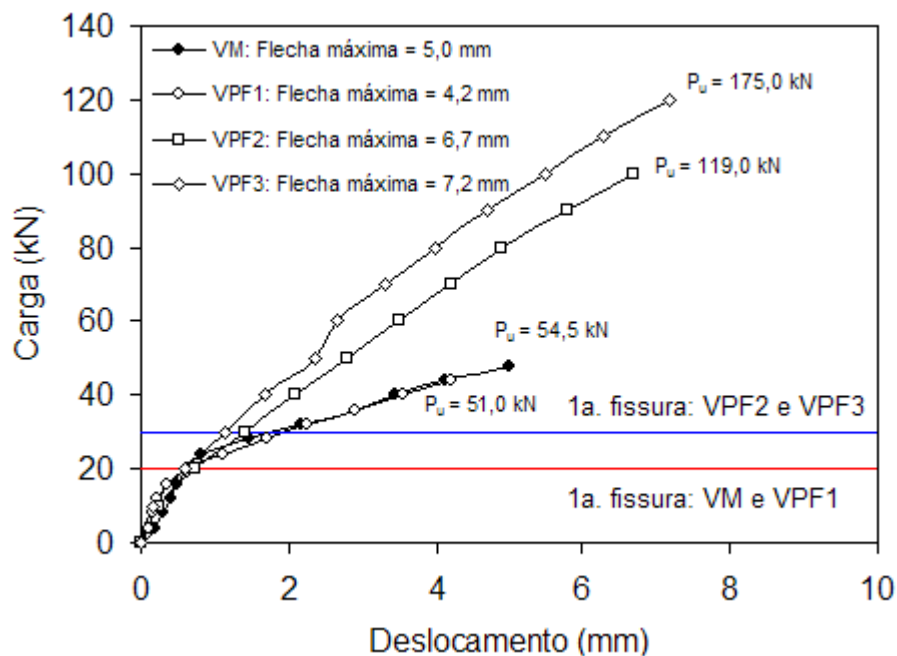


Figura 2.55 - Comparação dos deslocamentos observados (SOUZA et al., 2006)

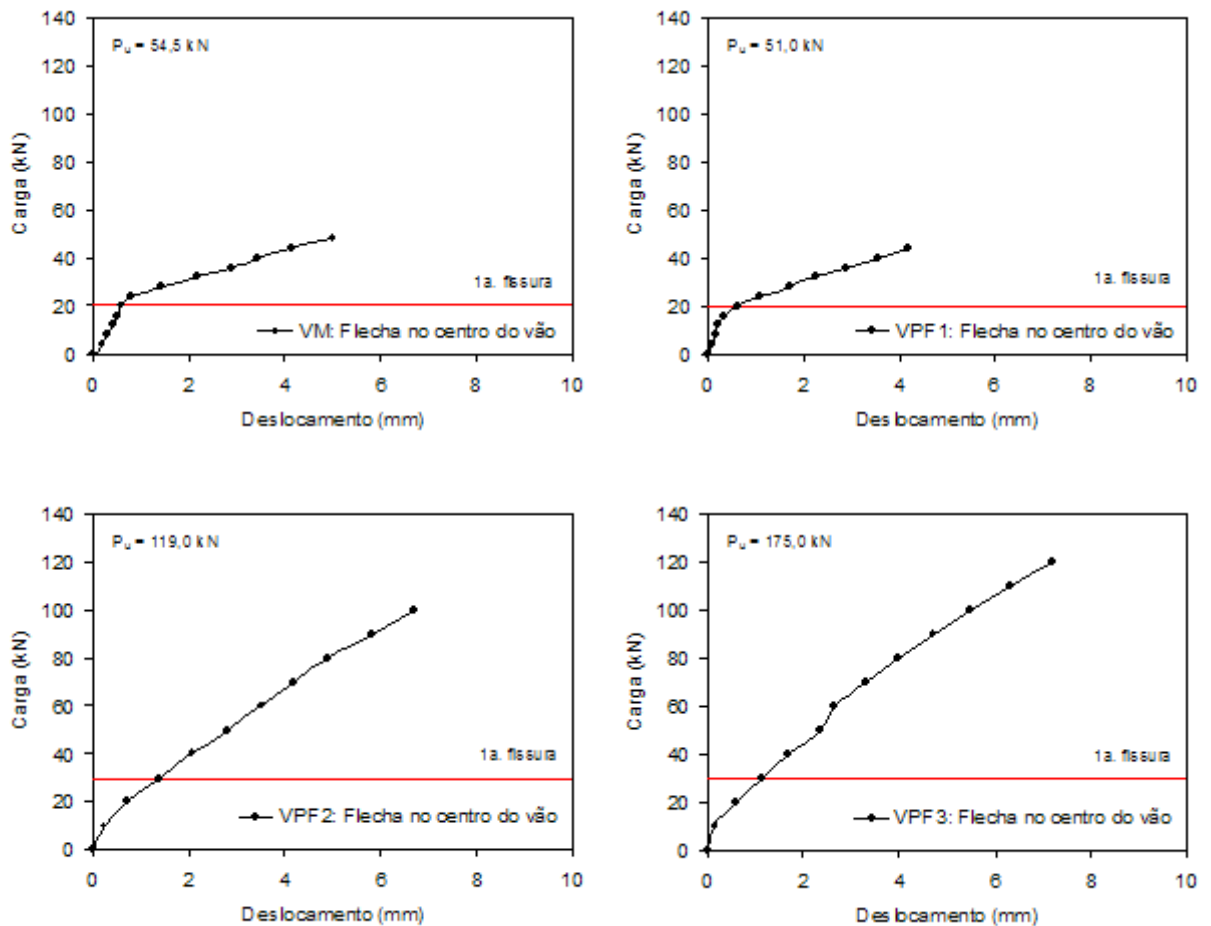


Figura 2.56 - Deslocamentos no centro do vão das vigas (SOUZA et al., 2006)

Os autores verificaram que resistência à flexão no engaste das vigas pré-formadas foi satisfatória com os valores das cargas de rupturas observadas nos ensaios próximos dos valores estimados pela NBR 6118. O modo de ruptura observado para todas as vigas foi à flexão por escoamento da armadura longitudinal, como foi previsto pela estimativa normativa. A tabela 2.13 apresenta os valores das cargas de ruptura estimados pela NBR 6118 e os valores observados experimentalmente. Na tabela, P_{Flex} é a carga estimada para a ruptura por flexão, P_{Cis} é a carga estimada para ruptura por cisalhamento, P_u é a carga de ruptura observada no ensaio e P é a menor das cargas estimadas pela NBR 6118.

Tabela 2.13 - Cargas de ruptura estimadas e experimentais (SOUZA et al., 2006)

Viga	d (mm)	As (mm ²)	Estimativas NBR 6118				Resultados observados		P _u / P	
			P _{Flex} (kN)	P _{Cis} (kN)		P (kN)	Modo de ruptura estimado	P _u (kN)		Modo de ruptura observado
				θ=45° α=90°	θ=30° α=90°					
VM	305	100	44,2	194,0	284,7	44,2	Flexão	54,5	Flexão	1,23
VPF1	305	100	44,2	194,0	284,7	44,2	Flexão	51,0	Flexão	1,15
VPF2	303	250	106,7	201,8	294,6	106,7	Flexão	119,0	Flexão	1,12
VPF3	301	400	150,0	185,4	268,0	150,0	Flexão	175,0	Flexão	1,17
MÉDIA										1,17
DESVIO PADRÃO										0,05

Nas vigas pré-formadas não foram observados sinais visíveis de descolamento das placas na região comprimida do engastamento. As fissuras de flexão foram mais intensas nas seções coincidentes com o limite dos pilares, como previsto, comprovando o modelo de cálculo adotado. A figura 2.57 mostra detalhes das rupturas das vigas. Todas as pré-vigas apresentaram comportamentos satisfatórios, semelhantes ao observado para a viga de referência. Surgiram poucas fissuras de cisalhamento.



Figura 2.57 - Vigas pré-formadas após os ensaios (SOUZA et al., 2006)

Os autores observaram que as vigas pré-formadas apresentaram comportamento satisfatório na ligação viga-pilar, em relação à viga maciça de referência, tanto nos deslocamentos verticais quanto nas cargas e modos de ruptura. No sistema de ensaio adotado não foi observado descolamento de placas da forma de concreto do núcleo de concreto moldado no local.

Os deslocamentos observados nas vigas de mesma seção de armadura de flexão (VM e VPF1) foram muito próximos, indicando comportamento similar entre as vigas maciças e as vigas pré-formadas com mesma seção de armadura de flexão. Todas as vigas sofreram deslocamentos máximos inferiores aos estabelecidos pelas normas, para as cargas de trabalho permitidas por essas. As cargas de ruptura das vigas pré-formadas foram superiores as estimadas pela NBR 6118, assim como a da viga maciça. O trabalho de SOUZA et al. (2006) contribuiu para a presente pesquisa ao revelar o comportamento das vigas pré-formadas levadas à ruptura por flexão simples.

2.4 Prescrições Normativas

2.4.1 Considerações Iniciais

As vigas pré-formadas, embora possuam uma parte da seção em concreto pré-moldado e o complemento da seção em concreto moldado no local, devem ter comportamento similar ao das vigas maciças. As mesmas prescrições normativas aplicadas às vigas maciças serão utilizadas para as vigas pré-formadas.

Foram utilizadas as prescrições de três normas para a estimativa da resistência à flexão e resistência ao cisalhamento das vigas pré-formadas e das vigas maciças, com o objetivo de comparar os valores estimados com os resultados experimentais. Será discutida a aplicação das expressões normativas para determinação da resistência à flexão e resistência ao cisalhamento das vigas pré-formadas. As normas utilizadas nesse trabalho foram:

- ACI 318, American Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI, 2002);
- CEB-FIP, Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP, 1993);
- NBR 6118, Projeto de Estrutura de Concreto (ABNT, 2003).

2.4.2 Dimensionamento de vigas à flexão

Na verificação da resistência das vigas à flexão a NBR 6118, permite substituir o diagrama parábola-retângulo de distribuição de tensões normais no concreto por um retângulo de altura $0,8 \cdot x$ (onde x é a profundidade da linha neutra) e base de $0,85 \cdot f_{cd}$, (onde f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto). A figura 2.58 mostra a distribuição de tensões e resultante das forças que equilibram a seção das vigas.

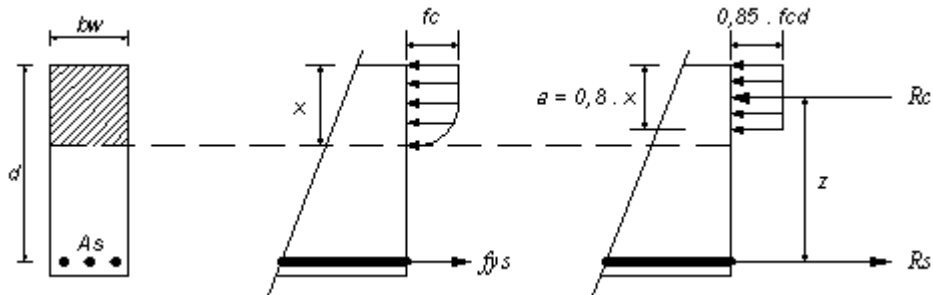


Figura 2.58 - Distribuição de tensões em seções retangulares (NBR 6118)

As seções de peças submetidas à flexão podem ser classificadas, em relação à taxa de armadura, como sub, normal e superarmadas. As seções são ditas normalmente armadas quando a taxa de armadura $\rho = A_s / b \cdot d$ corresponde à situação de equilíbrio entre a força resistente à tração da seção de aço e a força resistente à compressão da seção de concreto situada acima da linha neutra. Neste caso, chama-se de ρ_b a taxa geométrica da armadura correspondente ao balanceamento entre as deformações do concreto e do aço. A ruptura das peças de seção normalmente armada ocorre com o escoamento da armadura de flexão e o esmagamento do concreto comprimido. A figura 2.59 mostra os diagramas de deformação para as seções sub, normal e superarmada.

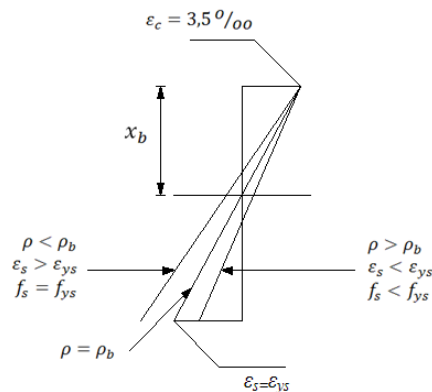


Figura 2.59 - Diagrama de deformações de seções submetidas à flexão

Nas subarmadas, ($\rho < \rho_b$) quando as peças estruturais são levadas à ruptura, a armadura de flexão sofre deformações excessivas que conduzem ao escoamento do aço, sem que o concreto chegue ao limite de deformação prescrito em norma. A ruptura ocorre de forma dúctil, sendo este tipo de seção a mais adequada quanto à segurança, pois a estrutura, quando submetida a carregamentos excessivos, dá sinais claros de deformações, através de fissuras que vão progredindo proporcionalmente ao carregamento aplicado.

As peças de seção superarmadas, quando levadas à ruptura, o concreto da região comprimida sofre deformações excessivas que conduzem ao esmagamento do concreto, sem que a armadura de flexão chegue ao limite de deformações previsto em norma. A ruptura ocorre de maneira frágil e súbita, devendo ser evitado este tipo de seção por questão de segurança. As peças de seção superarmadas, quando submetidas a carregamentos excessivos, não apresentam sinais claros de deformações excessivas no concreto comprimido, sendo difícil mensurar o nível de solicitação do concreto, através de inspeção visual da estrutura.

As cargas de ruptura das vigas foram estimadas utilizando-se a resistência à compressão do concreto (f_c) obtida nos ensaios de compressão axial.

2.4.3 Dimensionamento das vigas ao cisalhamento

2.4.3.1 ACI 318

De acordo com a ACI 318, o dimensionamento de seções transversais sujeita aos esforços cisalhantes, deve atender à equação 2.1.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (2.1)$$

onde V_u é a força de cisalhamento majorada na seção considerada, ϕ é um fator de redução de resistência (neste trabalho foi considerado unitário) e V_n é a resistência nominal dada pela equação 2.2.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.2)$$

onde,

V_c : parcela de resistência ao cisalhamento do concreto;

V_s : parcela de resistência ao cisalhamento da armadura transversal.

A parcela de resistência ao cisalhamento do concreto V_c é determinada pela equação 2.3.

$$V_c = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.3)$$

onde,

f_c : resistência do concreto à compressão em MPa;

b_w : largura mínima ao longo da altura útil d , em mm;

d : altura útil da seção em mm;

$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$: taxa da armadura de flexão;

M_u : momento fletor último em N. mm;

A_s : seção da armadura longitudinal em mm².

Para um cálculo mais simplificado, a norma sugere que, para elementos submetidos aos esforços cisalhantes, a resistência ao cortante V_c seja determinada pela equação 2.4.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.4)$$

A resistência ao cisalhamento da armadura transversal V_s , pode ser determinada pela equação 2.5.

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

onde,

f_{ys} : resistência do aço à tração não maior que 420 MPa;

s : espaçamento entre estribos;

A_{sw} : seção da armadura transversal;

α : ângulo de inclinação da armadura transversal.

Quando os estribos estão na posição vertical ($\alpha = 90^\circ$), $(\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$, então pode ser utilizada a equação 2.6.

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot d}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

2.4.3.2 CEB - FIP MC90

De acordo com o CEB-FIP MC 1990, o dimensionamento de vigas ao esforço cortante é realizado através do modelo da treliça generalizada, onde a inclinação das diagonais comprimidas da treliça (θ) assume valores entre $18,4^\circ$ e 45° .

A verificação das diagonais comprimidas do concreto é feita através da força solicitante atuante na diagonal comprimida, determinada pela equação 2.7:

$$F_{scw} = \frac{V_d}{\sin \theta} \cdot \left(\frac{\operatorname{ctg} \theta}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha} \right) \quad (2.7)$$

e da força resistente à compressão, determinada pela equação 2.8, que deverá ser maior ou igual à solicitante:

$$F_{rcw} = f_{cdi} \cdot b_w \cdot z \cdot \cos \theta \quad (2.8)$$

onde,

V_d : esforço cisalhante solicitante de cálculo;

z : distância entre as resultantes de tração e compressão;

θ : ângulo de inclinação da diagonal comprimida;

f_{cdi} : tensão média considerada para zonas submetidas à compressão devido ao esforço cortante uniaxial, sendo determinada de acordo com as equações 2.9 e 2.10 para regiões não fissuradas e regiões fissuradas, respectivamente;

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot f_c \quad (2.9)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot f_c \quad (2.10)$$

A verificação das diagonais tracionadas constituídas pela armadura transversal é feita através da força solicitante atuante e da força resistente de tração, sendo determinadas pelas equações 2.11 e 2.12, respectivamente:

$$F_{stw} = \frac{V_d}{\text{sen } \alpha} \quad (2.11)$$

$$F_{rtw} = \left[\frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \right] \cdot z \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \quad (2.12)$$

2.4.3.3 NBR 6118

A NBR 6118 pressupõe para elementos lineares submetidos à força cortante, a analogia com modelo de treliça de Mörsch, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural. A verificação deve garantir simultaneamente as condições:

- Integridade das diagonais comprimidas de concreto ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$);
- Integridade das diagonais tracionadas ($V_{sd} \leq V_{Rd3}$), composta pela parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao da treliça (V_c) e pela parcela resistida pela armadura transversal (V_{sw}), ou seja, $V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$.

As forças cortantes resistentes V_{Rd2} e V_{Rd3} podem ser obtidas por dois modelos:

Modelo de cálculo I: adota o modelo da treliça clássica, com bielas comprimidas a 45° , e a parcela de força cortante resistida pelos mecanismos complementares da treliça (V_c) é tomada constante.

Modelo de cálculo II: adota o modelo de treliça generalizada, com bielas comprimidas variando entre 30° e 45° , e a parcela da força cortante resistida pelos mecanismos complementares da treliça (V_c) sofrendo redução com o aumento de V_{sd} .

a. Modelo de cálculo I

a.1 Verificação das diagonais comprimidas através da equação 2.13.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot a_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.13)$$

onde,

$a_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$ (com f_{ck} em MPa) é o coeficiente de efetividade para o concreto

a.2 Verificação das diagonais tracionadas através da equação 2.14.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.14)$$

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção V_c é igual a V_{c0} que é dado pela equação 2.15.

$$V_{c0} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d \quad (2.15)$$

V_{sw} é dado pela equação 2.16.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.16)$$

onde,

A_{sw} : seção da armadura transversal;

s : projeção horizontal do espaçamento entre as barras transversais;

f_{ywd} : tensão na armadura transversal, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, limitando estes valores a 435 MPa;

α : ângulo de inclinação das diagonais tracionadas (armadura transversal).

b Modelo de cálculo II

b.1 Verificação das diagonais comprimidas através da equação 2.17.

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot a_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \quad (2.17)$$

onde,

θ : ângulo de inclinação da biela comprimida

b.2 Verificação das diagonais tracionadas através da equação 2.18.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.18)$$

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção V_c é igual a V_{c1} ,

sendo:

$V_{c1} = V_{c0} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d$, quando $V_{sd} \leq V_{c0}$, ou

$V_{c1} = 0$, quando $V_{sd} = V_{Rd2}$, para valores intermediários deverá ser feita interpolação linear.

V_{sw} é dado pela equação 2.19.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \text{sen} \alpha \quad (2.19)$$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de investigar o desempenho estrutural de vigas pré-formadas, foi desenvolvido um estudo para verificar experimentalmente a resistência ao cisalhamento e à flexão desse tipo de elemento de concreto pré-moldado. Foram ensaiadas 9 (nove) vigas pré-formadas e 3 (três) vigas maciças de referência até a ruptura, para observação das cargas e dos modos de ruptura. Nos ensaios foram observados os deslocamentos verticais máximos, as deformações na armadura de flexão e na armadura transversal, a deformação no concreto da camada pré-moldada, também apelidada de “casca”, e no concreto do núcleo das vigas pré-formadas, a deformação no concreto das vigas maciças e o padrão de fissuração.

Os valores das cargas e os modos de rupturas obtidos experimentalmente foram comparados com as estimativas normativas. O comportamento das vigas pré-formadas foi analisado em relação às vigas de referência. Pretende-se avaliar a viabilidade da utilização desse sistema em obras de mais de um pavimento e estabelecer critérios de segurança a serem adotados no dimensionamento, na fabricação e na montagem desses elementos pré-fabricados.

3.2 Características e formas das vigas

Foram ensaiadas 12 (doze) vigas de concreto armado, sendo 9 (nove) vigas pré-formadas e 3 (três) vigas maciças com dimensões de 105 mm x 340 mm x 2.500 mm. O cobrimento das armaduras foi de 15 mm nas laterais e 20 mm no fundo e no topo das vigas. As vigas pré-formadas possuíam camadas pré-moldadas laterais (cascas) com espessura de 33 mm e núcleo de concreto moldado “in loco” de espessura 39 mm. A camada pré-moldada que constitui o fundo das vigas VPF1, VPF4 e VPF7 possuía altura de 45 mm e para as outras vigas pré-formadas a altura da camada de fundo foi de 80 mm. As figura 3.1 e 3.2 mostram as seções transversais das vigas.

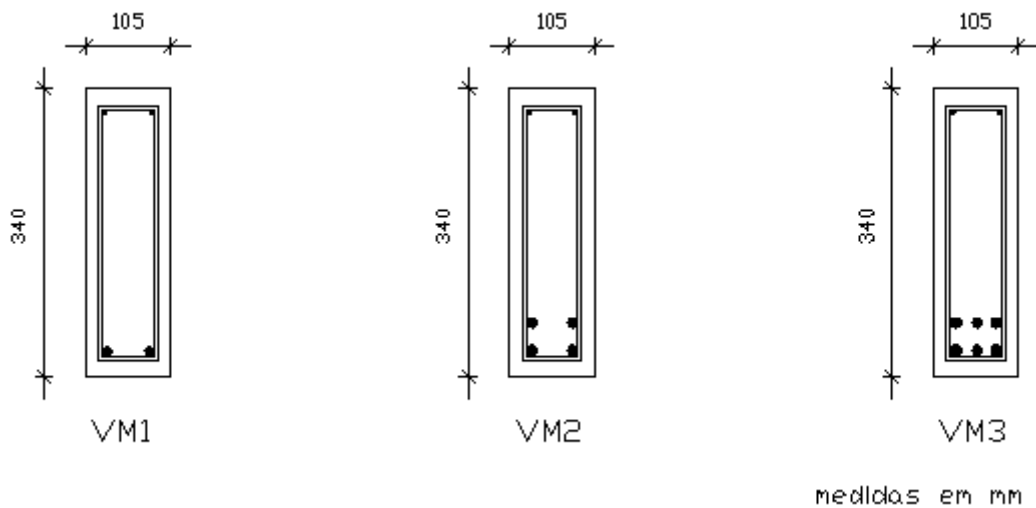


Figura 3.1 – Seções transversais das vigas maciças

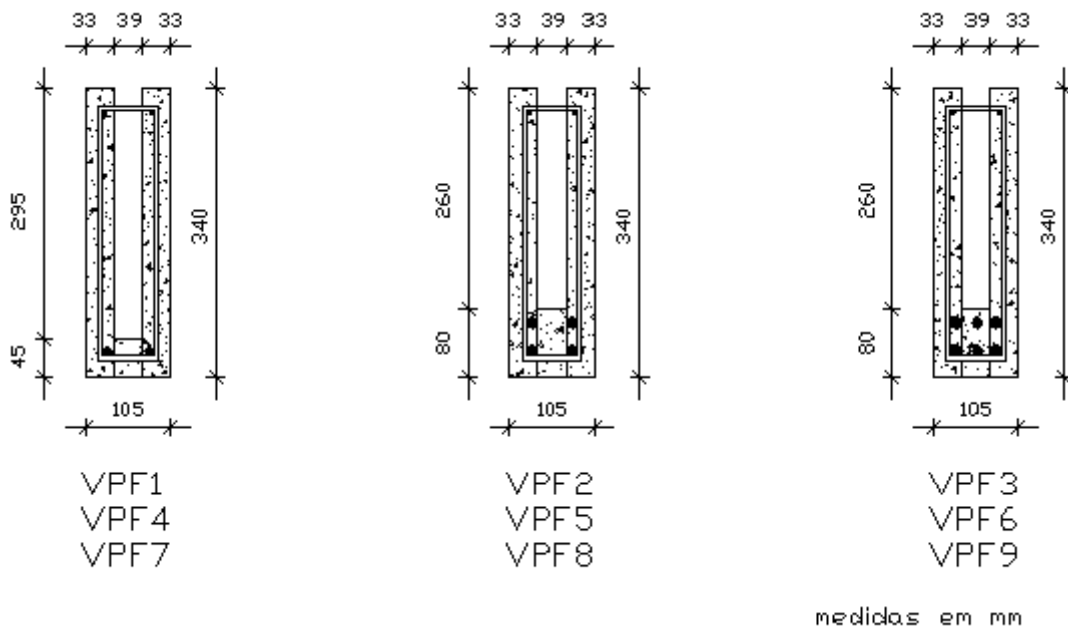


Figura 3.2 – Seções transversais das vigas pré-formadas

As vigas foram dimensionadas considerando a resistência à compressão do concreto (f_c) igual a 20 MPa para as vigas maciças e 17 MPa para as vigas pré-formadas. Foram utilizadas armaduras de combate à flexão de 2 \varnothing 10,0 mm, 4 \varnothing 12,5 mm e 6 \varnothing 12,5 mm correspondendo às taxas de 0,43%, 1,34% e 2,00%, com o objetivo de estabelecer seções sub, normal e super armadas. As armaduras de combate ao cisalhamento consistiram em estribos verticais com diâmetro igual a 5 mm e espaçamentos variando de 200 mm, 150 mm e 100 mm,

correspondendo a seções de estribo por metro de viga de 200 mm², 267 mm² e 400 mm². A tabela 3.1 apresenta as características das vigas.

Tabela 3.1- Características das vigas

Viga	Tipo	Seção	Armadura (mm)		
			Flexão	Superior	Cisalhamento
VM1	Maciça	Subarmada	2 Ø 10,0	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c200
VM2	Maciça	Normal	4 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c150
VM3	Maciça	Superarmada	6 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c100
VPF1	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c100
VPF2	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c100
VPF3	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c100
VPF4	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c150
VPF5	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c150
VPF6	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c150
VPF7	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c200
VPF8	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c200
VPF9	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	2 Ø 5,0	Ø 5,0 c200

3.3 Armadura

As doze vigas tiveram variação tanto na armadura de flexão como na de cisalhamento, com o objetivo de se obter diversas modalidades de ruptura (flexão por escoamento da armadura, flexão por esmagamento do concreto ou cisalhamento por escoamento da armadura transversal). As vigas pré-formadas VPF7, VPF5 e VPF3 tinham armaduras de flexão e de cisalhamento iguais as das vigas maciças VM1, VM2 e VM3, respectivamente.

3.3.1 Armadura de flexão

A armadura de flexão das vigas VM1, VPF1, VPF4 e VPF7 foi composta de 2 Ø 10,0 mm, as vigas VM2, VPF2, VPF5 e VPF8 possuíam 4 Ø 12,5 mm e as vigas VM3, VPF3, VPF6 e VPF9 tinham armadura de flexão composta por 6 Ø 12,5 mm. Na parte superior das vigas foram colocados 2 Ø 5,0 mm para ajudar no posicionamento da armadura transversal. Foram posicionados nas extremidades das vigas dois grampos de ferro em forma de “U” com Ø 5,0

mm, para melhorar a ancoragem da armadura de flexão. A figura 3.3 mostra o formato dos grampos tipo “U” e as figuras 3.4 a 3.6 mostram as armaduras de flexão das vigas.

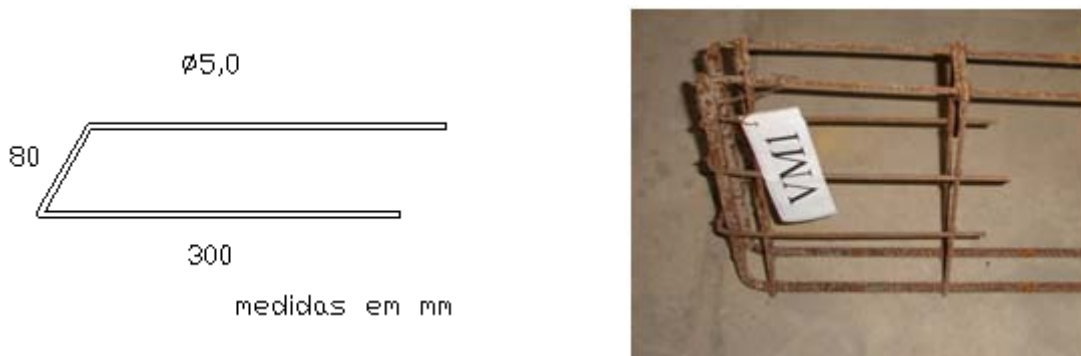


Figura 3.3 – Detalhe dos grampos das extremidades das vigas

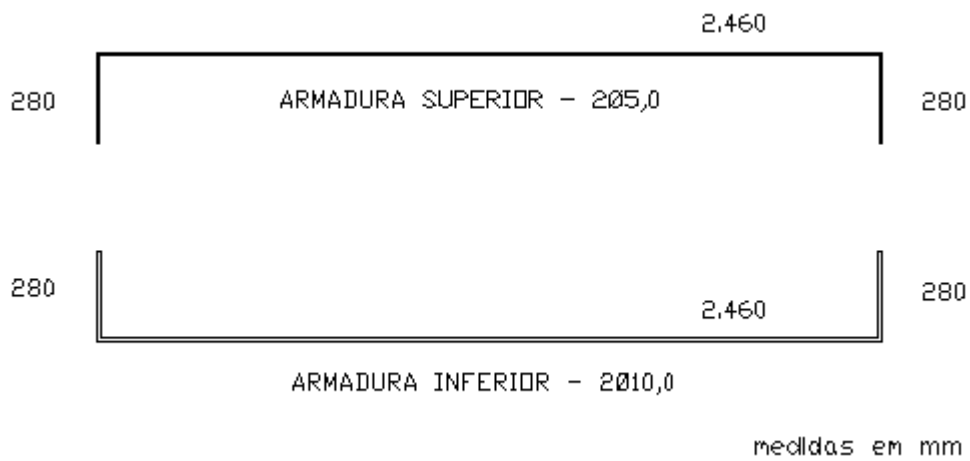


Figura 3.4 – Armadura longitudinal das vigas VM1, VPF1, VPF4 e VPF7

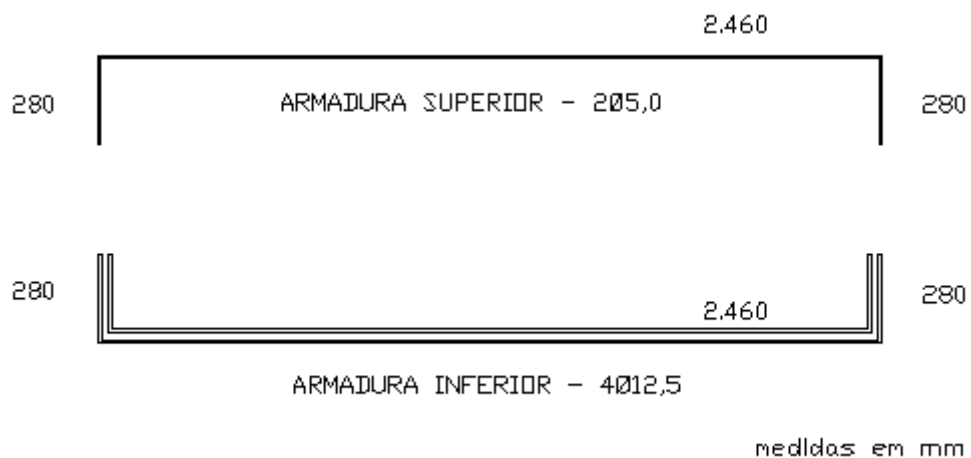


Figura 3.5 – Armadura longitudinal das vigas VM2, VPF2, VPF5 e VPF8

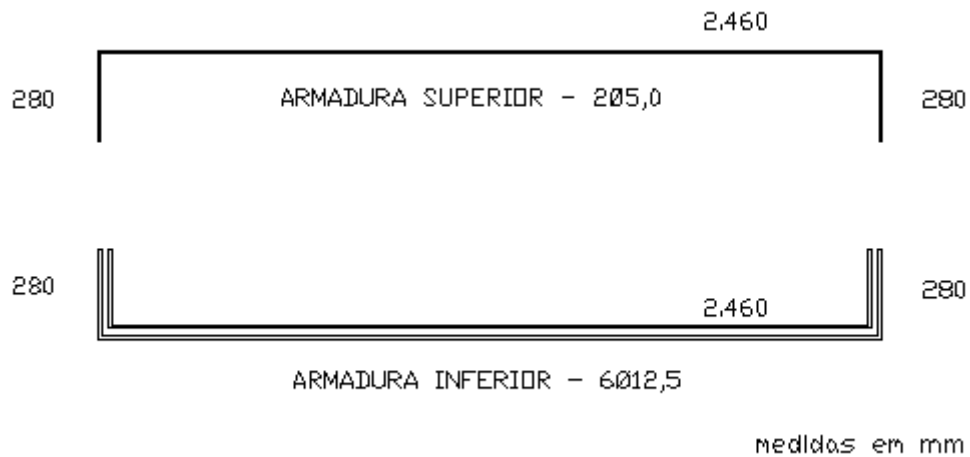


Figura 3.6 – Armadura longitudinal das vigas VM3, VPF3, VPF6, e VPF9

3.3.2 Armadura de cisalhamento

A armadura de combate ao cisalhamento foi composta por estribos verticais retangulares de $\varnothing 5,0$ mm, medindo 70 mm x 300 mm, com espaçamento de 100 mm para as vigas VM3, VPF1, VPF2 e VPF3, 150 mm para as vigas VM2, VPF4, VPF5 e VPF6 e de 200 mm para as vigas VM1, VPF7, VPF8 e VPF9. A figura 3.7 mostra o detalhe da armadura de cisalhamento das vigas. As figuras 3.8 a 3.16 mostram o detalhamento da armadura das vigas VPF1, VPF2, VM3 e VPF3, VPF4, VM2 e VPF5, VPF6, VM1 e VPF7, VPF8 e VPF9, respectivamente.

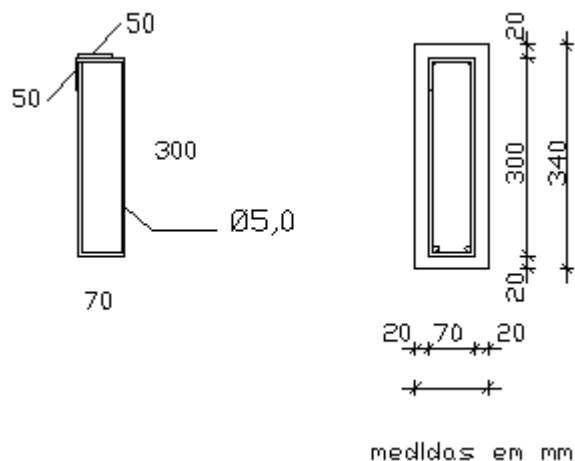


Figura 3.7 – Detalhe das armaduras de cisalhamento das vigas

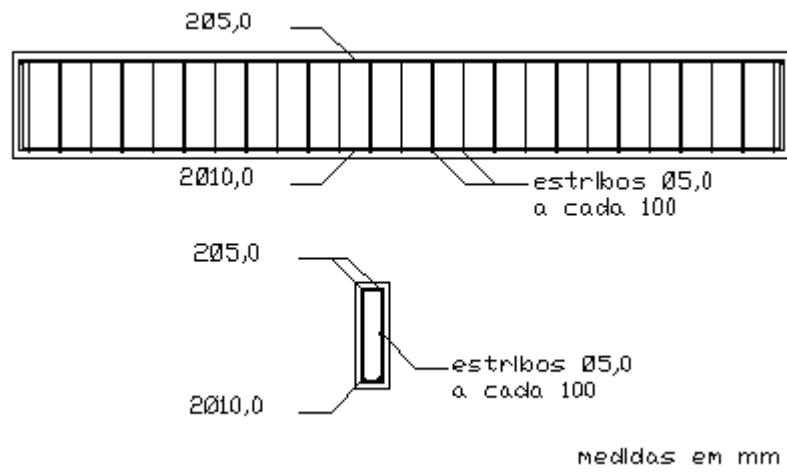


Figura 3.8 - Detalhe da armadura da viga VPF1

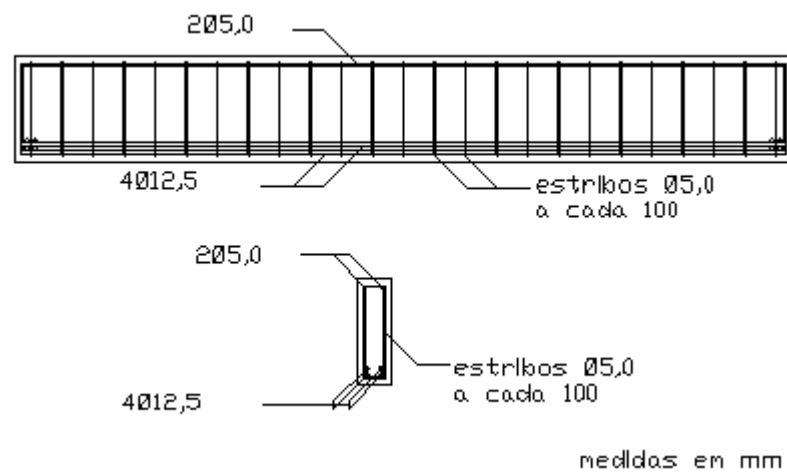


Figura 3.9 - Detalhe da armadura da viga VPF2

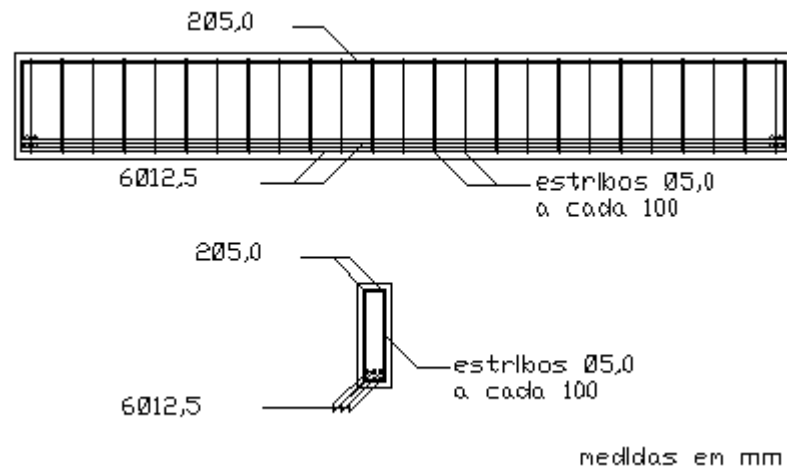


Figura 3.10 - Detalhe da armadura das vigas VM3 e VPF3

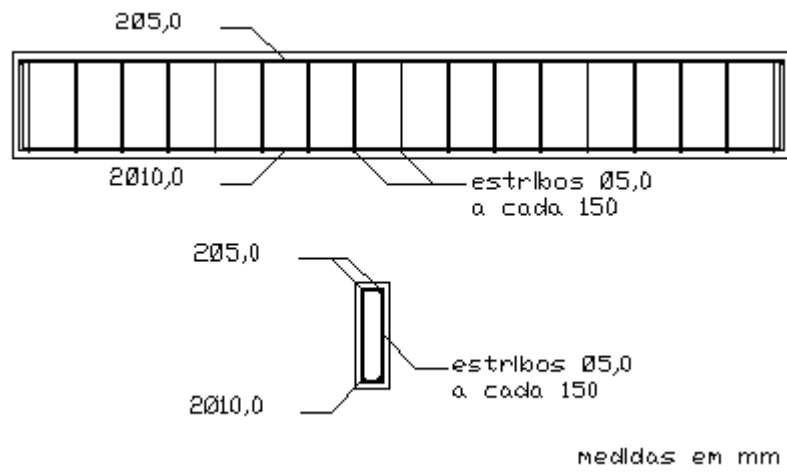


Figura 3.11 - Detalhe da armadura da viga VPF4

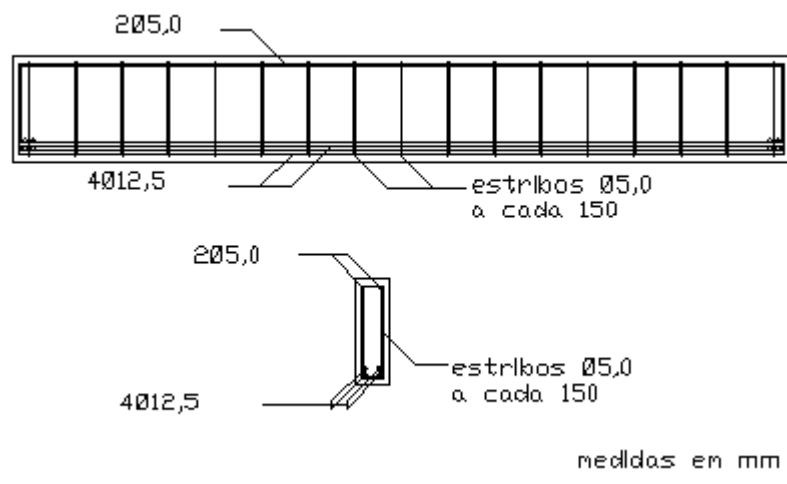


Figura 3.12 - Detalhe da armadura das vigas VM2 e VPF5

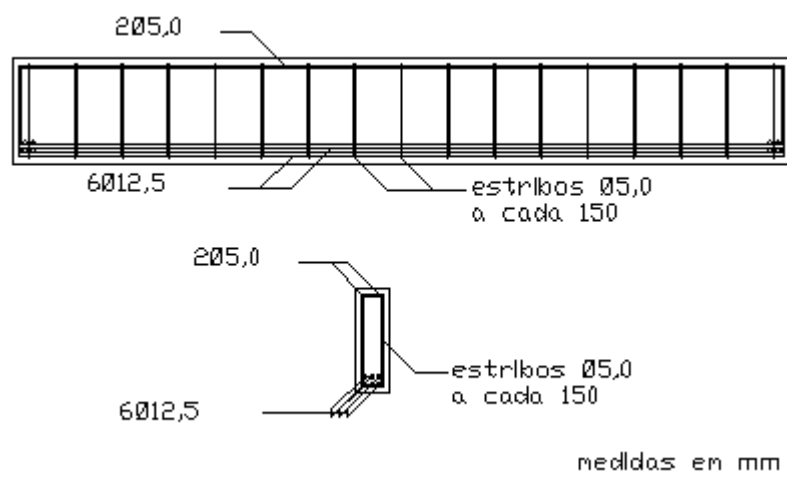


Figura 3.13 - Detalhe da armadura da viga VPF6

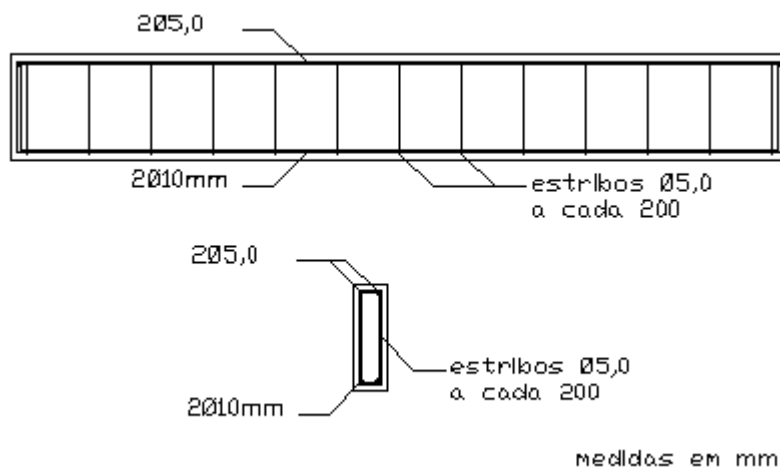


Figura 3.14 - Detalhe da armadura das vigas VMI e VPF7

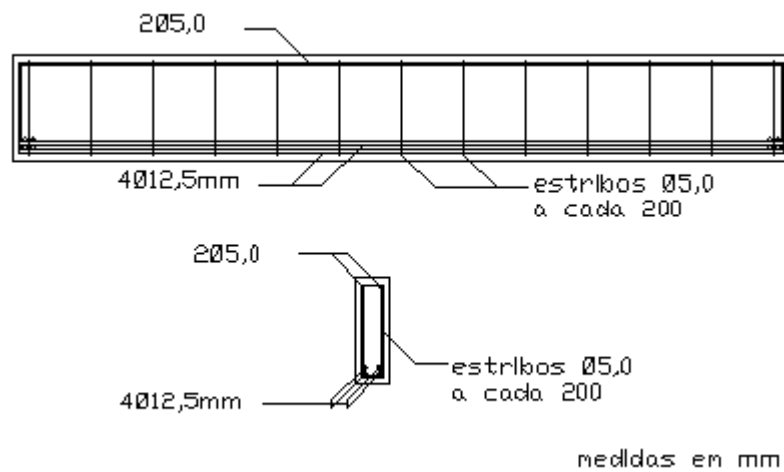


Figura 3.15 - Detalhe da armadura da viga VPF8

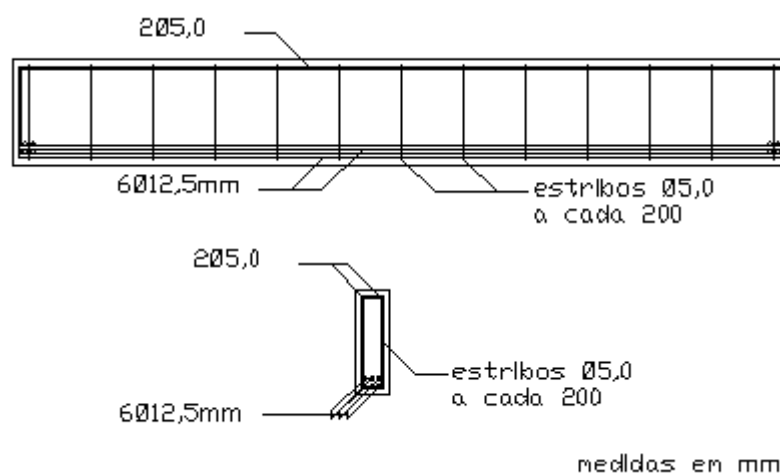


Figura 3.16 - Detalhe da armadura da viga VPF9

3.4 Instrumentação

3.4.1 Deslocamentos

Os deslocamentos verticais foram medidos através de deflectômetros analógicos, com leitura máxima de 50 mm e precisão de 0,01 mm, posicionado no centro do vão entre os apoios da viga. As leituras foram feitas a cada passo de carga. Os resultados são apresentados em gráficos no capítulo 5 desse trabalho. A figura 3.17 mostra o posicionamento do deflectômetro sob as vigas.



Figura 3.17 – Posicionamento dos deflectômetros

3.4.2 Deformações

3.4.2.1 Concreto

As deformações no concreto das cascas pré-moldadas e do núcleo das vigas pré-formadas, assim como o concreto das vigas maciças foram medidas utilizando-se extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-201BA-120L, obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda, colados na parte superior das vigas, no centro do vão entre os apoios e na direção longitudinal às vigas. O posicionamento dos extensômetros nas vigas pré-formadas e nas vigas maciças é mostrado na figura 3.18.

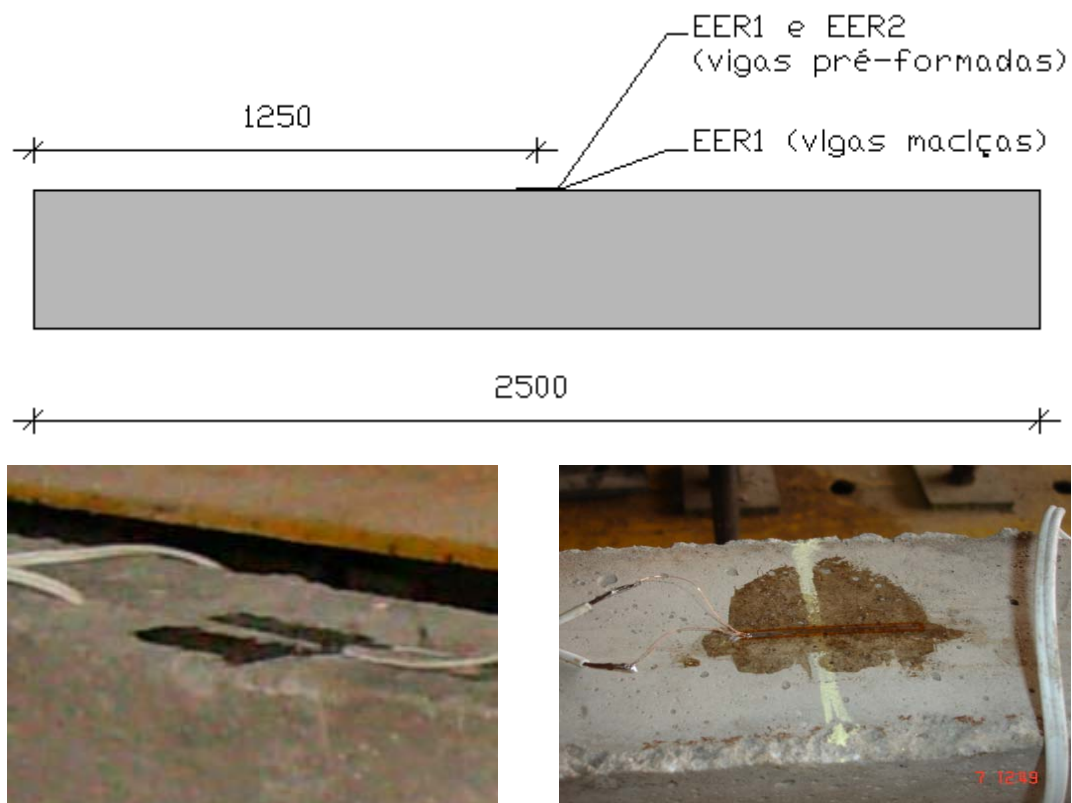


Figura 3.18 – Posicionamento dos extensômetros no concreto

3.4.2.2 Armadura de flexão

As deformações na armadura de flexão foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. Os extensômetros foram fixados a meia altura da seção da barra, no centro do vão entre os apoios da viga, sendo monitorada uma barra da primeira camada de armadura. A figura 3.19 mostra o posicionamento dos extensômetros EER2 na armadura de combate à flexão. As figuras 3.20 e 3.21 mostram detalhes das armaduras das vigas pré-formadas e das vigas maciças, respectivamente.

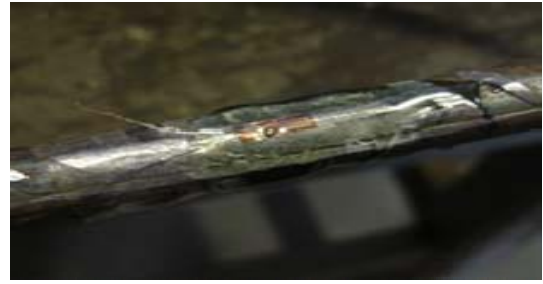
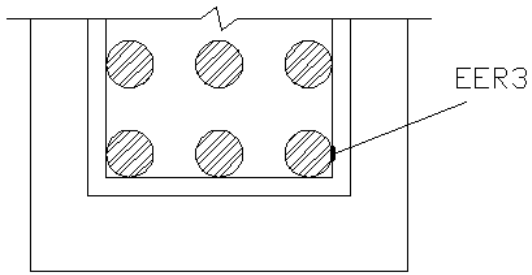


Figura 3.19 - Posicionamento dos extensômetros na armadura de flexão



Figura 3.20 – Detalhes da armadura das vigas pré-formadas



Figura 3.21 – Detalhes da armadura das vigas maciças

3.4.2.3 Armadura de cisalhamento

Na armadura de cisalhamento também foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, adquiridos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. Os extensômetros foram posicionados de modo a monitorar os estribos mais solicitados à tração. Os estribos monitorados atravessaram as fissuras de cisalhamento e a inclinação média das fissuras foi em torno de 30° devido ao vão de cisalhamento adotado.

Nas vigas com espaçamento de 100 mm foi posicionado um extensômetro no tramo do quinto estribo. Nas vigas com espaçamento de 150 mm, foi monitorado o quarto estribo, e nas vigas com estribos espaçados de 200 mm foi monitorado o terceiro estribo. As figuras 3.22, 3.23 e 3.24 mostram o posicionamento dos extensômetros na armadura de combate ao cisalhamento nas vigas com espaçamento entre estribos de 100 mm, 150 mm e 200m, respectivamente. A figura 3.25 mostra detalhes da colocação dos extensômetros nos estribos.

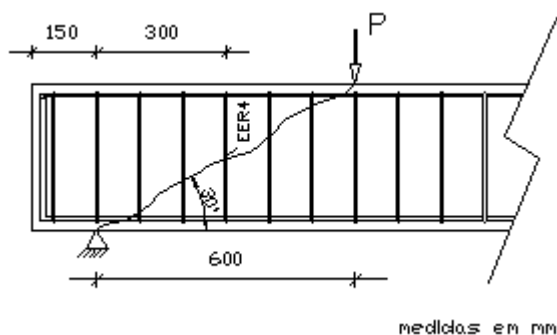


Figura 3.22 - Extensômetros nos estribos das vigas VM3, VPF1, VPF2 e VPF3

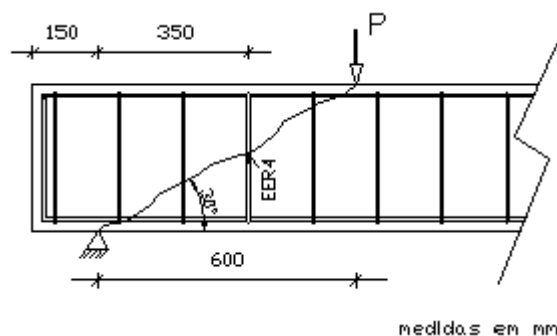


Figura 3.23 - Extensômetros nos estribos das vigas VM2, VPF4, VPF5 e VPF6

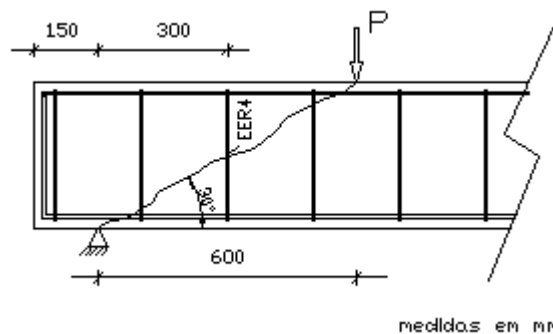


Figura 3.24 - Extensômetros nos estribos das vigas VM1, VPF7, VPF8 e VPF9



Figura 3.25 – Posição dos extensômetro nos estribos

3.5 Materiais

3.5.1 Concreto

Foi utilizado um concreto composto de seixo com diâmetro médio de 10 mm, como agregado graúdo, areia com diâmetro entre 0,6 e 2,4 mm, como agregado miúdo e cimento CII-Z-32. Como as vigas pré-formadas são executadas em quatro etapas, as quantidades de concreto são relativamente pequenas e foram produzidas no próprio Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. O concreto das vigas maciças foi executado junto com o concreto do núcleo das vigas pré-formadas.

3.5.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto (f_c) foi determinada através de ensaio à compressão simples dos lotes de 3 corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, moldados por etapa

de concretagem das vigas, resultando uma quantidade total de 12 corpos de prova. Os ensaios foram executados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 1994), no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA.

3.5.1.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto (f_{ct}) foi determinada através de ensaio de compressão diametral realizado de acordo com a NBR 7222 (ABNT, 1994), no realizados no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA. Foram utilizados lotes de 3 corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, moldados para cada etapa de concretagem, resultando um total de 12 corpos de prova. A figura 3.24 mostra o esquema de ensaio de compressão diametral.

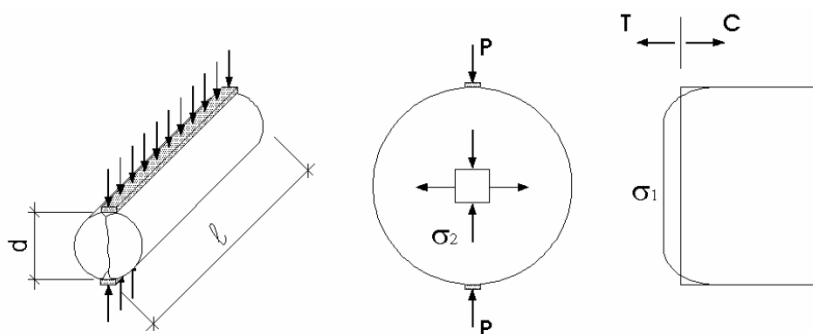


Figura 3.26 – Esquema de ensaio de compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral é determinada pela equação 3.1.

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (3.1)$$

3.5.1.3 Módulo de elasticidade

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, foram ensaiados lotes de 3 corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm moldados um para cada etapa de concretagem das vigas. Os ensaios foram realizados de acordo com NBR 8522 (ABNT, 1984), no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. Os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com os valores estimados através da NBR 6118 (ABNT, 2003), conforme a equação 3.2.

$$E_c = 5.600 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

onde,

E_c e f_c são dados em MPa.

O módulo de elasticidade secante do concreto, também chamado de módulo de deformação longitudinal, foi calculado pela equação 3.3, também de acordo com a NBR 6118.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c \quad (3.3)$$

onde,

E_{cs} e E_c são dados em MPa.

3.5.2 Aço

A armadura de flexão foi composta de barras de $\varnothing 10,0$ e $\varnothing 12,5$ mm e a armadura de cisalhamento e a armadura superior das vigas foram compostas de barras de $\varnothing 5,0$ mm. Foram tiradas aleatoriamente 3 amostras de cada bitola das barras de aço utilizadas na confecção das armaduras das vigas.

3.5.2.1 Resistência à tração e módulo de elasticidade

As amostras foram submetidas ao ensaio de tração axial, de acordo com a NBR 6152 (ABNT, 1992), para determinação do diagrama tensão deformação e a resistência mecânica do aço utilizado.

3.6 Processo de fabricação das vigas

3.6.1 Formas de compensado

As formas das vigas pré-formadas foram confeccionadas em compensado plastificado e sarrafos de madeira plainados para obtenção de retilidade e rigor nas dimensões das placas pré-moldadas. As formas das vigas maciças foram executadas em compensado plastificado e chapas dobradas de aço. As formas foram montadas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. Antes de cada concretagem, foi aplicado desmoldante nas formas para facilitar a

desforma. A figura 3.27 mostra detalhes das formas das vigas pré-formadas. A figura 3.28 mostra detalhes das formas das vigas maciças.



Figura 3.27 – Detalhes da forma das vigas pré-formadas



Figura 3.28 – Detalhes da forma das vigas maciças

3.6.2 Concretagem das vigas

A concretagem das vigas pré-formadas foi realizada em quatro etapas: na 1ª foi concretada uma lateral, na 2ª a outra lateral, na 3ª etapa foi concretada a camada de fundo e a última etapa, o núcleo, foi concretada simultaneamente com as vigas maciças. As figuras 3.29 a 3.37 mostram a seqüência de execução das vigas pré-formadas e das maciças.



Figura 3.29 – Concretagem da primeira etapa (lateral 1)



Figura 3.30 – Cura do concreto e placas desformadas da primeira etapa (lateral 1)



Figura 3.31 – Concretagem da segunda etapa (lateral 2)



Figura 3.32 – Concretagem da segunda etapa (lateral 2)



Figura 3.33 – Concretagem da terceira etapa (fundo)



Figura 3.34 – Concretagem da quarta etapa (núcleo)



Figura 3.35 – Concretagem das vigas maciças



Figura 3.36 – Moldagem de corpos-de-prova do concreto



Figura 3.37 – Vigas concretadas

3.7 Sistemas de ensaio e aplicação de carga

As vigas foram bi apoiadas com vãos de 2.200 mm e receberam cargas através de uma viga metálica que distribuiu o carregamento em dois pontos, ficando as mesmas sujeitas à flexão pura no trecho entre as cargas e à flexão simples nos trechos entre as cargas e os apoios. A figura 3.38 mostra o posicionamento dos apoios e os pontos de aplicação de cargas.

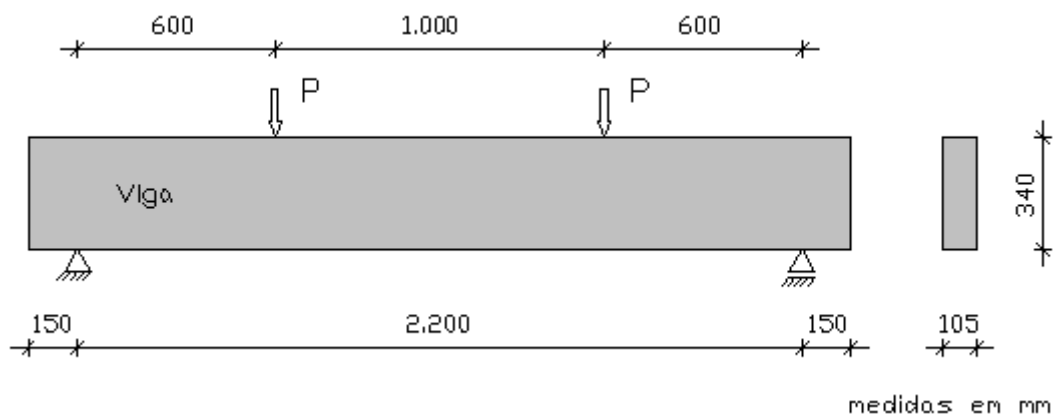


Figura 3.38 – Posicionamento dos apoios e das cargas

As vigas foram posicionadas sob um pórtico de reação, apoiadas em dois blocos de concreto através de roletes de aço, configurando um apoio de 1º e outro de 2º gênero. As cargas foram aplicadas nas vigas, por um cilindro hidráulico com capacidade de 1000 kN, acoplado a uma bomba hidráulica, através de uma viga metálica que distribuiu a carga em dois pontos, também utilizando-se roletes em formas de apoios de 1º e 2º gênero. As cargas foram medidas por uma célula de carga com capacidade para 1000 kN e leitor de precisão de 1kN. As cargas foram aplicadas em passos de 5 kN nas vigas VM1, VPF1, VPF4 e VPF7 e em passos de 10 kN nas outras vigas.

Os deslocamentos foram verificados a cada passo de carga através de leituras no defletoímetro analógico posicionado sob as vigas. O aparecimento e a evolução de fissuras foram registrados graficamente na própria viga, nos intervalos de aplicação de cargas. Os registros das deformações foram realizados em um “lap top” ligado a um sistema de aquisição de dados (spider) que processou as alterações nos extensômetros do concreto e da armadura. As figuras 3.39 a 3.41 mostram o sistema de ensaio e aplicação de carga, o detalhe dos equipamentos utilizados nos ensaios e detalhes dos ensaios das vigas, respectivamente.

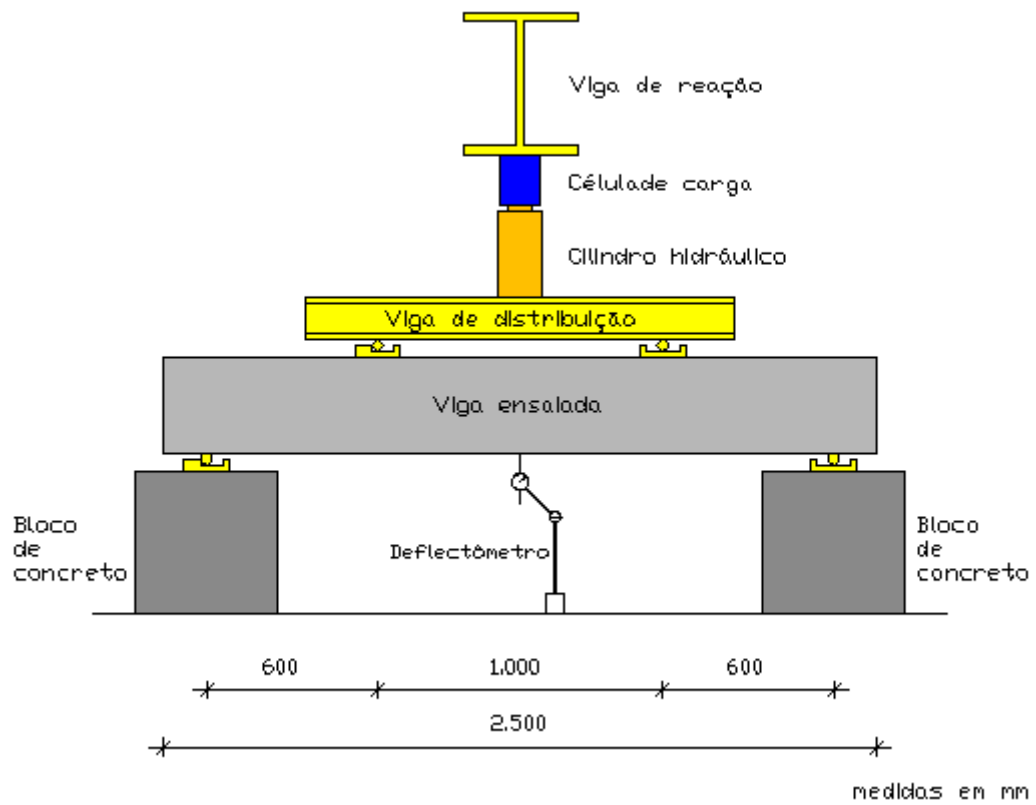


Figura 3.39 - Sistema de ensaio e posicionamento do deflectômetro



Figura 3.40 – Detalhe dos equipamentos utilizados nos ensaios



Figura 3.41 - Detalhe do sistema de ensaio e aplicação de carga

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais para determinação da resistência à tração e módulo de elasticidade do aço, resistência à compressão axial, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto utilizado na confecção das vigas, além dos resultados dos ensaios de ruptura à flexão e ao cisalhamento das 9 vigas pré-formadas e das 3 vigas maciças de referência. São apresentados os deslocamentos verticais, as deformações no aço e no concreto, o padrão de fissuração e as cargas e os modos de ruptura das vigas. Os resultados experimentais são analisados, comparando-se os desempenhos das vigas pré-formadas com os das vigas maciças e com relação às estimativas normativas.

4.2 Ensaaios dos materiais

4.2.1 Concreto

As vigas pré-formadas foram executadas em várias etapas de concretagem ocorridas em dias diferentes. Foram moldados corpos-de-prova para cada etapa de concretagem para determinação das propriedades do concreto, a partir de ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade longitudinal. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA.

4.2.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto (f_c) foi determinada através de ensaio à compressão simples dos lotes de 3 corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, moldados por etapa de concretagem das vigas, resultando uma quantidade total de 12 corpos-de-prova. Os ensaios foram executados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 1994). Os ensaios de resistência à compressão do concreto foram realizados simultaneamente aos ensaios das vigas.

A resistência à compressão do concreto adotada para as estimativas normativas foi a média aritmética obtida entre os 3 corpos-de-prova ensaiados para cada etapa de concretagem,

conforme apresentado na tabela 4.1. A figura 4.1 mostra detalhes do ensaio de resistência à compressão simples. Para as vigas maciças foi considerada a resistência do concreto da 4ª etapa de concretagem (núcleo) e para as vigas pré-formadas foi adotada a média ponderada das resistências do concreto da 1ª etapa (lateral 1), da 2ª etapa (lateral 2) e da 4ª etapa (núcleo) em relação às respectivas espessuras das camadas (33 mm, 33 mm e 39 mm).

Tabela 4.1 – Resultado dos ensaios de resistência à compressão e à tração

Etapa	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_t (MPa)
1ª – Lateral 1	42	16,3	2,0
2ª – Lateral 2	40	14,2	1,6
3ª – Fundo	37	25,3	2,5
4ª – Núcleo	36	20,0	2,6
Vigas maciças		20,0	2,6
Vigas pré-formadas		17,0	2,1



Figura 4.1 – Ensaio de compressão do concreto

4.2.1.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto (f_{ct}) foi determinada através de ensaio de 3 corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, moldados para cada etapa de concretagem, resultando um total de 12 corpos-de-prova. Os ensaios de compressão diametral foram realizados de acordo com a NBR 7222 (ABNT, 1994), no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA. A figura 4.2 mostra detalhes do ensaio de compressão diametral. A resistência à tração do concreto adotada para as estimativas normativas foi a média aritmética obtida entre os 3

corpos-de-prova ensaiados para cada etapa de concretagem, conforme apresentado na tabela 4.1.



Figura 4.2 – Ensaio de tração por compressão diametral do concreto

4.2.1.3 Módulo de elasticidade

A determinação do módulo de elasticidade do concreto foi realizada no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA. Os valores dos módulos de elasticidade do concreto obtidos experimentalmente foram comparados com os valores calculados através das normas. A figura 4.3 mostra detalhes do ensaio do módulo de elasticidade do concreto. A tabela 4.2 apresenta os módulos de elasticidade e de deformação secante obtidos experimentalmente e os estimados através da NBR 6118. Os resultados experimentais ficaram em média 11,5 % acima dos valores estimados pela norma.



Figura 4.3 – Ensaio de módulo de elasticidade do concreto

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade

Etapa	Idade (dias)	f_c (MPa)	$E_{c,Exp}$ (GPa)	$E_{c,NBR}$ (GPa)	$E_{cs,NBR}$ (GPa)	$E_{c,Exp}/E_{c,NBR}$
1ª – Lateral 1	49	14,0	25,0	21,0	21,3	1,19
2ª – Lateral 2	47	13,7	22,7	20,7	19,3	1,10
3ª – Fundo	44	24,3	28,5	27,6	24,2	1,03
4ª – Núcleo	43	18,6	27,6	24,2	23,5	1,14
Vigas maciças		18,6	27,6	24,2	23,5	1,14
Vigas pré-formadas		15,6	25,2	22,1	21,5	1,14

4.2.2 Aço

Foram tiradas aleatoriamente 3 amostras de cada bitola das barras de aço utilizadas na confecção das armaduras das vigas. As amostras foram submetidas ao ensaio de tração axial, de acordo com a NBR 6152 (ABNT, 1992), para determinação do diagrama tensão deformação e a resistência à tração do aço utilizado. As deformações das barras foram medidas através de extensômetros mecânicos. A figura 4.4 mostra detalhes dos ensaios de módulo de elasticidade. Os aços de 10 mm e 12,5 mm de diâmetro apresentaram patamares de escoamento definidos. O aço de diâmetro igual a 5 mm não apresentou patamar de escoamento definido, para este aço a tensão de escoamento foi obtida através da interseção do diagrama de tensão x deformação com uma paralela ao trecho elástico do diagrama e que parte da deformação residual de 2‰. As propriedades mecânicas dos aços utilizados nesta pesquisa são apresentadas na tabela 4.3, os valores adotados correspondem à média dos resultados dos ensaios das 3 amostras. As figuras 4.5 a 4.7 mostram os diagramas de tensão x deformação dos aços ensaiados.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios do aço

\emptyset (mm)	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5,0	583,0	697,7	4,5	233,2
10,0	548,5	684,8	2,2	249,3
12,5	560,0	696,0	2,3	243,5



Figura 4.4 – Detalhes do ensaio do aço

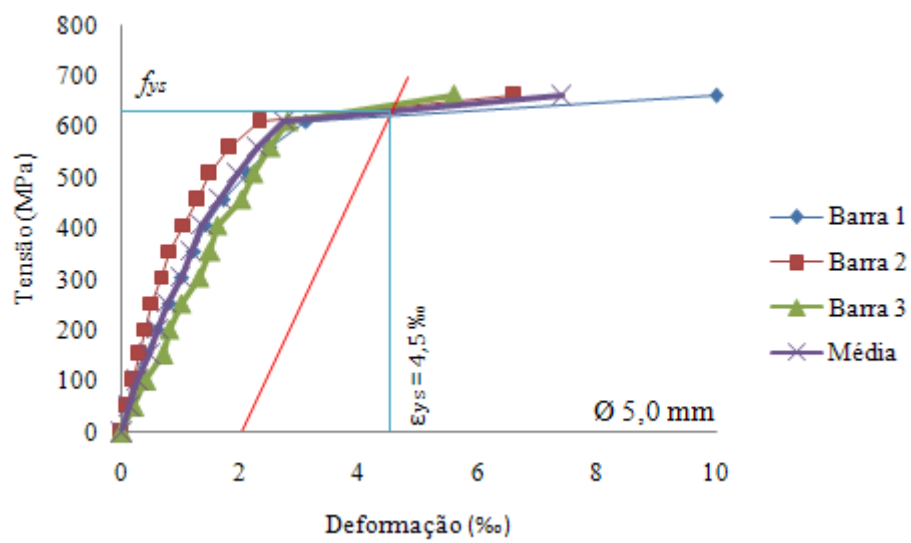


Figura 4.5 – Diagrama tensão x deformação para o aço 5 mm

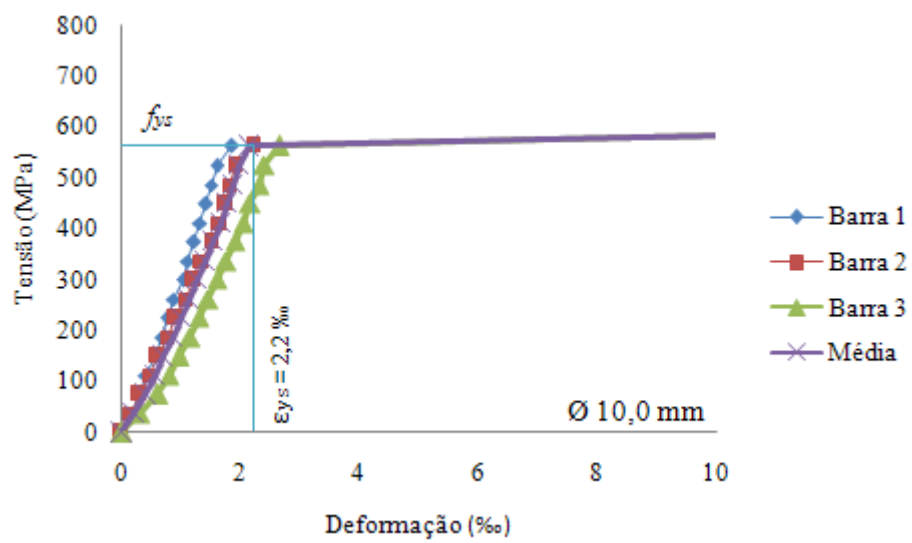


Figura 4.6 – Diagrama tensão x deformação para o aço 10 mm

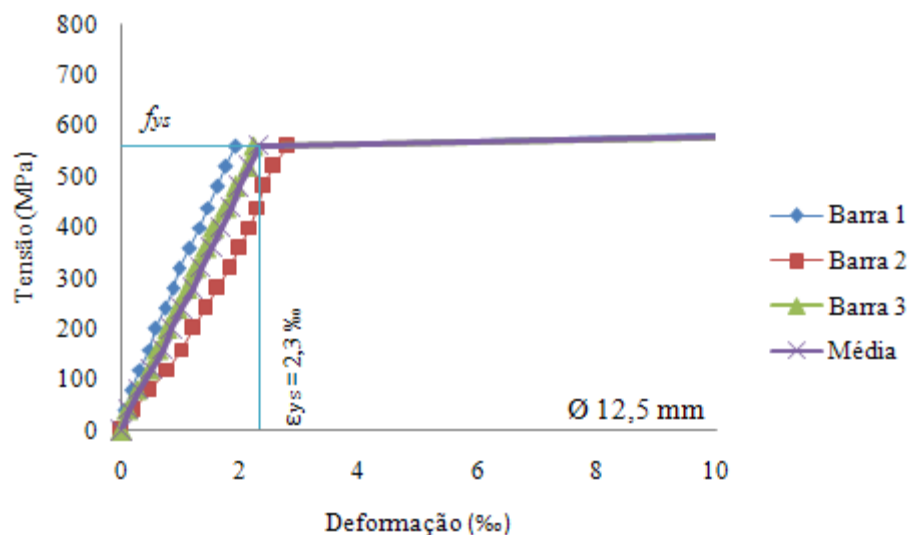


Figura 4.7 – Diagrama tensão x deformação para o aço 12,5 mm

4.3 Ensaio das vigas

4.3.1 Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais foram medidos através de deflectômetro analógico, com leitura máxima de 50 mm e precisão de 0,01 mm, posicionado no meio do vão entre os apoios da viga. As leituras foram feitas a cada passo de carga. As figuras 4.8 a 4.10 mostram os gráficos dos deslocamentos verticais das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$, $A_s = 500 \text{ mm}^2$ e $A_s = 750 \text{ mm}^2$, respectivamente, a figura 4.11 mostra os deslocamentos verticais de todas as vigas e a figura 4.12 mostra os deslocamentos verticais das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7.

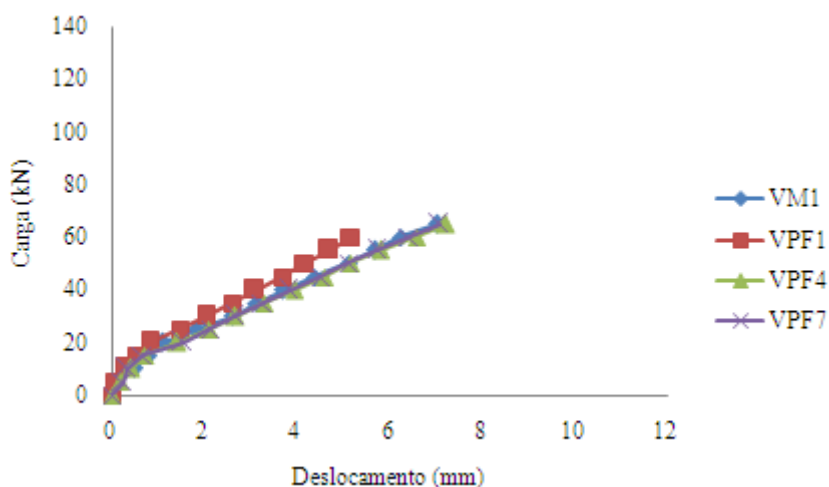


Figura 4.8 – Deslocamentos verticais das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$

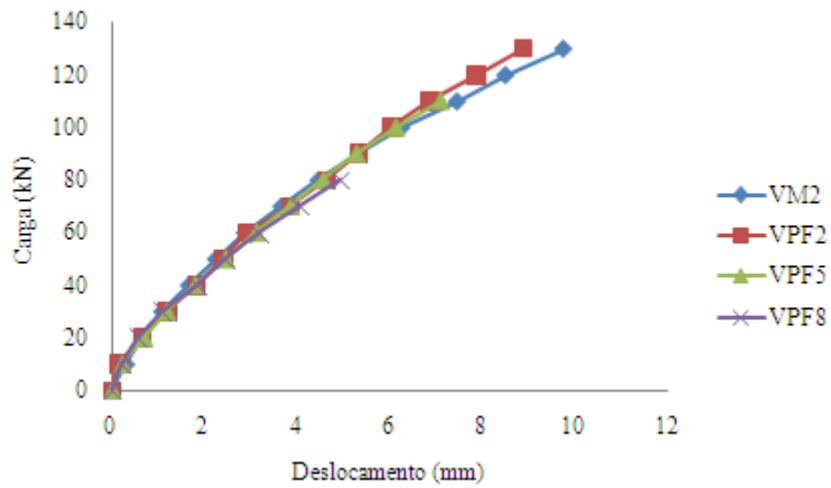


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais das vigas com $A_s = 500 \text{ mm}^2$

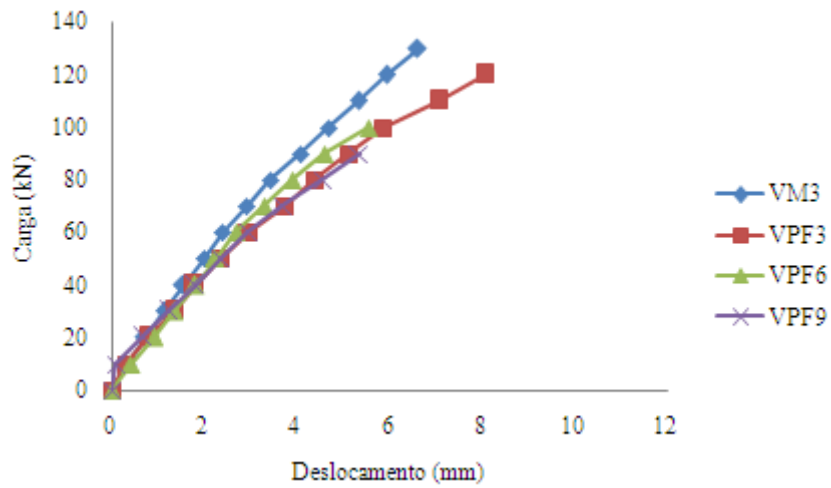


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$

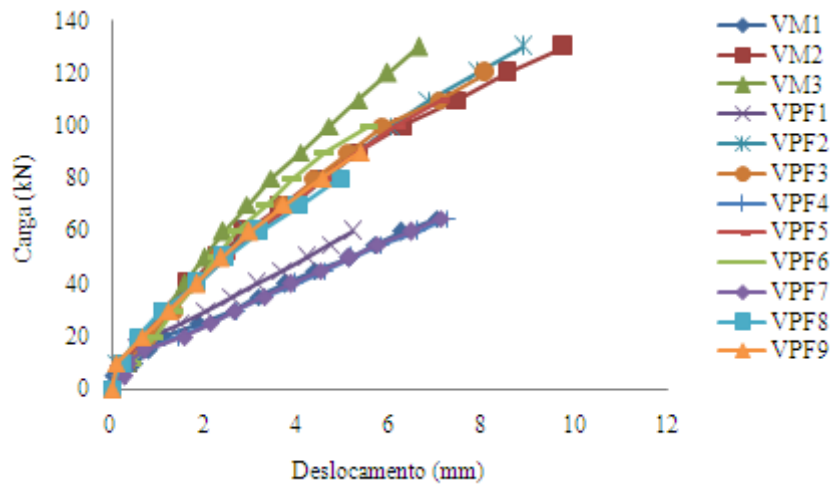


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais de todas as vigas

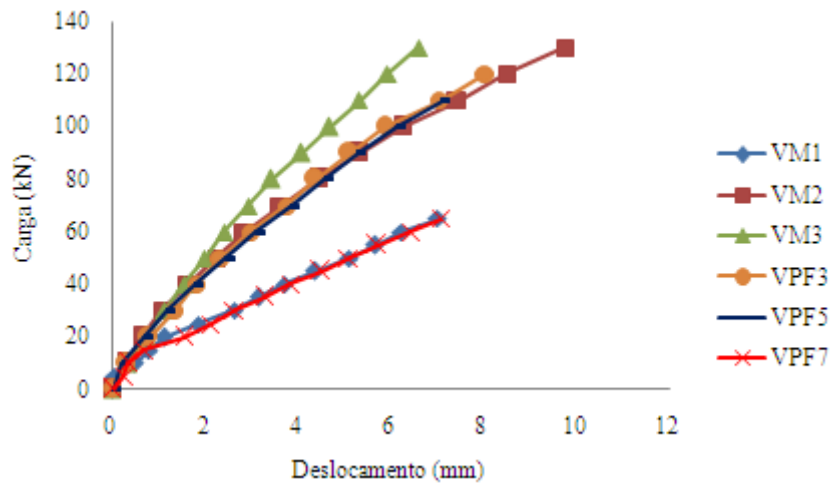


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7

4.3.2 Deformações na armadura de flexão

As deformações na armadura de flexão foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda, fixados a meia altura da seção da barra, no centro do vão entre os apoios da viga, sendo monitorada uma barra da primeira camada de armadura. As figuras 4.13 a 4.15 mostram os gráficos das deformações da armadura de flexão das vigas com seção de aço de 160 mm², 500 mm² e 750 mm², respectivamente, a figura 4.16 mostra os gráficos das deformações de todas as vigas e a figura 4.17 mostra os gráficos das deformações da armadura de flexão das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7.

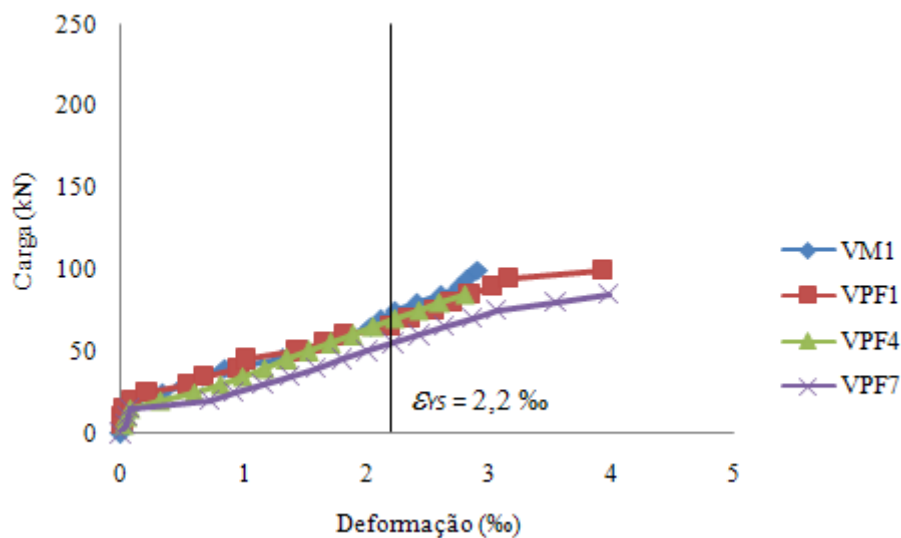


Figura 4.13 – Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$

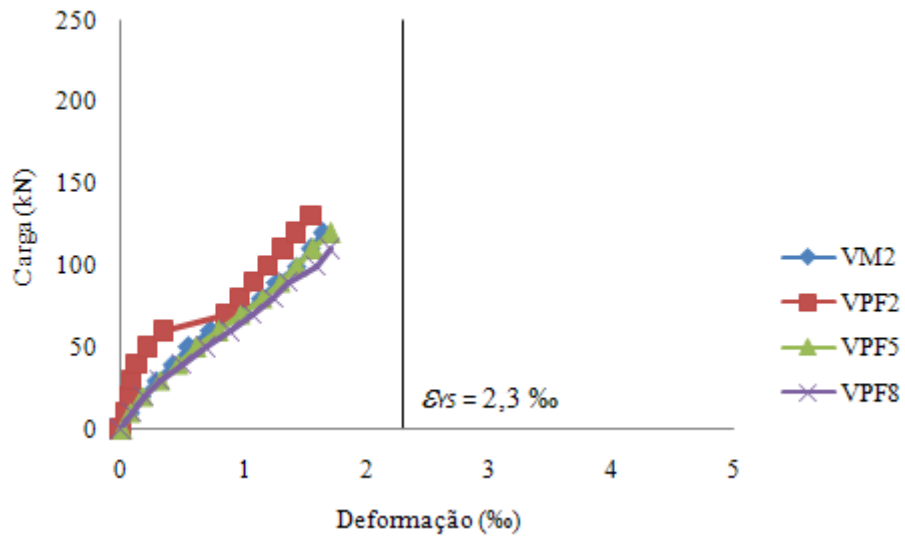


Figura 4.14 – Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 500 \text{ mm}^2$

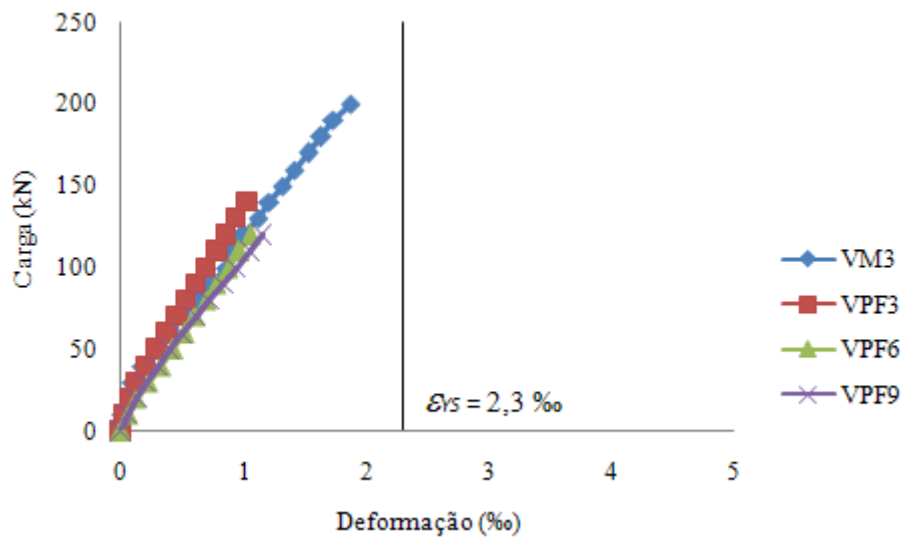


Figura 4.15 – Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$

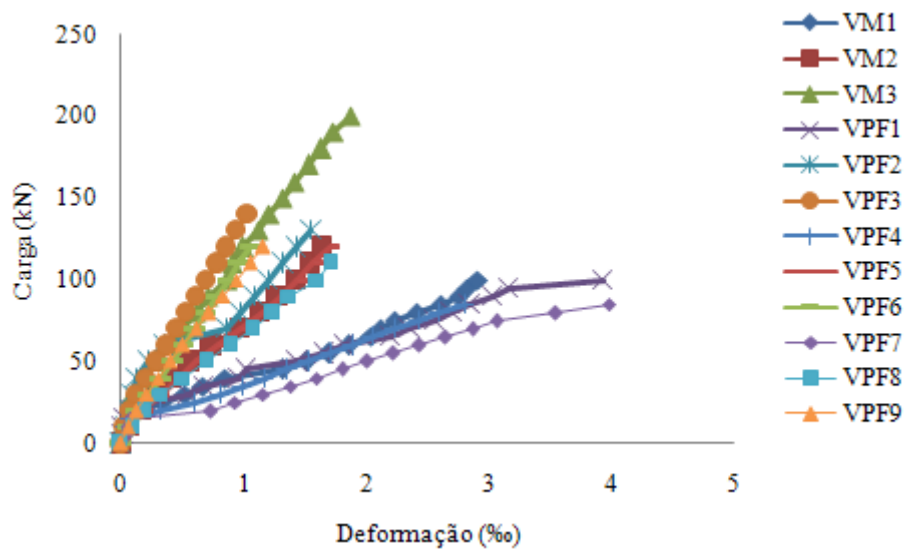


Figura 4.16 – Deformação da armadura de flexão de todas as vigas

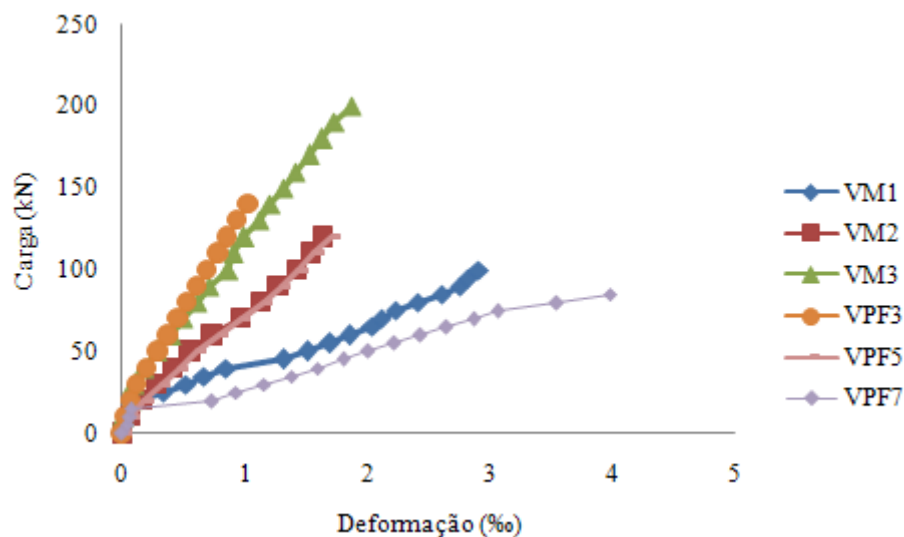


Figura 4.17 – Deformação da armadura de flexão das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7

4.3.3 Deformação na armadura de cisalhamento

Na armadura de cisalhamento também foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, adquiridos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. Os extensômetros foram posicionados de modo a monitorar os estribos mais solicitados à tração. Nas vigas com espaçamento de 100 mm, o extensômetro foi posicionado no tramo do quinto estribo. Nas vigas com espaçamento de 150 mm, o extensômetro foi posicionado no tramo do quarto estribo, e nas vigas com estribos espaçados de 200 mm, o extensômetro foi posicionado no tramo do terceiro estribo. As figuras 4.18 a 4.20 mostram os gráficos das deformações da armadura de cisalhamento das vigas com espaçamento (s) igual a 100 mm, 150 mm e 200 mm, respectivamente, a figura 4.21 mostra os gráficos das deformações da armadura de cisalhamento de todas as vigas e a figura 4.22 mostra os gráficos das deformações da armadura de cisalhamento das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7.

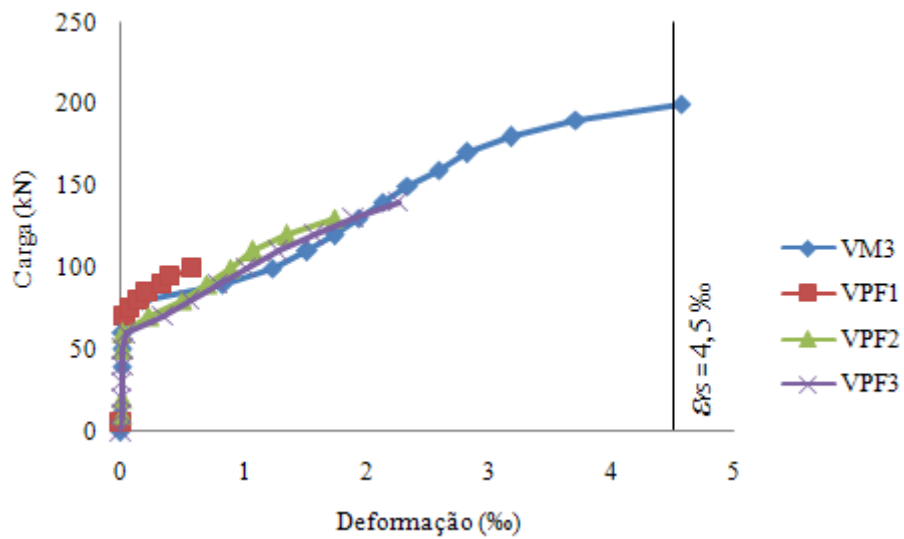


Figura 4.18 – Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com $s = 100$ mm

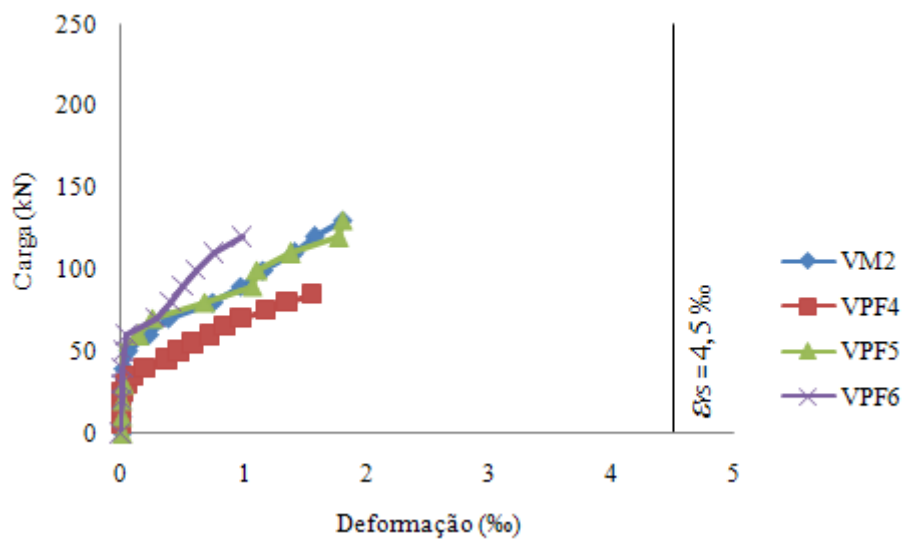


Figura 4.19 – Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com $s = 150$ mm

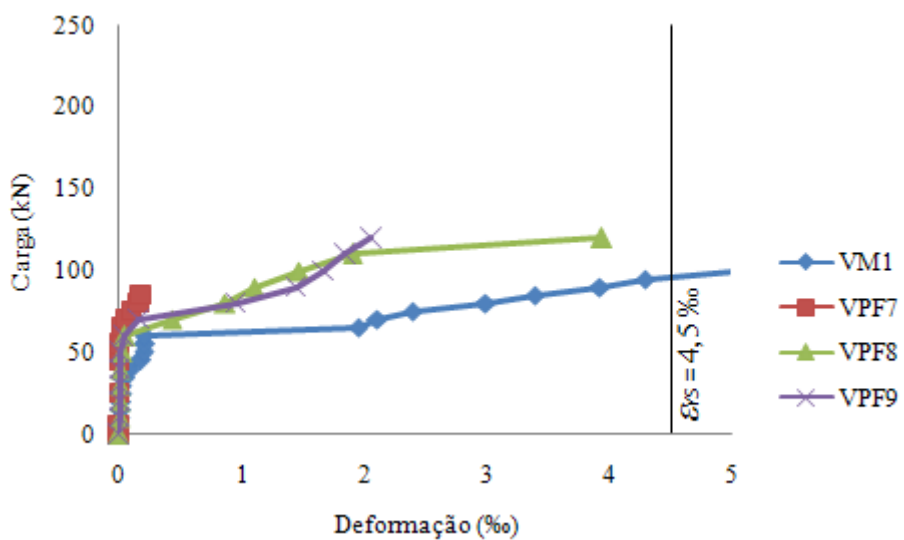


Figura 4.20 – Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com $s = 200$ mm

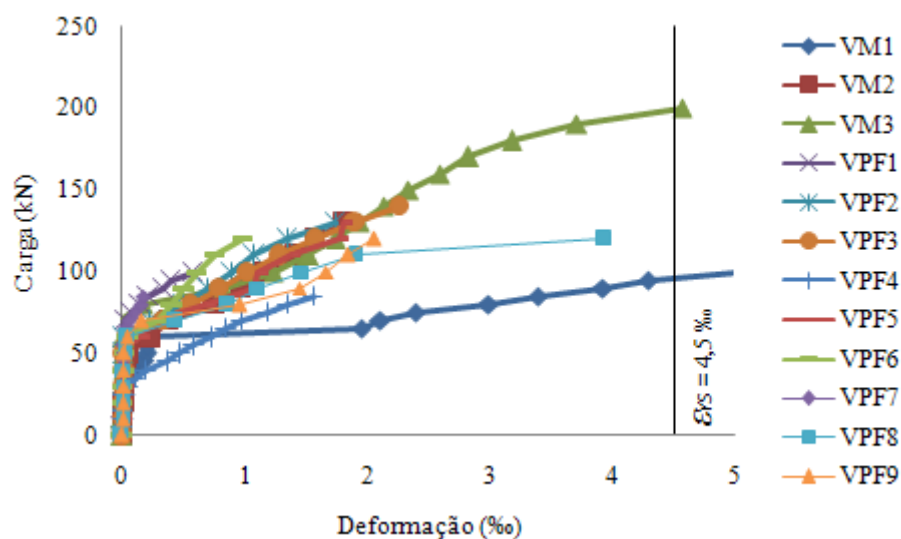


Figura 4.21 – Deformação da armadura de cisalhamento de todas as vigas

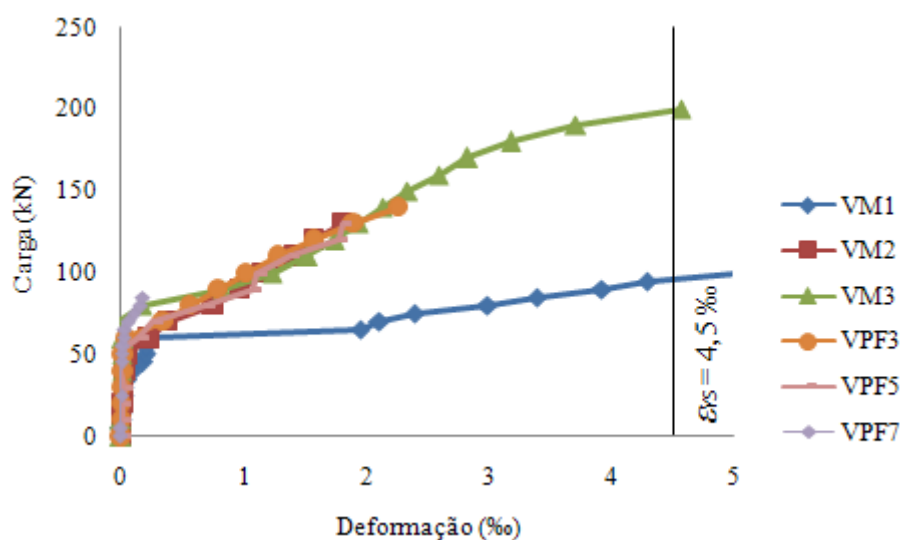


Figura 4.22 – Deformação da armadura de cisalhamento das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7

4.3.4 Deformação no concreto

Os extensômetros foram colados na parte superior das vigas, no centro do vão entre os apoios e na direção longitudinal às vigas. Nas vigas pré-formadas foram monitorados o concreto do núcleo e o concreto da casca. Para as vigas pré-formadas, foi considerada com deformação do concreto a deformação do concreto do núcleo.

As figuras 4.23 a 4.25 mostram os gráficos das deformações do concreto das vigas com armadura de flexão igual a 160 mm², 500 mm² e 750 mm², respectivamente, a figura 4.26 mostra os gráficos das deformações do concreto de todas as vigas e a figura 4.27 mostra os gráficos das deformações do concreto das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7. As

figuras 4.28 a 4.30 mostram os gráficos das deformações do concreto dos núcleos e das cascas das vigas.

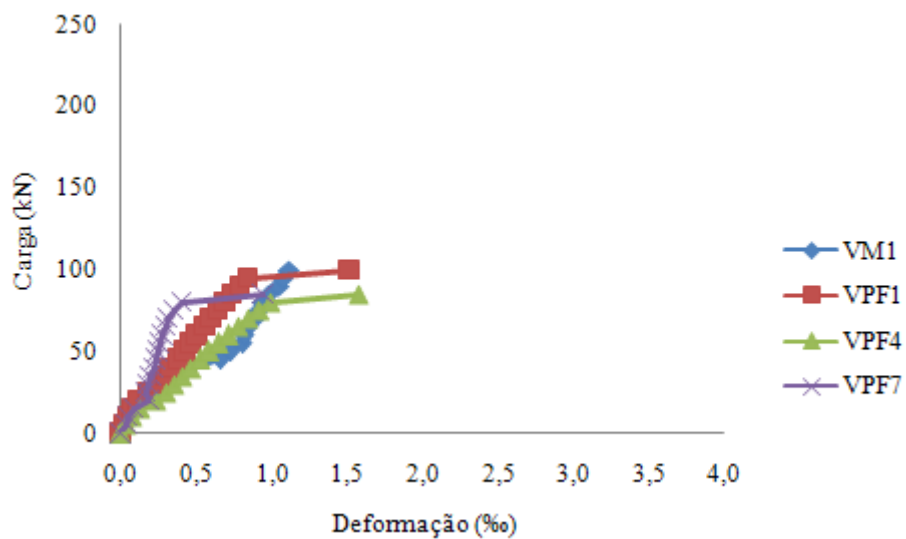


Figura 4.23 – Deformação do concreto das vigas com $A_s = 160 \text{ mm}^2$

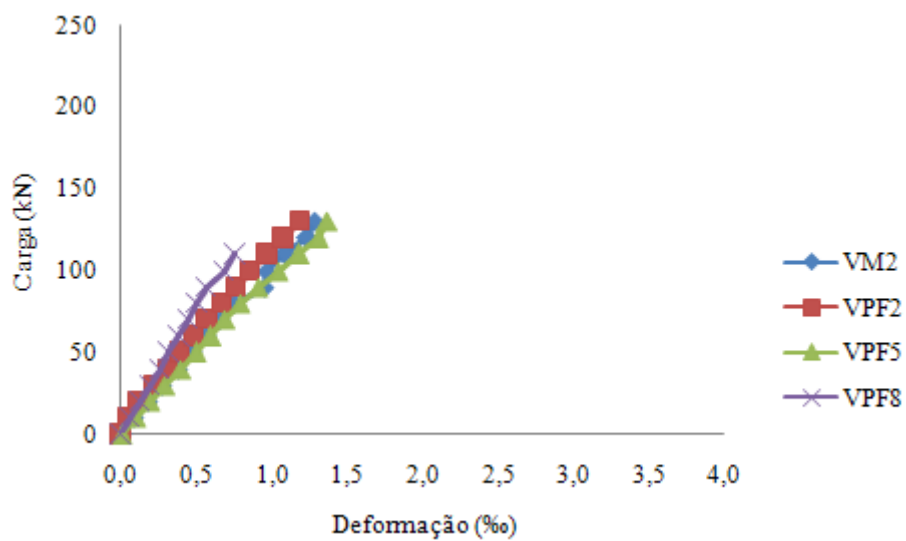


Figura 4.24 – Deformação do concreto das vigas com $A_s = 500 \text{ mm}^2$

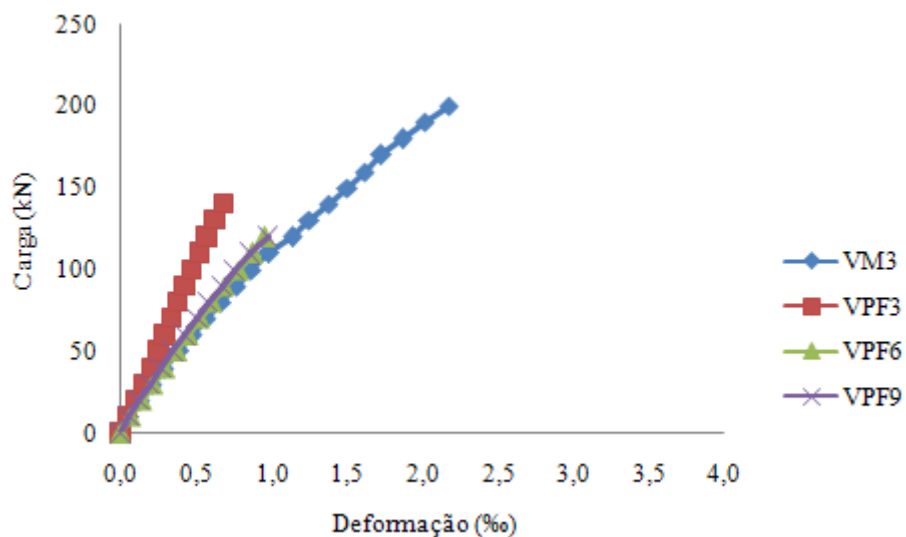


Figura 4.25 – Deformação do concreto das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$

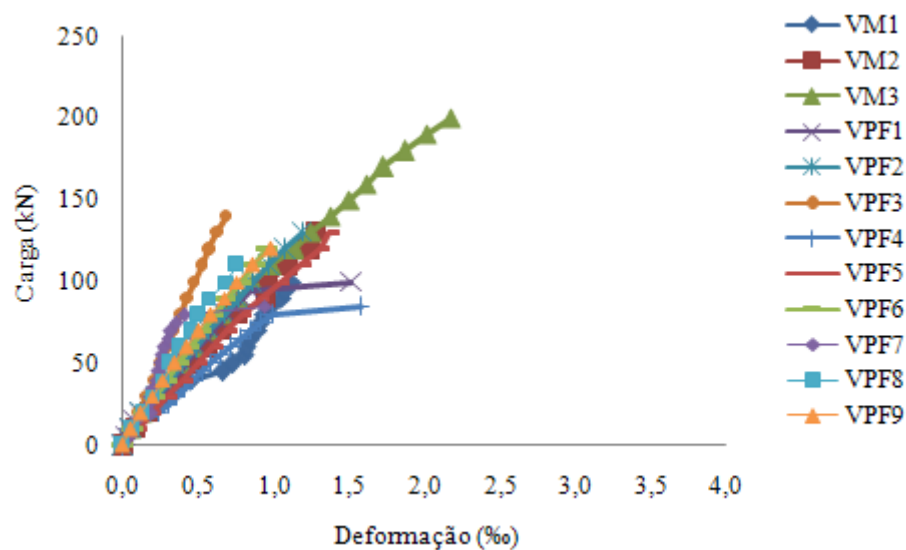


Figura 4.26 – Deformação do concreto de todas as vigas

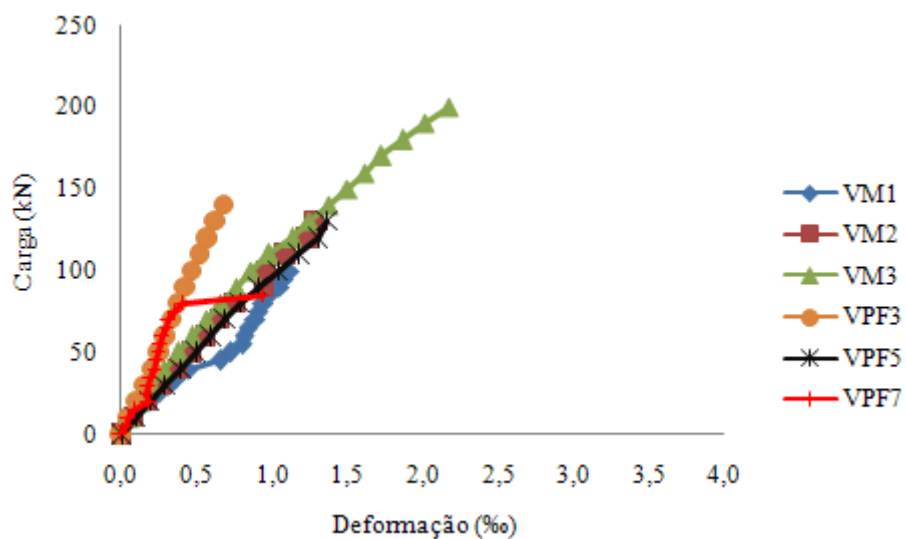


Figura 4.27 – Deformação do concreto das vigas VM1, VM2, VM3, VPF3, VPF5 e VPF7

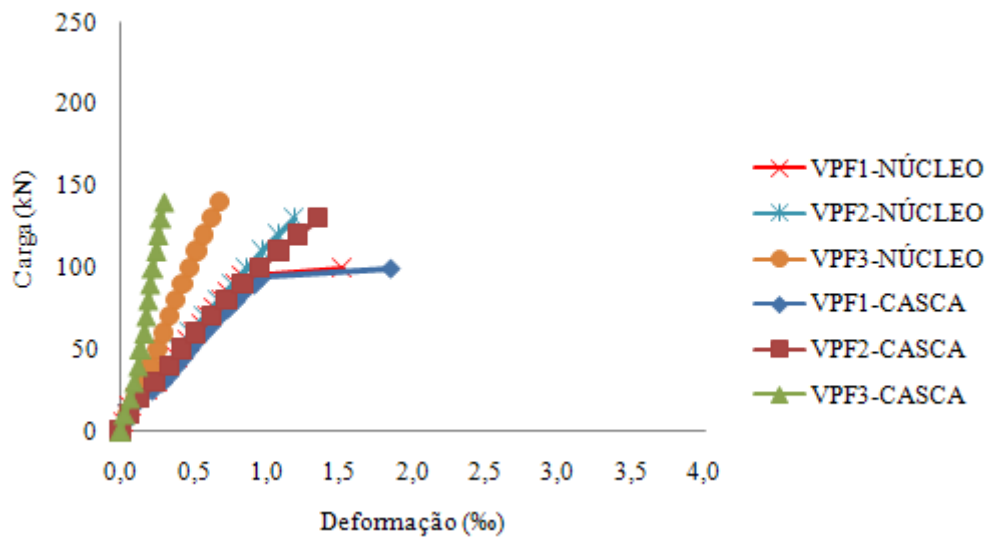


Figura 4.28 – Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF1, VPF2 e VPF3

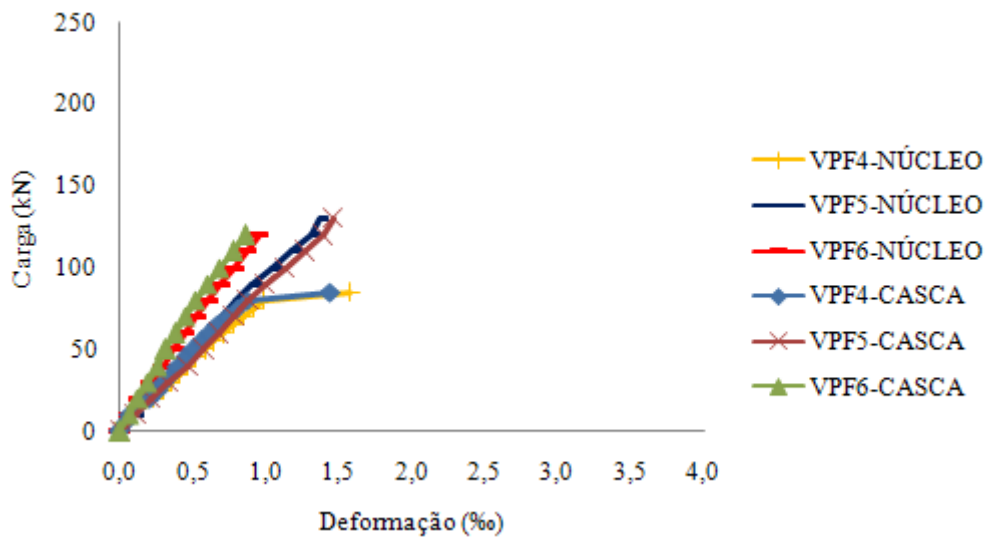


Figura 4.29 – Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF4, VPF5 e VPF6

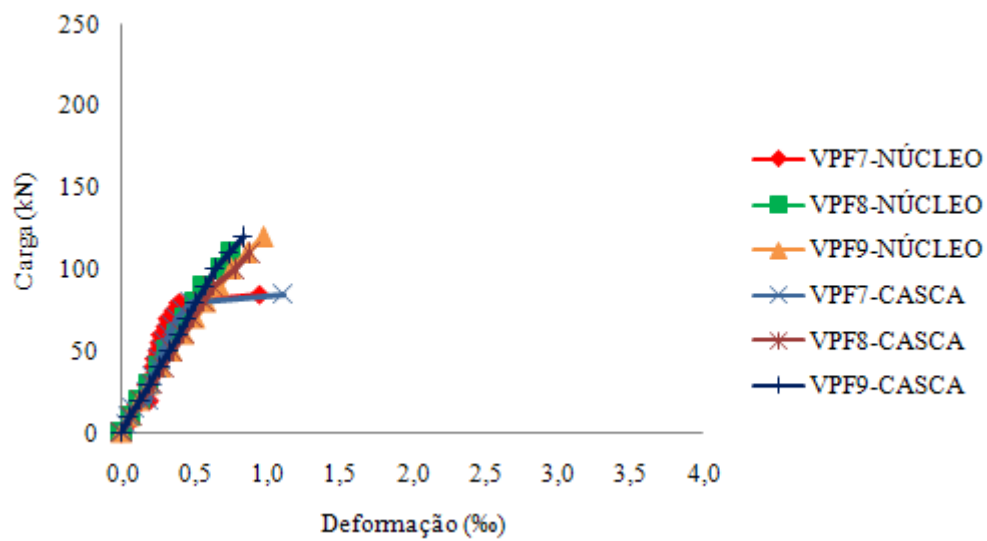


Figura 4.30 – Deformação do núcleo e cascas das vigas VPF7, VPF8 e VPF9

4.3.5 Padrão de fissuração

As vigas pré-formadas e as vigas maciças de referência apresentaram níveis de fissuração relativamente compatíveis com o nível de fissuração esperado. A tabela 4.4 apresenta os valores verificados para as cargas de primeiras fissuras observadas e as figuras 4.31 a 4.42 mostram o posicionamento das fissuras nas vigas ensaiadas.

Tabela 4.4 – Cargas para primeira fissura, em kN

Viga	Flexão	Cisalhamento
VM1	30,0	55,0
VM2	60,0	80,0
VM3	70,0	80,0
VPF1	25,0	70,0
VPF2	40,0	90,0
VPF3	50,0	70,0
VPF4	20,0	60,0
VPF5	30,0	90,0
VPF6	40,0	70,0
VPF7	20,0	20,0
VPF8	40,0	70,0
VPF9	20,0	70,0



Figura 4.31 – Padrão de fissuração da viga VM1 (ruína por cisalhamento)



Figura 4.32 – Padrão de fissuração da viga VM2 (ruína por cisalhamento)



Figura 4.33 – Padrão de fissuração da viga VM3 (ruína por cisalhamento)



Figura 4.34 – Padrão de fissuração da viga VPF1 (ruína por flexão)



Figura 4.35 – Padrão de fissuração da viga VPF2 (ruína por flexão)



Figura 4.36 – Padrão de fissuração da viga VPF3 (ruína por flexão)



Figura 4.37 – Padrão de fissuração da viga VPF4 (ruína por flexão)

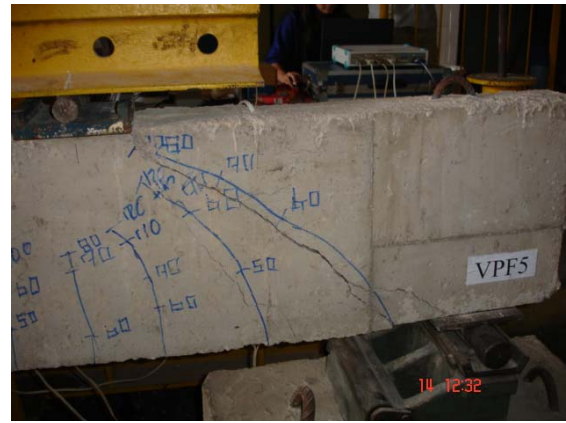
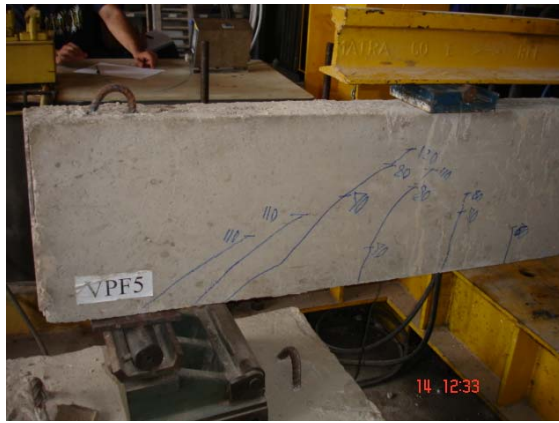


Figura 4.38 – Padrão de fissuração da viga VPF5 (ruína por cisalhamento)



Figura 4.39 – Padrão de fissuração da viga VPF6 (ruína por cisalhamento)



Figura 4.40 – Padrão de fissuração da viga VPF7 (ruína por flexão)

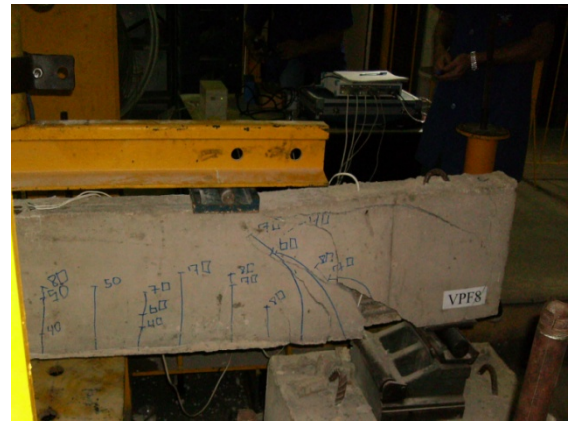


Figura 4.41 – Padrão de fissuração da viga VPF8 (ruína por cisalhamento)

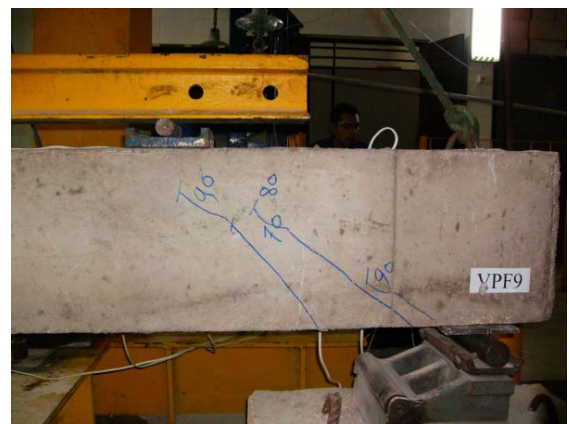


Figura 4.42 – Padrão de fissuração da viga VPF9 (ruína por cisalhamento)

4.3.6 Cargas e modos de ruptura e ruína

Neste trabalho foram consideradas ruptura por flexão com escoamento da armadura de flexão ou ruptura por cisalhamento com escoamento da armadura transversal, quando as deformações nas barras das armaduras atingiram o valor de ϵ_{ys} (deformação correspondente a tensão de ruptura do regime elástico do aço). Foi considerado ruína quando as vigas entraram em colapso ou não suportaram acréscimos de carregamento. As cargas de ruptura foram designadas por P_r e as cargas de ruína por P_u .

As vigas pré-formadas e as vigas maciças de referência apresentaram cargas e modos de ruptura compatíveis com suas seções de concreto e de aço e com o sistema de ensaio a que foram submetidas. Nas vigas subarmadas (VM1, VPF1, VPF4 e VPF7) as armaduras longitudinais atingiram o escoamento caracterizando ruptura das vigas por flexão. A viga

VM1, após a armadura longitudinal entrar em escoamento, ruiu por cisalhamento devido ao seccionamento da armadura transversal.

As vigas superarmadas com espaçamento de estribos igual a 150 mm (VM2, VPF5 e VPF6) assim como as vigas com espaçamento de 200 mm (VPF8 e VPF9) romperam por escoamento da armadura transversal caracterizando ruptura por cisalhamento. Nas vigas superarmadas, com espaçamento de estribos igual a 100 mm, a viga VM3 rompeu por cisalhamento e as vigas VPF2 e VPF3 romperam por esmagamento do concreto. A tabela 4.4 apresenta as características das vigas e as cargas e os modos de ruptura observados.

Tabela 4.5 - Cargas e modos de ruptura e ruína observados

Viga	d (mm)	A_s (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	f_c (MPa)	P_r (kN)	P_u (kN)	Modo de ruptura	Modo de ruína
VM1	310	160	40	200	20,0	75,0	93,5	M1	M5
VM2	290	500	40	150	20,0	137,0	137,0	M4	M5
VM3	290	750	40	100	20,0	200,0	210,0	M4	M5
VPF1	310	160	40	100	17,0	70,0	105,0	M1	M3
VPF2	290	500	40	100	17,0	135,0	135,0	M2	
VPF3	290	750	40	100	17,0	140,0	140,0	M2	
VPF4	310	160	40	150	17,0	70,0	88,0	M1	M3
VPF5	290	500	40	150	17,0	138,0	138,0	M4	M5
VPF6	290	750	40	150	17,0	124,5	124,5	M4	M5
VPF7	310	160	40	200	17,0	60,0	85,0	M1	M3
VPF8	290	500	40	200	17,0	112,0	112,0	M4	M5
VPF9	290	750	40	200	17,0	127,0	127,0	M4	M5

M1 – Flexão com escoamento da armadura de flexão
M2 – Flexão com esmagamento do concreto
M3 – Flexão com deformação excessiva da armadura de flexão
M4 – Cisalhamento com escoamento da armadura transversal
M5 – Cisalhamento com seccionamento de estribo

4.4 Análise dos resultados experimentais

4.4.1 Deslocamentos Verticais

Os valores dos deslocamentos verticais máximos observados nas vigas não tiveram variações significativas para as vigas com a mesma seção de armadura de flexão. A densidade de armadura de cisalhamento pouco influenciou no deslocamento das vigas, no intervalo de cargas aplicadas nos ensaios. Os deflectômetros foram retirados, em média, com 70 %, 85 % e 75 % das cargas de rupturas para as vigas com armadura de flexão de 160 mm², 500 mm² e 750 mm², respectivamente.

As vigas pré-formadas VPF5 e VPF7 e as vigas maciças VM2, VM1 com mesmas seções de armaduras de flexão e de cisalhamento, respectivamente, apresentaram deslocamentos semelhantes. A viga maciça VM3, porém, apresentou deslocamento 26 % menor que a viga pré-formada VPF3, que possuía as mesmas seções de armadura de flexão e de cisalhamento.

4.4.2 Deformações

4.4.2.1 Armadura de flexão

As deformações observadas nas armaduras de flexão, na maioria das vigas, foram semelhantes entre as vigas com iguais seções de armadura de flexão. As vigas pré-formadas VPF3 e VPF5 apresentaram deformações muito parecidas com as observadas nas vigas maciças correspondentes VM3 e VM2, respectivamente. A viga VPF7, no entanto, apresentou deformação na armadura de flexão 54 % superior à observada na armadura da viga VM1.

4.4.2.2 Armadura de cisalhamento

No grupo de vigas com espaçamento de estribos de 100 mm (VM3, VPF1, VPF2 e VPF3), as curvas das deformações da armadura de cisalhamento apresentaram pouca variação, nos intervalos comuns de carregamento. No grupo de vigas com espaçamento de 150 mm (VM2, VPF4, VPF5 e VPF6), as deformações decresceram com o aumento das seções das armaduras de flexão. A viga VPF5 apresentou deformação da armadura de cisalhamento semelhante à observada na viga VM2. No grupo das vigas com espaçamento de 200 mm (VM1, VPF7,

VPF8 e VPF9), a viga VPF7 apresentou pequena deformação na armadura de cisalhamento, as vigas VPF8 e VPF9 apresentaram deformações semelhantes e a viga VM1 apresentou as maiores deformações entre as vigas do grupo.

4.4.2.3 Concreto

As deformações observadas nas vigas foram compatíveis com o carregamento aplicado e as seções de armadura de flexão. No grupo das vigas com seção de armadura de flexão de 160 mm² (VM1, VPF1, VPF4 e VPF7), viga VPF7 apresentou menor deformação inicial, porém, próximo à ruptura sua deformação teve comportamento semelhante ao da viga VM1. No grupo com a seção de 500 mm² (VM2, VPF2, VPF5 e VPF8), a viga VPF8 apresentou deformação 30 % menor que as demais, que tiveram deformações semelhantes. No grupo com a seção de 750 mm² (VM3, VPF3, VPF6 e VPF9), a viga VPF3 apresentou deformação 42 % menor que as demais, que tiveram deformações semelhantes.

Na comparação das deformações do concreto dos núcleos com as deformações do concreto das cascas, as variações foram desprezíveis, com exceção da viga VPF3, onde a variação entre a deformação do núcleo (0,3‰) e a deformação da casca (0,7‰) foi de 57 %.

4.4.3 Padrão de fissuração

Como apresentado na tabela 4.4, as fissuras de flexão das vigas pré-formadas surgiram com cargas 40 %, em média, inferiores as cargas de primeiras fissuras das vigas maciças. Para as fissuras de cisalhamento as cargas de primeiras fissuras das vigas pré-formadas foram em média de 5 % menores que as cargas das vigas maciças.

Nas vigas pré-formadas, as fissuras cortaram as camadas de concreto nas mesmas seções, o que pode sugerir que as camadas pré-moldadas (cascas) e os núcleos das vigas reagiram solidariamente aos esforços solicitantes. As figuras 4.43 a 4.47 mostram as fissuras atingindo simultaneamente as cascas e o núcleo de vigas pré-formadas.

Na viga VPF6, após o ensaio, foi removida parte do concreto para visualização das fissuras de cisalhamento. Nas vigas VPF2 e VPF3, as fissuras de cisalhamento reduziram a seção de compressão do banzo comprimido da viga, próximo do ponto de aplicação de carga, antecipando o esmagamento do concreto por flexão. Na viga VPF7, a deformação excessiva

da armadura de flexão provocou grandes aberturas nas fissuras e o concreto da região comprimida sofreu esmagamento, porém, as camadas de concreto das regiões adjacentes permaneceram ligadas.

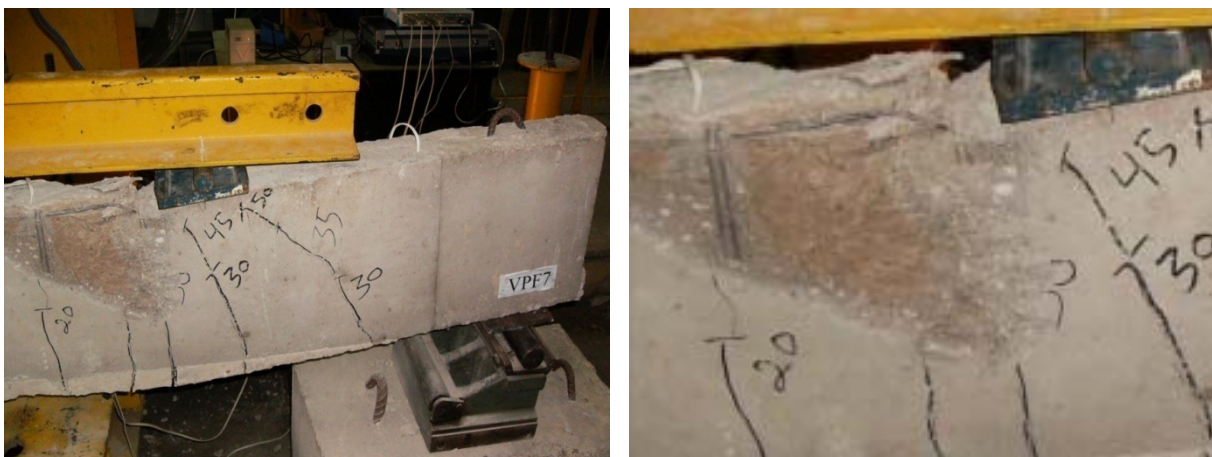


Figura 4.43 – Camadas de concreto da viga VPF7 após a ruptura



Figura 4.44 – Detalhes das camadas de concreto fissuradas na mesma seção VPF6



Figura 4.45 – Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF3

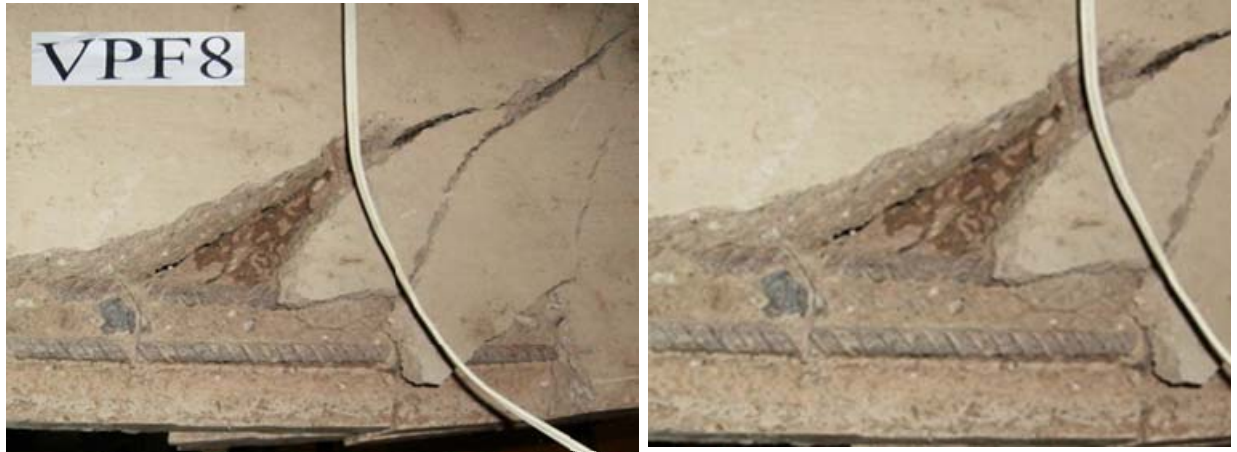


Figura 4.46 – Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF8



Figura 4.47 – Detalhes das camadas de concreto fissuradas nas mesmas seções VPF7

4.4.4 Modos de ruptura

Os modos de ruptura das vigas ocorreram como previsto nas estimativas normativas. A viga VM1 rompeu por flexão com escoamento nas armaduras de flexão, porém continuou aceitando acréscimo de cargas até a ruína por cisalhamento com carga 25 % maior que a de ruptura por flexão. Nas vigas VPF2 e VPF3, as aberturas de fissuras de cisalhamento provocaram diminuição nas seções de concreto das regiões de compressão, ocasionando o esmagamento do concreto por flexão simples nas regiões entre as cargas e os apoios. As figuras 4.48 e 4.49 mostram as vigas VPF2 e VPF3 após as rupturas.



Figura 4.48 – Viga VPF2 após a ruptura



Figura 4.49 – Viga VPF3 após a ruptura

4.4.5 Cargas de ruptura e de ruína

Nas vigas pré-formadas que romperam por flexão foram observadas cargas, em média, 18 % menores que as cargas previstas através das normas utilizadas. Nas vigas pré-formadas que romperam por cisalhamento as cargas de ruptura apresentaram valores superiores aos estimados pelas normas, com exceção da viga VPF6 que rompeu com carga 6 % inferior ao previsto pela ACI 318. Para as vigas VPF2 e VPF3, as cargas previstas para ruptura por flexão e ruptura por cisalhamento eram muito próximas. A combinação de tensões devido à flexão e ao cisalhamento pode ter contribuído para a precocidade da ruptura dessas vigas. As vigas que romperam por flexão com escoamento da armadura de flexão continuaram suportando acréscimos de carga até a ruína por deformação excessiva da armadura. A viga VM1, porém, ruiu por cisalhamento com o seccionamento da armadura transversal.

4.4.6 Comparação com as estimativas normativas

A resistência das vigas pré-formadas foi estimada segundo os mesmos critérios usados para as das vigas maciças. As resistências das vigas foram estimadas de acordo com as normas ACI 318, CEB-FIP MC90 e NBR 6118. Nos cálculos, a resistência do concreto e as tensões de escoamento do aço obtidas nos ensaios foram utilizadas sem a aplicação de coeficientes de ponderação, para maior aproximação com o limite de resistência das vigas.

4.4.6.1 ACI 318

Os valores das cargas de ruptura das vigas por cisalhamento ficaram próximos dos valores estimados pela ACI 318. As vigas pré-formadas apresentaram valores médios 4 % acima das estimativas e as vigas maciças 6 %. As vigas romperam à flexão com cargas inferiores às estimadas pela ACI 318, a viga maciça VM1 rompeu com carga 10 % menor que a estimada e as vigas pré-formadas VPF1, VPF2, VPF3, VPF4 e VPF7 com 18 %, em média. A tabela 4.5 apresenta as cargas de ruptura das vigas, os valores das resistências estimadas pela ACI 318 e a relação entre os valores experimentais e os normativos.

Tabela 4.5 – Cargas de ruptura e resistência estimada pela ACI 318

Viga	d (mm)	f_c (MPa)	A_s (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	P_{Flex} (kN)	P_{Cis} (kN)	P_r (kN)	$\frac{P_r}{P_{Flex}}$	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$	P_u (kN)
VM1	310	20,0	160	40	200	83,5	120,8	75,0	0,90	-	93,5
VM2	290	20,0	500	40	150	138,1	135,6	137,0	-	1,01	137,0
VM3	290	20,0	750	40	100	185,8	180,6	200,0	-	1,11	210,0
VPF1	310	17,0	160	40	100	82,2	189,3	70,0	0,85	-	105,0
VPF2	290	17,0	500	40	100	162,6	177,1	135,0	0,83	-	135,0
VPF3	290	17,0	750	40	100	162,6	177,1	140,0	0,86	-	140,0
VPF4	310	17,0	160	40	150	82,2	141,1	70,0	0,85	-	88,0
VPF5	290	17,0	500	40	150	162,6	132,0	138,0	-	1,05	138,0
VPF6	290	17,0	750	40	150	162,6	132,0	124,5	-	0,94	124,5
VPF7	310	17,0	160	40	200	82,2	117,0	60,0	0,73	-	85,0
VPF8	290	17,0	500	40	200	162,6	109,5	112,0	-	1,02	112,0
VPF9	290	17,0	750	40	200	162,6	109,5	127,0	-	1,16	127,0

4.4.6.2 CEB-FIP MC90

De acordo com a norma em questão as vigas VM1, VPF1, VPF2, VPF3, VPF4 e VPF7 romperam à flexão com cargas inferiores às cargas estimadas. As vigas pré-formadas ficaram em média 18 % abaixo dos valores estimados pela CEB-FIP MC90 e a viga VM1 10 %. As vigas VM2, VM3, VPF5, VPF6, VPF8 e VPF9 romperam por cisalhamento com cargas superiores às estimadas pela norma, em média 14 % para as maciças e 24 % para as pré-formadas. A tabela 4.6 apresenta as cargas de ruptura, os valores estimados pela CEB-FIP MC90 e a relação entre os valores experimentais e os estimados.

Tabela 4.6 – Cargas de ruptura e resistência estimada pela CEB-FIP MC90

Viga	d (mm)	f _c (MPa)	A _s (mm ²)	A _{sw} (mm ²)	s (mm)	P _{Flex} (kN)	P _{Cis} (kN)	P _r (kN)	$\frac{P_r}{P_{Flex}}$	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$	P _u (kN)
VM1	310	20,0	160	40	200	83,5	116,2	75,0	0,90	-	93,5
VM2	290	20,0	500	40	150	186,0	118,5	137,0	-	1,16	137,0
VM3	290	20,0	750	40	100	186,0	178,3	200,0	-	1,12	210,0
VPF1	310	17,0	160	40	100	82,2	229,1	70,0	0,85	-	105,0
VPF2	290	17,0	500	40	100	162,8	175,7	135,0	0,83	-	135,0
VPF3	290	17,0	750	40	100	162,8	175,9	140,0	0,86	-	140,0
VPF4	310	17,0	160	40	150	82,2	141,6	70,0	0,85	-	88,0
VPF5	290	17,0	500	40	150	162,8	117,4	138,0	-	1,18	138,0
VPF6	290	17,0	750	40	150	162,8	117,5	124,5	-	1,06	124,5
VPF7	310	17,0	160	40	200	82,2	114,6	60,0	0,73	-	85,0
VPF8	290	17,0	500	40	200	162,8	87,8	112,0	-	1,28	112,0
VPF9	290	17,0	750	40	200	162,8	87,5	127,0	-	1,45	127,0

4.4.6.3 NBR 6118

As vigas pré-formadas VPF1, VPF2, VPF3, VPF4 e VPF7 romperam por flexão com cargas 18 % em média inferiores às cargas estimadas segundo a NBR 6118, a viga VM1 apresentou carga 10 % inferior. As vigas pré-formadas VPF5, VPF6, VPF8 e VPF9 e as vigas maciças VM2 e VM3 romperam por cisalhamento com cargas, em média, 18 % acima dos valores estimados pela norma. A tabela 4.7 apresenta cargas de ruptura e as estimativas segundo a NBR 6118.

Tabela 4.7 – Cargas de ruptura e resistência estimada pela NBR 6118

Viga	d (mm)	f _c (MPa)	A _s (mm ²)	A _{sw} (mm ²)	s (mm)	P _{Flex} (kN)	P _{Cis} (kN)	P _r (kN)	$\frac{P_r}{P_{Flex}}$	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$	P _u (kN)
VM1	310	20,0	160	40	200	83,5	108,2	75,0	0,90	-	93,5
VM2	290	20,0	500	40	150	186,0	121,5	137,0	-	1,13	137,0
VM3	290	20,0	750	40	100	186,0	162,1	200,0	-	1,23	210,0
VPF1	310	17,0	160	40	100	82,2	168,9	70,0	0,85	-	105,0
VPF2	290	17,0	500	40	100	162,8	158,0	135,0	0,83	-	135,0
VPF3	290	17,0	750	40	100	162,8	158,0	140,0	0,86	-	140,0
VPF4	310	17,0	160	40	150	82,2	125,5	70,0	0,85	-	88,0
VPF5	290	17,0	500	40	150	162,8	117,4	138,0	-	1,18	138,0
VPF6	290	17,0	750	40	150	162,8	117,4	124,5	-	1,06	124,5
VPF7	310	17,0	160	40	200	82,2	103,8	60,0	0,73	-	85,0
VPF8	290	17,0	500	40	200	162,8	97,1	112,0	-	1,15	112,0
VPF9	290	17,0	750	40	200	162,8	97,1	127,0	-	1,31	127,0

As vigas pré-formadas apresentaram cargas de ruptura por flexão com valores, em média, 18 % inferiores aos valores estimados pelas normas ACI 318, CEB-FIP MC90 e NBR 6118. Os valores das cargas de rupturas por cisalhamento ficaram acima das estimativas normativas, 4 % em média em relação à ACI 318, 24 % em relação à CEB-FIP MC90 e 18 % em relação à NBR 6118. A figura 4.50 mostra um gráfico com os valores das estimativas normativas, e das cargas de ruptura e de ruína observadas nos ensaios das vigas.

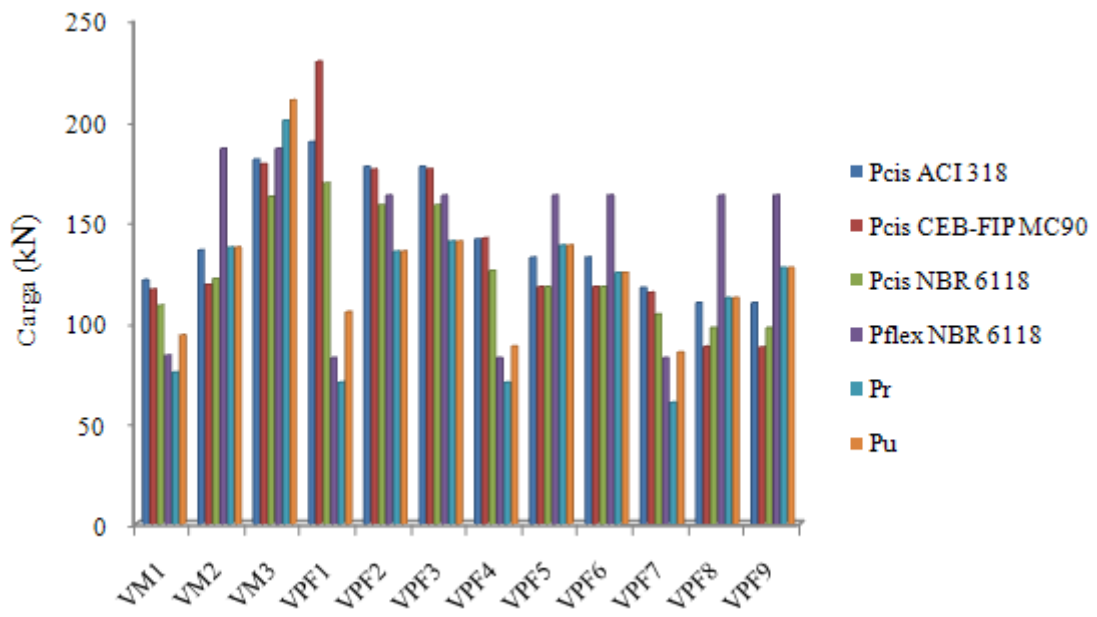


Figura 4.50 – Estimativas normativas e cargas experimentais de ruptura e ruína das vigas

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

O comportamento estrutural das vigas pré-formadas analisadas neste trabalho foi considerado satisfatório em comparação com o comportamento das vigas maciças usadas como referência. A comparação dos resultados experimentais com os valores estimados pelas normas não apresentou limitações evidentes do desempenho estrutural do sistema dito pré-formado, embora as vigas pré-formadas tenham apresentado cargas de ruptura por flexão 18 %, em média, menor que o previsto de acordo com as normas técnicas adotadas neste trabalho. Esta pesquisa, com o sistema de ensaio e aplicação de carga e as características das vigas ensaiadas, permitiu avaliar alguns aspectos que são relevantes no comportamento desse sistema:

Não ocorreu descolamento visível entre as placas pré-moldadas e o núcleo de concreto moldado “in loco”, antes da ruptura das vigas, e após a ruptura foi possível observar que, nas regiões adjacentes à ruína do concreto, as camadas permaneceram ligadas entre si.

As camadas verticais de concreto (cascas e núcleo) deformaram simultaneamente de acordo com a progressão do carregamento aplicado.

As fissuras atingiram simultaneamente as camadas pré-moldadas e as de concreto moldado “in loco” nas mesmas seções transversais às vigas.

O nível de deslocamento vertical (flechas) das vigas pré-formadas foi o mesmo observado nas vigas maciças.

As deformações na armadura de flexão e na armadura de cisalhamento foram compatíveis com o sistema de ensaio e a aplicação de cargas. Não houve variações significativas entre os resultados observados nas vigas pré-formadas e os observados nas vigas maciças.

A resistência das vigas pré-formadas atingiu valores compatíveis com as características mecânicas dos materiais utilizados na sua fabricação. As cargas de ruptura das vigas pré-

formadas não tiveram variações significativas em relação às vigas maciças e em relação às estimativas normativas.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho apresenta uma análise preliminar sobre o desempenho de um sistema estrutural que não é usado normalmente na Região Norte do Brasil. Os resultados obtidos experimentalmente podem servir como base para novas pesquisas sobre os elementos estruturais pré-formados. É necessário ampliar a base de conhecimento sobre um sistema construtivo que pode reduzir o consumo de madeira para formas e escoramentos, contribuindo para a redução do impacto ambiental causado pela indústria da construção civil. Pode ser conveniente:

Analisar experimentalmente o comportamento estrutural das vigas pré-formadas submetidas à torção.

Estudar novos arranjos estruturais utilizando elementos estruturais pré-formados.

Analisar as possíveis variações de desempenho estrutural de vigas pré-formadas que apresentem diferentes proporções entre as espessuras das cascas e do núcleo ou que sejam produzidas com diferentes concretos para as cascas e o núcleo.

Pesquisar a aderência entre o concreto das cascas e o concreto do núcleo das vigas pré-formadas, criando mecanismos para garantir que as diversas camadas de concreto trabalhem solidariamente.

Analisar numericamente o comportamento estrutural desses elementos pré-moldados, avaliando a utilização das prescrições normativas pertinentes às estruturas de concreto armado para o seu dimensionamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

ARAÚJO, D. L. (1997). *Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão*. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, São Carlos, 1997, 208p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739/94 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118/03 – Projeto de Estruturas de Concreto*, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6152/92 – Materiais metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7222/94 – Argamassa e Concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de Ensaio*, Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522/84 – Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio*, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9062/01 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado*, Rio de Janeiro, 2001.

CEB-FIP (1990). *Model Code 1990: Final Draft*. Bulletin D'Information, No 203,CEB, Lausanne, July 1991.

EL DEBS, M. K. (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações*. 1. Ed. São Carlos, EESC-USP, 441p.

ELLIOTT, K. S. (1996). *Multi-storey precast concrete framed structures*. Oxford Blackwell Science. apud EL DEBS (2000).

FERREIRA, E. M. B. M (2001). *Passadiços prefabricados de betão-Concepção e projecto*. Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Dissertação de Mestrado, Portugal, 233p.

HAY TAN, KANG, TENG, SUSANTO, KONG, FUNG-KEW, LU, HAI-YUN. *Main Tension Steel in High Strength Concrete Deep and Short Beams* – ACI Structural Journal, v. 94, n. 06, p.752-768, November-December, 1997. Apud LEITE JÚNIOR (2000).

LEITE JÚNIOR, G. S. (2000). *Vigas de concreto sob cargas concentradas próximas dos apoios*. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Dissertação de Mestrado, Campinas, SP, 186p.

MARANHÃO, G. M. (2000). *Formas para concreto: subsídios para a otimização do projeto segundo a NBR 7190/97*. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, São Carlos, 2000, 188p.

MASSONI, R. F. A. P. (1996). *Formas de argamassa e concreto estruturais incorporáveis às estruturas de concreto armado*. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, São Carlos, 1996, 177p.

ORDÓÑES, J. A. F. (1974). *Prefabricación: teoría y práctica*. Barcelona, Editores Técnicos Asociados. 2v. apud EL DEBS (2000).

PRIOR, R., PESSIKI, S., SAUSE, R., SLAUGHTER, S., van ZYVERDEN, W. (1993). *Identification and preliminary assessment of existing precast concrete floor framing systems*. Bethlehem, Lehigh University. (ATLSS Report 93-07).

SILVA FILHO, C.; SALAZAR, G.; MELO, J. G. S.; FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, D. R. C. *Análise experimental de vigas pré-formadas de concreto armado à flexão e ao cisalhamento*. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Rio de Janeiro, 2006.

SOUZA, A. A. G.; MONTEIRO, A. S.; MELO, J. G. S.; OLIVEIRA, D. R. C. *Análise experimental de vigas pré-moldadas engastáveis de concreto armado*. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Rio de Janeiro, 2006.

ANEXOS

Anexo 1

Tabela A - Deslocamentos verticais no centro das vigas (mm)

Carga (kN)	VM1	VM2	VM3	VPF1	VPF2	VPF3	VPF4	VPF5	VPF6	VPF7	VPF8	VPF9
10	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,3	0,4	0,2	0,4	0,3	0,2	0,1
20	1,1	0,6	0,7	0,8	0,6	0,8	1,4	0,7	0,9	1,6	0,6	0,7
30	2,6	1,1	1,1	2,1	1,2	1,3	2,7	1,2	1,3	2,6	1,1	1,2
40	3,7	1,7	1,6	3,1	1,8	1,8	3,9	1,8	1,8	3,8	1,8	1,8
50	5,1	2,2	2,0	4,2	2,4	2,4	5,2	2,5	2,2	5,1	2,4	2,3
60	6,2	2,9	2,4	5,2	2,9	3,0	6,6	3,1	2,7	6,4	3,2	3,0
70	7,0	3,7	2,9		3,8	3,7	7,2	3,9	3,3	7,1	4,0	3,7
80		4,5	3,4		4,6	4,4		4,6	3,9		4,9	4,5
90		5,3	4,1		5,3	5,1		5,3	4,6			5,4
100		6,3	4,7		6,0	5,9		6,1	5,5			
110		7,5	5,3		6,8	7,1		7,1				
120		8,5	5,9		7,9	8,1						
130		9,8	6,6		8,9							

Anexo 2

Tabela B - Deformações na armadura de flexão (%)

Carga (kN)	VM1	VM2	VM3	VPF1	VPF2	VPF3	VPF4	VPF5	VPF6	VPF7	VPF8	VPF9
10	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
20	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3	0,2	0,1	0,7	0,2	0,1
30	0,5	0,3	0,1	0,6	0,1	0,1	0,8	0,3	0,2	1,2	0,3	0,2
40	0,8	0,4	0,2	1,0	0,1	0,2	1,2	0,5	0,3	1,6	0,5	0,3
50	1,5	0,6	0,2	1,4	0,2	0,3	1,5	0,6	0,4	2,0	0,7	0,4
60	1,9	0,7	0,3	1,8	0,3	0,4	1,9	0,8	0,5	2,4	0,9	0,5
70	2,1	1,0	0,4	2,4	0,9	0,5	2,2	1,0	0,6	2,9	1,1	0,6
80	2,4	1,1	0,5	2,7	1,0	0,5	2,6	1,1	0,7	3,5	1,2	0,7
90	2,8	1,3	0,6	3,0	1,1	0,6		1,3	0,8	4,0	1,4	0,8
100	2,9	1,4	0,7	3,9	1,2	0,7		1,4	0,9		1,6	0,9
110		1,5	0,8		1,3	0,8		1,6	1,0		1,7	1,0
120		1,6	0,8		1,4	0,9		1,7	1,0			1,2
130			0,9		1,5	0,9						
140			1,0			1,0						
150			1,1									
160			1,2									
170			1,3									
180			1,4									
190			1,5									
200			1,6									

Anexo 3

Tabela C - Deformações na armadura de cisalhamento (‰)

Carga (kN)	VM1	VM2	VM3	VPF1	VPF2	VPF3	VPF4	VPF5	VPF6	VPF7	VPF8	VPF9
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
30	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
40	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
70	2,1	0,4	0,0	0,0	0,2	0,3	1,0	0,3	0,3	0,1	0,4	0,2
80	3,0	0,7	0,2	0,1	0,5	0,6	1,4	0,7	0,4	0,2	0,9	1,0
90	3,9	1,0	0,8	0,3	0,7	0,8		1,1	0,5		1,1	1,4
100	5,0	1,2	1,2	0,6	0,9	1,0		1,1	0,6		1,5	1,7
110		1,4	1,5		1,1	1,3		1,4	0,8		1,9	1,8
120		1,6	1,7		1,3	1,6		1,8	1,0		3,9	2,1
130		1,8	1,9		1,7	1,9		1,8				
140			2,1			2,3						
150			2,3									
160			2,6									
170			2,8									
180			3,2									
190			3,7									
200			4,6									

Anexo 4

Tabela D - Deformações no concreto das vigas maciças e núcleo das vigas pré-formadas (%)

Carga (kN)	VM1	VM2	VM3	VPF1	VPF2	VPF3	VPF4	VPF5	VPF6	VPF7	VPF8	VPF9
10	-0,1	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	0,0	-0,1	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,1
20	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1
30	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
40	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,3
50	-0,7	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,2	-0,6	-0,5	-0,4	-0,2	-0,3	-0,3
60	-0,8	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,3	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4
70	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,6	-0,3	-0,8	-0,7	-0,5	-0,3	-0,4	-0,5
80	-0,9	-0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,4	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,5	-0,6
90	-1,1	-1,0	-0,8	-0,8	-0,8	-0,4		-0,9	-0,7		-0,6	-0,7
100	-1,1	-1,0	-0,9	-1,5	-0,9	-0,5		-1,0	-0,8		-0,7	-0,8
110		-1,1	-1,0		-1,0	-0,5		-1,2	-0,9		-0,8	-0,9
120		-1,2	-1,1		-1,1	-0,6		-1,3	-1,0			-1,0
130		-1,3	-1,2		-1,2	-0,6		-1,4				
140			-1,4			-0,7						
150			-1,5									
160			-1,6									
170			-1,7									
180			-1,9									
190			-2,0									
200			-2,2									

Anexo 5

Tabela E - Deformações no concreto das cascas das vigas pré-formadas (%)

Carga (kN)	VPF1	VPF2	VPF3	VPF4	VPF5	VPF6	VPF7	VPF8	VPF9
10	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,1
20	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1
30	-0,3	-0,2	-0,1	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2
40	-0,4	-0,3	-0,1	-0,4	-0,5	-0,3	-0,2	-0,3	-0,3
50	-0,5	-0,4	-0,1	-0,5	-0,6	-0,3	-0,3	-0,4	-0,3
60	-0,6	-0,5	-0,2	-0,6	-0,7	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4
70	-0,7	-0,6	-0,2	-0,7	-0,8	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5
80	-0,8	-0,7	-0,2	-0,9	-0,9	-0,5	-0,5	-0,6	-0,5
90	-0,9	-0,8	-0,2		-1,0	-0,6		-0,6	-0,6
100	-1,8	-1,0	-0,2		-1,1	-0,7		-0,8	-0,6
110		-1,1	-0,2		-1,3	-0,8		-0,9	-0,7
120		-1,2	-0,3		-1,4	-0,9			-0,8
130		-1,4	-0,3		-1,5				
140			-0,3						