PAOLA FERRARI GOMIERO 5/9 586

ARMADURA REDUZIDA PARA CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual de Campinas para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. GILSON B. FERNANDES T Depto.Construção Civil-FEC-UNICAMP

Campinas 1994

PAOLA FERRARI GOMIERO

ARMADURA REDUZIDA PARA CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Atesto que esta é copia definitiva da Dissertação gilson B. Fernandes Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual de Campinas para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Civil - Área de Concentração: Estruturas

Campinas 1994

Ao Victorio, pelo apoio e incentivo.

AGRADECIMENTOS

O meu agradecimento a todos aqueles que me ajudaram e incentivaram durante este trabalho. Em especial ao professor Gilson B.Fernandes, pela orientação, dedicação e apoio, sem os quais não teria alcançado os objetivos.

A pesquisa contou com o apoio do acervo da biblioteca da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, do seu setor de computação e com as instalações, equipamentos e pessoal técnico do seu laboratório de Estruturas e Materiais de Construção.

Agradeço também a colaboração de Camargo Corrêa Industrial S.A. pelo fornecimento de cimento е microssílica, de Reax Ind. Com. e Serviços Ltda. pelo fornecimento de superplastificantes e da Fundação de Amparo à pesquisa do Estado de São Paulo, mediante concessão da bolsa de mestrado.

RESUMO

Neste trabalho apresentam-se um resumo teórico sobre o cisalhamento e resultados de estudo experimental realizado com vigas de concreto de alta resistência, com grau reduzido de armação ao cisalhamento, submetidas à flexão e força cortante.

Pretendeu-se dar mais uma contribuição ao desenvolvimento das pesquisas sobre o assunto, que têm como objetivo verificar se os critérios de cálculo encontrados nas normas aplicáveis a concretos usuais, podem ser estendidos às vigas com concreto de alta resistência.

As investigações experimentais foram realizadas após a revisão bibliográfica e o estudo teórico sobre cisalhamento.

Os resultados obtidos permitiram analisar o comportamento de cada viga e compara-lo com o de vigas de concreto de resistência usual.

ABSTRACT

This work presents a theoretical summary about shear and results of experimental investigations, conducted with high-strength concrete beams, with reduced shear reinforcement, submitted to bending and shear.

The purpose was to give one more contribution to the development of researches about the subject, with the objective to verify if the shear design provisions of most current concrete design codes, can be extended to high-strength concrete beams.

The experimental tests were developed after bibliographical revision and the theoretical studies about shear.

Test results permitted to analyse the behaviour of every beam and compare it with those made of normal-strenght concrete.

CONTEÚDO

INTRODUÇÃO		I.1
CAPÍTULO 1 -	O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	1.1
1.1 -	Conceituação	1.1
1.2 -	Propriedades	1.1
1.3 -	Materiais/Produção	1.2
1.4 -	Aplicações	1.6
CAPÍTULO 2 -	- O CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE	
	ALTA RESISTÊNCIA	2.1
2.1 -	Analogia da treliça clássica	2.1
2.2 -	Observações experimentais sobre	
	cisalhamento	2.4
2.3 -	Teoria aditiva	2.9
2.4 -	Analogia da treliça com diagonais de	
	inclinação variável	2.13
2.5 -	Vigas com concreto de alta resistência	2.18
CAPÍTULO 3 -	PROGRAMA EXPERIMENTAL	3.1
3.1 -	Detalhes das vigas e esquemas de	
	carregamento	3.1
3.2 -	Materiais	3.6
3.3 -	Execução e cura das vigas	3.14
3.4 -	Instrumentação	3.15
3.5 -	Equipamentos utilizados	3.16
3.6 -	Condições de apoio e carregamento	3.18
3.7 -	Proposta de ensaio	3.18
CAPÍTULO 4 -	RESULTADOS DOS ENSAIOS	4.1
4.1 -	Viga I60-3	4.1
4.2 -	Viga I60-4	4.10
4.3 -	Viga 160-5	4.21
4.4 -	Viga 160-44	4.32

CAPÍTULO 5 -	ANÁLISE DOS RESULTADOS	5.1
5.1 -	Armadura longitudinal	5.6
5.2 -	Armadura transversal	5.10
5.3 -	Concreto	5.18
5.4 -	Deslocamentos Verticais	5.28
CAPÍTULO 6 -	CONCLUSÕES	6.1
BIBLIOGRAFIA		B 1

B.1

IBLIOGRAFIA			

NOTAÇÕES

A sl	= área da seção transversal da armadura longitudinal
	tracionada
A sw	= área da seção transversal dos estribos
Ec	= módulo de deformação longitudinal do concreto
Es	= módulo de deformação longitudinal do aço
F	= carga concentrada
F	= valor último de F
M	= momento fletor
M	= valor de cálculo de M
M	= valor último de M
R	= resultante das tensões de compressão no concreto
R	= resultante das tensões de tração na armadura
	longitudinal
R	= resultante das tensões de tração na armadura
	longitudinal
v	= força cortante
V _c	= parcela da força cortante resistida pelo concreto
V _s	= parcela da força cortante resistida pela armadura
	transversal
V _d	= valor de cálculo de V
Vu	= valor último de V
V _{u,f}	= valor último de V, correspondente à ruína por
	flexão
a	= distância entre o apoio e a carga concentrada
	aplicada (vão de cisalhamento)
b _f	= largura da mesa das vigas com seção T ou I
b _w	= largura da nervura das vigas com seção T ou I
d	= altura útil da seção transversal
f _c	= resistência do concreto à compressão, referida a
	corpos de prova cilíndricos
f	= resistência média do concreto com a idade de j
	dias

f		resistência característica do concreto à
		compressão
f	=	resistência do concreto à compressão, referida a
		corpos de prova cúbicos
f	=	limite de escoamento do aço à tração
f	===	limite de escoamento à tração do aço da armadura
w –		longitudinal
f	=	limite de escoamento à tração do aço da armadura
5		transversal
h	÷	altura total da seção transversal
h_f	-	espessura da mesa das vigas com seção T ou I
j	=	número de dias
l	=	vão teórico
S	=	espaçamento dos estribos, desvio padrão
x	=	distância da linha neutra ao ponto de maior
		encurtamento, na seção transversal das vigas
Z	=	distância entre R _c e R _s
α	=	ângulo entre a direção da armadura transversal e o
		eixo longitudinal da peça
φ	=	diâmetro das barras das armaduras
ຈູ	=	coeficiente de minoração da resistência do
		concreto
γ _s	=	coeficiente de minoração da resistência do aço
γ _f	=	coeficiente de segurança
ε _c	===	deformação específica do concreto à compressão na
		borda comprimida das vigas
E cw	-	deformação específica do concreto à compressão na
		alma das vigas
ε sl	=	deformação específica do aço à tração na armadura
		longitudinal
E sw	=	deformação específica dos estribos à tração
εy	=	deformação específica do aço à tração
		correspondente ao limite de escoamento f
η	=	grau de armação ao cisalhamento = $\rho_{w}/\rho_{w,M}$

θ	=	ângulo entre as diagonais comprimidas da alma e as
		barras longitudinais nas vigas
$\boldsymbol{\rho}_1$	-	taxa geométrica de armadura longitudinal = A /b h
ρ	=	taxa geométrica de armadura transversal
ρ _{w,M}	=	taxa geométrica de armadura transversal calculada
· · · · ·		de acordo com Mörsch
σ	=	tensão normal de compressão no concreto
σ_θ	=	tensão normal de compressão nas diagonais de
		concreto que formam ângulo θ com as barras
		longitudinais
σ sl	=	tensão normal de tração na armadura longitudinal
С SW	=	tensão normal de tração na armadura transversal
τ	=	tensão tangencial
τ	=	tensão tangencial referente à alma da seção
τ	-	tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b z
τ _o	-	tensão tangencial referente à alma da seção transversal = $V/b_{w}z$ valor de cálculo de τ_{o}
τ _ο τ _{od} τ _{ou}		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = $V/b_{w}z$ valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o}
τ _ο τ _{od} τ _{ou} τ _c		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = $V/b_{w}z$ valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{o} para cálculo da armadura
τ _ο τ _{od} τ _{ou} τ _c		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b_{w}^{z} valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao
τ _o τ _{od} τ _{ou} τ _c		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = $V/b_{w}z$ valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = $V_{c}/b_{w}z$
τ _ο τ _{od} τ _{ou} τ _c τ _u		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b_{w}^{z} valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = V_{c}/b_{w}^{z} tensão convencional de cisalhamento = V/b_{w}^{z}
τ _o τ _{od} τ _{ou} τ _c τ _w		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b_{w}^{z} valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = V_{c}/b_{w}^{z} tensão convencional de cisalhamento = V/b_{w}^{z} valor de cálculo de τ_{w}
τ _o τ _{od} τ _{ou} τ _c τ _w τ _w		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = $V/b_w z$ valor de cálculo de τ_o valor último de τ_o parcela de redução de τ_o para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = $V_c/b_w z$ tensão convencional de cisalhamento = $V/b_w d$ valor de cálculo de τ_w valor último de τ_w
τ _o τ _{od} τ _{ou} τ _c τ _w τ _{wd} τ _{wu} εxp		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b z valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = $V_c/b_w z$ tensão convencional de cisalhamento = V/b d valor de cálculo de τ_w valor último de τ_w experimental
τ _o τ _{od} τ _{ou} τ _c τ _{wd} τ _{wu} εxp tot		tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V/b z valor de cálculo de τ_{o} valor último de τ_{o} parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = $V_c/b_w z$ tensão convencional de cisalhamento = V/b_d valor de cálculo de τ_w valor último de τ_w experimental total

.

.

LISTA DE FIGURAS

Figura	2.1	~	Modelos da treliça clássica	2.1
Figura	2.2		Trecho da viga na região vizinha	
			aos apoios	2.2
Figura	2.3	-	Dimensões e armaduras das vigas dos	
			ensaios de Leonhardt e Walter	2.5
Figura	2.4		Variação da tensão média dos estribos em	
			vigas com almas de diferentes espessuras	2.6
Figura	2.5	-	Vigas com seção ${f T}$ das séries II e III	
			ensaios de Leonhardt e Walter	2.7
Figura	2.6	-	Resistência ao cisalhamento em função	
			do grau de armação η	2.8
Figura	2.7		Variação da tensão 👦 nos estribos	2.9
Figura	2.8	-	Treliça com diagonais de inclinação 0	2.13
Figura	2.9	-	Bielas de inclinação 0 e armadura de	
			inclinação $\alpha = 90^{\circ}$	2.15
Figura	2.10		Condições de equilíbrio	2.16
Figura	2.11	-	Variação de τ_{0u}/f_c experimental em função	>
			do grau de armação ao cisalhamento	2.20
Figura	3.1	-	Detalhes das vigas	3.3
Figura	3.2	-	Detalhes das vigas	
			Esquemas de carregamento	3.4
Figura	3.3	-	Detalhes dos estribos	3.5
Figura	3.4	-	Detalhes da armadura junto aos apoios	3.5
Figura	3.5		Detalhes dos reforços da mesa	3.6
Figura	3.6	-	Análise granulométrica dos agragados	3.7
Figura	3.7	-	Diagrama tensão-deformação das	
			barras ø 19	3.8
Figura	3.8		Diagrama tensão-deformação das	
			barras ø 3,4	3.8
Figura	3.9	-	Diagrama tensão-deformação das	
			barras ø 4,2	3.9
Figura	3.10	-	Diagrama tensão-deformação das	
			barras ø 5,0	3.9

"我们的,我们们就是我们的,你们们的,我们就是你们的,你们就是你们就是我们就是我们的,我们也能能能做了。" A sheet a

Figura	3.11	-	Gráfico tensão-deformação do concreto	
			Viga I60-3	3.10
Figura	3.12	~	Gráfico tensão-deformação do concreto	
			Viga I60-4	3.11
Figura	3.13	-	Gráfico tensão-deformação do concreto	
			Viga I60-5	3.12
Figura	3.14	-	Gráfico tensão-deformação do concreto	
			Viga 160-44	3.13
Figura	3.15		Esquema da situação de uma viga em	
			posição de ensaio	3.17
Figura	4.1	-	Detalhes da fissuração após a ruptura	
			Viga I60-3	4.2
Figura	4.2	-	Tensões nos estribos da viga I60-3	4.3
Figura	4.3	-	Tensões na armadura longitudinal	
			da Viga I60-3	4.4
Figura	4.4	-	Tensões médias na armadura longitudinal	
			da Viga I60-3	4.5
Figura	4.5	-	Deformações no concreto da Viga I60-3	
			lado direito	4.6
Figura	4.6	-	Deformações no concreto da Viga I60-3	
			lado esquerdo	4.7
Figura	4.7		Evolução da fissuração da Viga I60-3	4.8
Figura	4.8	-	Flechas na Viga I60-3	4.9
Figura	4.9	-	Detalhes da fissuração	
			Estágio final de carga - Viga I60-4	4.10
Figura	4.10		Tensões nos estribos da Viga I60-4	4.12
Figura	4.11		Tensões no ramo horizontal dos estribos	
			da Viga I60-4	4.13
Figura	4.12	-	Tensões médias no ramo horizontal	
			dos estribos da viga I60-4	4.14
Figura	4.13	-	Tensões na armadura longitudinal	
			da Viga I60-4	4.15
Figura	4.14		Tensões médias na armadura longitudinal	
			da Viga I60-4	4.16

Figura	4.15	-	Deformações no concreto da Viga I60-4	
			lado direito	4.17
Figura	4.16	~	Deformações no concreto da Viga I60-4	
			lado esquerdo	4.18
Figura	4.17		Evolução da fissuração da Viga I60-4	4.19
Figura	4.18		Flechas na Viga 160-4	4.20
Figura	4.19	-	Detalhes da fissuração final	
			Viga I60-5	4.21
Figura	4.20		Tensões nos estribos da Viga I60-5	4.23
Figura	4.21	-	Tensões no ramo horizontal dos estribos	
			da Viga I60-5	4.24
Figura	4.22	-	Tensões médias no ramo horizontal	
			dos estribos da Viga I60-5	4.25
Figura	4.23	-	Tensões na armadura longitudinal	
			da Viga I60-5	4.26
Figura	4.24	-	Tensões médias na armadura longitudinal	
			da Viga I60-5	4.27
Figura	4.25	-	Deformações no concreto da Viga I60-5	
			lado direito	4.28
Figura	4.26	_	Deformações no concreto da Viga I60-5	
			lado esquerdo	4.29
Figura	4.27	•••	Estado de fissuração da Viga I60-5	4.30
Figura	4.28	-	Flechas na Viga I60-5	4.31
Figura	4.29	-	Detalhes da fissuração final	
			Viga I60-44	4.32
Figura	4.30	-	Tensões nos estribos da Viga I60-44	4.34
Figura	4.31		Tensões na armadura longitudinal	
			da Viga 160-44	4.35
Figura	4.32	-	Tensões médias na armadura longitudinal	
			da Viga I60-44	4.36
Figura	4.33		Deformações no concreto da Viga I60-44	
			lado direito	4.37
Figura	4.34	-	Deformações no concreto da Viga I60-44	
			lado esquerdo	4.38
Figura	4.35	-	Estado de fissuração da Viga I60-44	4.39

Figura	4.36	-	Flechas na Viga I60-44	4.40
Figura	5.1	~~	Vigas no estágio final dos ensaios	5.3
Figura	5.2		Valores de V /V	5.5
Figura	5.3	-	Variação da tensões na armadura	
			longitudinal	5.6
Figura	5.4	-	Tensões alcançadas nos pontos L1 e L2	5.8
Figura	5.5	-	Médias das tensões nos pontos L1 e L2	5.9
Figura	5.6	-	Evolução das tensões nos estribos	
			das vigas	5.12
Figura	5.7		Valores experimentais de τ_{au}/f_{c}	5.13
Figura	5.8	-	Valores de τ_{au}/f_{c}	5.14
Figura	5.9	-	Modelo de teliça para a ligação do banzo	
			tracionado com a alma de uma viga I	5.15
Figura	5.10	-	Tensões no ramo horizontal dos estribos	5.16
Figura	5.11	-	Tensões médias no ramo horizontal	
			dos estribos	5.17
Figura	5.12	-	Deformações do concreto da borda	
			comprimida no meio do vão CO	5.19
Figura	5.13	-	Deformações do concreto da borda	
			comprimida no ponto C4	5.20
Figura	5.14	-	Deformações do concreto da borda	
			comprimida no ponto C5	5.21
Figura	5.15	-	Deformações do concreto da borda	
			comprimida no ponto C9	5.22
Figura	5.16	-	Deformações do concreto da borda	
			comprimida no ponto C10	5.23
Figura	5.17		Deformações do concreto da borda	
			comprimida no ponto C6	5.25
Figura	5.18	-	Estado de fissuração final das vigas	5.28
Figura	5.19	-	Evolução dos deslocamentos verticais	
			das vigas	5.29

LISTA DE TABELAS

Tabela	3.1A,	Ве	C -	Composições e resultados	obtidos 3.2
Tabela	3.2		-	Valores teóricos do grau	de
				armação ao cisalhamento	3.19
Tabela	5.1		-	Valores efetivos de força	cortante
				e momento últimos e grau o	de armação
				ao cisalhamento	5.1
Tabela	5.2			Comparação entre valores d	calculados
				e experimentais e formas d	de ruína
				das vigas	5.1
Tabela	5.3		-	Valores de V, V e V	5.11
Tabela	5.4			Parâmetros relativos à	
				compressão da alma	5.26

INTRODUÇÃO

Este trabalho trata do estudo experimental do cisalhamento em vigas de concreto armado, com grau reduzido de armação ao cisalhamento, executadas com concreto de alta resistência.

O emprego de concreto de alta resistência, ou seja, com resistência à compressão entre 40 MPa e 80 MPa, apresentou um crescimento rápido durante a última década. Concretos com resistência dessa ordem podem ser produzidos e cimentos economicamente com os agregados comumente disponíveis desde que sejam selecionados. Ainda que um áqua/cimento baixo seja fator necessário, а trabalhabilidade desejada é conseguida pela utilização de plastificante com alto poder de redução de água denominado superplastificante. Resistências à compressão acima de 40 MPa tornaram-se usuais na prática e os concretos de alta resistência tiveram seu campo de aplicação ampliado, sendo atualmente empregados em todo o mundo.

Embora inicialmente fossem empregados nos pilares muito carregados dos andares inferiores de edifícios altos, mais recentemente seu uso se estendeu às pontes de médios e grandes vãos e estruturas especiais. Mesmo nas estruturas correntes e na indústria de elementos pré-moldados de concreto é clara a tendência de aumento da resistência dos concretos empregados.

crescente aplicação desses Com а concretos, torna-se necessário uma revisão dos atuais critérios de cálculo e diretrizes para projeto de estruturas, de modo a adequá-los a uma realidade nova. As regras para o projeto estrutural são baseadas em estudos e ensaios em que se utilizaram concretos de resistência não superior a 40 MPa. A disponibilidade de concretos com resistência superior a essa requer uma revisão dos conhecimentos relacionados às propriedades dos materiais comportamento е ao das

I.1

estruturas executadas com concreto de alta resistência. Os métodos de ensaios de materiais e as normas de projeto estrutural também requerem uma reavaliação das suas diretrizes quando se trata de aplicação de concreto COM resistência maior que 0 dobro das consideradas nos regulamentos em vigor.

experimentais Investigações relativas ao cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência foram anteriormente realizadas por Fernandes, na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP. Os resultados desse trabalho anterior mostram que, frente ao cisalhamento, 0 comportamento das vigas de concreto de alta resistência guarda certa semelhança ao das vigas executadas com os concretos usuais.

A proposição desta pesquisa pretende ser mais uma contribuição aos trabalhos desenvolvidos pelo grupo de pesquisadores voltados ao estudo dos aspectos tecnológicos e do desempenho estrutural do concreto de alta resistência que atua na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

É importante salientar que o aspecto tecnológico da questão não representa a ênfase deste trabalho. Nas várias etapas da pesquisa, pretendeu-se:

 a) assimilar a técnica de aplicação de microssílica e de superplastificante em concretos de alta resistência;

 b) promover a familiarização com o desempenho desse material quanto às características de resistência e de deformabilidade, com vistas à sua aplicação em elementos estruturais;

c) estudar teórica experimentalmente е 0 comportamento de vigas de concreto armado, com grau reduzido de armação ao cisalhamento, submetidas à fôrca cortante de modo a obter resultados que permitam comparação do seu comportamento com o das vigas executadas com os concretos usuais.

I.2

Na etapa inicial foi feita a revisão bibliográfica sobre o concreto de alta resistência. Aspectos como conceituação, propriedades, materiais utilizados, produção e aplicações do concreto de alta resistência foram estudados e estão reunidos no capítulo 1.

O capítulo 2 trata do estudo do cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência. Apresentam-se a analogia da treliça clássica para o cálculo da armadura transversal das vigas e também aquelas que levam em conta а contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento, como a teoria aditiva e a analogia da treliça com diagonais de inclinação variável. Introduz-se também o conceito de grau de armação ao cisalhamento.

O programa experimental está descrito no capítulo 3, onde se apresentam as várias composições de concreto estudadas e os resultados obtidos. Nesse capítulo estão também os detalhes das 4 vigas ensaiadas, dos materiais e equipamentos utilizados e dos procedimentos adotados para as investigações realizadas.

No capítulo 4 são relatados os resultados obtidos através dos ensaios. Para cada viga, isoladamente, constam os gráficos relativos às tensões nas armaduras, deformações no concreto, flechas e estado de fissuração.

Na etapa final foram analisados os resultados obtidos. O capítulo 5 apresenta a análise do comportamento mostrando isoladamente conjunto, das viqas, е em as diferentes situações através de gráficos comparativos. São utilizados também resultados de pesquisas efetuadas anteriormente com concreto usual. O capítulo 6 resume as conclusões obtidas.

I.3

1)CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

1.1) CONCEITUAÇÃO

Concretos de alta resistência têm sido objeto de estudos durante os últimos anos. Porém, o conceito de alta resistência se modificou com o passar do tempo.

Um concreto que há alguns anos era considerado de alta resistência, atualmente pode não ter essa classificação.

Como as estruturas correntes de concreto, por suas formas e dimensões usuais, raramente exigem resistências para o concreto que ultrapassem 40 MPa e devido ao fato das normas de projeto e regras de detalhamento de armaduras serem baseadas nos conhecimentos adquiridos com o uso de concreto COM resistência não superior 40 а MPa, considera-se concreto de alta resistência, aquele com resistência acima desse valor.

Concretos com resistências entre 40 e 80 MPa foram empregados nas últimas décadas em obras de grande porte, como pontes, edifícios altos e obras especiais.

O limite admitido por algumas normas é de 80 MPa, embora já se tenham alcançado resistências muito mais elevadas. Em laboratórios produziram-se concretos de até 280 MPa, em condições que não podem ainda ser reproduzidas em canteiros de obra. Esses concretos exigem agregados artificiais e técnicas especiais de fabricação e, por isso, discute-se atualmente sua utilização apenas em indústrias de pré-moldados.

1.2) PROPRIEDADES

O interesse crescente pelos concretos de alta resistência não se deve somente à sua alta resistência à compressão e módulo de deformação longitudinal igualmente alto, mas pelo seu desempenho em diversos aspectos:

-baixa permeabilidade

-pouca segregação

-alta resistência ao ataque de cloretos

-menor fluência que os concretos normais

-ausência de exsudação

Como consequência, essas qualidades aliadas à alta resistência à compressão do concreto, proporcionaram a obtenção de melhor desempenho do material, como aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais, aumento da durabilidade, diminuição do peso próprio, aumento dos vãos livres, aumento da altura dos edifícios e redução das cargas nas fundações, possibilitando reduzir os custos.

Como podemos notar, a utilização deste concreto de alta qualidade se expandiu para as mais diversas aplicações, como:

-edifícios altos
-pontes com grandes vãos
-vigas de vãos mais longos
-plataformas marítimas
-elementos estruturais pré-moldados
-pisos de alta resistência

1.3)MATERIAIS/PRODUÇÃO

A crescente procura por concretos cada vez mais resistentes, fez com que fossem realizados estudos experimentais por parte das empresas de fabricação de concreto, com o objetivo de encontrar a melhor mistura para cada aplicação.

Como produzir concretos de alta resistência ainda é um tema controverso. Os métodos de produção de concretos de alta resistência viáveis do ponto de vista prático, foram desenvolvidos empiricamente.

Não existe uma receita que garanta a qualquer produtor a colocação na obra de concreto de alta resistência.

Existe porém uma série de diretrizes que podem ser seguidas e um conjunto de erros que devem ser evitados.

Verificou-se que o aumento da resistência está

diretamente ligado a alguns fatores como: maior consumo de cimento, incorporação de adições ativas como microssílica ou pozolana, de superplastificantes, baixa relação água/cimento e controle rigoroso dos materiais.

Para obtenção de concreto de alta resistência, o cimento Portland comum é adequado. Porém, detalhes relativos à composição, finura e qualidade do cimento podem influir sensivelmente no desempenho do produto final.

Na década de 70, a crise mundial de energia influiu na aceleração do processo de desenvolvimento tecnológico do concreto de alta resistência e surgiu a necessidade de emprego de adições minerais em substituição ao cimento.

Esses materiais, formados por partículas muito finas e com propriedades cimentícias ou pozolânicas, quando incorporados ao concreto, produzem aumento da sua resistência e melhora de seu desempenho.

Um exemplo de adição mineral artificial é a escória de alto forno granulada, que é um sub-produto da produção de ferro gusa em alto forno. Em presença de água e à temperatura ambiente sofre hidratação e endurece, formando produtos cimentantes.

Os materiais pozolânicos podem ser de origem natural ou artificial, contendo sílica que, em partículas muito finas e em presença de umidade, reagem com o hidróxido de cálcio para formar produtos cimentantes.

Entre os materiais pozolânicos podemos encontrar as cinzas volantes, resíduo da combustão de carvão pulverizado em centrais termoelétricas, que são empregadas como adição ou substituição parcial do cimento em até 20% de seu peso.

Outro material pozolânico importante é a microssílica. É um material composto por partículas muito finas captadas por filtros dos gases de exaustão resultantes da redução de quartzo por carvão em fornos elétricos a arco na produção de silício metálico e ligas de ferro-silício, antes que esses gases sejam lançados na atmosfera. Sua atividade

pozolânica é muito vigorosa e tem se mostrado muito mais forte que a cinza volante e a escória de alto forno granulada, quando aplicadas na produção de concretos de alta resistência.

Estas adições ativas usadas no concreto são constituídas de pós mais finos que o cimento e por isso influem nas propriedades do concreto fresco, como: demanda de água, trabalhabilidade, segregação, exsudação e calor de hidratação do cimento.

Um dos requisitos mais importantes na produção do concreto de alta resistência é o emprego de uma relação água/cimento bastante reduzida.

Sabe-se que a resistência do concreto cresce à medida que a relação água/cimento diminui. Para os concretos comuns, essa relação varia de 0,50 a 0,70. Para obter concretos de maiores resistências, a relação água/cimento deve ser reduzida a valores entre 0,25 a 0,35.

Por tratar-se de um concreto com pouca água e alto conteúdo de cimento, apresentam-se problemas de trabalhabilidade e de compactação da mistura.

Na década de 70, o aparecimento de aditivos redutores de água de alta eficiência veio permitir a produção prática do concreto de alta resitência.

Essas substâncias, denominadas superplastificantes, permitem empregar uma baixa relação água/cimento, por exemplo 0,25, e obter abatimento de 20 cm. Podem ser empregados em teores de até 1,5% em peso, constituindo um aditivo redutor de água muito mais eficiente que os convencionais.

Apresentam-se na forma de pó ou em solução aquosa e quimicamente constituem-se de:

1)Condensados sulfonados de formaldeido de melamina

2)Condensados sulfonados de formaldeido de neftaleno

3)Lignosulfonatos modificados

4) Ésteres de ácido sulfúrico ou de carbohidratos

Podemos ainda citar outros aditivos, que adicionados em pequenas quantidades também têm finalidades de melhorar algumas propriedades do concreto fresco ou endurecido.

Os incorporadores de ar são produtos que desenvolvem um sistema de vazios com ar, adequados a conferir ao concreto durabilidade e resistência às intempéries. São recomendados para aumentar a durabilidade do concreto quando sujeito a ciclos de congelamento e descongelamento.

Os retardadores de pega são utilizados para controle do início da hidratação do cimento e se tornam úteis para concretagem em tempo quente, quando a pega é acelerada pela influência de temperaturas altas.

Por fim, os aceleradores de pega, que são empregados em concreto de alta resistência somente em casos em que é necessária a remoção prematura das fôrmas.

Um fator fundamental para obtenção de concreto de alta resistência é o controle rigoroso de todos os materiais. A microssílica e os superplastificantes, como pudemos ver, tornaram fácil a produção de concretos com resistências ao nível de 100 MPa.

A matriz da pasta, portanto, deixou de ser o fator limitante da resistência do concreto, cedendo esta posição às propriedades dos agregados.

Basicamente, os agregados utilizados em concreto de alta resistência devem ter as mesmas qualidades deles exigidas para concretos normaís, mas algumas características podem ser mais favoráveis para obter maiores resistências.

Os agregados graúdos devem ter grande resistência à compressão e módulo de deformação que se aproxime ao da argamassa, devem ser limpos, com partículas de formato anguloso e quase cúbicas, com o mínimo de partículas lamelares, alongadas e arredondadas. Desta forma, ocorre uma melhor aderência da argamassa à sua superfície.

Quanto aos agregados miúdos, é necessário que tenham

partículas angulosas, graduação grossa e módulo de finura acima de 2,8. Agregados com estas características proporcionam melhor trabalhabilidade е maiores resistências, na presença de grande proporção de partículas finas decorrentes do uso de adições minerais e do alto consumo de cimento.

1.4) APLICAÇÕES

O emprego do concreto de alta resistência se deu primeiramente em pilares de edifícios altos, onde se conseguia uma maior redução de suas seções e armadura, resultando também em um ganho de área livre nos andares inferiores.

Relatórios apontam o início do desenvolvimento do concreto de alta resistência em edifícios de Chicago, EUA, com seu emprego em 1965 durante a construção do **Lake Point Tower**, em pilares que receberam concreto com resistência característica de 52 MPa, em um total de 70 andares.

seguida, podemos citar o Mid-Continental Em Plaza de 1972, com 50 andares, onde nos pilares dos Building, primeiros andares 20 foi aplicado um concreto de resistência 63 MPa, chegando а suportar uma carga de 1860 tf em serviço.

O Water Tower Place Building de 1975, foi construído tendo como concepção estrutural a combinação de uma solução tubular para a torre superior de 63 andares e pórtico convencional para os 13 andares inferiores, que formam a estrutura da base. A resistência do concreto dos pilares deste edifício variou de 63 MPa a 28 MPa.

Ainda nesta época, de 1976 a 1982 foram construídos mais dois edifícios, o **River Plaza** e o **Chicago Mercantile Exchange**, ambos com concretos com resistências da ordem de 63 MPa.

Porém, o desenvolvimento do concreto de alta resistência culminou em Chicago em 1989, com a construção

de dois dos mais famosos edifícios.

O primeiro foi o **311 South Wacker Tower**. Com 79 andares e 295 m de altura, consumiu 84.000 m^3 de concreto bombeável com resistência de 82,7 MPa , sendo considerado o mais alto edifício do mundo em concreto armado.

0 segundo foi 0 225 W. Wacker Drive, COM 31 pavimentos, que tornou-se o primeiro edifício a empregar concreto de resistência 96 MPa. Esse nível de resistência propiciou colunas de menor porte e com isso o prédio ganhou mais espaço interno, tornando-se uma obra representativa do concreto de alto desempenho em termos de resistência, qualidade, técnica de construção e projeto estrutural.

Na região de Seattle, E.U.A., utilizou-se pela primeira vez concreto de alta resistência no **One Union Square Building**, de 38 andares, na década de 70. O concreto empregado no núcleo do edifício tinha resistência de 52 MPa. A mistura não continha superplastificantes, aditivos que surgiriam no final da década.

A aplicação seguinte foi no **Third and Broad Building**, com concreto de resistência de cálculo igual a 56 MPa. Essa mistura apresentou um consumo de 384 kg de cimento por m^{3} de concreto, continha cinza volante, superplastificante e uma relação água/material cimentício igual a 0,24.

Em 1982 foi construído o **Skyline Tower Building**, com 26 andares, com estrutura de pilares mistos de aço e concreto. O concreto tinha resistência de cálculo de 49 MPa, que aos 56 dias de idade chegou em 67 MPa.

Outro edifício a utilizar pilares mistos de aço e concreto foi o **Century Square Building,** de 29 andares, com um concreto desenvolvido com base em misturas preliminares e que chegou à resistência de 70 MPa aos 56 dias de idade.

Porém, o mais conhecido edifício da região de Seattle, E.U.A., é o **Columbia Center**, construído em 1984. É o mais alto do oeste dos E.U.A., com 76 andares e para suportar as cargas alevadas e diminuir a oscilação dos andares superiores da estrutura, exigiu um concreto com resistência característica de 66 MPa. Os resultados obtidos, indicaram uma resistência média à compressão de mais de 84 MPa aos 180 dias, com alguns corpos de prova tendo alcançado 105 MPa.

Entre 1988 e 1989, mais um edifício alto foi construído nessa região. O Pacific First Center tem 44 andares e concreto com resistência característica exigida em projeto de 96,5 MPa. A relação água/material cimentício para esse concreto foi de 0,22 e o abatimento de 25,5 cm. Para que fosse obtida essa consistência, muitas misturas experimentais foram desenvolvidas. А melhor mistura continha encontrada aditivos retardadores de pega, redutores de áqua, superplastificantes e microssílica. A resistência final alcançada foi de 124 MPa.

Na mesma época foi construído o **Two Union Square**, com 58 andares. A maior parte da carga vertical deste edifício é sustentada por pilares constituídos por tubos de aço com núcleo de concreto com resistência igual a 115 MPa. Esses pilares não contém armadura tradicional e os tubos atuam como armadura longitudinal e transversal de confinamento.

Em Nova York, o início do emprego do concreto de alta resistência foi na construção do **200 West Monroe Building**, com 23 andares destinados a escritórios, em 1973. O concreto dos pilares dos 7 andares inferiores tinha resistência de 63 MPa, enquanto que o do restante dos pilares e das vigas tinha resistência de 42 MPa.

O **101 Park Avenue Building** foi o primeiro edifício alto de Nova York a usar superplastificantes no concreto de sua estrutura, que possui um núcleo rígido de concreto ligado por vigas aos pilares externos. Aqui foi empregado um concreto com resistência de 56 MPa.

O **Trump Tower** é o edifício mais alto de Nova York. Com 68 andares destinados a usos múltiplos, tem arranjos diferentes dos pilares nos vários andares, transferindo toda carga ao térreo através de vigas de transição de 4,3 m de altura. Nos pilares aqui também foi empregado concreto com resistência de 56 MPa.

Porém, na cidade de Nova York, o primeiro edifício com estrutura total em concreto armado a utilizar concreto de alta resistência foi o **Helmsley Palace Hotel**, em 1978, com 53 andares. O concreto utilizado tinha resistência de 56 MPa, o que possibilitou a diminuição do diâmetro das colunas.

Ainda nos E.U.A., podemos citar o Texas Commerce Tower, Ē concluído em 1981, em Houston, COM 75 andares. considerado o mais alto edifício do mundo com estrutura mista de aço e concreto. Empregando concreto usual em uma estrutura como esta, os pilares dos andares inferiores teriam dimensões inaceitáveis, o que forçou a utilização de concreto com resistência de 52 MPa. Para alcançar esse resultado foi necessário efetuar 45 misturas experimentais, durante um período de 6 meses.

Na Europa, um exemplo de edifício construído com concreto de alta resistência é o **Grande Arche de La Defense**. Esse edifício de Paris, concluído em 1988, consumiu concreto com resistência de 50 MPa na estrutura, que consiste de pórticos espaciais protendidos.

Na Australia, o desevolvimento da tecnologia do concreto de alta resistência teve início na década de 70. Em Melbourne foram construídos vários edifícios em concreto com resistência acima de 50 MPa, apesar das misturas iniciais não terem boa trabalhabilidade, dificultando sua aceitação. Dois projetos bem sucedidos garantiram o futuro do concreto de alta resistência: **Collins Place** e **Rialto Buildings**, com concretos de resistência 55 e 60 MPa, respectivamente, lançados com o uso de gruas.

Mais recentemente, de 1990 a 1991, foram concluídos três importantes edifícios que exigiram concreto de alta resistência bombeável em lajes, pilares e vigas. O **Bourke**

Place, o 530 Collins Street e o Melbourne Central foram exemplos das vantagens oferecidas por esse concreto de alto desempenho, reduzindo os custos finais das obras.

Outras aplicações do concreto de alta resistência seguiram os edifícios altos. A grande impermeabilidade e durabilidade desse material despertou interesse também na construção de pontes.

A primeira utilização em pontes ocorreu em 1967, na construção da **Willows Bridge** em Toronto, Canadá, que é uma estrutura composta por 5 tramos, com 240 m de extensão total. A laje do tabuleiro é sustentada por 50 vigas pré-moldadas de concreto protendido, com resistência de 42 MPa, medida em corpos de prova cilíndricos aos 28 dias.

Na década de 60, ainda não tinham surgido os superplastificantes, precisando com isso ser vencidas algumas dificuldades para obtenção de um concreto de alta resistência e boa trabalhabilidade.

Na década de 70, várias pontes em treliça pré-moldada foram construídas no Japão. Uma delas é a ponte ferroviária **Akkagawa**, construída em 1975. Com comprimento total de 305 m e vãos de 46 m, a resistência média obtida nos elementos pré-moldados foi de 96 MPa com desvio de 4,4 MPa.

Em 1981 foi concluída a ponte pênsil **Tjörn**, na Suécia, com comprimento total de 654 m. Em seus pilares foi utilizado um concreto de resistência característica à compressão da ordem de 50 MPa medida em cubos. Nesta ponte foi usada microssílica, principalmente para permitir uma diminuição do consumo de cimento sem redução da resistência do concreto e assim garantir um menor risco de fissuração devido ao calor de hidratação.

Seguiram nesta época as pontes Nordalsf jörd е Holansfjörd, na Noruega. Na primeira, em 1987, com vão principal de 230 m, utilizou-se concreto protendido com resistência característica de 45 MPa е na segunda, construída com um vão central de 305 m, empregou-se

concreto leve de 55 MPa e concreto normal de 45 MPa e 55 MPa de resistência à compressão.

Em 1988, foi concluída em Paris uma ponte (Le Pertuiset), com vão de pênsil 110 m, utilizando concreto fluido com resistência de 60 MPa abatimento е maior que 200 mm.

Outra demonstração importante do emprego de concreto de alta resistência é dada pelas plataformas marítimas, nas quais a aplicação deste concreto se deve à exposição intensa a condições pouco usuais. Estas estruturas necessitam um concreto que resista aos esforços causados pelo impacto das ondas e à corrosão pela água do mar.

Várias plataformas marítimas foram instaladas no Mar do Norte entre a Noruega e as Ilhas Britânicas. As plataformas **Ekofisk 1, Condeep** e **Condeep Gulfaks C**, que foram instaladas de 1972 a 1989, utilizaram concretos com resistência da ordem de 70 MPa.

Empregos mais variados seguiram ampliando o campo de aplicação do concreto de alta resistência, podendo ser citados túneis submersos, estacas e pavimentação de rodovias, nos paises Escandinavos e caixas fortes de bancos em Turim, Itália.

2)O CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

O modelo de treliça adotado para o cálculo da armadura transversal, surgiu da observação da fissuração das vigas de concreto armado.

Nestas peças, a fissuração se inicia com fissuras de flexão, que na região de força cortante inclinam-se logo acima da armadura longitudinal e tornam-se fissuras de cisalhamento.

Longe das regiões de introdução de carga, as fissuras de cisalhamento desenvolvem-se inclinadas quase que paralelamente umas em relação às outras e avançam em direção à borda comprimida até em maior profundidade que as fissuras de flexão.

2.1) ANALOGIA DA TRELIÇA CLÁSSICA

O modelo da treliça clássica foi introduzido por Ritter em 1899 e mais tarde desenvolvido por Mörsch. Possui banzos paralelos, diagonais comprimidas com inclinação de 45° e barras tracionadas, entre os banzos, com inclinação entre 135° e 90°. A figura 2.1 ilustra estas considerações.



Figura 2.1 - Modelos da treliça clássica

Esta analogia foi adotada inicialmente admitindo como hipótese que a totalidade da força cortante fosse resistida pela armadura da alma e pelas diagonais de concreto.

Para organizar o raciocínio que nos leva ao cálculo da armadura transversal, segundo a analogia da treliça clássica, consideremos uma viga com armadura transversal constituída por estribos verticais. A figura 2.2 apresenta um trecho da viga na região vizinha a um dos apoios.



Figura 2.2

O número de barras que cortam as fissuras inclinadas é

$$n = \frac{z}{s} \cot g \theta \tag{1}$$

A resultante de tração em um estribo da armadura transversal é

$$R_{sw} = A_{sw} \sigma_{sw}$$
(2)

O equilíbrio de forças na direção da força cortante V fornece:

$$V = n R_{sw}$$
(3)

 $V = \frac{z}{-s} \cot g \theta A_{sw} \sigma_{sw}$ Portanto $A_{sw} = \frac{V s}{z \cot g \theta \sigma_{sw}}$ (4)

Definimos a taxa geométrica de armadura transversal, $\rho_{_{\rm W}},$ neste caso, como sendo:

$$\rho_{w} = \frac{A_{sw}}{b_{w}s}$$
(5)

onde **b** é a largura da alma da seção transversal de concreto e **s** é o espaçamento entre estribos consecutivos. Substituindo (4) em (5), resulta:

$$\rho_{\rm W} = \frac{V}{b_{\rm W} z \cot g \theta \sigma_{\rm sW}}$$
(6)

O estudo do estado de tensão da alma na seção cosiderada, sob a ação de momento fletor e força cortante, fornece a tensão de cisalhamento τ_0 na altura da linha neutra da seção fissurada:

$$\tau_{0} = \frac{V}{b_{w} z}$$
(7)

onde z é a distância entre os pontos de aplicação das resultantes de compressão no concreto e de tração na armadura.

Com (7) em (6), resulta

$$\rho_{w} = \frac{\tau_{0}}{\sigma_{sw} \operatorname{cotg} \theta}$$
(8)

Segundo MÖrsch, $\theta = 45^{\circ}$ e portanto a taxa de armadura transversal fica: τ_{0}

$$\rho_{\rm w} = \frac{\sigma_{\rm sw}}{\sigma_{\rm sw}} \tag{9}$$

Determinamos então a área da seção transversal dessa armadura:

$$A_{sw} = \rho_{w} b_{w} s \tag{10}$$

onde A representa a área de todos os ramos verticais dos estribos na mesma seção.

Investigações experimentais efetuadas posteriormente com vigas de concretos usuais, demonstraram que a teoria clássica conduzia a armaduras tranversais superiores às necessárias, estando, portanto, a favor da segurança.

Este fato permite concluir que, desde que respeitado algum limite inferior, é possível reduzir a armadura para cisalhamento, sem prejuízo da resistência à flexão.

Daí decorre o conceito de grau de armação ao cisalhamento ou grau de cobrimento ao cisalhamento.

Entendemos por grau de armação ao cisalhamento e o representamos por η , a relação entre a taxa de armadura transversal efetiva, ρ_{w} , e aquela calculada pela analogia da treliça clássica, segundo Mörsch, $\rho_{w,W}$. Quando a primeira for menor que a segunda, dizemos que se trata de grau reduzido de armação ao cisalhamento. A esta situação corresponde o que entedemos por armadura reduzida para cisalhamento. Por outro lado, quando aquelas taxas forem iguais, dizemos que se trata de grau total de armação ao cisalhamento. A esta situação corresponde o que denominamos armadura completa para cisalhamento.

2.2) OBSERVAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE CISALHAMENTO

Segundo Leonhardt, dos estudos efetuados sobre cisalhamento, alguns têm pouca validade, pois foram efetuados em vigas sem estribos ou com seção retangular.

Leonhardt e Walther realizaram ensaios com vigas em que a relação b_f/b_w variou de 1 a 6, mas as armaduras e o esquema de carregamento eram iguais. A figura 2.3 mostra

detalhes dessas vigas.





Figura 2.3 - Dimensões e armaduras das vigas dos ensaios realizados por Leonhardt e Walther

A variação da tensão média nos estribos das vigas dessa pesquisa está representada na figura 2.4, onde também estão indicados os estribos considerados. Observamos que as vigas cujo comportamento mais se assemelha ao de uma treliça, são aquelas de alma mais fina cujas curvas de tensão mais se aproximam da reta da analogia da treliça clássica de Mörsch.



Figura 2.4 - Variação da tensão média nos estribos em vigas com almas de diferentes espessuras

Estes ensaios de Leonhardt, demonstraram que os testes de cisalhamento com vigas de seção retangular não são apropriados para exame do comportamento das armaduras de cisalhamento, pelo fato de que estas são pouco solicitadas nestes tipos de vigas.

início da década de 60, Leonhardt No Walther е ensaiaram outras séries de vigas de concreto armado com podemos destacar 👘 seção Т. Destas, duas que estão relacionadas com o assunto deste trabalho. A série II era composta por três vigas de concreto com resistência de 22,5 MPa e a série III era formada por quatro vigas de concreto com resistência aumentada para 30 MPa. Em ambos os casos a resistência se refere a corpos de prova cúbicos.
Todas as vigas tinham mesma armadura longitudinal e estribos com mesmo espaçamento, porém com diâmetros diferentes. A figura 2.5 mostra o esquema de armação e carregamento dessas vigas:

SÉRIE II	f = 22,5 MPa cubo	SÉRIE III	f = 30 MPa cubo
Vigas	Estribos	Vigas	Estribos
TA 13	ø 12 mm	TA 09	ø 12 mm
TA 14	ø 10 mm	TA 10	ø 10 mm
TA 15	ø 08 mm	TA 11	ø 08 mm
		TA 12	ø 06 mm





Figura 2.5 - Vigas com seção **T** das séries II e III dos ensaios de Leonhardt e Walther

O gráfico da figura 2.6 mostra os resultados obtidos nestas séries de ensaios.



Figura 2.6 - Resistência ao cisalhamento em função do grau de armação η

Na série II, com concreto de menor resistência à compressão, a ruptura por flexão só foi atingida com armadura para cisalhamento igual à exigida pela teoria clássica (viga TA 13).

Na série III, com concreto de maior resistência, já com uma armadura transversal correspondente a 68% da armadura necessária pela teoria clássica (viga TA 10), a carga F atingiu o valor máximo de 714 kN, mobilizando a

resistência à flexão e confirmando que com armadura correspondente à cobertura total ao cisalhamento (viga TA 09), o cálculo estaria, ainda que a favor da segurança, conduzindo a um excesso de armadura transversal.

Com isto ficou confirmado que as vigas de concreto de maior resistência, suportam melhor a ação simultânea de momento fletor e força cortante.

Com a finalidade de possibilitar a obtenção de armaduras transversais mais econômicas, foram apresentadas então duas propostas de correção da teoria clássica da treliça, mostradas nos ítens seguintes.

2.3) TEORIA ADITIVA

2.3.1) Princípios Gerais

As observações experimentais indicam que a tensão σ_{sw} na armadura transversal em vigas de concreto armado com banzo tracionado, varia como apresenta a figura 2.7.



Figura 2.7 - Variação da tensão 🖕 nos estribos

A armadura transversal é solicitada mais intensamente a partir do instante em que uma fissura de cisalhamento a intercepte. A partir desse momento, a tensão na armadura cresce apresentando um andamento paralelo à reta de equação

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau_{0}}{\rho_{w}}$$
(11)

correspondente à analogia da treliça clássica de Mörsch conforme indicado na figura 2.7. As duas linhas mantêm até a ruptura uma distância entre si que corresponde a τ .

 au_c representa uma parte da tensão última au_{0u} e corresponde à parcela da força cortante resistida pelo banzo comprimido de concreto, pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito de pino da armadura longitudinal.

Assim, a armadura transversal deve ser dimensionada no estado limite último apenas para parte do valor de cálculo τ_{0d} , ou seja, para

$$\tau_{d} = \tau_{0d} - \tau_{c} \tag{12}$$

Em vez de tomarmos o valor de cálculo τ_{od} , consideramos um parâmetro relativo às dimensões da seção transversal da peça. Trata-se de uma tensão de referência τ_{c} , dada pela expressão

$$\tau_{w} = \frac{V}{b_{w}d}$$
(13)

Quando a força cortante for correspondente à solicitação de cálculo

$$Y_{d} = \gamma_{f} V \tag{14}$$

esta tensão de referência assume a forma:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d}$$
(15)

A tensão a ser considerada no dimensionamento da

armadura tranversal deve ser expressa em função de d e não de z, para permitir a comparação de sua intensidade com valores de referência obtidos experimentalmente.

Considerando que d/z = 1,15, como é usual, resulta :

$$\tau_{\rm od} = \tau_{\rm wd} \frac{\rm d}{Z} \tag{16}$$

$$\tau_{\rm 0d} = 1,15 \ \tau_{\rm wd}$$
 (17)

Substituíndo τ_{od} de (17) em (12) resulta:

$$\tau_{d} = 1,15 \tau_{d} - \tau_{c}$$
 (18)

forma que adotamos para dimensionamento da armadura transversal pela NBR 6118.

A tensão σ_{sw} de tração na armadura transversal é igual ao valor de cálculo do limite de escoamento do aço empregado, não devendo ultrapassar 435 MPa.

Portanto, para armadura com estribos verticais, a taxa de armadura transversal é:

$$\rho_{w} = \frac{\tau_{d}}{\sigma_{sw}}$$
(19)

е

 $A_{sw} = \rho_{w} b_{w} s \qquad \text{em cm}^{2} \qquad (20)$

ou
$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w} b_{w} \qquad \text{em cm}^{2}/\text{cm} \quad (21)$$

ou ainda
$$\frac{A_{sw}}{s} = 100 \rho_{w} b_{w} \text{ em cm}^{2}/\text{m} \quad (22)$$

onde A_{sw} corresponde à área da seção transversal de todas as barras da armadura transversal na mesma seção.

2.3.2)Valor da redução τ_{a}

O valor da redução τ_c até o momento foi determinado de maneira empírica e com base em resultados de ensaios. Tais estudos demonstraram que τ_c depende da resistência do concreto.

Alguns pesquisadores admitem que o valor de τ_c seja proporcional à resistência do concreto à tração.

Leonhardt considera que em peças de concreto armado com armadura transversal, o valor de τ_c corresponda à parcela $V_c = \tau_c$ b, z que representa a parte da força cortante resistida pelo banzo comprimido e portanto diretamente proporcional à resistência do concreto à compressão. Leonhardt sugere para projeto, as seguintes relações

$$\tau_{c} = \frac{I_{ck}}{16} \qquad \text{para vigas de um só vão} \quad (23)$$

$$f_{ck}$$

$$\tau_{c} = \frac{16}{22} \qquad \text{para vigas contínuas} \quad (24)$$

2.3.3)Grau de Armação ao Cisalhamento

O grau de armação ao cisalhamento η é uma grandeza adimensional que relaciona a taxa de armadura transversal efetiva $\rho_{\rm w}$, com aquela calculada pela analogia da treliça clássica segundo Mörsch, $\rho_{\rm w, M}$.

Deste modo, seu valor varia entre 0 e 1 e é representado pela expressão

$$\eta = \frac{\rho_{w}}{\rho_{w,M}} \leq 1$$
 (25)

No dimensionamento da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento, tem-se

$$\rho_{W} = \frac{\tau_{d}}{\sigma_{sW}} = \frac{1,15 \tau_{wd} - \tau_{c}}{\sigma_{sW}}$$
(26)

No dimensionamento com grau de armação total ao cisalhamento, segundo à analogia da treliça clássica,

tem-se

$$\rho_{w,M} = \frac{\tau_{od}}{\sigma_{sw}} = \frac{1,15 \tau_{wd}}{\sigma_{sw}}$$
(27)

De (25), (26) e (27) concluímos que o grau de armação ao cisalhamento se torna

$$\eta = \frac{\tau_{d}}{\tau_{Od}}$$

Introduzindo a expressão (12) em lugar de τ_{1} :

$$\eta = \frac{\tau_{\rm od} - \tau_{\rm c}}{\tau_{\rm od}}$$
(28)

$$\eta = \frac{1,15 \tau_{wd} - \tau_c}{1,15 \tau_{wd}} = 1 - \frac{\tau_c}{1,15 \tau_{wd}}$$
(29)

2.4) ANALOGIA DA TRELIÇA COM DIAGONAIS DE INCLINAÇÃO VARIÁVEL

2.4.1) Princípios Gerais

Tendo em vista a análise mais precisa da resistência das vigas de concreto sob ação de forças cortantes, consideremos agora a analogia da treliça, admitindo que as bielas tenham inclinação θ variável, menor que 45°.



Figura 2.8- Treliça com diagonais de inclinação 0

Para formulação desta analogia são admitidas as seguintes hipóteses:

- A treliça é de banzos paralelos, os quais não resistem a esforços transversais localizados. O concreto tem resistência à compressão f_c e a viga não é superarmada.
- 2) As bielas diagonais comprimidas têm inclinação θ em relação ao eixo longitudinal da peça e estão submetidas a um estado de compressão simples, com tensão $\sigma_{c\theta}$.
- A armadura transversal é composta por estribos de inclinação α em relação ao eixo longitudinal da peça.

Define-se a taxa geométrica ρ_{w} de armadura transversal da forma usual, pela expressão

$$\rho_{\rm w} = \frac{{\rm A}_{\rm sw}}{{\rm b}_{\rm w}\,{\rm s}\,{\rm sen}\,\alpha} \tag{30}$$

onde A é a área de um estribo, considerados todos os seus ramos inclinados resistentes e s é o espaçamento dos estribos, medido peralelamente ao eixo da peça.

Consideremos um trecho de viga que compreenda uma fissura inclinada, desde o banzo tracionado até o banzo comprimido, como na figura 2.9.



Figura 2.9 - Bielas de inclinação θ e armadura de inclinação α = 90°

A esta fissura de inclinação θ corresponde um comprimento de viga

$$\Delta_{v} = z \cot \theta$$

Qualquer que seja a inclinação α da armadura de cisalhamento, o equilíbrio das forças transversais exige que a armadura transversal mobilize uma força R_{sw,tot} que tenha uma componente de intensidade igual a V na direção perpendicular ao eixo da peça. A figura 2.9 mostra o caso de armadura trasversal constituída por estribos normais ao eixo da peça. Desta forma:

$$R_{sw,tot} = V$$
(31)

Consideremos agora um trecho de viga com armadura transversal inclinada de um ângulo α qualquer em relação ao eixo longitudinal da peça, como mostra a figura 2.10.



Figura 2.10 - Condições de equilíbrio

Sendo A_s, a área da seção transversal de cada estribo, considerados todos os seus ramos de inclinação α , e s o espaçamento dos mesmos ao longo da fissura de inclinação θ , a área total de armadura transversal vale

$$A_{sw,tot} = \frac{z (\cot g \theta + \cot g \alpha)}{s} A_{sw}$$
(32)

Portanto:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{A_{sw,tot}}{z (\cot g \theta + \cot g \alpha)}$$
(33)

$$Com \qquad A_{sw,tot} = \frac{R_{sw,tot}}{\sigma_{sw}}$$
(34)

e sendo

$$R_{sw,tot} = \frac{V}{sen \alpha}$$
(35)

temos
$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V}{\sigma_{sw} z (\cot g \theta + \cot g \alpha) \operatorname{sen} \alpha}$$
 (36)

e com ρ_w da expressão (30), temos

$$P_{w} = \frac{V}{\sigma_{sw} z (\cot g \theta + \cot g \alpha) \sin^{2} \alpha b_{w}}$$
(37)

Sendo $\tau_0 = \frac{V}{b_w^2 z}$

temos

$$\rho_{W} = \frac{\sigma_{0}}{\sigma_{SW}} \left(\cot g \,\theta + \cot g \,\alpha \right) \, \sin \frac{2}{\alpha}$$
(38)

Para armadura transversal com estribos verticais

$$\rho_{w} = \frac{\sigma_{v}}{\sigma_{sw}} \cot g \theta$$
(39)

 $e \qquad \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w} b_{w} \qquad (40)$

Relações cinemáticas entre as deformações da armadura longitudinal e dos estribos e a abertura das fissuras, com a finalidade de evitar a ruptura prematura do concreto e deterioração do engrenamento dos agregadoslevaram a exigir limitações para o ângulo θ . Os seguintes limites foram estabelecidos experimentalmente:

$$\frac{1}{2} \leq \cot \theta \leq 2 \tag{41}$$

Para finalidade de projeto, a relação (41) é substituída por

$$\frac{3}{5} \leq \cot \theta \leq \frac{5}{3}$$
 (42)

2.5) VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

No caso de vigas em que se emprega concreto de alta resistência, as formas de seção mais apropriadas são aquelas de alma fina , como as seções **T** ou **I**, conforme estudos anteriores de Fernandes.

No último caso, em particular, a presença de um talão oferece mais espaço para alojamento da armadura longitudinal. A zona comprimida fica limitada pela mesa, devido à sua altura reduzida, e a armadura longitudinal, com taxas elevadas, se concentra no talão. A alma tem grande resistência à compressão e resiste aos esforços inclinados de tração e compressão oriundos do cisalhamento.

Considerando-se a alta resistência à compressão disponível na alma, a ruptura por compressão do concreto taxas só seria possível COM de armadura tranversal extremamente altas e fora da realidade, o aue torna possível reduzir sua espessura, assim se justificando a opção por almas finas.

Salvo raras exceções , como a Norma Norueguesa NS 3473-89 e o Código Modelo do CEB-FIP de 1990, os regulamentos em vigor adotam diretrizes para projeto de estruturas de concreto que se baseiam na experiência adquirida com o uso de concretos com resistência até 40 MPa.

A aplicabilidade da teoria generalizada da treliça às vigas de concreto de alta resistência e das regras de projeto já utilizadas para concretos usuais, foi motivo para investigações experimentais que esclarecessem estas dúvidas.

A literatura técnica registra algumas pesquisas em que se aborda o problema do cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência. A maioria delas, no entanto, empregou vigas sem armadura para cisalhamento ou vigas com seção retangular e, por isso, não serão aqui comentadas.

Em 1988, Levi e Marro, do Politécnico de Turim, Italia, investigaram experimentalmente a resistência ao cisalhamento em vigas com seção **T** de concreto de alta resistência com estribos, e concluíram que a teoria generalizada da treliça com diagonais comprimidas com inclinação variável também pode ser aplicada às vigas de concreto de alta resistência.

Em 1991, Fernandes, da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, realizou ensaios com vigas de seção I de concreto com resistência à compressão ao redor de 60 MPa e também concluiu que a analogia da treliça poderia ser estendida às vigas executadas com concreto de alta resistência, pelo menos até 80 MPa.

A observação experimental mostrou que a tensão nos estribos cresce lentamente enquanto as fissuras inclinadas não cruzam os estribos.

Depois disso, esta tensão cresce de forma quase linear, acompanhando paralelamente a reta de equação

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau_{o}}{\rho_{w}}$$

que representa a variação da tensão conforme a analogia da treliça clássica.

Repete-se para as vigas de concreto de alta resistência o mesmo comportamento observado nas investigações feitas com as vigas de concreto usual.

Entre as conclusões obtidas, uma diz respeito à contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento representada pela parcela de redução $\tau_{\rm c}$ da teoria aditiva.

Considerando os resultados dessa pesquisa, Fernandes propôs a seguinte relação

$$\tau_{c} = f_{c}/20 \tag{43}$$

onde a resistência do concreto à compressão é aquela medida

em cilíndros de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Introduzindo-se (43) em (28) e com τ_{0u} em lugar de τ_{0d} , obtém-se

$$\frac{f_{\text{ou}}}{f_{\text{c}}} = \frac{1}{20 \ (1 - \eta)}$$
(44)



que é a equação da curva mostrada na figura 2.11

Os pontos que representam os valores experimentais das vigas ensaiadas, estão todos acima da curva, mostrando

portanto a validade da proposta.

A maioria dos estudos anteriormente efetuados que oferecem subsídios sobre cisalhamento, trazem, de um lado, pesquisas efetuadas em vigas com concreto de resistência usual , e de outro, ensaios com vigas de concreto de alta

resistência, porém, com outras variáveis diversificadas, como armaduras longitudinais com taxas diferentes e estribos com espaçamento e diâmetros também diferentes, como nos ensaios de Fernandes.

Deste modo, não é possível avaliar de forma sistemática a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento, quando nela pode haver eventual interferência de outros fatores. Estes são os motivos que levaram à proposição desta pesquisa, cujos resultados se somam aos aos da Pesquisa de Fernandes.

Durante a realização deste trabalho, foram ensaiadas vigas de concreto de alta resistência , tendo como variável apenas o diâmetro dos estribos.

Isto possibilitou comparações entre os resultados obtidos para as vigas desta pesquisa , para aquelas das séries II e III das investigações de Leonhardt e Walther e as dos ensaios realizados anteriormente na UNICAMP por Fernandes.

3) PROGRAMA EXPERIMENTAL

Investigações experimentais relativas ao cisalhamento alta concreto em viqas de de resistência foram anteriormente realizadas pelo orientador desta pesquisa, na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP. Os resultados trabalho anterior desse mostram frente que, ao cisalhamento, o comportamento das vigas de concreto de alta resistência guarda certa semelhança ao das vigas executadas com os concretos usuais.

A proposição desta pesquisa pretende ser mais uma contribuição aos trabalhos desenvolvidos pelo grupo de pesquisadores voltados ao estudo dos aspectos tecnológicos e do desempenho estrutural do concreto de alta resistência que atua na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

Este trabalho trata do estudo experimental do cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência e consiste em ensaiar vigas de concreto armado com grau reduzido de armação ao cisalhamento.

Na etapa inicial foram estudadas as composições de vários concretos de alta resistência, com a finalidadede selecionar a mais adequada à aplicação que se tinha em vista. Detalhes das composições e resultados obtidos estão relacionados nas tabelas 3.1A a 3.1C.

3.1) DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTO

As vigas têm seção I, com as dimensões indicadas na figura 3.1 e foram executadas com concreto com resistência à compressão em torno de 75 MPa.

As vigas foram carregadas com duas cargas iguais equidistantes dos apoios, em situação tal que correspondia a uma relação a/d = 3,57 entre a distância **a** do ponto de aplicação da carga ao apoio e a altura útil **d**.

Os detalhes das armaduras e os esquemas de carregamento estão indicados na figura 3.2.

sem MS	A2	<u>A3</u>	A4	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B4</i>	B 5
cimento (kg)	548	549	549	549	549	548	549
microssílica (kg)	-	-	+	-	-	-	-
areia (kg)	655	661	661	716	728	727	740
pedra 01 (kg)	1000	1002	1002	930	936	936	937
pedrisco (kg)	107	112	112	107	107	107	107
água (l)	178,6	173.3	169.7	179.0	172.9	169.3	163.7
superplastificante (l)	8.0	8.0	11.5	8.0	8.0	11.9	11.9
abatimento (cm)	5.5	2,0	6.0	8.5	1.5	2.5	2.5
resistência média aos 7 dias (MPa)	43.0	42.5	42.4	38.6	45.0	44.3	41.0
resistência média aos 28 dias (MPa)	50.8	50.0	51.9	39.7	49.3	56.8	50.6

Tabela 3.1A - Composições e Resultados Obtidos (Quantidades por m3)

Tabela 3.1B - Composições e Resultados Obtidos (Quantidades por m3)

com MS	A2	<u>A3</u>	A4	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B4</i>	B 5
cimento (kg)	548	549	549	549	549	548	549
microssílica (kg)	54.8	54.9	54.9	54.9	54.9	54.8	54.9
areia (kg)	589	596	597	651	662	662	675
pedra 01 (kg)	995	1002	1002	931	936	936	937
pedrisco (kg)	113	113	112	107	107	107	107
água (l)	177.5	172.3	168.4	177.9	172.3	168.1	162.4
superplastificante (l)	9.0	9.0	12.8	9,0	9.0	13.2	13.3
abatimento (cm)	4.0	3.5	7.0	5.0	1.5	5.5	7.0
resistência média aos 7 dias (MPa)	50.9	50.2	51.0	53.0	51.1	50.2	51.2
resistência média aos 28 dias (MPa)	63.7	65.7	59.2	59.6	62.7	69.7	68.7

Tabela 3.1C - Composições e Resultados Obtidos (Quantidades por m3)

com MS	B6	<i>B7</i>	B8	B9	B10	<i>B11</i>	A5
cimento (kg)	549	549	547	545	549	549	550
microssílica (kg)	54.9	54.9	54.7	54.5	65.6	65.7	65.7
areia (kg)	675	675	672	675	662	639	586
pedra 01 (kg)	937	937	933	948	937	931	1004
pedrisco (kg)	107	107	107	113	107	107	108
água (l)	162.4	164.2	158.7	158.2	152.4	177.9	169.7
superplastificante (l)	13.3	11.5	15.2	13.2	23.3	9.0	11.6
abatimento (cm)	8.5	0.5	1.5	0.5	5.5	7.0	4.0
resistência média aos 7 dias (MPa)	46.9	54.0	54.6	56.4	48.6	45.2	49.4
resistência média aos 28 dias (MPa)	62.4	67.3	59.1	61.6	66.4	69.1	66.4



Figura 3.1 - Detalhes das vigas

A armadura longitudinal era composta por três barras de aço CA-50A de 20 mm de diâmetro.

Com essa disposição, a taxa de armadura longitudinal vale 6,24% . A ancoragem nas extremidades se fez em um comprimento de 19 cm a partir da face interna do apoio, o que representa 10 diâmetros. Para melhorar as condições de ancoragem, uma barra com 12,5 mm de diâmetro e 14 cm de comprimento foi soldada tranversalmente em cada extremidade dessa armadura.

A armadura transversal era formada por estribos de dois ramos de aço CA-60B, com diâmetros variáveis e espaçamento de 15 cm. A taxa de armadura transversal, portanto, corresponde a 0,243%, 0,363%, 0,520% e 0,767%, respectivamente nas vigas I60-3, I60-4, I60-5 e I60-44.

Cada estribo era composto por duas peças justapostas,que ocupavam a alma da seção e após dobras a 90° e traspasse, envolviam as barras longitudinais e tomavam a mesa e o talão.









Figura 3.2 - Detalhes das vigas-Esquemas de carregamento

Detalhes dos estribos podem ser vistos na figura 3.3 e na figura 3.4 podemos ver detalhes das extremidades das vigas, projetadas do meio do apoio para fora, onde os estribos tinham formato retangular com ganchos a 90°.



Figura 3.3 - Detalhe dos estribos



Figura 3.4 - Detalhe da armadura junto aos apoios

Nas regiões de aplicação da carga, foi feito um reforço da mesa com armadura. O estribo sob cada carga concentrada foi dobrado de cima para baixo na altura da mesa e duas barras com mesmo diâmetro, dobradas em forma de \mathbf{U} invertido, foram colocadas a 5cm de cada lado daquele estribo, como indicado na figura 3.5.



Figura 3.5 - Detalhes dos reforços da mesa

Duas barras com 6,3 mm de diâmetro , justapostas, foram utilizadas como porta-estribos em todas as vigas.

3.2) MATERIAIS

Visando a trabalhabilidade necessária para concretagem das vigas e procurando alcançar resistências acima de 60 MPa, o traço adotado foi 1:1,11:1,72, em peso, referido à soma de cimento e microssílica, que corresponde à mistura B5 da tabela 3.1B modificada. A composição e propriedades do concreto foram as seguintes:

Cimento	550	Kg/m
Microssílica (10%)	55	Kg/m ³
Areia	670	Kg/m ³
Pedra 1	937	Kg/m ³
Pedrisco	100	Kg/m ³
Água	170,7	Kg/m
Superplastificante (0,6%)	10,8	l/m³
Água/(cimento + microssílica)	0,3	0
Teor de umidade (%)	7,8	6
Abatimento (cm)	7,0	

As características dos materiais empregados foram: Cimento: CP II - F - 32 Microssílica: CCM

Areia: passando na peneira 6,3 mm e com módulo de finura MF = 2,24

Agregado graúdo: constituído por uma fração de brita 1, com dimensão máxima igual a 19 mm e módulo de finura MF = 6,23 e outra fração de pedrisco com dimensão máxima igual a 9,5 mm e módulo de finura MF = 5,75.

Superplastificante: RX-625

Na figura 3.6 estão apresentados os resultados da análise granulométrica dos agregados.



Figura 3.6 - Análise granulométrica dos agregados

Das barras de aço utilizadas nas armaduras, foram retiradas duas amostras de cada aço para serem ensaiadas à tração. Em todas as amostras as deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos com base de medida de 100 mm.

Os diagramas tensão-deformação e as características mecânicas dos aços estão apresentados nas figuras 3.7 a 3.10.



Figura 3.7 - Diagrama tensão-deformação das barras ø 20



Figura 3.8 - Diagrama tensão-deformação das barras ø 3,4



Figura 3.9 - Diagrama tensão-deformação das barras ø 4,2



Figura 3.10 - Diagrama tensão-deformação das barras ø 5,0

Dos corpos de prova de concreto moldados durante a execução das vigas, dois foram utilizados para determinação do diagrama tensão-deformação do concreto. As deformações foram medidas com extensômetros elétricos com base de medida com 16 mm. Os diagramas tensão-deformação estão representados nas figuras 3.11 a 3.14.



Figura 3.11 - Gráfico tensão-deformação do concreto Viga I60-3



Figura 3.12 - Gráfico tensão-deformação do concreto Viga I60-4



Figura 3.13 - Gráfico tensão-deformação do concreto Viga I60-5



Figura 3.14 - Gráfico tensão-deformação do concreto Viga I60-44

3.3) EXECUÇÃO E CURA DAS VIGAS

O cimento e a microssílica eram misturados previamente a seco em betoneira de laboratório com com eixo inclinado, com capacidade de 56 litros.

A água era dividida em três partes aproximadamente iguais. Destas partes, a primeira permanecia no estado natural, enquanto as outras duas eram misturadas com o superplastificante.

A betoneira utilizada para mistura tinha eixo inclinado e capacidade para 150 l. O tempo aproximado para a mistura era de 15 minutos e os materiais eram colocados na seguinte ordem: agregado graúdo, uma parte de água, cimento + microssílica, uma parte de água + superplastificante, areia e por fim a última parte de água + superplastificante.

As vigas foram moldadas em fôrma de madeira que foi usada anteriormente pelo orientador desta pesquisa. Para facilitar a desmoldagem, a fôrma recebia uma mão de óleo lubrificante sobre as superfícies internas.

O adensamento do concreto era feito com vibrador de imersão dotado de agulha com 25 mm de diâmetro.

Para cada viga executada foram moldados 16 corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para determinação das resistências e do diagrama tensão-deformação do concreto, sendo que alguns deles foram descartados por não terem apresentado bom desempenho.

Após a concretagem, as vigas e os corpos de prova permaneciam cobertos com lona de plástico. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e depois de serem cobertos com folhas de jornal molhadas eram novamente cobertos com a lona, dobrada sobre todo o conjunto.

Após 28 dias de idade, as vigas e os corpos de prova eram retirados da cura e mantidos no recinto do laboratório até a data do ensaio, quando as vigas recebiam uma pintura de latéx branco para destacar a fissuração.

3.4) INSTRUMENTAÇÃO

medida das deformações nas armaduras Para foram utilizados extensômetros elétricos. Nas barras longitudinais, foram empregados, de modo geral, extensômetros com base de 16 mm de comprimento е nos estribos, extensômetros com base de medida de 8 mm, colados com adesivo à base de cianoacrilato.

A identificação dos pontos instrumentados nas armaduras obedeceu um critério que já vinha sendo usado pelo orientador desta pesquisa.

Deste modo, os pontos da armadura longitudinal eram designados pela letra L, enquanto que os da armadura transversal pela letra T, seguidos por um número de ordem a partir de 0. O dígito 0 foi aplicado à seção do meio do vão, os ímpares foram reservados à metade esquerda daquela seção e os pares à metade direita em relação ao posto de observação.

Nas extremidades das armaduras longitudinais, os pontos L1 e L2 foram instrumentados com 2 extensômetros colocados simetricamente nas partes superior e inferior da barra central, designados por S ou I.

O modo de instrumentar estes pontos, visou eliminar a distorção da leitura provocada pela flexão das barras nestes pontos.

No concreto, as deformações foram medidas por meio de extensômetro mecânico Tensotast, com bases de medida de 50 mm de comprimento, criadas com pastilhas de aço coladas com adesivo à base de cianoacrilato na superfície do concreto. Estas deformações foram medidas ao longo da borda comprimida. Os pontos são identificados pela letra C, obedecendo o mesmo critério aplicado às armaduras.

As flechas foram medidas através de defletômetros instalados no meio do vão da viga e, em cada lado, no meio da distância $\mathbf{a} = 100$ cm do ponto de aplicação da carga até o apoio, sendo identificados pela letra F seguida de um

algarismo, conforme já apresentado.

3.5) EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

O sistema de aplicação de cargas é constituído por dois pórticos metálicos, em paralelo, com as pernas fixadas a duas bases compostas de perfis **U**, de aço, que são presos à laje de reação por meio de parafusos e porcas. As travessas são presas às pernas, sendo sua posição e nível ajustáveis. Uma trave longitudinal une os dois pórticos e sustenta o macaco hidráulico com capacidade de 500 kN, acionado por bomba manual, ao qual se acopla uma célula de carga.

As vigas estavam apoiadas em blocos de concreto armado de 60 cm de altura, fixados à laje de reação. Sobre cada bloco estava colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço, que permitiam rotação e/ou translação.

Todas as vigas foram carregadas com duas cargas iguais aplicadas simetricamente a 1,0 m dos apoios, através de uma viga de transferência, composta por perfis **I**. Maiores detalhes estão esquematizados na figura 3.15.



Figura 3.15 - Esquema da situação de uma viga em posição de ensaio

3.6) CONDIÇÕES DE APOIO E CARREGAMENTO

Os apoios, além de permitirem rotação, tinham liberdade de translação somente no sentido de se afastarem um do outro, garantindo a verticalidade do macaco hidráulico, o que foi verificado durante os ensaios. Os pórticos ainda foram atirantados com cabos de aço aos blocos de apoio de concreto, para maior segurança.

Pelo fato da carga estimada estar entre 190 e 240 kN, o carregamento foi aplicado com incrementos de 10 kN até a carga de 100 kN, quando se definia a configuração das fissuras iniciais de cisalhamento, e a partir daí, com incrementos de 20 kN até a aproximação da ruína , quando então era reduzido conforme a necessidade. Em cada estágio de carga, eram feitas as leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. O panorama da fissuração era então observado e a sua evolução era marcada com tinta preta na superfície do concreto.

3.7) PROPOSTA DE ENSAIO

Inicialmente, foi feita uma previsão analítica da carga que, na flexão, produziria o escoamento da armadura longitudinal das vigas. Para isto, foram admitidos a resistência do concreto, f_c , por volta de 60 MPa e o limite de escoamento do aço, f_{yl} , obtido através dos ensaios de seus corpos de prova.

Com armadura longitudinal composta por 3 ø 19 mm, área de 9,36 cm² e f_{y1} de 515 MPa, o valor teórico do momento último para escoamento da armadura longitudinal foi calculado conforme as hipóteses da NBR-6118, admitindo-se distribuição retangular de tensões de compressão no concreto. Foi encontrada a linha neutra situada a uma distância x = 6,7 cm abaixo da borda comprimida, estando a zona comprimida contida na mesa. O valor teórico do momento foi $M_u = 12.200$ kN.cm. A este momento correspondem uma força cortante última $V_u = 122$ kN e o valor último da tensão tangencial $\tau_{\rm wir}$ = 8,71 MPa.

Com este valor da força cortante, foram calculadas quais seriam as armaduras transversais necessárias, segundo Mörsch, admitindo-se grau total de armação ao cisalhamento. As armaduras transversais adotadas são inferiores às calculadas e correspondem a diferentes graus parciais de armação ao cisalhamento, como pode ser visto na tabela 3.2.

			1		EXISTENTE			
VIGAS	V _u kN	τ _{wu} MPa	f _{yw} MPa	ρ _{₩,Μ} %	A _{sw} /s cm²/m	ρ _w %	$\eta = \rho_w / \rho_{w,M}$	a/d
I60-3	122	8.71	930	1.08	1.22	0.243	0.225	3.57
I60-4	122	8.71	810	1.23	1.82	0.363	0.295	3.57
I60-5	122	8.71	850	1.18	2.60	0.520	0.441	3.57
I60-44	122	8.71	810	1.23	3.64	0.726	0.590	3.57

Tabela 3.2 - Valores teóricos do grau de armação ao cisalhamento.

Observa-se que para todas as vigas o grau de armação ao cisalhamento, η , é menor que a unidade. Portanto, teoricamente, era de se esperar que todas as viqas atingissem a ruína por cisalhamento ou que, pelo menos naquela com maior grau de armação, os outros mecanismos resistentes, que não o de treliça, colaborassem na resistência ao cisalhamento e assim conduzissem à ruína por flexão, recuperando a resistência a esse tipo de solicitação.

4) RESULTADOS DOS ENSAIOS

As primeiras fissuras de flexão apareceram com a carga total atingindo 30 kN. Essas fissuras ocorriam nas proximidades das seções onde estavam aplicadas as cargas ou entre elas, e, com seu crescimento, evoluiam verticalmente.

Com a carga total atingindo 60 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na alma, logo acima do talão.

A partir daí, a fissuração causada pela flexão se estabilizava e aquela causada pelo cisalhamento evoluía até 70% da carga última. A esse nível de carga, o mecanismo resistente ao cisalhamento se definia. As fissuras existentes só aumentavam em abertura ou comprimento, mas não se formavam novas. A partir daí, as fissuras de flexão retomavam sua evolução.

As fissuras inclinadas e as verticais mais próximas às cargas penetravam então na mesa.

As fissuras inclinadas mais críticas tornavam-se bastante abertas, produzindo um desnível no talão entre as superfícies separadas por elas e tornavam visível a atuação da armadura longitudinal por efeito de pino.

Com a proximidade da carga última, ocorria o escoamento de algum estribo e surgiam outras fissuras que anunciavam a ruína.

Os ítens seguintes descrevem os detalhes referentes aos ensaios das vigas. Os valores das taxas de armadura transversal e dos graus de armação ao cisalhamento foram recalculados com os valores reais de resistência do concreto, encontrados após os ensaios e são os agora indicados.

4.1)VIGA 160-3

Esta viga era a de menor taxa de armadura transversal,

com $\rho_w = 0,243$ % e de menor grau de armação ao cisalhamento $\eta = 0,220$. A taxa de armadura longitudinal era $\rho_z = 6,24$ %.

O estado limite último foi alcançado com o escoamento dos estribos a uma carga de 170 kN, mas as leituras continuaram sendo feitas até a ruptura da viga com a carga de 185 kN.

A flecha no meio do vão foi de 14,07 mm, para carga de 170 kN e no meio dos vãos de cisalhamento foi de 7,36 mm e 7,43mm, respectivamente à esquerda e direita.

Após o ensaio da viga, foi determinada a resistência média à compressão do concreto, que foi de 81,3 MPa.

A figura 4.1 mostra detalhes da fissuração após a ruptura da viga.



Figura 4.1-Detalhes da fissuração após a ruptura-Viga 160-3

Nas figuras 4.2 a 4.6 estão representadas a evolução das tensões nas armaduras e a evolução das deformações do concreto na borda comprimida. A figura 4.7 mostra a evolução da fissuração. As flechas no meio do vão e nos vãos de cisalhamento são mostradas na figura 4.8.




Figura 4.2 - Tensões nos estribos da Viga I60-3



Figura 4.3 - Tensões na armadura longitudinal da Viga I60-3



Figura 4.4 - Tensões médias na armadura longitudinal da Viga I60-3



Figura 4.5 - Deformações no concreto da Viga I60-3 lado direito



Figura 4.6 - Deformações no concreto da Viga I60-3 lado esquerdo



Figura 4.7 - Evolução da fissuração da Viga I60-3



Figura 4.8 - Flechas na Viga I60-3

4.2)VIGA 160-4

A taxa de armadura longitudinal desta viga era a mesma da anterior, ou seja, $\rho_1 = 6,24\%$. A taxa de armadura transversal era $\rho_w = 0,363\%$ e o grau de armação ao cisalhamento $\eta = 0,286$.

Nesta viga, os estribos 5 e 6 foram instrumentados também no ramo horizontal inferior, onde colocaram-se 2 extensômetros em cada estribo, designados por F e C, conforme sua posição à frente ou às costas da viga, respectivamente.

O objetivo era verificar se esses ramos horizontais também seriam solicitados.

Esta viga também atingiu o estado limite último com o escoamento da armadura transversal, porém com uma carga total de 180 kN. Os primeiros estribos a escoar foram os da parte esquerda da viga, onde ocorreu a ruptura da mesma a uma carga de 220 kN. Detalhes do estado de fissuração no estágio final são mostrados na figura 4.9.



Figura 4.9 - Detalhes da fissuração Estágio final de carga - Viga I60-4

As flechas nos vãos foram medidas até a carga de 190kN, quando a fissuração já estava bastante crítica e os valores finais foram de 14,98 mm no meio do vão e 6,96 mm e 7,42 mm respectivamente à esquerda e à direita.

A resistência média à compressão do concreto para esta viga foi de 80 MPa, determinada logo após o ensaio da mesma.

A evolução das tensões nas armaduras e a evolução das deformações do concreto na borda comprimida são mostradas nas figuras 4.10 a 4.16. A figura 4.17 mostra a evolução da fissuração. As flechas no meio do vão e nos vãos de cisalhamento são mostradas na figura 4.18.



Figura 4.10 - Tensões nos estribos da Viga I60-4



Figura 4.11 - Tensões no ramo horizontal dos estribos da Viga I60-4



Figura 4.12 - Tensões médias no ramo horizontal dos estribos da Viga I60-4



Figura 4.13 - Tensões na armadura longitudinal da Viga I60-4



Figura 4.14 - Tensões médias na armadura longitudial da Viga I60-4



Figura 4.15 - Deformações no concreto da Viga I60-4 lado direito



Figura 4.16 - Deformações no concreto da viga I60-4 lado esquerdo



Figura 4.17 - Evolução da fissuração da Viga I60-4



Figura 4.18 - Flechas na Viga I60-4

4.3) VIGA 160-5

Esta terceira viga tinha taxa de armadura transversal $\rho_w = 0,520\%$ e grau de armação ao cisalhamento $\eta = 0,432$. Sua taxa de armadura longitudinal era a mesma das anteriores e correspondia a $\rho_z = 6,24\%$.

Nesta viga, também foram instrumentados os ramos horizontais dos estribos 5 e 6, para confirmação dos resultados obtidos na viga anterior.

Seu estado limite último não foi tão definido quanto o das outras vigas. Foi caracterizado pelo escoamento de alguns estribos e também da armadura longitudinal a uma carga aproximada de 180 kN.

A ruptura desta viga ocorreu com o esmagamento do banzo comprimido em um dos lados, entre a seção do apoio e a da carga, com a carga total de 230 kN. A esta altura a armadura longitudinal já havia ultrapassado a fase de escoamento.

A figura 4.19 mostra os detalhes do estado final da fissuração.



Figura 4.19 - Detalhes da fissuração final - Viga I60-5

A flecha no meio do vão foi de 24,34 mm, no meio do vão de cisalhamento à esquerda foi de 9,58 mm e à direita de 10,13 mm.

A resistência média do concreto determinada após o ensaio da viga foi de 75,2 MPa.

Os gráficos representativos das tensões nas armaduras e das deformações no concreto da borda comprimida são apresentados nas figuras 4.20 a 4.26. A figura 4.27 mostra a evolução da fissuração. As flechas no meio do vão e nos vãos de cisalhamento são mostradas na figura 4.28.



Figura 4.20 - Tensões nos estribos da Viga I60-5



Figura 4.21 - Tensões no ramo horizontal dos estribos da Viga I60-5



Figura 4.22 - Tensões médias no ramo horizontal dos estribos da Viga I60-5



Figura 4.23 - Tensões na armadura longitudinal da Viga I60-5



Figura 4.24 - Tensões médias na armadura longitudinal da Viga I60-5



Figura 4.25 - Deformações no concreto da Viga I60-5 lado direito



Figura 4.26 - Deformações no concreto da Viga I60-5 lado esquerdo



Figura 4.27 - Estado da fissuração da Viga I60-5



Figura 4.28 - Flechas na Viga I60-5

4.4) VIGA 160-44

Esta viga era a de maior taxa de armadura transversal, com ρ_w = 0,726% e maior grau de armação ao cisalhamento η = 0,590%. Sua taxa de armadura longitudinal era a mesma das anteriores e correspondia a ρ_1 = 6,24%.

Seu estado limite último foi caracterizado pela ruptura do concreto da zona comprimida após o escoamento da armadura longitudinal. Isto se deu com a carga total de 250 kN.

A figura 4.29 mostra os detalhes da viga após a ruptura.



Figura 4.29 - Detalhes da fissuração final - Viga I60-44

A resistência média do concreto determinada após o ensaio da viga foi de 76,2 MPa

A flecha medida no meio do vão foi de 34,50 mm, enquanto que no meio dos vãos de cisalhamento foi de 16,67 e 16,77 mm, à direita e à esquerda da viga, respectivamente.

As figuras 4.30 a 4.34 apresentam os gráficos das tensões nas armaduras e das deformações no concreto da borda comprimida. A figura 4.35 mostra a evolucão da fissuração. A figura 4.36 mostra as flechas no meio do vão e nos vãos de cisalhamento.



Figura 4.30 - Tensões nos estribos da Viga I60-44



Figura 4.31 - Tensões na armadura longitudinal da Viga I60-44



Figura 4.32 - Tensões médias na armadura longitudinal da Viga I60-44



Figura 4.33 - Deformações no concreto da Viga I60-44 lado direito



Figura 4.34 - Deformações no concreto da Viga I60-44 lado esquerdo


Figura 4.35 - Estado da fissuração da Viga I60-44



Figura 4.36 - Flechas na Viga I60-44

5) ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após a realização dos ensaios, utilizando os valores da resistência real do concreto, foram calculados os valores efetivos da força cortante e momento últimos e do grau de armação ao cisalhamento como mostra a tabela 5.1

A tabela 5.2 mostra a comparação entre os valores calculados e experimentais do momento último, bem como as formas de ruína de cada viga.

VIGAS	f _c V _u MPa kN		M _{u,cal} kN.cm	τ _{wu} MPa	f _{yw} MPa	Ρ _{w,M} %	EXISTENTE		
		V _u kN					A _{sw} /s	ρ _w	η
							cm²/m	%	$ ho_w/ ho_{w,M}$
I60-3	81.3	125	12500	6.07	930	1.10	1.22	0.243	0.221
I60-4	80.0	125	12500	6.79	810	1.27	1.82	0.363	0.286
I60-5	75.2	125	12500	7.86	850	1.21	2.60	0.520	0.430
I60-44	76.2	126	12600	8.93	810	1.27	3.64	0.726	0.572

Tabela 5.1 - Valores efetivos de força cortante e momento últimos e grau de armação cisalhamento.

Tabela 5.2 - Comparação entre valores calculados e experimentais e formas de ruína das vigas.

VIGAS	VALORES CALCULADOS	VALC	ORES EXPERIME			
	M _{u,cal} kN.cm	М _{и,ехр} kN.cm	V _{u,exp} kN	^T wu,exp MPa	M _{u,exp} M _{u,cal}	FORMAS DE RUÍNA
I60-3	12500	8500	85	6.07	0.680	F. Cortante Tração
I60-4	12500	9500	95	6.79	0.760	F. Cortante Tração
160-5	12500	11000	110	7.86	0.880	F. Cortante Flexão
I60-44	12600	12500	125	8.93	0.992	Flexão

vigas I60-3 e I60-4, as As menos armadas ao cisalhamento, alcançaram o estado limite último com o escoamento dos estribos. Com o crescimento da carga, após limite de ultrapassado 0 escoamento da armadura transversal, as fissuras inclinadas existentes se abriram ainda mais, conduzindo ao rompimento dos estribos. Α evolução desse processo até o estado final é característico de ruptura por força cortante-tração.

A viga I60-5 rompeu por força cortante-flexão. O estado limite último caracterizou-se pelo esmagamento do concreto do banzo comprimido após o escoamento dos estribos e da armadura longitudinal. O alongamento excessivo da armadura transversal provocou a propagação das fissuras inclinadas em direção à zona comprimida, reduzindo sua altura e levando a viga à ruína. Ocorreu assim a ruptura por esmagamento do concreto na zona comprimida do lado externo ao ponto de aplicação da carga.

Na viga I60-44, COM maior grau de armação ao cisalhamento, a ruptura ocorreu de forma clara por flexão.A longitudinal alcançou o escoamento armadura antes do esmagamento do concreto do banzo comprimido na região situada entre as cargas. Os estribos não atingiram o escoamento.

A deformação excessiva da armadura transversal dessas vigas provocou grande solicitação das bielas de concreto, que por sua vez, apoiadas na armadura longitudinal tracionada, produziram a flexão das barras junto dos apoios.

As fotografias da figura 5.1 mostram o estágio final dos ensaios de cada viga.



Figura 5.1 - Vigas no estágio final dos ensaios

Outro resultado muito significativo obtido com estes ensaios é o que diz respeito à comparação dos dados desta pesquisa com aqueles das séries da pesquisa de Leonhardt e Walther, feita com vigas de concreto de resistência usual.

No capítulo 2, a figura 2.6 mostra um gráfico da resistência das vigas em função do grau de armação η .

Esses dados foram utilizados com os deste estudo para efeitos comparativos. Foi analisada a variação do parâmetro adimensional $V_{u,exp} / V_{u,f}$, onde $V_{u,exp}$ é a força cortante última experimental e $V_{u,f}$ é a força cortante última correspondente à ruína por flexão, em função do grau de armação ao cisalhamento.

No gráfico da figura 5.2 é mostrada a correlação entre essas variáveis para as vigas dos ensaios de Leonhardt e Walther e para as vigas deste trabalho.

As trajetórias das curvas são semelhantes e confirmam vigas com concreto de alta resistência que para а capacidade resistente à flexão pode ser mantida mesmo com redução do grau de armação ao cisalhamento, chegando a valores ainda menores que aqueles para concreto de resistência usual. Na série II de Leonhardt e Walther, onde foi usado concreto com resistência de 22,5 MPa, a ruptura por flexão só ocorreu na Viga TA13, com grau de armação total ao cisalhamento. A viga TA14, da mesma série, com grau de armação ao cisalhamento igual a 68%, não teve sua resistência à flexão mobilizada, pois rompeu antes por cisalhamento. Na série III, com concreto de resistência aumentada para 30 MPa, a Viga TA10 rompeu por flexão ainda que tivesse o mesmo grau de armação ao cisalhamento que a Viga TA14, ou seja 68%, a qual rompeu por cisalhamento.

Para as vigas desta pesquisa, com um concreto de resistência igual a 75 MPa, em média, a ruptura por flexão aconteceu na Viga I60-44, com grau de armação ao cisalhamento de aproximadamente 60%. Com graus de armação menores, as outras vigas romperam por cisalhamento.

Um melhor desempenho das vigas pode ser obtido, portanto, com um aumento da resistência do concreto.

Nos ítens a seguir são apresentados os detalhes das observações feitas com a instrumentação utilizada.



Vu,exp/Vu,f

5.1) ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal era a mesma para as quatro vigas e seu comportamento frente ao carregamento foi o mesmo, ainda que diferentes graus de armação ao cisalhamento tivessem sido empregados. O gráfico da figura 5.3 mostra a variação das tensões na armadura longitudinal, para a seção do meio do vão, durante o carregamento.



Figura 5.3 - Variação das tensões na armadura longitudinal

Na armadura longitudinal, os dois extensômetros instalados simetricamente nas partes superior e inferior da barra central, na entrada dos apoios, permitiram confirmar que nestes pontos ocorre flexão , devido à pressão provocada pelas diagonais de concreto que aí se apoiam.

O gráfico da figura 5.4 mostra a variação das tensões alcançadas pela armadura da Viga I60-3, nas partes superior e inferior das barras, nos pontos designados por L1 e L2.

Os valores indicados mostram a diferença de tensão na mesma seção provocada pela flexão localizada das barras. Observa-se que a tensão na parte superior da armadura, no ponto L1S, alcançou o mesmo valor de 480 MPa que ocorreu nessa armadura no meio do vão, para carga final de 180 kN. Por outro lado, na parte inferior, no ponto L1I, a tensão chegou a ser negativa, igual a -13 MPa, para a mesma carga.

Este fato se verificou para todas as vigas como pode ser visto no capítulo 4, através dos gráficos 4.3, 4.13, 4.23 e 4.31.

A média das tensões nas partes inferior e superior está apresentada no gráfico da figura 5.5. Fica confirmado que foi eliminada a distorção de medida, provocada pela flexão das barras, que poderia ter ocorrido se em cada um dos pontos L1 e L2 houvesse somente um extensômetro instalado, em cima ou em baixo.



Figura 5.4 - Tensões alcançadas nos pontos L1 e L2



Figura 5.5 - Médias das tensões nos pontos L1 e L2

5.2) ARMADURA TRANSVERSAL

O comportamento da armadura transversal pode ser verificado através do gráfico da figura 5.6.

Nele estão representadas as retas de tensões segundo a analogia da treliça clássica de Mörsch e a evolução real das tensões nos estribos, através da média calculada para os estribos do lado direito de cada viga.

Podemos observar que até o aparecimento das primeiras fissuras, as tensões na armadura são muito baixas.

A partir daí, as tensões aumentam de forma proporcional à força cortante e se desenvolvem paralelamente à reta da analogia da treliça clássica.

Como podemos ver, à medida que aumenta o grau de armação ao cisalhamento, as retas das tensões tendem a ficar mais abatidas e as tensões reais nos estribos acompanham esta tendência. Ao mesmo tempo, a distância que separa as duas linhas, que corresponde a V, diminui.

Considerando que V_c seja a parcela da força cortante resistida pelo concreto, definimos V_s como sendo a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal e a força cortante total V_u será expressa por:

$$V_{u} = V_{c} + V_{s}$$

onde

$$V_{c} = \frac{\tau_{c} b_{w} d}{1,15}$$

$$V_{s} = \frac{A_{sw}}{s} \frac{d f_{yw}}{1,15}$$

Para as vigas deste trabalho, os valores de $V_u, V_c \in V_s$ calculados estão mostrados na tabela 5.3. Para tanto admitimos: f_c

$$\tau_{c} = \frac{1}{20}$$

Na mesma tabela são mostrados os resultados da comparação dos valores teóricos e experimentais de V".

VIGAS	V _c	Vs	Vu	V _{u,exp}	V _{u,exp} /V _u
	kN	kN	kN	kN	kN
I60-3	49.5	27.6	77.1	85	1.102
I60-4	48.7	35.9	84.6	95	1.123
160-5	45.8	53.8	99.6	110	1.104
I60-44	46.4	52.0	98.4	125	1.270

Tabela 5.3 - Valores de V_c , $V_s e V_u$.

Analisando a tabela, é possível verificar que, com o aumento do grau de armação ao cisalhamento, a parcela V diminui e a parcela V aumenta.

Ocorre, portanto, uma maior contribuição do concreto se a viga tiver pouca armadura para absorver a força cortante e, por outro lado, maior contribuição da armadura transversal, se a viga tiver maior grau de armação ao cisalhamento.



Figura 5.6 - Evolução das tensões nos estribos das vigas

A figura 5.7 mostra os resultados da relação τ_{ou}/f_c , obtidos com os valores experimentais de V_u , em função do grau de armação η . Os pontos correspondentes a estes resultados estão situados acima da curva que representa a expressão (44) do capítulo 2, o que é condição para que seja alcançada a ruína por força cortante.

A figura 5.8 apresenta estes mesmos resultados, juntamente com aqueles das vigas dos ensaios de Fernandes e mostra que a relação $\tau_c = f_c/20$ constitui um critério aceitável para estimativa da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento.



Figura 5.7 - Valores experimentais de τ_{out}/f_{c}



Figura 5.8 - Valores de τ_{ou}/f_{c}

Outro resultado importante que deve ser relatado é o que foi obtido com a instrumentação do ramo horizontal inferior dos estribos T5 e T6 das vigas I60-4 e I60-5.

Esses ramos foram instrumentados com um extensômetro de cada lado da barra central, aqui denominados à frente e às costas da viga, para confirmar idéias que são aceitas desde há algum tempo.

Em vigas **T** ou em caixões celulares, a parte da laje que colabora como banzo de tração ou de compressão deve ser ligada à alma de maneira a resistir à força cortante que

ocorre nessa ligação. Isso se faz através de uma armadura denominada armadura de costura disposta no plano da laje. Após a fissuração do concreto, o mecanismo resistente aí formado é constituído por diagonais comprimidas de concreto, entre as fissuras, e barras tracionadas da armadura de costura. Como base para o dimensionamento, adotamos um modelo simples de treliça no plano da laje, do mesmo modo que para a alma, como mostrado na figura 5.9.

As tensões alcançadas nos estribos daquelas vigas, que constituem essa armadura, são significativas e mostram que horizontais são solicitados, confirmando os ramos validade dessas idéias.

No gráfico da figura 5.10 podemos observar as tensões estribos no ramo vertical, pontos dos T5е Τ6, е horizontal, pontos T5F, T5C, T6F e T6C.

Verificamos que a posição dos extensômetros à frente ou às costas, no ramo horizontal dos estribos, não influi na evolução das tensões, pois estas são praticamente iguais. Isto pode ser observado no gráfico da figura 5.11, através da média das tensões nestes pontos.



DA ARMADURA LONGITUDINAL

R_/3

Figura 5.9 -Modelo de treliça para a ligação do banzo tracionado com a alma de uma viga I



Figura 5.10 - Tensões no ramo horizontal dos estribos





Figura 5.11 -Tensões médias no ramo horizontal dos estribos

5.3) CONCRETO

5.3.1) O concreto da borda comprimida

O concreto da borda comprimida teve o mesmo comportamento para todas as vigas e as deformações medidas mostram um resultado que já era esperado.

No meio do vão, no ponto identificado por CO, ocorre compressão do concreto da borda comprimida em todas as etapas de carregamento. Observa-se no gráfico da figura 5.12 que, com alma de maior resistência, o concreto do banzo comprimido apresentou deformações maiores até a ruptura, alcançando um encurtamento de aproximadamente 0,9 % na VIga I60-3, 1,3 % na Viga I60-4, 1,8 % na Viga I60-5 e 2,5 % na Viga I60-44.

À medida que os pontos instrumentados se afastam do centro da viga, em direção aos apoios, a compressão tende a diminuir, até que nos pontos mais extremos, designados por C9 e C10, ocorre tração.

Esta tração pode ser explicada pelo desvio das trajetórias dos esforços de compressão, que atravessam a alma e se dirigem para o apoio, descomprimindo as regiões dos pontos C9 e C10.

Esta tendência pode ser mostrada através dos gráficos das figuras 5.13 a 5.16.



Figura 5.12 - Deformações do concreto da borda comprimida no meio do vão CO



Figura 5.13 - Deformações do concreto da borda comprimida no ponto C4



Figura 5.14 - Deformações do concreto na borda comprimida no ponto C5



Figura 5.15 - Deformações do concreto na borda comprimida no ponto C9



Figura 5.16 - Deformações do concreto na borda comprimida no ponto C10

No gráfico da figura 5.17, observamos que em alguns pontos de medida, como C6, a evolução das deformações não foi regular. Isto deve ter ocorrido por uma possível influência da fissuração na redistribuição dos esforços internos entre armadura e concreto à medida que a carga crescia e a fissuração evoluia.

O aparecimento de fissuras e seu desenvolvimento com o crescimento da carga, fizeram com que as deformações nestes pontos se alternassem entre encurtamento e alongamento.



Figura 5.17 - Deformações do concreto na borda comprimida no ponto C6

5.3.2) O concreto da alma

5.4 apresenta parâmetros А tabela relativos à alma das vigas deste trabalho. compressão da Foram ângulo θ e cotg θ , que mostram que a calculados o analogia da treliça com diagonais de inclinação θ variável pode ser estendida às vigas de concreto de alta resistência.

VIGAS	V _{u,exp}	T _{wu}	or _{sw}	cotg 0	θ°	η
		IVILLA		1		
I60 - 3	85	6.07	955	3.00	18.43	0.221
I60-4	95	6.79	875	2.46	22.12	0.286
I60-5	110	7.86	870	2.00	26.56	0.430
160-44	125	8.93	750	1.89	27.88	0.572

Tabela 5.4 - Parâmetros relativos à compressão da alma

Pode ser observado, que com menor grau de armação ao cisalhamento, ocorre um maior abatimento das diagonais comprimidas.

Enquanto que com grau de armação ao cisalhamento igual a 57,2 %, obtivemos cotg θ = 1,89 e θ = 27,88°, com grau de armação igual a 22,1%, obtivemos cotg θ = 3,0 e θ = 18,43°.

Este resultado que a teoria fornece é confirmado pelo panorama de fissuração resultante. Durante os ensaios das vigas desta pesquisa, observamos que a direção das fissuras era mais abatida em relação ao banzo tracionado, à medida que diminuia o grau de armação ao cisalhamento.

Com estes dados verificamos que o mecanismo da treliça é mobilizado de tal modo que, com grau de armação ao cisalhamento muito reduzido, as diagonais comprimidas serão bastante abatidas e, como já verificado em trabalhos anteriores, o ângulo 0 pode ser tal que a ele corresponde:

$$\cot g \theta \ge \frac{5}{3}$$

Quando isto acontece, o resultado é o comprometimento da capacidade resistente à flexão das vigas, já que aquelas desta pesquisa que exigiram que as diagonais fossem muito abatidas, romperam por cisalhamento. Por isso, no cálculo da armadura para cisalhamento, o valor adotado para cotg θ , em princípio, não deve ultrapassar 5/3.

respeito do abatimento das Ainda а diagonais comprimidas, um fato que merece atenção é a diferença que ocorre no estado de fissuração final das vigas. Naquelas de armação ao cisalhamento qrau COM menor е consequentemente com diagonais mais abatidas, as fissuras são em menor número e, por isso, possuem aberturas maiores, como foi verificado no decorrer destes ensaios. O estado de fissuração das vigas é mostrado nas figuras 5.1 e 5.18.



Figura 5.18 - Estado de fissuração final das vigas

5.4) DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão (FL0) e nos vãos de cisalhamento (FL1 e FL2) foi a mesma para todas as vigas.

No gráfico da figura 5.19 pode ser observado que os valores das flechas foram muito próximos para cargas iguais nas 4 vigas.

Pode-se concluir que, nesta pesquisa, o fato das vigas terem diferentes graus de armação ao cisalhamento, com estribos de mesmo espaçamento, não influi na evolução dos deslocamentos verticais.



verticais das vigas

6) CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados, podem ser relatadas algumas observações importantes sobre o comportamento das vigas desta investigação experimental.

A comparação dos dados desta pesquisa com aqueles das séries das pesquisas de Leonhardt e Walther, mostrou que em vigas com concreto de alta resistência, a capacidade resistente à flexão pode ser conseguida mesmo com redução do grau de armação ao cisalhamento. Com aumento da resistência do concreto, foi obtido um melhor desempenho das vigas possibilitando maior redução do grau de armação ao cisalhamento

A armadura longitudinal teve o mesmo comportamento para todas as vigas, independente do grau de armação ao cisalhamento. Foi confirmada a existência de flexão na armadura longitudinal, na entrada dos apoios, provocada pelas diagonais de concreto que se apoiam nas barras nestes pontos.

As tensões na armadura transversal aumentam de forma proporcional à força cortante е se desenvolvem paralelamente à reta da analogia da treliça clássica, após o aparecimento das primeiras fissuras. À medida que aumenta o grau de armação ao cisalhamento, as retas das tensões tendem a ficar mais abatidas e as tensões reais nos estribos acompanham esta tendência. Ao mesmo tempo, а distância que separa as duas linhas, que corresponde a V, diminui. Ocorre, portanto, maior contribuição do concreto se a viga tiver pouca armadura para absorver a força cortante e, por outro lado, maior contribuição da armadura transversal, se a viga tiver maior grau de armação ao cisalhamento.

Foram obtidos os valores de τ_{ou}/f_c em função do grau de armação η e confirmou-se que a relação $\tau_c = f_c/20$ constitui um critério aceitável para estimativa da

contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento.

Outra conclusão importante que deve ser relatada é a que foi obtida com a instrumentação do ramo horizontal inferior dos estribos T5 e T6 nas Vigas I60-4 e I60-5. As tensões alcançadas nestes pontos são significativas e mostram que os ramos horizontais dos estribos também são solicitados.

Para o comportamento do concreto, duas situações foram analisadas. Vimos que houve compressão no concreto da borda comprimida no terço central e que à medida que os pontos instrumentados se afastavam do centro da viga, em direção aos apoios, a compressão diminuía e nos pontos mais extremos ocorreu tração. Esta tração pode ser explicada pelo desvio das trajetórias dos esforços de compressão, que atravessam a alma e se dirigem para o apoio.

Analisando o concreto da alma, observamos que com menor grau de armação ao cisalhamento, ocorre maior abatimento das diagonais comprimidas. Verificamos que o mecanismo da treliça é mobilizado de tal modo que, com grau de armação ao cisalhamento muito reduzido, as diagonais comprimidas serão bastante abatidas e o ângulo θ pode ser tal que a ele corresponde cotq θ > 5/3. Isto, porém, traz 0 comprometimento da capacidade resistente à flexão das vigas e, por isso, deve ser evitado.

A evolução dos deslocamentos verticais não foi influenciada pelos diferentes graus de armação ao cisalhamento das vigas desta pesquisa.

BIBLIOGRAFIA

- 1 AHMAD, S.H., KHALOO, A.R., POVEDA, A. Shear capacity
 of high-strength concrete beams. Journal of the
 A.C.I., Proceedings V.83, N.2, p.297-305,
 Mar.-Apr. 1986.
- 2 AITCIN, P.-C. Les bétons à très haute résistance. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussés, N.162, p.55-60, juil.-août, 1989.
- 3 AMARAL, C.K. Microssílica: aplicações no Brasil. 29ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, São Paulo, 20/24 de julho de 1987.
- 4 AMARAL, N.A. A Resistência do concreto armado à força cortante. Dirigente Construtor, p.49-64, outubro de 1974, p. 26-36, novembro de 1974.
- 5 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 363 State-of-the-Art report on high-strength concrete: Report N° ACI 363-84. Journal of the A.C.I., Proceedings V.81, N.4, p.364-411, July-Aug. 1984.
- 6 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS COMMITTEE 426 The shear strength of reinforced concrete members. Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E. V.99, N.S76, p.1091-1187, June 1973.
- 7 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR. 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978, 76 p.
- 8 BURNETT, I. High-strength concrete in Melbourne, Australia. Concrete International - Design and Construction, V.11, N.4, p.17-25, Apr. 1989.
- 9 CANOVAS, M.F. Hormigones de alta resistência. Cemento Hormigón, V.59, N.658, p.855-868, set. 1988

- 10 CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. Journal of the A.C.I., Proceedings V.78, N.3, p.171-178, May-June 1981.
- 11 CARVAJAL, C.C. Hormigones de alta resistencia. Cemento Hormigón, V.54, N.590, p.61-71, ene. 1983.
- 12 CEB Manuel de Calcul Effort Tranchant Torsion. CEB Bulletin d'Information, N.92, juin 1973.
- 13 CEB-FIP Model Code 1990, First Draft. CEB Bulletin d'Information, N° 195/196, Mars 1990.
- 14 ELZANATY, A.H., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Shear capacity of reinforced concrete beams using highstrength concrete. Journal of the A.C.I., Proceedings V.83, N.2, p.290-296, Mar.-Apr. 1986.
- 15 FERNANDES, G.B. Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 1992.
- 16 FIP-CEB Working group on high-strength concrete High strength concrete - state of the art report. FIP-CEB Bulletin d'Information, N° 197, août 1990.
- 17 FUSCO, P.B. Estruturas de Concreto : Solicitações Tangenciais, Depto. de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1984.
- 18 GODYCKI-CWIRKO, T. Le cisaillement dans le béton armé, Paris, Dunod, 1972.
- 19 GROB, J., THÜRLIMANN, B. Ultimate strength and design of reinforced concrete beams under bending and shear. Publications N.36 - II, IABSE, Zurich, p.105-120, 1976.

- 20 LEONHARDT, F. Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs. Magazine of Concrete Research, V.17, N.53, P.187-198, Dec. 1965.
- 21 LEONHARDT, F. Shear in concrete structures. CEB Bulletin d'Informmation N.126, p.66-124, juin 1978.
- 22 LEVI, F., MARRO, P. Shear tests up to failure of beams made with normal and high strength concrete. CEB Bulletin d'Information, N.193, p.13-23, dec. 1989.
- 23 MPHONDE, A.G., FRANTZ, G.C. Shear tests of high- and low-strength concrete beams with stirrups, SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1987, p.179-197.
- 24 MORENO, J. 225 W. Wacker Drive. Concrete International - Design and Construction, V.12, N.1, p.35-39, Jan. 1990.
- 25 NILSON, A.H. Concreto de alta resistência desempenho como material e comportamento estrutural, 30^a REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, Rio de Janeiro, 08/12 de agosto de 1988.
- 26 PAGE, K.M. Pumping high-strength concrete on world's tallest concrete building. Concrete International -Design and Construction, V.12, N.1, P.26-28, Jan. 1990.
- 27 PARKER, D.G. Microsilica concrete, part 1: the material. Concrete (London), V.19, N.10, p.21-22, Oct. 1985.
- 28 PARKER, D.G. Microsilica concrete, part 2: in use. Concrete (London), V.20, N.3, p.19-21, Mar. 1986.
- 29 RANDALL, V., FOOT K. High-strength concrete for Pacific First Center. Concrete International -Design and Construction, V.11, N.4, p.14-16, Apr. 1989.
- 30 RONNEBERG, H., SANDVIK, M. High strength concrete for North Sea platforms. Concrete International -Design and Construction, V.12, N.1, p.29-34, Jan. 1990.
- 31 ROLLER, J. J., RUSSELL, H. G. Shear strength of high-strength concrete beams with web reinforcement. A.C.I. Structural Journal, V.87, N.2, p.191-198, Mar.-Apr. 1990.
- 32 THURLIMANN, B. Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. CEB Bulletin d'Information, N.126, p.16-37, juin 1978.