MARIA FERNANDA LONGUIM PEGORARO

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ABERTURAS NA ALMA

Atesto que esta e' a versão definitiva da Dissertação. 41.

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas

Campinas 1995

> UNICAMP STOLIOTECA CENTRAL

MARIA FERNANDA LONGUIM PEGORARO

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ABERTURAS NA ALMA

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas

Orientador: Prof. Dr.**GILSON BATTISTON FERNANDES** Depto. Construção Civil - FEC - UNICAMP

Campinas 1995

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ABERTURAS NA ALMA

MARIA FERNANDA LONGUIM PEGORARO

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada , em 29 de junho de 1.995, pela Banca Examinadora constituída pelos professores:

Prof. Dr. GILSON BATTISTON FERNANDES (UNICAMP)



Prof. Dr. LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO (EESC - USP)

Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI (UNICAMP)

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas colaboraram na realização deste trabalho, o que torna difícil citar o nome de todas elas sem esquecer algum. Portanto, de maneira geral, agradeço a todos que cooperaram:

- à equipe de técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP;

- à administração da FEC e aos seus funcionários;

- à Camargo Corrêa Industrial S.A.;

- à REAX Ind. Com. e Serviços Ltda.;

- à SIKA S.A.;

- à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior;

- ao meu orientador, Prof. Dr. GILSON BATTISTON FERNANDES,

- e aos meus familiares, pelo apoio e incentivo.

SUMÁRIO

INTRODUÇ	ÃO	I.1
CAPITULO	1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUA APLICAÇÕES	4S 1.1
1.1 - 1.2 - 1.3 - 1.4 - 1.5 -	Conceito do concreto de alta resistência Materiais e execução Características do concreto de alta resistência Viabilidade técnico-econômica da utilização do concreto de alta resistência Aplicações	1.1 1.2 1.4 1.5 1.6
CAPÍTULO 2	2 - CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA	2.1
2.1 - 2.2 - 2.3 - 2.4 - 2.5 - 2.6 -	Esquemas resistentes das peças de concreto armado submetidas a flexão e força cortante Analogia da treliça clássica Analogia da treliça generalizada Conseqüências práticas Estado atual da analogia da treliça Investigações experimentais realizadas anteriormente sobre vigas de concreto com aberturas na alma	2.1 2.2 2.2 2.4 2.5 2.7
CAPÍTULO 3	- PROGRAMA EXPERIMENTAL	3.1
3.1 - 3.2 - 3.3 - 3.4 - 3.5 - 3.6 - 3.7 - 3.8 -	Detalhes das vigas e esquemas de carregamento Materiais empregados Execução das vigas Instrumentação Equipamentos utilizados nos ensaios Condições de apoio Carregamento Proposta dos ensaios	3.3 3.8 3.12 3.13 3.14 3.16 3.16 3.16

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	4.1	
4.1 - Viga IA60-4 4.2 - Viga IA60-5 4.3 - Viga IA60-44 4.4 - Viga IA60-55	4.1 4.13 4.25 4.37	
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES PRELIMINARES	5.1	
 5.1 - Comparações entre as vigas de concreto de alta resistência com alma cheia e com aberturas 5.2 - Resultados preliminares 	5.1 5.23	
CAPÍTULO 6 - VIGA IA60-55D	6.1	
 6.1 - Detalhes da viga IA60-55D e esquema de carregamento 6.2 - Materiais empregados 6.3 - Execução da viga IA60-55D 6.4 - Instrumentação 6.5 - Equipamentos utilizados nos ensaios 6.6 - Condições de apoio e carregamento 6.7 - Proposta do ensaio 6.8 - Resultados do ensaio 	6.1 6.2 6.3 6.5 6.5 6.5 6.5	
CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	7.1	
7.1 - Armadura longitudinal 7.2 - Deslocamentos verticais 7.3 - Concreto 7.4 - Armadura transversal	7.4 7.6 7.7 7.12	
CONCLUSÕES	C.1	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		

LISTA DE FIGURAS

Figura	1.1	-	Diagramas tensão-deformação típicos do concreto	1.5
Figura	2.1	-	Variação da tensão σ_{sw} nos estribos	2.3
Figura	2.2	-	Características das vigas e esquemas de	
			carregamento	2.8
Figura	2.3	_	Esquemas de carregamento das vigas de ensaio	
			relatadas por Takahashi	2.9
Figura	2.4		Características geométricas e arranios de	
-			armadura dos modelos (29)	2.13
Figura	2.5		Armadura de alma com abertura retangular	2.17
Figura	2.6	-	Armadura adicional em vigas com aberturas	
			circulares	2.18
Figura	3.1	-	Dimensões das vigas	3.4
Figura	3.2	-	Detalhes dos estribos	3.5
Figura	3.3	-	Detalhe da armadura junto aos apoios	3.5
Figura	3.4	-	Detalhes dos reforcos da mesa	3.6
Figura	3.5	-	Detalhes das vigas e esquemas de carregamento	3.7
Figura	3.6	-	Análise granulométrica dos agregados	3.9
Figura	3.7		Diagrama tensão-deformação das barras $arnothing$ 20	3.10
Figura	3.8	-	Diagrama tensão-deformação das barras \emptyset 4,2	3.10
Figura	3.9		Diagrama tensão-deformação das barras \emptyset 5,0	
U			usadas na viga IA60-5	3.11
Figura	3.10) -	Diagrama tensão-deformação das barras \varnothing 5,0	
Ŭ			usadas nas vigas IA60-55	3.11
Figura	3.11	-	Detalhes de execução dos orifícios	3.13
Figura	3.12	<u>)</u>	Sistema para aplicação de cargas	3.15
Figura	4.1	-	Detalhes da fissuração no estágio final de carga	
U			Viga IA60-4	4.2
Figura	4.2	-	Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-4	4.3
Figura	4.3		Tensões médias na armadura longitudinal	
-			Viga IA60-4	4.4
Figura	4.4	-	Tensões nos estribos - Viga IA60-4	4.5
Figura	4.5	-	Tensões nos estribos - Viga IA60-4	
			lado esquerdo	4.6
Figura	4.6	-	Tensões nos estribos - Viga IA60-4	
			lado direito	4.7
Figura	4.7	-	Deformações no concreto - Viga IA60-4	4.8
Figura	4.8	-	Deformações no concreto - Viga IA60-4	
			lado esquerdo	4.9
Figura	4.9	-	Deformações no concreto - Viga IA60-4	
			lado direito	4.10
Figura	4.10	-	Deslocamentos verticais - Viga IA60-4	4.11

Figura	4.11 -	Evolução da fissuração da viga IA60-4	4.12
Figura	4.12 -	Detalhes da fissuração no estágio final de carga	
		Viga IA60-5	4.13
Figura	4.13 -	Deslocamentos verticais - Viga IA60-5	4.15
Figura	4.14 -	Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-5	4.16
Figura	4.15 -	Tensões médias na armadura longitudinal	
		Viga IA60-5	4.17
Figura	4.16 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-5	4.18
Figura	4.17 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-5	
		lado esquerdo	4.19
Figura	4.18 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-5	
		lado direito	4.20
Figura	4.19 -	Deformações no concreto - Viga IA60-5	4.21
Figura	4.20 -	Deformações no concreto - Viga IA60-5	
		lado esquerdo	4.22
Figura	4.21 -	Deformações no concreto - Viga IA60-5	
		lado direito	4.23
Figura	4.22 -	Evolução da fissuração da viga IA60-5	4.24
Figura	4.23 -	Detalhes da fissuração no estágio final de carga	
		Viga IA60-44	4.25
Figura	4.24 -	Deslocamentos verticais - Viga IA60-44	4.27
Figura	4.25 -	Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-44	4.28
Figura	4.26 -	Tensões médias na armadura longitudinal	
		Viga IA60-44	4.29
Figura	4.27 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-44	4.30
Figura	4.28 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-44	
		lado esquerdo	4.31
Figura	4.29 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-44	
		lado direito	4.32
Figura	4.30 -	Deformações no concreto - Viga IA60-44	4.33
Figura	4.31 -	Deformações no concreto - Viga IA60-44	
		lado esquerdo	4.34
Figura	4.32 -	Deformações no concreto - Viga IA60-44	
		lado direito	4.35
Figura	4.33 -	Evolução da fissuração da viga IA60-44	4.36
Figura	4.34 -	Detalhes da fissuração no estágio final de carga	
-		Viga IA60-55	4.37
Figura	4.35 -	Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-55	4.39
Figura	4.36-	Tensões médias na armadura longitudinal	
		Viga IA60-55	4.40
Figura	4.37 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-55	4.41
Figura	4.38 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-55	
		lado esquerdo	4.42

Figura	4.39 -	Tensões nos estribos - Viga IA60-55	
		lado direito	4,43
Figura	4.40 -	Deformações no concreto - Viga IA60-55	4 44
Figura	4.41 -	Deformações no concreto - Viga IA60-55	
0		lado esquerdo	4.45
Figura	4.42 -	Deformações no concreto - Viga IA60-55	
0		lado direito	4.46
Figura	4.43 -	Deslocamentos verticais - Viga IA60-55	4.47
Figura	4.44 -	Evolução da fissuração - Viga IA60-55	4.48
Figura	4.45 -	Gráficos tensão-deformação do concreto para	
-		as vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44 e IA60-55	4.49
Figura	5.1 -	Tensões na armadura longitudinal	
_		Vigas IA60-4 e I60-4	5.3
Figura	5.2 -	Tensões na armadura longitudinal	
		Vigas IA60-5 e I60-5	5.4
Figura	5.3 -	Tensões na armadura longitudinal	
		Vigas IA60-44 e I60-44	5.5
Figura	5.4 -	Deslocamentos verticais - Vigas: IA60-4 e I60-4	5.7
Figura	5.5 -	Deslocamentos verticais - Vigas: IA60-5 e I60-5	5.8
Figura	5.6 -	Deslocamentos verticais - Vigas: IA60-44 e I60-44	5.9
Figura	5.7 -	Deformações no concreto - Vigas: IA60-4 e I60-4	5.11
Figura	5.8 -	Deformações no concreto - Vigas: IA60-5 e I60-5	5.12
Figura	5.9 -	Deformações no concreto - Vigas: IA60-44 e I60-44	5.13
Figura	5.10 -	Evolução das tensões nos estribos	
		Vigas: IA60-4 e I60-4	5.17
Figura	5.11 -	Evolução das tensões nos estribos	
		Vigas: IA60-4 e I60-4	5.18
Figura	5.12 -	Evolução das tensões nos estribos	
		Vigas: IA60-5 e I60-5	5.19
Figura	5.13 -	Evolução das tensões nos estribos	
		Vigas: IA60-5 e I60-5	5.20
Figura	5.14 -	Evolução das tensões nos estribos	
		Vigas: IA60-44 e I60-44	5.21
Figura	5.15 -	Relação V _{u,exp} / V _{u,f} em função do grau de	
		armação n	5.23
Figura	61 -	Detalhes dos estribos verticais e das barras	
. igaia	0.1	inclinadas - Viga IA60-55D	61
Figura	62 -	Detalhes da armadura e esquema de carregamento	6.2
Figura	6.3 -	Análise granulométrica do agregado	6.3
Figura	6.4 -	Detalhes dos pontos de medida - Viga IA60-55D	6.4
Figura	6.5 -	Detalhes da fissuração no estágio final de carga	
- U		Viga IA60-55D	6.6
Figura	6.6 -	Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-55D	6.8

Figura	6.7	-	Tensões médias na armadura longitudinal Viga IA60-55D	6.9
Figura	6.8	-	Deformações no concreto na borda comprimida	6 10
Figura	6.9	-	Deformações no concreto na borda comprimida	0.10
	0.0		Viga IA60-55D - Iado esquerdo	6.11
Figura	6.10) _	Deformações no concreto na borda comprimida	
-			Viga IA60-55D - Iado direito	6.12
Figura	6.11	-	Deformações no concreto na alma - Viga IA60-55D	6.13
Figura	6.12	! -	Deformações no concreto na alma	
			Viga IA60-55D - Iado esquerdo	6.14
Figura	6.13	-	Deformações no concreto na alma	
			Viga IA60-55D - Iado direito	6.15
Figura	6.14	-	Deslocamentos verticais - Viga IA60-55D	6.16
Figura	6.15	-	Tensões nos estribos - Viga IA60-55D	6.17
Figura	6.16	-	Tensões nos estribos - Viga IA60-55D	
			lado esquerdo	6.18
Figura	6.17	_	Tensões nos estribos - Viga IA60-55D	
			lado direito	6.19
Figura	6.18	-	Tensões nas barras inclinadas - Viga IA60-55D	6.20
Figura	6.19	-	l ensões nas barras inclinadas	0.04
			Viga IA60-55D - Iado esquerdo	6.21
Figura	6.20	-	l ensões nas barras inclinadas	0.00
	~ ~ /		Viga IA60-55D - lado direito	6.22
Figura	6.21		Evolução da fissuração da viga IA60-55D	6.23
Figura	6.22		Diagrama tensao-deformação do concreto	0.04
. سم	- 4		Viga IA60-55D	6.24
Figura	1.1	-	Vigas no estagio final dos ensalos	7.0
.			Vigas IA60-4 e IA60-5	1.2
Figura	1.2	-	Vigas no estagio final dos ensalos	70
r	70		Vigas IA60-44, IA60-55 e IA60-55D	7.3
Figura	1.3	-		7 4
F :	-7 A		Vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D	7.4
Figura	7.4	-		76
E inurn	76		Vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D	0.1
Figura	7.5	-		77
	76		Vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D	1.1
Figura	7.0		Vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D	7.13
Figure	77		Variação de T. / f. experimental om função do	
rigula	1.1	-	vanação de t_{00} / t_{0} experimental em junção do	715
.	70			<i>t.</i> 10
⊢ıgura	7.8	-	valores de V _{u,exp} / V _{u,f} em tunção do grau de	7 4 7
			armaçao ao cisainamento	1.17

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1		Características das aberturas das vigas 2		
Tabela 3.1a	Tabela 3.1a Dosagem dos concretos e resultados dos ensaios		3.1	
Tabela 3.1b - Dosagem do		Dosagem dos concretos e resultados dos ensaios	3.2	
Tabela 3.1c - Dosagem dos concretos e resultados dos ensa		3.2		
Tabela 3.1d	-	Dosagem dos concretos e resultados dos ensaios	3.3	
Tabela 3.2	-	Valores teóricos do grau de armação ao		
		cisalhamento	3.17	
Tabela 5.1	-	Parâmetros relativos às vigas com aberturas	5.1	
Tabela 5.2		Parâmetros relativos às vigas de alma cheia	5.1	
Tabela 5.3	-	Parâmetros relativos à compressão da alma		
		Vigas com aberturas	5.14	
Tabela 5.4	-	Parâmetros relativos à compressão da alma		
		Vigas com alma cheia	5.14	
Tabela 5.5	-	Valores de V_c , V_s e V_u - Vigas com aberturas	5.22	
Tabela 5.6	-	Valores de V _c , V _s e V _u - Vigas sem aberturas	5.22	
Tabela 6.1	-	Valor teórico do grau de armação ao cisalhamento	6.5	
Tabela 7.1	***	Valores efetivos de força cortante e momento		
		últimos e do grau de armação ao cisalhamento	7.1	
Tabela 7.2	****	Comparação entre os valores calculados e		
		experimentais e formas de ruína	7.1	
Tabela 7.3	-	Deformações do concreto no meio do vão	7.8	
Tabela 7.4	-	Parâmetros relativos à compressão da alma		
		Viga IA60-55D	7.11	
Tabela 7.5		Parâmetros relativos à compressão da alma	7.11	
Tabela 7.6	-	Valores de V _c , V _s e V _u - Viga IA60-55D	7.13	
Tabela 7.7	-	Valores de V_c , V_s e V_u	7.14	

NOTAÇÕES

- Asi = área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
- Asw = área da seção transversal dos estribos ou das barras inclinadas
- E_s = módulo de deformação longitudinal do aço
- F = carga concentrada
- Fu = valor último de F
- M = momento fletor
- Mu = valor último de M
- R_c = resultante das tensões de compressão no concreto
- **R**_s = resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
- V = força cortante
- Vc = parcela da força cortante resistida pelo concreto
- Vs = parcela da força cortante resistida pela armadura transversal
- Vu = valor último de V
- Vu,f = valor último de V, correspondente à ruína por flexão
- a = distância entre o apoio e a carga concentrada aplicada (vão de cisalhamento)
- bf = largura da mesa das vigas com seção T ou I
- **b**_w = largura da alma das vigas com seção T ou I
- d = altura útil da seção transversal
- fc = resistência do concreto à compressão, referida a corpos de prova cilíndricos
- fck = resistência característica do concreto à compressão
- fy = limite de escoamento do aço à tração
- fyl = limite de escoamento à tração do aço da armadura longitudinal
- fyw = limite de escoamento à tração do aço da armadura transversal
- h = altura total da seção transversal
- ha = altura da abertura na alma
- s = espaçamento dos estribos
- z = distância entre R_c e R_s
- α = ângulo entre a direção da armadura transversal e o eixo longitudinal da peça
- = diâmetro das barras das armaduras

- Ec = deformação especifica do concreto à compressão na borda comprimida das vigas
- Ey = deformação específica do aço à tração correspondente ao limite de escoamento fy
- 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
- ρ_I = taxa geométrica de armadura longitudinal = A_{sI} / b_wh
- ρ_w = taxa geométrica de armadura transversal
- ρ_{w,M} = taxa geométrica de armadura transversal calculada de acordo com MÖRSCH
- σ_c = tensão normal de compressão no concreto
- $\sigma_{c\theta}$ = tensão normal de compressão nas diagonais de concreto que formam ângulo θ com as barras longitudinais
- σ_s = tensão normal de tração no aço
- σ_{si} = tensão normal de tração na armadura longitudinal
- σ_{sw} = tensão normal de tração na armadura transversal
- τ = tensão tangencial
- τ_o = tensão tangencial referente à alma da seção transversal = V / b_wz
- τ_{od} = valor de cálculo de τ_{o}
- τ_{or} = valor de τ_{o} correspondente ao início da fissuração da alma
- τ_{ou} = valor último de τ_{o}
- $\tau_{ou,M}$ = valor último de τ_o segundo MÖRSCH
- τ_c = parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = V_c / b_wz
- τ_w = tensão convencional de cisalhamento = V / b_wd
- τ_{wd} = valor de cálculo de τ_w
- τ_{wu} = valor último de τ_w
- exp = experimental
- teor = teórico

Inicia-se este trabalho apresentando-se um relato sobre o concreto de alta resistência, abrangendo sua conceituação, características e aplicações.

Mostra-se em seguida um resumo teórico do estado atual do conhecimento sobre cisalhamento em vigas de concreto, assim como resultados de pesquisas realizadas anteriormente sobre vigas de concreto com aberturas na alma.

Posteriormente descreve-se o programa experimental desta pesquisa que contém os traços de concreto utilizados e procedimentos adotados para os ensaios realizados. Da mesma forma, apresentam-se os resultados obtidos com esses ensaios e as conclusões preliminares, onde são feitas comparações entre estas vigas e as suas correspondentes de alma cheia.

Encerra-se a apresentação deste trabalho com a análise de todos os resultados obtidos com os ensaios efetuados.

A conclusão desta análise e também uma sugestão para projeto, são apresentadas nas conclusões finais.

INTRODUÇÃO

O propósito desta pesquisa é o estudo do cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência com aberturas na alma.

Em edifícios, aberturas na alma das vigas são usadas para passagem de canalizações hidráulicas, cabos elétricos e dutos para sistema de ar condicionado. Executar essas aberturas sem um estudo prévio, pode enfraquecer essas peças, reduzindo a sua capacidade de carga.

A existência de aberturas na alma das vigas em regiões de maior solicitação por força cortante ocasiona uma diminuição da seção transversal de concreto e perturba o fluxo dos esforços de compressão e de tração através da alma podendo modificar o mecanismo resistente ao cisalhamento quando comparado com o das vigas com alma cheia. A preocupação com este tipo de problema foi a motivação deste estudo.

Este trabalho 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.

Iniciou-se esta investigação experimental com a revisão bibliográfica sobre o concreto de alta resistência. O capítulo 1 reúne aspectos como conceituação, materiais e execução, características, viabilidade técnico-econômica e aplicações do concreto de alta resistência.

O capítulo 2 apresenta um resumo do estado atual do conhecimento sobre cisalhamento em vigas de concreto, assim como resultados de pesquisas realizadas anteriormente sobre vigas de concreto com aberturas na alma.

O capítulo 3 mostra o programa experimental abrangendo os traços de concreto utilizados e procedimentos adotados para os ensaios realizados.

Os resultados obtidos através dos ensaios são relatados no capítulo 4 que apresenta também os gráficos de tensões nas armaduras, deformações no concreto e deslocamentos verticais das vigas para todos os estágios de carregamento. Da mesma forma esse capítulo mostra o estado de fissuração das vigas ensaiadas e os gráficos tensão-deformação dos concretos utilizados.

O capítulo 5 apresenta as conclusões preliminares deste trabalho através de comparações feitas entre os resultados obtidos com as vigas desta pesquisa e com suas correspondentes de alma cheia pertencentes a outra pesquisa desenvolvida sob a mesma orientação.

Os resultados preliminares descritos no capítulo 5 motivaram a realização de mais um ensaio utilizando uma viga como a última até então, só que desta vez, dotada de reforço complementar, pois os objetivos esperados no início ainda não haviam sido alcançados. O capítulo 6 aborda este último ensaio.

A análise final de todos os resultados obtidos com os ensaios das vigas, encontra-se no capítulo 7, o qual abrange o comportamento das armaduras, do concreto e os deslocamentos verticais. A conclusão desta análise e também uma sugestão para projeto, são relatados nas conclusões finais.

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.

O desenvolvimento desta pesquisa contou com a colaboração de Camargo Corrêa Industrial S.A. no fornecimento de cimento e microssílica, de Reax Indústria Comércio e Serviços Ltda. e Sika S.A. no fornecimento do superplastificante, e da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, mediante a concessão de Bolsa de Mestrado.

CAPÍTULO 1

O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES

O concreto apresenta-se como um dos materiais estruturais de uso mais comum na construção civil. Com o passar dos anos, houve uma tendência crescente em aumentar a resistência desse material, de maneira prática e econômica, para algumas aplicações especiais.

O desenvolvimento da tecnologia do concreto caracteriza-se por fases mais ou menos definidas. Primeiramente, procurou-se a obtenção de concretos com constituintes proporcionados de forma a diminuir os custos finais, mantendo condições de utilização compatíveis com as encontradas no canteiro de obras. Era uma fase na qual a definição dos traços do concreto era prioritária.

Em uma segunda fase, não só a proporcão, mas as próprias características dos materiais, até então utilizados, começaram a variar, podendo conferir ao produto final características distintas dos produtos tradicionais. É o caso, por exemplo, da adição de determinados resíduos industriais, tais como a cinza volante e a escória de alto forno, os quais, por si só, podiam ser responsáveis por sensíveis mudanças nas propriedades do concreto.

Numa etapa posterior, com a finalidade de aumentar a resistência do concreto, não só a proporção dos materiais constituintes e suas propriedades foram estudados, mas também a utilização de outros materiais até então ausentes no concreto despertou interesse. Foi a fase do aparecimento da microssílica e de aditivos responsáveis pela melhoria da trabalhabilidade do concreto, como são os superplastificantes ou super-redutores de água.

Com o desenvolvimento da tecnologia do concreto, resistências à compressão acima das usuais tornaram-se comuns na prática, e os concretos de alta resistência tiveram seu campo de aplicação ampliado, sendo atualmente empregados em diversas partes do mundo.

1.1 - CONCEITO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Concretos com resistência acima do usual, para um dado local e época, podem ser chamados de concretos de alta resistência.

As estruturas correntes de concreto, por suas formas e dimensões usuais, raramente exigem valores de resistência para o concreto acima de 40 MPa, e em geral, as normas vigentes para projeto e detalhamento de armaduras, baseiamse em conhecimentos adquiridos através do uso de concretos com resistência não superior a 40 MPa. Portanto, estender a aplicação dessas normas aos concretos de alta resistência parece ser pouco prudente. Raras são as normas das quais se possam fazer uso para concretos com resistência muito alta.

Por essas razões, são considerados como concretos de alta resistência, aqueles que possuem resistência à compressão acima de 40 MPa.

O meio técnico necessita de maiores informações sobre as suas propriedades, as quais são significativamente diferentes, em alguns aspectos, daquelas dos concretos usuais.

Concretos com resistência à compressão acima de 100 MPa, podem ser considerados concretos de ultra alta resistência. Os seus componentes são o cimento portland ou o cimento aluminoso, agregados de quartzo, de bauxita calcinada ou de ferro, superplastificante e microssílica, acompanhados de um reduzido fator água/material cimentício.

Por exigirem emprego de materiais pouco usuais e técnicas especiais de fabricação, esses concretos não serão aqui abordados, pois fogem dos objetivos deste estudo.

1.2 - MATERIAIS E EXECUÇÃO

A obtenção de concretos de resistência muito alta requer materiais selecionados, técnica mais requintada de execução e um controle de qualidade rigoroso, o que torna a aplicação desse material mais difícil em um canteiro de obras.

Nas últimas décadas, concretos com resistência à compressão de 40 MPa a 80 MPa aos 28 dias, já foram empregados comercialmente em várias partes do mundo. Atualmente há uma tendência ao uso do concreto de alta resistência, não somente em estruturas pré-fabricadas, onde o controle de qualidade é mais facilmente conseguido, mas também para certas estruturas em que se usam concreto usinado ou misturado no local.

A prática mostra que a produção de concreto nessa faixa de resistência, usando materiais convencionais, com cuidadoso controle de qualidade, é tecnica e economicamente viável.

A seleção do tipo e marca do cimento é um fator de extrema importância para obtenção de concretos de alta resistência. Para um mesmo tipo de cimento, marcas diferentes apresentam características diferentes de evolução da resistência, em virtude de variações na composição e na finura. Para a obtenção de concretos de alta resistência, o cimento portland comum é adequado.

Os agregados usados em concreto de alta resistência devem reunir as mesmas qualidades exigidas daqueles empregados nos concretos de resistência usual. O agregado ideal deve ser limpo, com partículas de formato anguloso e quase cúbicas, com o mínimo de partículas lamelares e alongadas. A experiência tem demonstrado que para alta resistência, com alto teor de cimento e baixa relação água/cimento, a dimensão máxima do agregado convém situar-se entre 9,5 mm a 12,5 mm, embora dimensões máximas entre 19 mm e 25 mm também permitam a obtenção de bons resultados.

Essa condição do agregado melhora a aderência da argamassa à superfície rugosa e angulosa.

Quanto ao agregado miúdo, as características mais importantes a serem consideradas são forma ou angularidade das partículas, granulometria e módulo de finura. A grande proporção de partículas finas, resultante da grande quantidade de material cimentício, requer um agregado miúdo com partículas angulosas, graduação grossa e módulo de finura acima de 2,8 (preferivelmente em torno de 3), qualidade não muito facilmente encontrável nas areias de nossas jazidas naturais. Esses agregados proporcionam melhor trabalhabilidade e maiores resistências.

O fator predominante para obtenção desses concretos de alta resistência é uma relação água/cimento bem baixa. Entretanto, com esse fator tão reduzido, surgem problemas quanto à trabalhabilidade e compactação do concreto, os quais podem ser superados com o uso de superplastificantes ou aditivos super- redutores de água, que surgiram no final da década de 70.

Esses superplastificantes tornaram possível a execução de concretos com fator água/cimento igual a 0,25 e abatimento de 22 cm, enquanto que para os concretos usuais, o fator água/cimento é de aproximadamente 0,55 a 0,65.

Na produção dos concretos de alta resistência também são empregadas a microssílica e a cinza volante.

A cinza volante é um sub-produto da combustão do carvão mineral em usinas termoelétricas. É caracterizada por sua constituição de partículas muito finas e reativas.

Reagindo com o hidróxido de cálcio liberado pela hidratação do cimento e na presença de umidade, produz materiais cimentantes, similares aos do cimento portland. Pode substituir ou suplementar parcialmente o cimento em até 20%.

A microssílica é um sub-produto da produção de ligas ferro-silício ou de silício metálico. Esse material, que era considerado refugo e simplesmente era jogado fora, consiste de partículas extremamente pequenas, sendo aproximadamente 100 vezes mais fina que o cimento. Através de estudos realizados na Escandinávia, tal material tornou-se extremamente importante na produção dos concretos de alta resistência. É também substituto ou suplemento parcial do cimento, em até 15%.

Tanto a microssílica quanto a cinza volante, pela extrema finura de suas partículas, atuam no concreto penetrando por entre os grãos de cimento, diminuindo dessa forma a porosidade do concreto endurecido, tornando-o, portanto, mais resistente.

Devido à incorporação de microssílica ou cinza volante ao concreto, o que entende-se por relação água/cimento passa a ser considerado relação água/material cimentício.

1.3 - CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

O concreto de alta resistência difere significativamente do concreto de resistência usual em alguns aspectos. Dentre essas diferenças, uma das mais importantes é o processo de microfissuração, que ocorre em sua estrutura interna.

Durante este processo, surgem fissuras de aderência na interface entre a argamassa e o agregado, devido à retração por secagem. Essas microfissuras são responsáveis por uma mudança no comportamento do concreto sob carga, quando se consideram concretos de alta resistência e de resistência usual.

A ductilidade do concreto está diretamente relacionada com a sua microfissuração. Sendo o concreto um material heterogêneo, formado por agregados cujas partículas são unidas entre si por uma pasta de cimento, e tendo o concreto de alta resistência essa pasta mais resistente e rígida com uma melhor aderência entre ambos, a microfissuração é quase inexistente. Isto o torna menos dúctil e conseqüentemente o leva a uma ruptura frágil.

Esse comportamento de ruptura brusca já não ocorre para os concretos de resistências usuais, os quais sofrem microfissuração mais cedo, resultando em maior ductilidade, o que o impede de ter uma ruptura frágil.

Através da curva tensão-deformação, figura 1.1, para concreto de alta resistência e concreto com resistência usual, pode-se observar a influência dessa microfissuração pelo andamento da parte ascendente das curvas.

Da mesma forma, pode-se verificar que ela depende fundamentalmente da resistência do concreto. O módulo de deformação longitudinal é superior para o concreto de alta resistência.

Com relação ao trecho elástico-linear do diagrama tensão-deformação, ele é notoriamente mais longo para o concreto de alta resistência - até 75 a 80% da tensão máxima - enquanto que para o concreto de resistência usual ele não passa de 50% da tensão máxima.

Devido também a diferenças na resistência e na deformabilidade entre a argamassa e o agregado, os planos de fratura são peculiarmente suaves para o concreto de alta resistência, atravessando o agregado, enquanto que para o concreto de resistência usual, estas superfícies de fratura circundam o agregado.

Outras diferenças significativas no comportamento desses concretos podem ser observadas como, por exemplo, o encurtamento referente à tensão máxima. Este é aproximadamente 3 ‰ para o concreto de alta resistência e de 2 ‰ no caso do concreto de resistência usual.

As microfissuras por ação da fluência, causadas por carregamento duradouro, crescem e se espalham pelo interior do concreto. Isto favorece o uso do concreto de alta resistência, devido à sua capacidade de suportar tensões de longa duração até 85 a 90% da tensão de ruptura sob carga instantânea. No caso do concreto de resistência usual, essa capacidade é de 75 a 85% da tensão de ruptura sob carga de curta duração.

A fluência do concreto de alta resistência é menor em comparação com a do concreto de resistência usual. Isto se deve à melhor qualidade de sua argamassa, aos agregados melhor selecionados, menor microfissuração e baixa relação água/material cimentício.

Esta propriedade é muito importante para o concreto protendido, pois diminui as perdas de protensão por deformação lenta.



FIGURA 1.1 - Diagramas tensão-deformação típicos do concreto

1.4 - VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DA UTILIZAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

A adição de microssílica ao concreto, associada a um reduzido fator água/material cimentício, além de aumentar a resistência à compressão, pode aumentar significativamente a durabilidade do concreto. Com a microssílica adicionada ao concreto de alta resistência, em comparação ao concreto usual, observa-se que: - aumenta a coesão e reduz a exsudação do concreto fresco, tornando-o menos propenso à segregação durante o manuseio;

- reduz a permeabilidade e aumenta a resistividade do concreto endurecido, colaborando no impedimento do processo corrosivo das armaduras;

- aumenta a resistência ao desgaste ou abrasão;

- permite uma diminuição do tamanho das peças estruturais, especialmente pilares, colaborando para o máximo aproveitamento dos espaços livres;

- permite a manutenção das dimensões da seção dos pilares ao longo dos pavimentos (variando o f_{ck} e a taxa de armadura);

- permite um aumento do valor da aderência aço-concreto e concreto antigoconcreto novo;

- resulta em um concreto que apresenta menores deformações, sejam por retração, deformação imediata ou fluência;

 aumenta o módulo de deformação do concreto e a sua resistência à tração seja na flexão ou na compressão diametral;

- redução do peso próprio, permitindo um aumento da altura dos edifícios;

- redução de carga nas fundações e

- possibilidade de reduzir custos.

1.5 - APLICAÇÕES

Devido às qualidades expostas, o concreto de alta resistência tem encontrado lugar em vários campos de aplicação, entre os quais podem ser destacados:

- pilares de edifícios;
- vigas com vãos longos;
- pontes com grandes vãos;
- obras marítimas;
- pré-moldados;
- obras hidráulicas;
- reparos em obras de concreto e

- pisos de alta resistência.

O concreto de alta resistência tem sido utilizado, com bons resultados, há mais de 20 anos em estruturas de edifícios, principalmente nas peças estruturais submetidas a esforços de compressão.

Em edifícios, o concreto de alta resistência teria sido empregado pela primeira vez em 1.965, durante a construção do Lake Point Tower em Chicago, E.U.A.. Este edifício com 70 andares, recebeu nos pilares concreto com resistência característica de 52 MPa.

Marcando a sua primeira utilização em pontes, o concreto de alta resistência seria empregado na construção da Willows Bridge em Toronto, Canadá, em 1.967. Esta ponte é uma estrutura composta por cinco tramos com 240 metros de extensão total. As vigas foram protendidas e a resistência característica à compressão especificada para as mesmas era de 42 MPa.

Entre as aplicações em pilares, vigas e fundações de edifícios, podem ser citadas como exemplos, as seguintes:

- Mid-Continental Plaza Building, edifício de 50 andares, construído em Chicago em 1.972, onde foi empregado concreto com resistência característica à compressão de 63 MPa, nos pilares dos 20 andares inferiores;

- Water Tower Place Building, edifício de 76 andares, situado em Chicago, E.U.A.. Na sua estrutura foram empregados concretos com resistências que variaram de 28 MPa a 63 MPa;

- 200 West Monroe Building, construído em Nova York em 1973, possui 23 andares destinados a escritórios. As vigas da fachada e os pilares foram executados com concreto de resistência característica 42 MPa. Concreto com resistência de 63 MPa, foi empregado nos pilares dos 7 andares inferiores;

- Helmsley Palace Hotel, construído em 1978, em Nova York, possui 53 andares. Concreto com resistência de 56 MPa foi usado nas colunas para diminuir seu diâmetro;

- Columbia Center, edifício de 76 andares, construído em 1983, nos E.U.A.. Concreto com resistência de 66 MPa foi indicado com o objetivo de suportar elevadas cargas e, ao mesmo tempo, oferecer um módulo de deformação alto para diminuir a oscilação dos andares superiores da estrutura. Esse concreto de 66 MPa, foi inicialmente empregado na fundação, onde foram consumidos aproximadamente 918 m³ de concreto. Posteriormente, foi utilizado nos pilares da estrutura e em uma certa área de laje que os rodeia, o que constitui prática recomendável, como comentam alguns autores.

O concreto de alta resistência também tem sido aplicado em pontes.

Na década de 70, várias pontes em treliça pré-moldada protendida foram construídas no Japão empregando esse material. Uma delas é a ponte ferroviária Akkagawa construída em 1.975. Esta ponte tem comprimento total de 305 metros, com vãos principais de 46 metros. A resistência especificada para os elementos pré-moldados foi de 80 MPa.

Outros exemplos são representados pelas seguintes pontes:

- Ponte Le Pertuiset: estrutura pênsil com vão de 110 m, construída perto de St. Etienne, França, sobre o rio Loire, durante o período de 1987 a 1988. Concreto fluido de alta resistência foi usado nas torres e no tabuleiro. A resistência característica especificada foi de 60 MPa;

- Ponte Holandsfjord: construída na Noruega, com comprimento total de 541 m, tem o vão central de 305 m. Foram empregados concretos com resistências características de 45 MPa a 55 MPa.

Outra demonstração importante do emprego do concreto de alta resistência é dada pelas plataformas de exploração de petróleo no fundo do mar, que foram instaladas desde o início da década de 70.

Pode-se citar a Ekofisk 1, que foi a primeira plataforma marítima construída para exploração de petróleo, tendo sido concluída em 1.973. Foi utilizado um concreto com resistência da ordem de 60 MPa a 70 MPa.

No Brasil, tem-se como um dos exemplos do emprego do concreto de alta resistência, o Edifício Trianon, em São Paulo, concluído há mais de 25 anos. Tinha como imposição de projeto um concreto com resistência característica de 45 MPa, ou seja, cerca de 3 vezes superior às usadas em obras comuns, na época. Foi certamente um dos primeiros casos de aplicação do concreto de alta resistência entre nós.

No edifício do CNEC, em S.P., a resistência característica especificada para os pilares era 60 MPa, o que levaria a uma resistência média de 72 MPa.

Entre outros exemplos de aplicação do concreto de alta resistência no Brasil, podem ser citados:

- Reparo de uma viga da casa de máquinas da usina hidrelétrica de Itaipú, onde foi usado concreto com microssílica com resistência à compressão de 56,9 MPa aos 28 dias;

- Ampliação do Cais do Porto de Luís Correia no Piauí. Concreto de alta resistência com microssílica foi empregado em virtude da ótima aderência oferecida por esse concreto quando aplicado sobre concreto antigo.

Outras aplicações especiais ainda são encontradas na literatura, entre as quais podem se relacionadas as seguintes:

Um túnel submerso de concreto para abrigar tubulação de gás, das plataformas do mar do Norte, foi concluído em 1982 na costa de Karnoy, Noruega. O túnel é composto por cinco elementos pré-moldados de concreto, com resistências características especificadas de 60 MPa e de 65 MPa, referidas a cubos com 10 cm de aresta. A resistência característica obtida variou de 65 MPa a 75 MPa. O túnel, que tem 590 m de comprimento total, começa na profundidade de 30 m e termina na superfície.

Foram construídos silos para armazenagem de fertilizantes em Heroya, na Noruega, em 1982. Os silos possuem 27 m de diâmetro e 28 m de altura. O concreto empregado nessa construção, teve uma resistência de 65 MPa obtida aos 28 dias.

Em 1986, durante a construção do centro de compras Oslo City, na Noruega, concreto com resistência característica de 75 MPa foi indicado para as estacas. Um total de 250 estacas foram executadas, alcançando profundidades de 25 m a 30 m. Melhorando a qualidade do concreto da classe C55 para classe C75, a capacidade de carga de cada estaca foi elevada de 160 tf para 240 tf, permitindo redução da sua quantidade.

Em Turim, Itália, caixas fortes de bancos foram construídas, durante 1988, com concreto de alta resistência. A resistência média obtida aos 28 dias para esse material foi de 95 MPa a 100 MPa.

Nos países escandinavos, o concreto de alta resistência foi empregado na pavimentação de rodovias para melhorar a resistência à abrasão. A resistência média obtida do concreto aos 28 dias foi de 97 MPa.

CAPÍTULO 2

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA

Em edifícios, aberturas na alma das vigas são usadas para passagem de canalizações hidráulicas, cabos elétricos e dutos para sistema de ar condicionado. Executar essas aberturas sem um estudo prévio, pode enfraquecer essas peças, reduzindo a sua capacidade resistente.

As aberturas devem ser localizadas na seção transversal das vigas a uma altura tal que não causem redução da zona de concreto comprimido. Logo, o dimensionamento dessas peças à flexão não é influenciado necessariamente pela presença de orifícios na sua alma.

Entretanto, a existência de aberturas na alma das vigas em regiões de maior solicitação por força cortante ocasiona uma diminuição da seção transversal de concreto e tal fato deve ser considerado no dimensionamento dessas peças ao cisalhamento.

2.1 - ESQUEMAS RESISTENTES DAS PEÇAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS A FLEXÃO E FORÇA CORTANTE

As observações experimentais demonstraram que os esquemas resistentes mobilizáveis pelas peças de concreto armado submetidas à flexão e força cortante são:

a - pórticos ou arcos atirantados: este esquema resistente é mobilizado em peças sem armadura transversal e naquelas que recebem cargas concentradas relativamente próximas aos apoios; nestes casos a carga aplicada na parte superior dessas peças é transmitida diretamente aos apoios pelo banzo comprimido;

b - somatória das resistências à força cortante oferecidas por mecanismos alternativos como: a resistência do banzo comprimido, a resistência ao corte da armadura longitudinal de flexão (efeito de pino), o engrenamento dos agregados nas superfícies separadas pelas fissuras e a flexão dos dentes de concreto da região entre fissuras engastados na zona comprimida. Este esquema resistente é mobilizado também em peças sem armadura transversal e nos casos em que a armadura transversal existente é fraca;

c - treliça: esquema resistente segundo RITTER-MÖRSCH, que é aquele predominante nas peças esbeltas de concreto com armadura para cisalhamento.

2.2 - ANALOGIA DA TRELIÇA CLÁSSICA

Nas vigas de concreto armado com armadura transversal sujeitas à flexão e força cortante, as fissuras que surgem separam a alma dessas peças em elementos de concreto denominados bielas.

A configuração das fissuras e o modo como se comportam os elementos resistentes das peças de concreto armado depois que o concreto fissura, fez com que RITTER (Zurique) e MÖRSCH (Stuttgart), formulassem a analogia da treliça com banzos paralelos, diagonais comprimidas inclinadas de 45° com os banzos e barras (diagonais ou montantes) tracionadas inclinadas de um ângulo α com os banzos, conforme a armadura transversal adotada.

A analogia da treliça de RITTER-MÖRSCH para as vigas com armadura transversal admite que as peças solicitadas por flexão e força cortante, depois de fissuradas, comportam-se como uma treliça. A armadura longitudinal tracionada e a zona comprimida de concreto comportam-se, respectivamente, como o banzo tracionado e o banzo comprimido de uma treliça.

As bielas de concreto separadas pelas fissuras, comportam-se como diagonais comprimidas e as barras da armadura transversal comportam-se como montantes ou diagonais tracionadas da treliça.

2.3 - ANALOGIA DA TRELIÇA GENERALIZADA

Ensaios realizados, sob a orientação de LEONHARDT (18), em cujo decorrer se determinaram os esforços internos mediante medidas das deformações no concreto e nas armaduras, permitiram comparar os valores reais com aqueles determinados através da analogia da treliça clássica de RITTER-MÖRSCH.

As conclusões foram as seguintes:

a) A tensão σ_{sw} observada na armadura transversal é menor que a obtida pela analogia da treliça clássica. A figura 2.1 apresenta a variação da tensão σ_{sw} nos estribos em função da tensão τ_o ;

b) Nas regiões mais solicitadas por força cortante as fissuras, e também as bielas, tem inclinação $\theta < 45^{\circ}$. Em peças com seção transversal retangular verificou-se $30^{\circ} < \theta < 40^{\circ}$ e com seção transversal em T $40^{\circ} < \theta < 45^{\circ}$. A inclinação das fissuras é tanto menor quanto mais a seção se aproxima da forma retangular e quanto menor o valor de ρ_w existente em relação a $\rho_{w,M}$ calculado pela analogia da treliça clássica. Isto faz com que o esforço na armadura transversal, e como

consequência, a tensão σ_{sw} nessa armadura sejam menores do que os valores correspondentes a θ = 45°;

c) Somente a inclinação menor das bielas não explica a diminuição da tensão na armadura transversal verificada nos ensaios. Conclui-se que a zona comprimida de concreto também colabora na resistência ao cisalhamento. A resultante de compressão R_c na zona comprimida da seção transversal é inclinada e não horizontal, acompanhando as trajetórias das tensões principais de compressão. Isto é o mesmo que admitir que o banzo comprimido da treliça é inclinado e não paralelo ao banzo tracionado, como se admite na analogia da treliça clássica. A resultante de compressão sendo inclinada, equilibra uma parte da força cortante V na seção;



FIGURA 2.1 - Variação da tensão σ_{sw} nos estribos

d) Devido a esses dois fatos, mencionados em (b) e (c), resulta uma diminuição do esforço de tração que solicita a armadura conduzindo à defasagem τ_c entre as curvas experimental e teórica representativas da variação da tensão na armadura transversal (figura 2.1);

e) Segundo LEONHARDT, a forma da seção transversal tem forte influência sobre o comportamento resistente. A seção transversal retangular se adapta melhor a uma maior inclinação do banzo comprimido, absorvendo grande parte da força cortante. No caso de vigas com seção T, a resultante no banzo comprimido apresenta uma inclinação quase próxima da horizontal porque ela permanece na largura comprimida da mesa (b_f) até quase a proximidade do apoio, penetrando na alma gradativamente em direção ao apoio. O banzo comprimido, neste caso, só pode absorver uma parcela da força cortante menor que no caso das seções transversais retangulares;

f) Segundo LEONHARDT, o desenvolvimento da fissuração da alma depende da rigidez do banzo tracionado. Quanto mais fraco for o banzo tracionado, tanto mais ele se alonga com o aumento da carga, fazendo com que as fissuras de cisalhamento tenham sua abertura aumentada e se aproximem da borda da zona comprimida. O banzo tracionado não pode, portanto, ser enfraquecido na região de uma possível ruptura por influência da força cortante;

g) As tensões nas bielas comprimidas são um pouco maiores (cerca de 10%) do que os valores obtidos com a analogia da treliça clássica. O fato das bielas apresentarem ângulo de inclinação menor que 45°, valor este admitido por MÖRSCH, conduz a uma solicitação maior das bielas e, portanto, a uma maior tensão de compressão destas;

h) Observou-se que uma parte da força cortante é absorvida por efeitos secundários, como: engastamento das bielas na zona comprimida, engrenamento das superfícies separadas pelas fissuras, através dos grãos dos agregados e efeito de pino da armadura longitudinal.

2.4 - CONSEQÜÊNCIAS PRÁTICAS

a) A taxa de armadura transversal ρ_w pode ser menor do que a obtida pela analogia da treliça clássica;

b) A inclinação das diagonais comprimidas menor que 45° diminui consideravelmente a necessidade de armadura transversal. Contudo, crescem as tensões de compressão na alma, aumentando o perigo de ruptura por compressão da alma;

c) A inclinação das bielas menor que 45° e a inclinação da resultante de compressão do banzo comprimido acarretam uma maior solicitação da armadura longitudinal;

d) As resistências devidas ao engrenamento dos agregados e à flexão da armadura longitudinal são consideradas de importância secundária na proximidade dos estados limites últimos e podem ser anuladas por carregamentos repetidos. Por isso, não são consideradas de forma explícita, pelo menos nas vigas.

2.5 - ESTADO ATUAL DA ANALOGIA DA TRELIÇA

Como resultado dos ensaios de cisalhamento realizados por LEONHARDT (18) e THURLIMANN (30), a analogia da treliça de MÖRSCH, com banzos paralelos e diagonais comprimidas inclinadas de 45°, foi modificada de forma a se adequar ao comportamento estrutural real. Deste modo chega-se às propostas apresentadas por THURLIMANN, da analogia da treliça com diagonais de inclinação variável e a de LEONHARDT através da teoria aditiva.

2.5.1 - ANALOGIA DA TRELIÇA COM DIAGONAIS DE INCLINAÇÃO VARIÁVEL

Resultados experimentais obtidos anteriormente, encontrados na literatura, indicaram que a inclinação das bielas de concreto podem sofrer alteração à medida que o carregamento é aumentado. Estes resultados são contrários à hipótese adotada na analogia clássica.

Através de uma análise mais precisa da resistência das vigas de concreto sob a ação de forças cortantes, foi formulada a analogia da treliça com bielas de inclinação variável.

Para este propósito foram admitidas as seguintes hipóteses:

a - A treliça possui banzos paralelos, os quais não resistem a esforços transversais localizados;

b - As diagonais possuem inclinação θ em relação ao eixo longitudinal da peça e estão submetidas a um estado de compressão simples, com tensões $\sigma_{C\theta}$;

c - A armadura transversal é constituida por estribos de inclinação α em relação ao eixo longitudinal da peça.

Em situação de projeto, o ângulo θ é adotado pelo projetista.

Conforme relatado por THURLIMANN (30), relações cinemáticas estabelecidas entre as deformações nas armaduras e a abertura das fissuras e resultados experimentais mostraram que as seguintes limitações para o intervalo de variação da inclinação das bielas de concreto devem ser observadas:

$$0,5 \le tg\theta \le 2$$

Verificou-se que:

a) quando tg θ assume valores externos a esse intervalo, existe a possibilidade de ocorrer ruptura por esmagamento do concreto antes do escoamento das

armaduras ou pode ser anulada a resistência oferecida pelo engrenamento dos agregados;

b) quando 0,5 \leq tg θ \leq 1,0 , a ruína pode ser causada pelo escoamento dos estribos;

c) para $1,0 \le tg\theta \le 2,0$, a armadura longitudinal escoa e a viga rompe por flexão.

Como recomendação para projeto THURLIMANN sugere $3/5 \le tg\theta \le 5/3$. É possível, portanto, limitar o intervalo de variação de θ , de modo a assegurar que ocorra escoamento da armadura longitudinal, sem que haja comprometimento das bielas comprimidas de concreto, antes da ruína por flexão.

2.5.2 - TEORIA ADITIVA

Através de ensaios sobre cisalhamento realizados com vigas de concreto, verificou-se que as tensões medidas nos estribos das mesmas, para cargas crescentes, acompanhavam razoavelmente a reta correspondente à analogia clássica da treliça (figura 2.1).

A diferença τ_c na direção das abscissas entre a linha obtida experimentalmente e aquela obtida pelo método clássico corresponde à parte da força cortante resistida pelo concreto, V_c.

A parcela τ_c , que corresponde a essa diferença, é considerada dependente da resistência do concreto à compressão, f_c.

Definindo-se V_s como sendo a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal e V_c a parcela resistida pelo concreto, a força cortante última V_u pode ser expressa por:

$$V_{\rm u} = V_{\rm c} + V_{\rm s} \tag{2.1}$$

Logo, a armadura transversal pode ser dimensionada no estado limite último apenas para τ_{d_i} correspondente a V_s, que é parte do valor de cálculo τ_{od_i} conforme a expressão:

$$\tau_{\rm d} = \tau_{\rm od} - \tau_{\rm c} \tag{2.2}$$

onde $\tau_{od} = V_d / b_w z$ quando $V_u = V_d$.

LEONHARDT sugere que para projeto se adote $\tau_c = f_{ck} / 16$ para as vigas de um só vão e $\tau_c = f_{ck} / 22$ para as vigas contínuas, conforme citação de FERNANDES (13).

A NBR 6118 adota para dimensionamento da armadura transversal, na flexão simples, a expressão:

$$\tau_{\rm d} = 1,15 \,\tau_{\rm wd} - \tau_{\rm c}$$
 (2.3)

com τ_{od} = 1,15 τ_{wd} e τ_{c} = 0,15 $\sqrt{f_{ck}}$ em MPa.

2.6 - INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS REALIZADAS ANTERIORMENTE SOBRE VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA

2.6.1 - ENSAIOS REALIZADOS NO JAPÃO

Será apresentado a seguir, um resumo de vários ensaios realizados por investigadores japoneses, baseado no que relata TAKAHASHI (29).

Realizaram-se ensaios em vigas com aberturas circulares, quadradas, losangulares na alma, sem armadura de cisalhamento na região da abertura, tendo como objetivo avaliar a resistência dessas peças. O tipo de carregamento utilizado nos ensaios, as características geométricas das vigas, assim como a dimensão das aberturas são apresentados na figura 2.2 e na tabela 2.1.

Concluiu-se que a viga com abertura circular, comparativamente às vigas com aberturas quadrada e losangular, apresentou maior resistência ao cisalhamento. A menor resistência foi apresentada pela viga com abertura quadrada.

Sendo Fu, o valor da carga última:

 F_u (quadrado) = 0,75 F_u (círculo) F_u (quadrado) = 0,82 F_u (losango)



FIGURA 2.2 - Características das vigas e esquemas de carregamento

TABELA 2.1 - CARACTERÍSTICAS DAS ABERTURAS DAS VIGAS

VIGA	FORMA DA ABERTURA	ha	DIMENSÕES DA ABERTURA (mm)
n. 1	quadrado	0,24 h	50x50
n. 2	losango	0,24 h	50x50
n. 3	círculo	0,24 h	Ø50
n. 4	quadrado	0,33 h	70x70
n, 5	losango	0,33 h	70x70
n. 6	círculo	0,33 h	Ø70

Concluiu-se também, que as aberturas com maior dimensão, independente de seu formato, conduziam a uma resistência menor da viga.

Em outra pesquisa, realizaram-se ensaios em 192 vigas com seção transversal de 14,2 cm de largura por 22,3 cm de altura e mais 35 vigas com 30,5 cm de largura e 45,8 cm de altura, perfazendo o total de 227 peças. Os diversos esquemas de carregamento utilizados são mostrados na figura 2.3.

As principais variáveis no programa de ensaios foram: tamanho e forma da abertura, tipos de arranjo de armadura ao redor da abertura (barras verticais ou inclinadas, malha soldada, chapa metálica), modo de carregamento das vigas, localização das aberturas ao longo do vão em estudo.

Algumas das conclusões sobre os resultados dos ensaios, são apresentadas a seguir de forma resumida:

a) A resistência ao cisalhamento das vigas sem armadura especial de reforço da abertura é consideravelmente menor do que a da viga similar sem abertura;

 b) Nas vigas com aberturas retangulares ou quadradas grandes, os banzos de concreto remanescentes acima e abaixo da abertura funcionam como duas vigas distintas e a resistência ao cisalhamento destes elementos se torna fator condicionante na ruptura das peças;

c) Para diferentes arranjos de armadura de reforço colocados ao redor das aberturas, aqueles constituídos por barras inclinadas ou malha soldada apresentaram os melhores resultados. Nestes casos, as vigas com aberturas atingiram a mesma resistência ao cisalhamento que uma viga similar sem abertura.





Como conclusão final desse programa experimental, analisou-se a resistência ao cisalhamento de mais 157 vigas, a fim de determinar uma expressão empírica para avaliar a resistência ao cisalhamento de uma viga com abertura.

Conforme relatado por TAKAHASHI (29), os membros do AlJ (Architectural Institute of Japan), através dos resultados desses ensaios, observaram que o aumento da resistência da viga não ocorria na mesma proporção do aumento da armadura transversal, sendo esta relação válida para vigas com aberturas de diversos tamanhos. A partir daí, concluiu-se que não existia uma correlação direta entre o tamanho da abertura e o acréscimo da resistência provocado pelo aumento da taxa de armadura transversal. Como consequência, admitiu-se que a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal poderia ser aproximada por:

$$\frac{\tau_{s}}{f_{ck}} = 0.22 \sqrt{\frac{\sum \rho_{w} \cdot f_{ywk}}{f_{ck}}}$$
(2.4)

onde τ_s se refere à tensão correspondente à força cortante V_s resistida pelos estribos e f_{ywk} representa o valor característico do limite de escoamento da armadura transversal.

A parcela remanescente τ_c da tensão última de cisalhamento τ_u representaria a parcela dos esforços cortantes resistida pelo banzo comprimido de concreto e esquemas alternativos de resistência.

Os valores de τ_c / f_{ck} foram calculados para todos os ensaios e colocados em gráfico como função do tamanho da abertura. O aumento do diâmetro da abertura ocasionou um decréscimo quase linear de τ_c / f_{ck} . Da análise destes resultados, chegou-se à expressão:

$$\frac{\tau_{c}}{f_{ck}} = 0.143 \cdot \left(1 - 1.6 \frac{h_{a}}{h}\right)$$
 (2.5)

onde ha representa a altura da abertura e h a altura total da viga.

Da combinação das equações (2.4) e (2.5), foi obtida a expressão final proposta para avaliar a resistência de vigas com aberturas na alma.

$$\frac{\tau_{\rm u}}{f_{\rm ck}} = 0.143 \cdot \left(1 - 1.6 \frac{h_{\rm a}}{h}\right) + 0.22 \sqrt{\Sigma \frac{\rho_{\rm w} \cdot f_{\rm ywk}}{f_{\rm ck}}}$$
(2.6)

Através de outra pesquisa realizada por HIROSAWA, M., conforme relata TAKAHASHI (29), a equação (2.6) foi reexaminada, com a finalidade de verificar o seu grau de confiança frente à variação de diversos parâmetros.

Considerou-se a influência dos fatores:

- relação a/d;
- altura total da viga h;
- diferentes arranjos de armadura de reforço;
- dimensão da abertura através da relação ha/h.

Compararam-se os valores teóricos $V_{u,teor}$ calculados pela equação (2.6), e os valores experimentais $V_{u,exp}$ da resistência ao cisalhamento obtidos por diversos autores em 271 diferentes ensaios.

Algumas conclusões tiradas desta comparação são as seguintes:

a) Para vigas com h > 50 cm, os valores experimentais se tornam inferiores aos valores calculados;

b) A não inclusão da relação a/d na equação (2.6) pode conduzir ao cálculo de valores superestimados de V_{u,teor}, em determinados casos, o que torna o uso da equação empírica contra a segurança da estrutura;

c) A consideração isolada do parâmetro h_a/h não conduziu a dispersões muito grandes no valor de $V_{u,exp}$ / $V_{u,teor}$, indicando que o ajustamento (1-1,6 h_a/h) é satisfatório. Para aberturas com $h_a \ge h/3$, ocorre uma queda perceptível de resistência.

Como conclusão desse estudo, foi sugerido que, no caso de vigas com aberturas, a equação que avalia a resistência ao cisalhamento para vigas sem aberturas seja utilizada, considerando-se o fator de correção (1-1,6ha/h) na parcela correspondente à colaboração do concreto na resistência das vigas. Nesta sugestão está implicita a idéia de que a existência de uma abertura, ao reduzir a seção transversal de concreto, ocasiona um decréscimo na resistência da viga. Na região da abertura, a redução da área de concreto diminui a rigidez das bielas diagonais que sofrem uma variação de inclinação, aumentando os esforços nos estribos. A existência de aberturas também diminui a parcela dos esforços cortantes transmitidos através do engrenamento dos agregados.

Da mesma forma, é relatado por TAKAHASHI (29), que no Japão, o Código Modelo limita o tamanho da abertura a 1/3 da altura da viga, através de considerações puramente empíricas, recomendando também que seja colocada uma armadura de reforço ao redor do furo.
2.6.2 - ENSAIOS REALIZADOS POR TAKAHASHI

TAKAHASHI (29), realizou duas séries de ensaios. A primeira série tinha como um dos objetivos principais a reavaliação dos resultados experimentais de inúmeros testes desenvolvidos no Japão sobre a resistência de vigas com aberturas na alma.

Na primeira série foram ensaiadas duas vigas de concreto com armaduras iguais. A seção transversal tinha 20 cm de largura e 40 cm de altura. Uma das vigas tinha alma cheia e a outra uma abertura circular com diâmetro igual a 0,3 h. A presença da abertura em uma das vigas reduziu a resistência ao cisalhamento de 272 kN para 161 kN.

Na segunda série foram ensaiadas três vigas de concreto armado. As características geométricas e os arranjos de armadura das vigas são apresentados na figura 2.4. A abertura circular tinha o diâmetro igual a 0,4h.



FIGURA 2.4 - Características geométricas e arranjos de armadura dos modelos (29)

As principais conclusões relatadas por TAKAHASHI (29), tiradas de seu trabalho experimental foram:

a) As tentativas de se estabelecer um limite máximo de abertura, se mostraram questionáveis. Os resultados obtidos nesse trabalho indicam que não se podem prever, de forma satisfatória, limites seguros para o tamanho da abertura.

A ruptura ocorreu devido ao esmagamento do concreto comprimido, e não por insuficiência de armadura.

A existência de abertura na viga diminui sensivelmente a largura da biela comprimida de concreto. Como conseqüência, a parcela de esforços cortantes transmitidos através do concreto sofre uma queda que deverá ser avaliada;

b) A armadura de suspensão ajuda a concentrar as tensões na região da abertura, e consegue transmitir eficazmente os esforços, mas não é suficiente para garantir a resistência ao cisalhamento da viga. É necessário, ao mesmo tempo, considerar e quantificar a queda de resistência da viga em função da diminuição da largura da biela comprimida de concreto, ocasionada pelo furo;

c) A resistência da viga com abertura depende da localização do furo dentro da biela comprimida de concreto. É necessário avaliar a perturbação que a abertura ocasiona no fluxo de tensões de compressão do concreto e colocar a armadura adequada que garanta a integridade do concreto comprimido.

2.6.3 - ENSAIOS DE VIGAS COM GRANDES ABERTURAS

K. NASSER ET AL (23), formularam algumas suposições para a análise e cálculo de vigas de concreto armado com grandes aberturas, como as relacionadas a seguir:

a - Os banzos superior e inferior da abertura comportam-se de forma similar aos banzos de um painel Vierendeel;

b - Os banzos, quando não estão sujeitos a cargas transversais, apresentam pontos de inflexão aproximadamente no ponto médio de seu comprimento;

c - Os banzos, quando estão adequadamente armados, resistem à força cortante total em proporção à área de sua seção transversal;

d - Há uma concentração de esforços diagonais nos cantos das aberturas induzida pelo cisalhamento do banzo e seu efeito é equivalente ao dobro do causado pela força de cisalhamento na viga correspondente sem abertura.

Foram ensaiadas dez vigas de seção transversal 22,9 cm x 45,5 cm, dimensionadas de acordo com as hipóteses anteriores. A localização e as dimensões das aberturas foram variáveis.

As seguintes conclusões foram tiradas:

a) A região de grandes aberturas retangulares em vigas de concreto armado comporta-se de maneira similar a um painel Vierendeel;

b) As hipóteses relatadas anteriormente para o cálculo e a análise das vigas foram satisfatórias;

c) Grandes aberturas retangulares em vigas adequadamente armadas conforme as hipóteses apresentadas, não reduzem a capacidade última das mesmas, apenas reduzem sua rigidez.

MANSUR, M. A. ET AL (21), também apresentaram um método de cálculo para vigas de concreto armado com grandes aberturas. Foram consideradas as influências dos seguintes parâmetros:

- comprimento, altura e excentricidade da abertura e sua localização ao longo do comprimento da viga;

- quantidade e arranjo de armaduras compostas por estribos nos banzos superior e inferior da abertura e reforço dos cantos constituído só por estribos ou por estribos combinados com barras diagonais a 45°.

O método de cálculo proposto foi desenvolvido para vigas com aberturas retangulares sujeitas a flexão e cisalhamento combinados. O modelo foi baseado na análise da carga de ruptura, no qual as condições de equilíbrio, escoamento e o mecanismo de funcionamento foram satisfeitos.

O mecanismo assumido consistia de banzos articulados nas extremidades, em cada canto da abertura, com permanência de força de cisalhamento constante por todo o comprimento da abertura.

No método de cálculo proposto, as forças axiais que agem nos banzos são calculadas em função do momento que atua na seção, considerando os mesmos como colunas não contraventadas.

Doze vigas retangulares, calculadas por este método, foram ensaiadas. Cada viga tinha 3,30 m de comprimento com uma seção transversal de 20,0 cm x 40,0 cm. O tamanho das aberturas, sua localização e as armaduras, foram variáveis no programa de ensaio.

As seguintes conclusões foram tiradas da investigação experimental:

a - Para uma carga particular, a largura máxima das fissuras e a flecha máxima da viga aumentam com um aumento do comprimento e da altura da abertura. O efeito de excentricidade da abertura foi insignificante para as pequenas excentricidades usadas nesse programa de ensaio;

b - Barras diagonais para armadura de canto são mais eficientes do que apenas estribos verticais;

c - A posição do ponto de inflexão no banzo depende da disposição da armadura longitudinal. Para um arranjo simétrico, ele ocorre aproximadamente no meio do vão do banzo;

d - Estando as seções cheias adequadamente armadas, a viga rompe pela formação de um mecanismo com quatro articulações nas extremidades dos banzos, uma em cada canto da abertura;

e - O método de cálculo proposto é aplicável para vigas quando os banzos não são diretamente carregados.

Apoiados em ensaios dessa natureza LEONHARDT e MÖNNIG (19) e SÜSSEKIND (28), apresentam um método de cálculo semelhante, com os seguintes critérios para o dimensionamento de vigas com aberturas na alma (figura 2.5):

a. Dimensionamento à flexão, na seção m-m, considerando a seção cheia;

b. Forças normais nos banzos (partes acima e abaixo da abertura):

$$(-)R_{\rm c} = R_{\rm s} = \frac{M_{\rm m}}{z}$$

em que M_m é o momento que atua na seção m-m e z, neste caso é a distância entre os eixos dos banzos;

c. Forças cortantes nos banzos: o banzo superior comprimido absorve a maior parte da força cortante V_m pois, no banzo tracionado o concreto encontra-se fissurado:

$$V^{(sup)} = (0,8 a 0,9) V_m$$
 $V^{(inf)} = (0,2 a 0,1) V_m$

onde V_m é a força cortante que atua na seção m-m e $V^{(sup)}$ e $V^{(inf)}$ são as forças cortantes que atuam nos banzos superior e inferior, respectivamente;

d. Prever estribos nos banzos de acordo com a distribuição de $V_{m};\,$

e. Os banzos devem ser dimensionados à flexão composta:

Banzo superior:	$M^{(sup)} = \pm V^{(sup)} \star l'/2;$	$N^{(sup)} = R_c;$
Banzo inferiror:	$M^{(inf)} = \pm V^{(inf)} \star I'/2;$	$N^{(inf)} = R_s;$

em que M^(sup), M^(inf), N^(sup) e N^(inf) são respectivamente os momentos e as forças normais atuantes nos banzos superior e inferior da abertura;

f. Prever armadura de suspensão junto à abertura: no lado mais afastado do apoio dimensionar para cerca de 0,8 V_m ; do lado mais próximo do apoio, colocar apenas 1 a 3 estribos;

g. Em vigas "grandes" dispor barras inclinadas nos vértices dos cantos reentrantes (tracejadas na fig. 2.5).



FIGURA 2.5 - Armadura de alma com abertura retangular

LEONHARDT e MÖNNIG (19), recomendam que no caso de vigas com várias aberturas circulares na alma, situadas próximas umas às outras, a distância entre as aberturas deve ser tal que se possa constituir, aproximadamente, uma treliça com diagonais tracionadas e comprimidas cruzando-se entre as aberturas. São convenientes, nesse caso, barras em forma de V, como armadura adicional de cisalhamento, como mostra a figura 2.6.



FIGURA 2.6 - Armadura adicional em vigas com aberturas circulares

As investigações experimentais mencionadas sobre esse tema foram realizadas empregando concreto de resistência usual, e os métodos de cálculo apresentados, referem-se a vigas com grandes aberturas, não contribuindo muito para o propósito deste estudo. Entretanto constituem-se nas únicas fontes acessíveis que puderam fornecer orientação a respeito do tema deste trabalho.

A idéia desta pesquisa foi fundamentada pela figura 2.6.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental que aqui se descreve, teve seu início motivado por uma necessidade maior de dados sobre o comportamento de vigas de concreto de alta resistência sujeitas ao cisalhamento, e sobre as perturbações ocasionadas pela presenca de aberturas na alma das mesmas.

Para tanto, foram ensaiadas quatro vigas de concreto com resistência à compressão ao redor de 75 MPa na época do ensaio, com taxas de armadura transversal diferentes.

A análise dos resultados das pesquisas realizadas por FERNANDES (13), originou as taxas de armadura adotadas, o espaçamento dos estribos, assim como os traços de concreto utilizados nesta investigação experimental.

Primeiramente, procurou-se a definição do traço de concreto a ser usado na execução das vigas. Foram feitos vários ensaios empregando os mesmos materiais que seriam usados nas vigas. As composições e as propriedades desses concretos são apresentadas nas tabelas 3.1a a 3.1d.

TABELA 3.1a -DOSAGEM DOS CONCRETOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS.

MATERIAIS (kg/m ³)		MIST	JRAS	
	M1	M2	M3	M4
cimento	549	548	549	549
microssílica (MS)	-	-		-
areia	728	727	661	740
pedrisco	107	107	112	107
brita	936	936	1002	937
água (l/m³)	172,9	169,3	169,7	163,7
superplastificante (I/m ³)	8,0	11,9	11,5	11,9
água/ cimento	0,33	0,33	0,33	0,32
abatimento (mm)	15	25	60	25
teor de umidade (%)	7,82	7,77	7,80	7,52
RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa))			
07 dias	45,0	44,3	42,4	41,0
28 dias	49,3	56,8	51,9	50,6

TABELA 3.1b -DOSAGEM DOS CONCRETOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS

MATERIAIS (kg/m ³)	MISTURAS				
	M5	M6	M7	M8	
cimento	541	541	548	548	
microssílica (MS)	54	54	55	55	
areia	678	676	596	595	
pedrisco	106	106	112	113	
brita	924	924	1000	1000	
água (l/m³)	170	166	168	172	
superplastificante (I/m ³)	8,82	13,06	12,77	8,93	
água/ (cimento + MS)	0,30	0,30	0,30	0,30	
abatimento (mm)	15	55	70	35	
teor de umidade (%)	7,80	7,80	7,84	7,82	
RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)				
07 dias	51,1	50,2	50,9	50,2	
28 dias	62,7	69,7	59,2	65,7	

TABELA 3.1c - DOSAGEM DOS CONCRETOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS

MISTURAS (kg/m ³)	MISTURAS			
	M9	M10	M11	M12
cimento	548	548	548	548
microssílica (MS)	55	55	55	55
areia	673	589	673	673
pedrisco	107	113	107	107
brita	935	994	935	935
água (l/m³)	162	177	162	163
superplastificante (l/m ³)	13,21	8,93	13,21	11,37
água/ (cimento + MS)	0,29	0,31	0,29	0,29
abatimento (mm)	70	40	85	5
teor de umidade (%)	7,53	8,12	7,53	7,53
RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)			
07 dias	51,2	50,1	46,9	54,1
28 dias	68,7	63,7	62,4	67,2

TABELA - 3.1d - DOSAGEM DOS CONCRETOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS

MATERIAIS (kg/m ³)	MISTURAS				
	M13	M14	M15	M16	
cimento	541	547	548	548	
microssílica (MS)	54	55	65	65	
areia	665	678	661	637	
brita	924	951	935	929	
pedrisco	106	113	107	107	
água (l/m³)	162	159	152	177	
superplastificante (l/m ³)	15,06	13,20	23,21	8,93	
água/ (cimento + MS)	0,30	0,29	0,29	0,30	
abatimento (mm)	15	5	55	70	
teor de umidade (%)	7,80	7,40	7,70	8,02	
RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)				
07 dias	54,6	56,3	48,6	45,2	
28 dias	59,1	61,6	66,3	69,1	

3.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTO

Foram executadas quatro vigas de concreto com aberturas na alma. Essas aberturas tinham o diâmetro de 100 mm, o qual correspondia a um terço da altura total da viga e seu centro situava-se teoricamente no meio da altura da viga.

As vigas tinham seção I e suas dimensões estão indicadas na figura 3.1. O comprimento total dessas vigas foi fixado em 3300 mm, e seu vão entre apoios era de 3000 mm.

As vigas foram carregadas com duas cargas concentradas e equidistantes dos apoios. A relação **a/d**, entre a distância **a** do apoio ao ponto de aplicação da carga e a altura útil **d** era 3,57.

A armadura longitudinal das quatro vigas era composta por três barras de aço CA-50A, com 20 mm de diâmetro, que corresponde a uma taxa de armadura longitudinal $\rho_l = 6,24\%$, referida à largura bw da alma e à altura total h da seção.

Para as vigas IA60-4 e IA60-5, a armadura transversal era formada por estribos com dois ramos de aço CA-60B com 4,2 mm e 5,0 mm de diâmetro, que correspondem às taxas de armadura transversal de 0,363% e 0,520%, respectivamente.

Para as vigas IA60-44 e IA60-55, a armadura transversal era formada por estribos com quatro ramos de aço CA-60B com 4,2 mm e 5,0 mm de diâmetro, que correspondem às taxas de armadura transversal de 0,725% e 1,008%, respectivamente.



FIGURA 3.1 - Dimensões das vigas

O espaçamento dos estribos para todas as vigas manteve-se constante. A armadura transversal foi a única variável de interesse do programa de ensaios.

Os detalhes dos estribos mostrados nas figuras 3.2 a 3.4 são os mesmos utilizados nos ensaios de FERNANDES (13) e GOMIERO (16).

Nas extremidades das vigas, que se projetavam do meio do apoio para fora, os dois estribos de cada extremidade tinham formato retangular com ganchos a 90°, como mostrado na figura 3.3.



FIGURA 3.2 - Detalhes dos estribos



FIGURA 3.3 - Detalhe da armadura junto aos apoios

Foi feito um reforço da mesa, com armadura, nas regiões de aplicação de carga. O estribo sob a carga foi dobrado de cima para baixo na altura da mesa e duas barras com 4,2 mm de diâmetro, dobradas em forma de U invertido, foram colocadas a 5 cm de cada lado daquele estribo. A figura 3.4 mostra os detalhes deste tipo de reforço.



FIGURA 3.4 - Detalhes dos reforços da mesa

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

O recobrimento da armadura pelo concreto, para todas as vigas, era de 10 mm.

Os detalhes da armadura, assim como o esquema de carregamento, estão apresentados na figura 3.5.









FIGURA 3.5 - Detalhes das vigas e esquemas de carregamento

3.2 - MATERIAIS EMPREGADOS

Com base nos resultados dos ensaios dos concretos feitos anteriormente e relatados no início deste capítulo, foi adotado o traço 1 : 1,11 : 1,72, em peso, referido à quantidade de cimento e microssílica. A relação água/material cimentício era igual a 0,30. Esta composição corresponde às das misturas experimentais M9 e M15 ligeiramente modificadas.

Os materiais utilizados, apresentavam as seguintes características :

cimento : CP II - F - 32 na viga IA60 - 4 e CP V - ARI nas demais;

microssílica : CCM não densificada;

areia : característica da região, com dimensão máxima igual a 4,8 mm e com módulo de finura MF = 2,24 ;

agregado graúdo : constituído por 10% de pedrisco com dimensão máxima igual a 9,5 mm e módulo de finura MF = 5,75 e 90% de brita 1, com dimensão máxima igual a 19 mm e módulo de finura MF = 6,23 ;

superplastificante : RX - 625 nas vigas IA60 - 4 e IA60 - 5 e Sikament nas demais.

As composições granulométricas dos agregados são apresentadas na figura 3.6. A composição e as propriedades do concreto, são as seguintes :

cimento	550 kg/m ³	550 kg/m ³
microssílica (ms)	55 kg/m ³	55 kg/m³
areia	670 kg/m ³	670 kg/m ³
brita	937 kg/m ³	937 kg/m ³
pedrisco	100 kg/m ³	100 kg/m ³
água	172 l/m ³	165 l/m ³
superplastificante	11,0 l/m ³ (RX-625)	20,0 I/m ³ (SIKAMENT)
água/(cimento+ms)	0,30	0,30
teor de umidade	7,86 %	7,86 %
abatimento	70 mm	70 mm

Corpos de prova desse concreto com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, enrolados em jornal molhado e conservados dentro de sacos plásticos por aproximadamente três semanas, apresentaram uma resistência à compressão em torno de 65 MPa aos 28 dias. Corpos de prova com aquelas dimensões foram moldados com as vigas para controle da resistência e determinação do diagrama tensão-deformação do concreto. As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência com base de medida com 16 mm de comprimento.



FIGURA 3.6 - Análise granulométrica dos agregados

Foram retiradas amostras de cada barra de aço utilizada na armadura, para serem ensaiadas à tração. As deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos, com base de medida igual a 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



į

FIGURA 3.8 - Diagrama tensão-deformação das barras Ø 4,2



FIGURA 3.9 - Diagrama tensão-deformação das barras Ø 5 usadas na viga IA60-5



FIGURA 3.10 - Diagrama tensão-deformação das barras Ø 5 usadas na viga IA60-55

3.3 - EXECUÇÃO DAS VIGAS

Os agregados utilizados nos ensaios permaneciam estendidos no piso do laboratório, para secagem, durante alguns dias. A brita e o pedrisco também recebiam o mesmo tratamento, quando necessário.

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

A água utilizada era dividida em três partes. A primeira parte era conservada em estado natural, e as outras duas eram misturadas, cada uma, com metade da quantidade de superplastificante.

Os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado e com capacidade para produzir 150 litros de concreto. Eram colocados na seguinte ordem : agregado graúdo, uma parte de água, cimento com microssílica, uma parte de água com superplastificante, areia e o restante de água com o aditivo. Era necessário um tempo de 10 a 15 minutos de mistura, para atingir a trabalhabilidade desejada.

As vigas foram moldadas em fôrma de madeira, que receberam previamente uma demão de óleo nas suas superfícies internas, com o propósito de diminuir a sua aderência com o concreto.

A fôrma tinha seção retangular com 150 mm de largura e 300 mm de altura com 3300 mm de comprimento. Para obter-se a viga com seção I com alma de espessura 50 mm, foram feitos dois enchimentos de madeira, com largura de 50 mm, que parafusados nas paredes laterais da fôrma, reduziam a espessura da alma entre os apoios e criavam a mesa e o talão. Para facilitar a desmoldagem, esses enchimentos tinham no plano vertical, uma inclinação de 1:5 na face inferior da mesa e na face superior do talão. O mesmo acontecia no plano horizontal, junto aos apoios, na transição da seção I para a seção retangular.

Para a execução das aberturas na alma foram utilizados tubos de PVC com 100 mm de diâmetro externo e, para garantir a sua posição durante a concretagem, foram utilizados gabaritos de madeira fixados nas paredes da fôrma, como mostra a figura 3.11.

No adensamento do concreto foram utilizados dois vibradores de imersão dotados de agulha com 25 mm de diâmetro.

Após cada concretagem, as vigas e os corpos de prova permaneciam cobertos com lona de plástico. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e cobertos com folhas de jornal molhadas e lona, até 28 dias de idade.

Antes de serem ensaiadas, as vigas recebiam uma pintura de látex branco para destacar a fissuração.



FIGURA 3.11 - Detalhes de execução dos orifícios

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Para as medidas de deformações nas armaduras, foram usados extensômetros elétricos de resistência. Na fixação dos mesmos, usou-se adesivo à base de cianocrilato, após o que, foram isolados e impermeabilizados com fita plástica isolante.

Na identificação dos pontos instrumentados com o uso dos extensômetros elétricos, adotou-se a seguinte codificação:

- letra L quando tratava-se de um ponto na armadura longitudinal;

- letra T quando tratava-se de um ponto nos estribos.

Junto às letras seguia-se um dígito, assim colocado, em relação ao observador:

- dígito zero: aplicado à seção do meio do vão;
- dígitos ímpares: reservados à esquerda daquela seção;
- dígitos pares: reservados à direita daquela seção.

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 esses pontos, visou eliminar a distorção de leitura provocada pela flexão das barras nestes pontos.

As deformações no concreto foram medidas ao longo da borda comprimida por meio de extensômetro mecânico Tensotast, com base de medida de 50 mm de comprimento. Para criação das bases de medida, foram utilizadas pastilhas de aço coladas com adesivo à base de cianocrilato, na superfície do concreto.

Ao longo dessa borda comprimida, os pontos instrumentados, são identificados pela letra C, seguida de um algarismo, cuja ordenação obedece o mesmo critério aplicado às armaduras .

As flechas foram medidas através de defletômetros mecânicos instalados no meio do vão da viga e no meio de cada segmento entre o ponto de aplicação da carga e o apoio. Para cada seção, foram instalados dois defletômetros: um na frente e outro nas costas da viga. Esses pontos são identificados pela letra F, seguida dos algarismo 0, 1 ou 2, conforme o critério já apresentado, e das letras F ou C, conforme fossem correspondentes à frente ou às costas da viga, respectivamente. Os deslocamentos apresentados neste trabalho representam as médias desses pares de leituras em cada seção.

3.5 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

O sistema de aplicação de cargas utilizado nos ensaios, foi um pórtico de aço fixado à laje de reação do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Unicamp. Esse sistema é apresentado na figura 3.12.

Para apoio das vigas, foram usados dois blocos de concreto armado, com 600 mm de altura, fixados à laje de reação através de parafusos e porcas.

Sobre cada um desses blocos, estava colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço, que permitia rotação e, quando os roletes fossem liberados, translação.

As vigas foram carregadas com duas cargas iguais, aplicadas simetricamente, a 1,00 m dos apoios. Essas cargas eram aplicadas através de uma viga de transferência, constituída por dois perfis I 8"x 4", de aço, justapostos e presos entre si por parafusos e porcas. Essa viga de transferência de cargas, interposta à célula de carga e à viga de concreto, transferia a carga do macaco hidráulico para duas placas de aço com 100 mm de largura que, naquelas posições, se apoiavam sobre a viga de concreto em toda a largura da mesa.

Foi empregada uma célula de carga para a medição das cargas, a qual era constituída por um cilindro de aço instrumentado com extensômetros elétricos de resistência calibrado até 300 kN.

O controle das cargas aplicadas durante os ensaios era efetuado pela monitorização dos sinais da célula de carga ligada a um indicador Tepic-Huggenberger, de registro manual, pelo qual era controlada a operação de bombeamento de óleo no cilindro hidráulico.

Os extensômetros elétricos usados na medição das deformações nas armaduras, eram ligados a caixas de comutação Huggenberger conectadas ao indicador de deformações Tepic-Huggenberger.

Para medida das deformações no concreto, foi utilizado extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001 mm e base de medida com 50 mm.

Para medição dos deslocamentos verticais, foram empregados defletômetros Kaefer, com curso de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm.



FIGURA 3.12 - Sistema para aplicação de cargas

3.6 - CONDIÇÕES DE APOIO

As vigas foram ensaiadas sobre dois apoios que, além de permitirem rotação, tinham liberdade de translação somente no sentido de se afastarem um do outro. Esses apoios foram usados pelo fato de serem esperadas deformações relativamente grandes das vigas.

Essa montagem permitia que o alongamento da viga, se repartisse entre os dois apoios, sem encontrar oposição, e que o macaco hidráulico permanecesse na vertical.

3.7 - CARREGAMENTO

A carga foi aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, com capacidade de 500 kN, com incrementos de 10 kN. Para cada estágio de carga, eram feitas as leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. Uma observação do panorama de fissuração era efetuada após as leituras, sendo a sua evolução marcada com tinta preta na superfície de concreto.

Durante os intervalos havidos nos ensaios, no mesmo dia, as vigas permaneciam carregadas com carga de 20 kN.

3.8 - PROPOSTA DOS ENSAIOS

Primeiramente foi feita uma previsão analítica da carga que, na flexão, produziria o escoamento da armadura longitudinal das vigas propostas.

Para tanto, foi admitida uma resistência nominal de 60 MPa para o concreto, e, para o aço da armadura longitudinal, o limite de escoamento $f_y = 515$ MPa obtido em ensaios de corpos de prova.

Foram admitidas também, as hipóteses da NBR-6118 e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto.

O valor teórico encontrado para o momento último foi $M_u = 12200 \text{ kN.cm}$, para a armadura longitudinal adotada de três barras de 20 mm de diâmetro, ou seja, com área total de 9,36 cm², para todas as vigas. Através do valor teórico do momento último, determinou-se o valor teórico da força cortante para o escoamento da armadura longitudinal. O valor encontrado foi V_u = 122 kN.

Com base no valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal, foi calculada a armadura transversal necessária, segundo MÖRSCH, admitindo-se grau total de armação ao cisalhamento.

As armaduras transversais adotadas para todas as vigas são inferiores à calculada daquela maneira. Portanto, as armaduras adotadas para essas vigas correspondem, nos vários casos, a graus reduzidos de armação ao cisalhamento. Entende-se por grau de armação ao cisalhamento, η , a relação entre a taxa de armadura transversal efetiva ρ_w e aquela calculada conforme a analogia da treliça clássica de MÖRSCH $\rho_{w,M}$. A comparação entre a armadura transversal necessária, segundo MÖRSCH, e a adotada em cada caso, pode ser vista na tabela 3.2.

TABELA	3.2	-	VALORES	TEÓRICOS	DO	GRAU	DE	ARMAÇÃO	AO
			CISALHAM	ENTO					

	Vu	V _u fyw p _{w M} EXISTENTE		ENTE				
VIGAS	kN	MPa	MPa	%	A _{SW} /s cm² /m	ρ _w %	$\eta = \rho_W / \rho_{w,M}$	a/d
IA60-4	122	8,7	810	1,24	1,81	0,363	0,292	3,57
IA60-5	122	8,7	850	1,18	2,60	0,520	0,440	3,57
IA60-44	122	8,7	810	1,24	3,63	0,725	0,586	3,57
IA60-55	122	8,7	860	1,17	5,04	1,008	0,861	3,57

Observa-se que para todas as vigas da tabela o grau de armação ao cisalhamento, η , é menor que a unidade. Portanto, teoricamente segundo MÖRSCH, é de se esperar que estas vigas atinjam a ruína por cisalhamento ou que, pelo menos naquelas com maior grau de armação, os outros mecanismos resistentes, que não o de treliça, colaborem na resistência ao cisalhamento e assim conduzam à ruína por flexão, recuperando a resistência a esse tipo de solicitação.

3.17

CAPÍTULO 4

RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo o objetivo principal é descrever os detalhes referentes a cada viga ensaiada, assim como apresentar os resultados que foram obtidos através dos ensaios efetuados das mesmas.

4.1 - VIGA IA60-4

Deu-se início aos ensaios com esta viga. Sua taxa de armadura transversal, $\rho_W = 0,363\%$ e seu grau de armação ao cisalhamento, $\eta = 0,292$, eram os menores da série de quatro vigas que foram ensaiadas.

A viga IA60-4 foi carregada até atingir a carga total máxima de 145 kN, através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 10 kN de carga. O estado limite último foi alcançado por força cortante-tração para a carga total de 130 kN. O escoamento da armadura transversal iniciou-se pelo estribo T5, para a carga de 110 kN. A deformação na armadura longitudinal alcançou 2,13 ‰, que corresponde quase ao início do escoamento, mas a sua capacidade resistente à flexão não foi esgotada, devido ao seu baixo grau de armação ao cisalhamento.

Na borda comprimida do concreto, na seção do meio do vão da viga, a deformação obtida foi de 1,0 ‰. Essa deformação refere-se à carga de 140 kN.

As fissuras iniciais de flexão foram visíveis para a carga de 30 kN, na zona de momento máximo da viga. Com 60 kN de carga, surgiram as primeiras fissuras de cisalhamento na alma, entre a carga e o apoio. Através de valores crescentes de carga, surgiram novas fissuras, enquanto que outras existentes se estenderam em direção aos pontos de aplicação de carga e de apoio.

As primeiras fissuras inclinadas, formaram-se com ângulo entre 20° e 25° com a armadura longitudinal, e as fissuras finais surgiram com ângulo entre 18° e 20°.

Através da figura 4.1, observa-se que algumas fissuras circundam as aberturas e que outras prolongam-se após as mesmas como se as atravessassem.



FIGURA 4.1 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga IA60-4

A evolução das tensões nas armaduras longitudinal e transversal, e a evolução das deformações no concreto na borda comprimida, para cada estágio de carga, são apresentadas nas figuras 4.2 a 4.9.

Para a carga total de 140 kN, a flecha no meio do vão foi de 14,7 mm. No meio do vão de cisalhamento, que corresponde à distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, as flechas alcançaram 7,8 mm e 7,4 mm, respectivamente à esquerda e à direita. A evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão e nos vãos de cisalhamento são mostrados na figura 4.10 e a figura 4.11 mostra a evolução do panorama de fissuração da peça até a carga máxima.

Após o ensaio da viga, foi determinada a resistência à compressão do concreto, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. A resistência média à compressão foi de 75,1 MPa.

O diagrama tensão-deformação do concreto foi determinado empregandose três corpos de prova cilíndricos. O resultado do terceiro corpo de prova foi desconsiderado, visto que seu comportamento não foi satisfatório. O diagrama obtido representa a média dos resultados de dois corpos de prova. Esse diagrama será apresentado mais adiante junto com os das outras vigas.



FIGURA 4.2 - Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-4



FIGURA 4.3 - Tensões médias na armadura longitudinal - Viga IA60-4



FIGURA 4.4 - Tensões nos estribos - Viga IA60-4

UNICAMP STALOTECA CENTRAL

4.5



FIGURA 4.5 - Tensões nos estribos - Viga IA60-4 - lado esquerdo



FIGURA 4.6 - Tensões nos estribos - Viga IA60-4 - lado direito



FIGURA 4.7 - Deformações no concreto - Viga IA60-4



FIGURA 4.8 - Deformações no concreto - Viga IA60-4 - lado esquerdo



FIGURA 4.9 - Deformações no concreto - Viga IA60-4 - lado direito



FIGURA 4.10 - Deslocamentos verticais - Viga IA60-4



FIGURA 4.11 - Evolução da fissuração da viga IA60-4
4.2 - VIGA IA60-5

Esta viga foi a segunda a ser ensaiada. Sua taxa de armadura transversal $\rho_W = 0,52\%$, era 43% maior que a mesma taxa da viga IA60-4. Seu grau de armação ao cisalhamento era $\eta = 0,44$, ou seja, 50% maior que o da anterior.

A viga IA60-5 foi carregada até atingir a carga máxima de 190 kN. Recebeu acréscimos de carga, de forma monotônica, de 10 kN até a carga de 180 kN, sendo os últimos dois acréscimos de 5 kN, pois a ruína mostrava-se próxima.

Para a carga de 150 kN, os estribos T4 e T6 entraram em escoamento. Na carga seguinte, 160 kN, o estribo T5 também escoou.

O estado limite último foi alcançado com a carga total de 170 kN, por força cortante-tração. Houve o escoamento da armadura longitudinal. A deformação desta armadura, para a carga de ruptura, foi de 3,01 ‰, o que corresponde a uma tensão igual à de escoamento.

Algumas fissuras de flexão já eram nítidas para a carga de 50 kN. Fissuras de cisalhamento na alma, entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, ficaram visíveis a partir de 70 kN de carga.

As fissuras de cisalhamento possuiam ângulo de inclinação entre 20° e 25° para carregamento até 130 kN, e entre 18° e 25° quando acima de 130 kN até a carga máxima. A figura 4.12 mostra os detalhes da fissuração no estágio final de carga.



FIGURA 4.12 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga IA60-5

Na borda comprimida do concreto, na seção do meio do vão da viga, a deformação obtida foi de 1,42 ‰. Essa deformação é correspondente à carga de 190 kN.

A flecha no meio do vão para a carga máxima foi de 21,55 mm. No meio dos vãos de cisalhamento, as flechas alcançaram 9,68 mm e 9,55 mm , respectivamente, à esquerda e à direita. A figura 4.13 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

Determinou-se a resistência à compressão do concreto, paralelamente ao ensaio da viga, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. A resistência média à compressão foi de 78,0 MPa.

A evolução das tensões nas armaduras, longitudinal e transversal, e a evolução das deformações no concreto na borda comprimida, para cada estágio de carga, são apresentadas nas figuras 4.14 a 4.21.

Obteve-se o diagrama tensão-deformação do concreto empregando-se três corpos de prova cilíndricos. O terceiro corpo de prova não apresentou bom desempenho e por isso foi desprezado. Portanto, o diagrama que será apresentado mais adiante junto com os das outras vigas, representa a média dos resultados de dois corpos de prova.

A evolução do panorama de fissuração da peça, até a carga máxima, é mostrada pela figura 4.22.



FIGURA 4.13 - Deslocamentos verticais - Viga IA60-5



FIGURA 4.14 - Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-5







FIGURA 4.16 - Tensões nos estribos - Viga IA60-5



FIGURA 4.17 - Tensões nos estribos - Viga IA60-5 - Iado esquerdo



FIGURA 4.18 - Tensões nos estribos - Viga IA60-5 - lado direito



FIGURA 4.19 - Deformações no concreto - Viga IA60-5



FIGURA 4.20 - Deformações no concreto - Viga IA60-5 - lado esquerdo



FIGURA 4.21 - Deformações no concreto - Viga IA60-5 - lado direito



FIGURA 4.22 - Evolução da fissuração da viga IA60-5

4.3 - VIGA IA60-44

A viga IA60-44 foi a terceira viga a ser ensaiada. A sua taxa de armadura transversal, ρ_w = 0,725%, era o dobro em relação a mesma taxa da viga IA60-4 e 39% maior referente a viga IA60-5. Seu grau de armação ao cisalhamento η = 0,586, era 101% e 33% maior em comparação com as vigas IA60-4 e IA60-5, respectivamente.

A carga máxima atingida para esta viga, através de carregamento monotônico com incrementos de 10 kN, foi de 215 kN. Para a carga de 180 kN, verificou-se o escoamento do estribo T3. Para a carga de 210 kN, os estribos T6 e T7 atingiram o escoamento e o T5 estava prestes a escoar. As leituras das deformações nestes estribos, para a carga máxima, não se realizaram devido à ruptura da peça durante as leituras.

O estado limite último foi alcançado com a carga total de 210 kN, por força cortante-tração. Houve o escoamento da armadura longitudinal. A deformação desta armadura, para a carga máxima, foi de 2,74 ‰, o que corresponde a uma tensão igual à de escoamento.

As primeiras fissuras de flexão eram visíveis para a carga de 30 kN. As fissuras iniciais de cisalhamento na alma, entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, tornaram-se nítidas para a carga de 60 kN. A evolução da fissuração e o ângulo de inclinação das mesmas, foram semelhantes às vigas ensaiadas anteriormente. A figura 4.23 mostra os detalhes da fissuração no estágio final de carga.



FIGURA 4.23 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga IA60-44

Na borda comprimida do concreto na seção do meio do vão da viga, a deformação obtida foi de 1,58 ‰. Essa deformação refere-se à carga de 215 kN.

A deformação na armadura longitudinal da viga IA60-44, foi 28% maior em relação a viga IA60-4 e 9% menor em comparação com a viga IA60-5.

A flecha no meio do vão, para a carga máxima, foi de 19,62 mm. No meio do vão de cisalhamento, as flechas alcançaram 10,84 mm e 10,27 mm, respectivamente à esquerda e à direita. A figura 4.24 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

O deslocamento vertical no meio do vão da viga IA60-44, foi 33% maior em relação a viga IA60-4 e 9% menor em comparação com a viga IA60-5, considerando a carga de ruptura das mesmas.

As figuras 4.25 a 4.32 mostram a evolução das tensões nas armaduras, longitudinal e transversal, e a evolução das deformações no concreto na borda comprimida, para cada estágio de carga.

A resistência média à compressão do concreto foi determinada, no dia do ensaio, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. O resultado encontrado foi de 72,5 MPa.

Obteve-se o diagrama tensão-deformação do concreto empregando-se dois corpos de prova cilíndricos. O resultado de um corpo de prova foi desconsiderado por não ter sido satisfatório. Esse diagrama é apresentado através da figura 4.45 junto com os das outras vigas.

A figura 4.33 mostra a evolução do panorama de fissuração da peça até a carga máxima.



FIGURA 4.24 - Deslocamentos verticais - Viga IA60-44



FIGURA 4.25 - Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-44



FIGURA 4.26 - Tensões médias na armadura longitudinal - Viga IA60-44



FIGURA 4.27 - Tensões nos estribos - Viga IA60-44



FIGURA 4.28 - Tensões nos estribos - Viga IA60-44 - lado esquerdo



FIGURA 4.29 - Tensões nos estribos - Viga IA60-44 - lado direito



FIGURA 4.30 - Deformações no concreto - Viga IA60-44













4.4 - VIGA IA60-55

A viga IA60-55 foi a quarta viga a ser ensaiada. Tinha taxa de armadura transversal ρ_w =1,008% e grau de armação ao cisalhamento η = 0,861.

Ocorreu a ruptura desta viga para a carga total máxima de 230 kN. Não houve escoamento dos estribos durante o ensaio.

O estribo mais solicitado foi o T8, que atingiu a tensão de 820 MPa para a leitura correspondente a carga de 220 kN. O limite de escoamento do mesmo era de 860 MPa.

O estado limite último foi alcançado por força cortante-flexão com a carga total de 230 kN. Houve o escoamento da armadura longitudinal.

Para a carga de 160 kN, a armadura longitudinal apresentou a tensão de 515 MPa, o que corresponde a tensão de escoamento da mesma.

A tensão máxima obtida para a armadura longitudinal foi de 755 MPa, e a deformação máxima alcançada para essa armadura foi de 10,257‰. Esses valores referem-se à carga de 220 kN.

As primeiras fissuras de flexão foram visíveis quando a carga atingiu 40 kN. As fissuras iniciais de cisalhamento na alma, entre o ponto de aplicação da carga e o apoio tornaram-se nítidas para a carga de 50 kN.

A figura 4.34 mostra os detalhes da fissuração no estágio final de carga.



FIGURA 4.34 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga IA60-55

Na borda comprimida do concreto na seção do meio do vão da viga, a deformação obtida foi de 1,86‰. Essa deformação refere-se à carga de 220 kN.

O deslocamento vertical máximo no meio do vão da viga IA60-55 foi de 22,91 mm. No meio do vão de cisalhamento, as flechas alcançaram 14,20 mm e 13,42 mm, respectivamente à esquerda e à direita.

As figuras 4.35 a 4.39 mostram a evolução das tensões nas armaduras longitudinal e transversal. A evolução das deformações no concreto na borda comprimida é mostrada pelas figuras 4.40 a 4.42, e a evolução dos deslocamentos verticais é mostrada pela figura 4.43.

A evolução do panorama de fissuração da peça até a carga máxima é apresentada pela figura 4.44.

A resistência média a compressão do concreto foi determinada, no dia do ensaio, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos a compressão uniaxial. O resultado obtido foi de 73,6 MPa.

Obteve-se o diagrama tensão-deformação do concreto empregando-se três corpos de prova cilíndricos. Esse diagrama é apresentado através da figura 4.45.



FIGURA 4.35 - Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-55



FIGURA 4.36 - Tensões médias na armadura longitudinal - Viga IA60-55



FIGURA 4.37 - Tensões nos estribos - Viga IA60-55







FIGURA 4.39 - Tensões nos estribos - Viga IA60-55 - lado direito



FIGURA 4.40 - Deformações no concreto - Viga IA60-55



FIGURA 4.41 - Deformações no concreto - Viga IA60-55 - Iado esquerdo



FIGURA 4.42 - Deformações no conreto - Viga IA60-55 - lado direito



FIGURA 4.43 - Deslocamentos verticais - Viga IA60-55



FIGURA 4.44 - Evolução da fissuração da viga IA60-55


FIGURA 4.45 - Gráficos tensão-deformação do concreto para as vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44 e IA60-55

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES PRELIMINARES

5.1 - COMPARAÇÕES ENTRE AS VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ALMA CHEIA E COM ABERTURAS

Os resultados experimentais obtidos por GOMIERO (16), proporcionaram comparações entre o comportamento das vigas com alma cheia e aquele das utilizadas nesta pesquisa.

Da série de vigas ensaiadas por GOMIERO, três delas são idênticas às apresentadas neste trabalho. As vigas que se correspondem são: IA60-4 com I60-4, IA60-5 com I60-5, IA60-44 com I60-44. Nelas foram usados os mesmos materiais. Sendo assim, a presença de aberturas na alma das vigas foi a única variável de interesse entre as vigas de alma cheia e as desta pesquisa.

As tabelas 5.1 e 5.2 mostram alguns parâmetros para comparação entre as vigas analisadas.

TABELA 5.1 - PARAMETROS RELATIVOS AS VIGAS COM ABERTUR	TABELA 5.1 -	PARÂMETROS RELATIVOS	ÁS VIGAS COM ABERTURAS
--	--------------	----------------------	------------------------

	f _c f _{yw}		ρ _{w,M}	Existente		η	V _{u,exp}	Formas
VIGAS	MPa	MPa	%	A _{sw} /s	ρw	$\rho_w/\rho_{w,M}$	kN	de
				cm ² /m	%			ruptura
IA60-4	75,1	810	1,27	1,81	0,363	0,286	65,0	F.CortTração
IA60-5	78,0	850	1,21	2,60	0,520	0,430	85,0	F.CortTração
IA60-44	72,5	810	1,26	3,64	0,726	0,575	105,0	F.CortTração
IA60-55	73,6	860	1,18	5,04	1,008	0,851	115,0	F.CortFlexão

TABELA 5.2 -PARÂMETROS RELATIVOS ÀS VIGAS DE ALMA CHEIARESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS POR GOMIERO

	f _c f _{yw}		ρ _{w,M}	Existente		η	V _{u,exp}	Formas
VIGAS	MPa	MPa	%	A _{sw} /s	ρ _w	pw/pw.M	kN	de
				cm²/m	%			ruptura
160-4	80,0	810	1,27	1,81	0,363	0,286	95,0	F.CortTração
160-5	75,2	850	1,21	2,60	0,520	0,430	110,0	F.CortFlexão
I 60-44	76,2	810	1,27	3,64	0,726	0,572	125,0	Flexão

Através destas tabelas, verifica-se que a presença de aberturas na alma das vigas não só diminuiu a sua capacidade de carregamento, como também alterou a sua forma de ruptura, em determinados casos. Observa-se que para a viga IA60-44 a ruptura ocorreu por força cortante-tração, enquanto que, a sua correspondente de alma cheia rompeu por flexão. Nas vigas com aberturas, o aumento da armadura transversal causou crescimento da sua resistência.

5.1.1 - ARMADURA LONGITUDINAL

Através dos gráficos das figuras 5.1 à 5.3, observa-se que a presença de aberturas:

- aumentou a solicitação da armadura longitudinal das vigas IA60-4 e IA60-44;

- não teve influência no desempenho desta armadura para a viga IA60-5.

A armadura utilizada foi a mesma para todas as vigas comparadas.



FIGURA 5.1 -

Tensões na armadura longitudinal VIGA IA60-4 e I60-4









5.1.2- DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os gráficos das figuras 5.4 à 5.6, mostram que a presença de aberturas na alma das vigas não interferiu no desenvolvimento dos deslocamentos verticais da viga IA60-5. Houve pequena alteração para a viga IA60-44 e sensível diferença no caso da viga IA60-4.











FIGURA 5.5 - Deslocamentos verticais - VIGA IA60-5 e I60-5



FIGURA 5.6 - Deslocamentos verticais - VIGA IA60-44 e I60-44

5.1.3 - O CONCRETO DA BORDA COMPRIMIDA

Através dos gráficos das figuras 5.7 a 5.9 observa-se que:

- a variação da deformação do concreto do banzo comprimido teve andamento semelhante ao das vigas de alma cheia;

- assim como ocorreu com a armadura longitudinal e os deslocamentos verticais, as vigas que sofreram maior influência da presença das aberturas na deformação do banzo comprimido foram a IA60-4 e IA60-44. Para a viga IA60-5 houve pouca alteração em relação à viga I60-5.



FIGURA 5.7 - Deformações do concreto - Viga IA60-4 e I60-4



FIGURA 5.8 - Deformações no concreto - Viga IA60-5 e I60-5



FIGURA 5.9 - Deformações no concreto - Viga IA60-44 e I60-44

5.1.4 - O CONCRETO DA ALMA

As tabelas 5.3 e 5.4 apresentam dados referentes à compressão da alma das vigas analisadas.

TABELA 5.3 - PARÂMETROS RELATIVOS À COMPRESSÃO DA ALMA VIGAS COM ABERTURAS

VIGAS	V _{u,exp} kN	τ _{wu,exp} MPa	σ _{sw} MPa	cotgθ	θ°	σ _{cθ} MPa	η _{ρw} /ρ _{w,M}
IA60-4	65,0	4,64	880,0	1,671	30,88	12,12	0,286
IA60-5	85,0	6,07	880,0	1,520	33,25	15,22	0,430
IA60-44	105,0	7,50	810,0	1,470	34,25	18,55	0,575
IA60-55	115,0	8,21	725,6	1,291	37,75	19,52	0,851

TABELA 5.4 - PARÂMETROS RELATIVOS À COMPRESSÃO DA ALMA VIGAS COM ALMA CHEIA

VIGAS	V _{u,exp} kN	τ _{wu,exp} MPa	σ _{sw} MPa	cotgθ	θ°	σ _{cθ} MPa	η ρ _w /ρ _{w,M}
160-4	95,0	6,79	875,0	2,460	22,12	22,38	0,286
160-5	110,0	7,86	870,0	2,000	26,56	22,60	0,430
160-44	125,0	8,93	750,0	1,890	27,88	24,84	0,572

Através da análise das tabelas 5.3 e 5.4, verifica-se que a existência de aberturas na alma das vigas ocasionou uma inclinação maior das bielas de concreto em relação ao banzo tracionado, aliviando as tensões de compressão atuantes nas mesmas, embora as cargas sejam proporcionalmente menores.

Em função deste fato, houve uma solicitação maior das armaduras transversais e, como conseqüência, a ruptura com uma carga menor em comparação com as vigas de alma cheia. Nas três primeiras vigas os estribos atingiram o escoamento, mas na IA60-55 isto não aconteceu.

Observa-se também que as vigas com aberturas tiveram comportamento semelhante ao das vigas de alma cheia, ou seja, com menor grau de armação, ocorreu um maior abatimento das diagonais comprimidas. A presença das aberturas impossibilitou uma inclinação menor das bielas de concreto em relação ao banzo tracionado.

Como conclusão, verifica-se que, no cálculo da armadura para cisalhamento, com o emprego da analogia da treliça com diagonais de inclinação variável, o valor a ser adotado para $\cot g\theta$ no caso das vigas com aberturas na alma, não deve ser o mesmo que para as vigas com alma cheia.

5.1.5 - ARMADURA TRANSVERSAL

Apresentam-se nos gráficos das figuras 5.10 a 5.14 as retas de tensões segundo a analogia da treliça clássica de MÖRSCH e a evolução das tensões nos estribos para vigas com e sem aberturas. Observa-se através destes gráficos que as vigas com aberturas se adaptam melhor ao mecanismo resistente constituido pela treliça.

A presença das aberturas faz com que o banzo comprimido seja menos inclinado e mantenha-se mais afastado do banzo tracionado diminuindo sua contribuição na resistência ao cisalhamento. Como conseqüência, em igualdade de V, os estribos pertencentes às vigas com aberturas apresentaram tensões maiores quando comparados com os das vigas de alma cheia.

No caso dos estribos T3 e T4 das vigas mais armadas (IA60-5 e IA60-44), figuras 5.12 e 5.14, a região na qual estes estribos se encontram aparenta ser neutra à presença das aberturas, em função da trajetória de tensões.





V (kN)

FIGURA 5.10 - Evolução das tensões nos estribos - Vigas IA60-4 e I60-4

V (kN)



FIGURA 5.11 - Evolução das tensões nos estribos - Vigas IA60-4 e I60-4



FIGURA 5.12 - Evolução das tensões nos estribos - Vigas IA60-5 e I60-5



FIGURA 5.13 - Evolução das tensões nos estribos - Viga IA60-5 e I60-5



FIGURA 5.14 - Evolução das tensões nos estribos - Vigas IA60-44 e I60-44

Conforme relatado por FERNANDES (13), a relação $\tau_c = f_c / 20$ constitui um critério aceitável para a estimativa da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento, nas vigas de concreto de alta resistência com alma cheia.

Utilizando-se esta relação para as vigas desta pesquisa e considerando-se V_s como sendo a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal, dada pela equação 5.2, e V_c a parcela resistida pelo concreto, dada pela equação 5.1, obteve-se os valores da força cortante última V_u que é expressa por:

 $V_{u} = V_{c} + V_{s}$ $V_{c} = \frac{\tau_{c} \cdot b_{W} \cdot d}{1.15}$ $A_{SW} \cdot d \cdot \sigma_{SW}$ (5.1)

onde:

$$V_{\rm S} = \frac{A_{\rm SW}.\,d.\,\sigma_{\rm SW}}{1,15.\,\rm s} \tag{5.2}$$

Os resultados encontrados com o uso dessas expressões, com σ_{sw} da tabela 5.3, são apresentados na tabela 5.5.

TABELA 5.5 - VALOF	ES DE V _c , ۱،	Vs e Vi	🛓 - VIGAS CO	M ABERTURAS
--------------------	---------------------------	---------	--------------	-------------

VIGAS	V _c kN	V _s kN	V _u kN	V _{u,exp} kN	V _{u,exp} / V _u
IA60-4	45,7	38,8	84,5	65,0	0,769
IA60-5	47,5	55,7	103,2	85,0	0,824
IA60-44	44,1	71,8	115,9	105,0	0,906
IA60-55	44,8	89,0	133,8	115,0	0,859

A tabela 5.6 apresenta os valores encontrados por GOMIERO (16), para as vigas de alma cheia, que foram obtidos empregando-se as mesmas expressões com σ_{sw} da tabela 5.4.

TABELA 5.6 - VALORES DE V_c , V_s $e V_u$ - VIGAS DE ALMA CHEIA

VIGAS	V _c kN	Vs kN	V _u kN	V _{u,exp} kN	V _{u,exp} / V _u
160-4	48,7	35,9	84,6	95,0	1,123
160-5	45,8	53,8	99,6	110,0	1,104
160-44	46,4	52,0	98,4	125,0	1,207

Nota-se através destes resultados que a relação $\tau_c = f_c / 20$, para as vigas deste trabalho, não se constitui em critério aceitável para a estimativa da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento.

5.2 - RESULTADOS PRELIMINARES

A figura 5.15 mostra os resultados da relação $V_{u,exp}$ / $V_{u,f}$ em função do grau de armação η , para as vigas ensaiadas por GOMIERO (16) e para as vigas desta pesquisa.



FIGURA 5.15 - Relação V_{u,exp} / V_{u,f} em função do grau de armação η

No gráfico da figura 5.15, a linha superior contínua foi obtida através dos resultados experimentais encontrados por GOMIERO para as vigas de alma cheia que são representados pelos pontos identificados por I60-3, I60-4, I60-5 e I60-44. Da mesma forma, a linha inferior contínua foi obtida com os resultados experimentais deste trabalho e são representados pelos pontos identificados por IA60-4, IA60-5, IA60-44 e IA60-55.

Verifica-se que a presença de aberturas na alma diminui a resistência das vigas e também que o crescimento da taxa de armadura transversal causa aumento da resistência.

Observa-se na figura 5.15 que até a viga IA60-44, as trajetórias das curvas são semelhantes. O segmento tracejado após o ponto correspondente à viga IA60-44 dá seqüência a esta trajetória e mostra o resultado que seria esperado para a viga IA60-55.

Entretanto, o comportamento desta viga durante o ensaio mostrou-se diferente do previsto, tendo a mesma atingido a ruptura para uma carga menor que a esperada.

Esperava-se que a viga IA60-55, por ser mais armada que a IA60-44, atingisse uma carga de ruptura maior que a desta, o que realmente ocorreu. Porém, essa carga ocasionou deformações excessivas na alma, produzindo uma deformação transversal do eixo dos estribos e tornando as aberturas ovaladas. Tal comportamento deu origem a fissuras inclinadas muito abertas, que se propagaram em direção ao banzo comprimido, reduzindo a sua altura e esmagando o concreto do lado externo do ponto de aplicação de carga, após o escoamento da armadura longitudinal. Como resultado desse mecanismo indesejável, a viga IA60-55 não alcançou a ruptura da forma prevista. O segmento contínuo entre os pontos correspondentes às vigas IA60-44 e IA60-55 ilustra este fato

Portanto, o ensaio dessa última viga, das quatro vigas inicialmente propostas, não foi suficiente para atingir o objetivo desejado. Logo, optou-se pela realização de mais um ensaio, perfazendo um total de cinco.

À quinta viga, IA60-55D, diferia da IA60-55 apenas com relação à sua armadura transversal, que consistia não só de estribos verticais, como a viga IA60-55, mas também de barras inclinadas a 45° na direção de tração, que acompanhavam os estribos com o mesmo espaçamento destes.

A escolha por estribos verticais e barras inclinadas apoiou-se em recomendações de outros investigadores que são mencionadas no capítulo 2.

Pretendeu-se assim, costurar as fissuras da alma e impedir deformações excessivas em seus elementos, buscando a ruptura da viga por flexão.

CAPÍTULO 6

VIGA IA60-55D

6.1 - DETALHES DA VIGA IA60-55D E ESQUEMA DE CARREGAMENTO

A viga IA60-55D possuia seção transversal e dimensões iguais às anteriores.

O esquema de carregamento para esta viga manteve-se inalterado com relação às demais. Sua taxa de armadura longitudinal permaneceu ρ_l = 6,24%.

Esta viga tinha a mesma armadura transversal da viga IA60-55 acrescida de um reforço constituído de barras inclinadas de 45° com dois ramos paralelos, com 5,0 mm de diâmetro e do mesmo aço dos estribos, o qual foi considerado como armadura para a análise dos resultados. O espaçamento das barras inclinadas era de 15 cm, medido paralelamente ao eixo da viga.Os estribos e as barras inclinadas correspondem à taxa de armadura transversal total de 1,721%.

A figura 6.1 mostra os detalhes da armadura utilizada.



FIGURA 6.1 - Detalhes dos estribos verticais e das barras inclinadas Viga IA60-55D

Os detalhes da armadura, assim como o esquema de carregamento, estão apresentados na figura 6.2.





6.2 - MATERIAIS EMPREGADOS

O traço do concreto e os materiais empregados para a execução desta viga foram os mesmos utilizados na viga IA60-55.

O único material que diferia neste caso foi o agregado graúdo que era de outra procedência. A sua composição granulométrica é apresentada pela figura 6.3.



FIGURA 6.3 - Análise granulométrica do agregado

6.3 - EXECUÇÃO DA VIGA IA60-55D

O procedimento adotado para a execução desta viga manteve-se igual ao relatado no ítem 3.3.

6.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Na identificação dos pontos instrumentados com o uso dos extensômetros elétricos na armadura da alma, adotou-se a seguinte codificação: letra T quando se tratava de um ponto nos estribos verticais e a letra D para os pontos situados nas barras inclinadas.

Foram criadas também bases de medida adicionais no concreto da alma para medidas de deformações do concreto na direção das tensões de compressão a 40° com o eixo da viga. Os centros dessas bases de medida distavam 3,5 cm do eixo da viga, tanto para a base superior como para a base inferior na mesma seção. O lado direito desta viga possuia 4 bases de medida, o mesmo ocorrendo no lado esquerdo, conforme mostra a figura 6.4.



FIGURA 6.4 - Detalhes dos pontos de medida - Viga IA60-55D

Para a criação destas bases, foram utilizadas pastilhas de aço coladas com adesivo à base de cianocrilato, na superfície do concreto. As deformações nestes pontos foram medidas através de extensômetro mecânico Tensotast, com base de medida de 50 mm de comprimento.

A identificação destes pontos instrumentados, foi feita pelas letras DC, seguidas de um algarismo cuja ordenação obedeceu o seguinte critério:

- dígitos ímpares: reservados à metade à esquerda da viga;
- dígitos pares: reservados à metade à direita da viga.

A instrumentação utilizada neste ensaio e as demais identificações permaneceram inalteradas e são iguais às relatadas no ítem 3.4.

6.5 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NO ENSAIO

Os equipamentos utilizados neste ensaio estão descritos no ítem 3.5 e o sistema de aplicação de cargas é mostrado na figura 3.12.

6.6 - CONDIÇÕES DE APOIO E CARREGAMENTO

Estes tópicos são os mesmos apresentados pelos ítens 3.6 e 3.7.

6.7 - PROPOSTA DO ENSAIO

Para a viga IA60-55D os valores teóricos de V_u e τ_{wu} foram os mesmos encontrados anteriormente para as outras vigas em situação de ruína por flexão. A tabela 6.1 mostra a comparação entre a armadura transversal necessária, segundo MÖRSCH, e a adotada neste caso.

TABELA 6.1 - VALOR TEÓRICO DO GRAU DE ARMAÇÃO AO CISALHAMENTO

	V _u τ, kN Μ	τ _{wu} MPa	f _{yw} MPa	Р _{w,M} %	EXIS	TENTE		
VIGAS					A _{sw} / s cm² / m	ρ _w %	η=ρ _w /ρ _{w,M}	a/d
IA60-55D	122	8,7	860	1,17	7,56	1,721	1,47	3,57

Considerando-se que para o cálculo da taxa de armadura conforme a analogia da treliça clássica as expressões utilizadas são formalmente iguais, tanto para os estribos verticais como para as barras inclinadas de 45° e também que o aço empregado nos dois tipos de armadura foi o mesmo, utilizou-se a equação 6.1 com o valor integral da força cortante última não se separando a parcela de V_u correspondente aos estribos da parcela correspondente às barras inclinadas. Portanto, o valor de $\rho_{w,M}$ apresentado na tabela 6.1, foi obtido com o valor teórico total da força cortante, independente do tipo da armadura transversal.

Nesta tabela os valores de ρ_w e η referem-se à soma dos estribos e das barras inclinadas dadas pelas equações 6.2 e 6.3.

$$\rho_{\mathbf{W},\mathbf{M}} = \frac{1,15V_{\mathbf{u}}}{b_{\mathbf{w}}.d.\sigma_{\mathbf{sW}}}$$
(6.1)

Estribos:

$$\rho_{\mathbf{W}} = \frac{\mathbf{A}_{\mathbf{S}\mathbf{W}}}{\mathbf{b}_{\mathbf{W}}.\mathbf{s}} \tag{6.2}$$

$$\rho_{\rm W} = \frac{A_{\rm SW}}{b_{\rm W} \cdot s. \, \text{sen} \, \alpha} \tag{6.3}$$

6.8 - RESULTADOS DO ENSAIO

A viga IA60-55D foi carregada até atingir a carga total máxima de 270 kN. A partir desta carga, a viga não aceitou mais carregamento.

O estado limite último foi alcançado por flexão, para a carga de 260 kN, após o escoamento da armadura longitudinal e sem que ocorresse o escoamento dos estribos e das barras inclinadas.

As primeiras fissuras de flexão ficaram visíveis para a carga de 60 kN. A figura 6.5 mostra os detalhes da fissuração no estágio final de carga.



FIGURA 6.5 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga IA60-55D

A máxima deformação medida para a armadura longitudinal foi de 4,882 ‰, para a carga de 240 kN, a qual corresponde a uma tensão de 620 MPa. Após essa carga o extensômetro deixou de funcionar. A tensão de escoamento desta armadura, 515 MPa, foi alcançada para a carga de 200 kN.

As figuras 6.6 e 6.7 mostram a evolução das tensões da armadura longitudinal para vários estágios de carregamento.

Na borda comprimida do concreto na seção do meio do vão da viga, a deformação obtida foi de 2,24 ‰. Essa deformação refere-se à carga de 260 kN.

As figuras 6.8 a 6.10 mostram a evolução das deformações no concreto na borda comprimida e as figuras 6.11 a 6.13 apresentam a evolução das deformações do concreto da alma, para cada estágio de carga.

A flecha no meio do vão, para a carga de 250 kN, foi de 18,88 mm. No meio dos vãos de cisalhamento, as flechas alcançaram 11,64 mm e 11,35 mm, respectivamente à esquerda e à direita. A figura 6.14 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As figuras 6.15 a 6.17 apresentam a evolução das tensões nos estribos verticais e as figuras 6.18 a 6.20 as tensões nas barras inclinadas.

A figura 6.21 mostra o panorama de fissuração da viga até a carga máxima.

A resistência média do concreto à compressão foi determinada, no dia do ensaio, através da ruptura de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. A resistência média obtida foi de 70,1 MPa.

Obteve-se o diagrama tensão-deformação do concreto através do ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Esse diagrama é apresentado na figura 6.22.



Figura 6.6 - Tensões na armadura longitudinal - Viga IA60-55D



Figura 6.7 - Tensões médias na armadura longitudinal - Viga IA60-55D



Figura 6.8 - Deformações no concreto na borda comprimida - Viga IA60-55D



Figura 6.9 - Deformações no concreto na borda comprimida - Viga IA60-55D lado esquerdo


Figura 6.10 - Deformações no concreto na borda comprimida - Viga IA60-55D lado direito



Figura 6.11 - Deformações no concreto na alma - Viga IA60-55D



Figura 6.12 - Deformações no concreto na alma - Viga IA60-55D lado esquerdo



lado direito



Figura 6.14 - Deslocamentos verticais - Viga IA60-55D



Figura 6.15 - Tensões nos estribos - Viga IA60-55D







Figura 6.17 - Tensões nos estribos - Viga IA60-55D - lado direito



Figura 6.18 - Tensões nas barras inclinadas - Viga IA60-55D







Figura 6.20 - Tensões nas barras inclinadas - Viga IA60-55D - Iado direito



Figura 6.21 - Evolução da fissuração da viga IA60-55D



Figura 6.22 - Diagrama tensão-deformação do concreto - Viga IA60-55D

CAPÍTULO 7

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Empregando-se os valores reais da resistência do concreto, foram calculados os valores efetivos da força cortante e momento últimos e do grau de armação ao cisalhamento para todas as vigas, como mostra a tabela 7.1

TABELA 7.1 - VALORES EFETIVOS DE FORÇA CORTANTE E MOMENTOÚLTIMOS E DO GRAU DE ARMAÇÃO AO CISALHAMENTO

	f _c	Vu	M _{u,teor}	τ _{wu}	f _{yw}	ρ _{w,M}	Exis	tente	η
VIGAS							A _{sw} /s	ρw	$\rho_w/\rho_{w,M}$
	MPa	kN	kN.cm	MPa	MPa	%	cm²/m	%	
IA60-4	75,1	125	12500	8,93	810	1,27	1,81	0,363	0,286
IA60-5	78,0	125	12500	8,93	850	1,21	2,60	0,520	0,430
IA60-44	72,5	124	12400	8,86	810	1,26	3,64	0,726	0,575
IA60-55	73,6	124	12400	8,86	860	1,18	5,04	1,008	0,851
IA60-55D	70,1	124	12400	8,86	860	1,18	7,56	1,721	1,458

Através dos dados obtidos nos ensaios foram determinados também os valores experimentais para o momento último. A tabela 7.2 mostra a comparação entre os resultados calculados e os experimentais.

TABELA 7.2 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES CALCULADOS E EXPERIMENTAIS E FORMAS DE RUÍNA

	Valores calculados	valo	res experime	entais	M _{u,exp}	Formas de	
VIGAS	M _{u,teor} kN.cm	M _{u,exp} kN.cm	V _{u,exp} kN	τ _{wu,exp} MPa	M _{u,teor}	ruína	
IA60-4	12500	6500	65,0	4,64	0,582	F.Corttração	
IA60-5	12500	8500	85,0	6,07	0,760	F.Corttração	
IA60-44	12400	10500	105,0	7,50	0,865	F.Corttração	
IA60-55	12400	11500	115,0	8,21	0,927	F.Cortflexão	
IA60-55D	12400	13000	130,0	9,29	1,048	Flexão	

As vigas IA60-4, IA60-5 e IA60-44, alcançaram a ruptura por força cortantetração. Esta ruptura ficou caracterizada pela fissuração diagonal muito intensa após o escoamento da armadura transversal, sem que a armadura longitudinal tivesse esgotado a sua capacidade resistente à flexão.

A viga IA60-55 atingiu a ruptura por força cortante-flexão. O alongamento excessivo da armadura transversal deu origem a fissuras inclinadas na alma que se propagaram em direção ao banzo comprimido, reduzindo a sua altura e esmagando o concreto do lado externo do ponto de aplicação da carga, após o escoamento da armadura longitudinal.

A viga IA60-55D atingiu a ruptura por flexão. Houve o escoamento da armadura longitudinal sem que ocorresse o esmagamento do concreto do banzo comprimido na seção do meio do vão da viga, porque a mesma não aceitava mais carga e o ensaio foi interrompido. Os estribos e as barras inclinadas não atingiram o escoamento.

As figuras 7.1 e 7.2 mostram o estágio final do ensaio de todas as vigas.



IA60-4



IA60-5

Figura 7.1 - Vigas no estágio final dos ensaios - Vigas: IA60-4, IA60-5



IA 60.55

IA60-55

IA60-44



IA60-55D

Figura 7.2 -

Vigas no estágio final dos ensaios Vigas: IA60-44, IA60-55 e IA60-55D

7.1 - ARMADURA LONGITUDINAL

7.1.1 - COMPORTAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL NO MEIO DO VÃO

A figura 7.3 apresenta a variação das tensões na armadura longitudinal, para a seção do meio do vão, frente a diversos estágios de carregamento.

A armadura longitudinal utilizada nos ensaios foi a mesma para todas as vigas deste trabalho.

Observa-se através desta figura que a armadura longitudinal da viga com menor grau de armação ao cisalhamento permaneceu mais solicitada por um intervalo maior, ao contrário do que ocorreu com a viga mais armada que conservou-se menos solicitada, quando comparadas para um mesmo valor de força cortante.

Para as vigas com graus de armação intermediários, houve pouca alteração no desempenho da armadura longitudinal.



Figura 7.3 - Variação das tensões na armadura longitudinal Vigas: IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D

7.1.2 - COMPORTAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL NOS PONTOS PRÓXIMOS AOS APOIOS

Através dos dois extensômetros instalados simetricamente nas partes superior e inferior da armadura longitudinal, foi possível verificar que nestes pontos ocorre flexão, devido à pressão provocada pelas diagonais de concreto que aí se apoiam, conforme já foi constatado por FERNANDES (13).

A flexão da barra junto aos apoios foi observada para todas as vigas, como mostram as figuras 4.2, 4.14, 4.25, 4.35 e 6.6.

A distorção de medida provocada pela flexão das barras, que poderia ter ocorrido caso houvesse somente um extensômetro instalado acima ou abaixo dos pontos L1 e L2, foi eliminada através da consideração da média das tensões nas partes superior e inferior desses pontos, como apresentam as figuras 4.3, 4.15, 4.26, 4.36 e 6.7.

7.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

O gráfico da figura 7.4 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão (FLO), para todas as vigas.

Através deste gráfico observa-se que as flechas apresentaram variação semelhante à armadura longitudinal, ou seja, a viga com alma mais fraca sofreu maiores deslocamentos por um intervalo maior, tendo o oposto ocorrido para a viga com maior grau de armação ao cisalhamento.



Figura 7.4 - Evolução dos deslocamentos verticais Vigas: IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D

7.3 - CONCRETO

7.3.1 - O CONCRETO DA BORDA COMPRIMIDA

Através da figura 7.5 observa-se que o concreto da borda comprimida, no ponto identificado por C0, apresentou comportamento semelhante para todas as vigas.



Figura 7.5 - Deformações no concreto Vigas: IA604, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D

A tabela 7.3 mostra o encurtamento máximo alcançado pelo concreto no meio do vão, correspondente à última leitura efetuada para as vigas ensaiadas.

TABELA 7.3 - DEFORMAÇÕES DO CONCRETO NO MEIO DO VÃO

VIGAS	V	ε _c	η
	kN	‰	ρ _w / ρ _{w,M}
IA60-4	70,0	1,00	0,286
IA60-5	95,0	1,42	0,430
IA60-44	107,5	1,58	0,575
IA60-55	110,0	1,86	0,851
IA60-55D	130,0	2,24	1,458

Verifica-se através da tabela 7.3 que o concreto do banzo comprimido alcançou deformações maiores para as vigas com maior grau de armação ao cisalhamento.

Observou-se também um comportamento de descompressão do concreto à medida que os pontos instrumentados se afastavam do centro da viga em direção aos apoios. Para os pontos mais extremos, identificados por C9 e C10, 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, aliviando a compressão das regiões dos pontos C9 e C10.

Este comportamento pode ser mostrado pelos gráficos das figuras 4.7, 4.19, 4.30 e 4.40.

Entretanto, este comportamento não foi constatado para a viga IA60-55D, na qual a região do ponto C9 foi pouco solicitada e na região do ponto C10 ocorreu compressão, conforme mostra a figura 6.8.

7.3.2 - O CONCRETO DA ALMA

Através da equação geral 7.1, obtida da literatura, foram calculados os valores de $\cot g\theta$ para as vigas ensaiadas.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1.15. V_u}{d(\cot g\theta + \cot g\alpha). \sigma_{sw}. sen \alpha}$$
(7.1)

Nesta expressão, A_{sw} / s representa a área da seção transversal de todas as barras da armadura transversal na mesma seção.

A partir desta equação, para os estribos verticais obtém-se a seguinte expressão:

$$V_{u,90} = \frac{A_{SW}.d}{1,15.s} \cdot \cot g\theta.\sigma_{SW,90}$$
 (7.2)

onde:

- V_{u,90} representa a parcela da força cortante resistida pelos estribos;

- A_{sw} / s representa a área da seção transversal dos estribos verticais na mesma seção;

- σ_{sw,90} representa a tensão nos estribos.

Da mesma forma, para as barras inclinadas, a expressão 7.1 fornece:

$$V_{u,45} = \frac{A_{sw}.d.(1 + \cot g\theta).\sigma_{sw,45}}{1,15.\sqrt{2}.s}$$
(7.3)

onde:

- Vu,45 representa a parcela da força cortante resistida pelas barras inclinadas;

- A_{sw} / s representa a área da seção transversal das barras inclinadas na mesma seção;

- $\sigma_{sw,45}$ representa a tensão nas barras inclinadas.

Empregando-se 7.2, 7.5, 7.6 e 7.7 e também as expressões considerando-se o valor de $\sigma_{sw,90}$ como sendo a média das tensões nos estribos mais solicitados, foi possível obter desta forma o valor de cotgo para as vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44 e IA60-55. Os resultados encontrados são apresentados mais adiante na tabela 7.5.

Para o cálculo de cotgo da viga IA60-55D, apesar de não serem conhecidos em separado os valores de $V_{0.90}$ e $V_{0.45}$, sabe-se que a sua soma é 130 kN. A parcela da força cortante resistida pelo concreto é considerada nas equações 7.2 e 7.3 com a consideração de $\theta < 45^{\circ}$. Portanto:

$$V_{u,90} + V_{u,45} = 130 \text{ kN}$$
 (7.4)

Introduzindo-se as expressões (7.2) e (7.3) em (7.4), procurou-se obter o valor de cotgθ para esta viga.

Com relação aos parâmetros $\sigma_{sw,90}$ e $\sigma_{sw,45}$, os mesmos foram obtidos através da média aritmética das tensões nas armaduras em cada um dos lados direito e esquerdo da viga IA60-55D. Desta forma foram encontrados dois valores para cada uma daquelas tensões.

Com o uso das equações 7.2, 7.3 e 7.4 e empregando-se os resultados de $\sigma_{sw,90}$ e $\sigma_{sw,45}$, chegou-se aos valores de θ para os lados esquerdo e direito da viga IA60-55D que são apresentados na tabela 7.4. Com os valores de θ e o auxílio das expressões:

$$\tau_{WU} = \frac{V_U}{b_W.d} \tag{7.5}$$

$$\tau_{\rm OU} = 1,15\tau_{\rm WU}$$
 (7.6)

$$\sigma_{c\theta} = \frac{2c_{ou}}{\text{sen }2\theta} \tag{7.7}$$

Barras inclinadas:
$$\sigma_{c\theta} = \frac{\tau_{ou}}{(1 + \cot g\theta) \cdot \sin^2 \theta}$$
 (7.8)

foram determinados os valores de $\sigma_{c\theta}$ que também se encontram na tabela 7.4.

 2τ

Estribos:

TABELA 7.4 - PARÂMETROS RELATIVOS À COMPRESSÃO DA ALMA VIGA IA60-55D

Lado da viga	Tipo de armadura	V*u	σ_{sw}	cotgθ	θ°	σ* _{cθ}	$\sigma_{c\theta}$
		kN	MPa			MPa	MPa
	estribo	70,53	418			12,17	
esquerdo	barras	59,46	577	1,375	36,02	5,95	18,12
	estribo	62,25	359			10,83	
direito	barras	67,74	647	1,413	35,30	6,91	17,74

Na tabela acima, $\sigma^*_{c\theta}$ indica os valores parciais de $\sigma_{c\theta}$ correspondentes a cada parcela V^{*}_u resistida por cada uma das armaduras.

Na tabela 7.5 os valores adotados para $\cot g\theta$, $\theta \in \sigma_{c\theta}$ para a viga IA60-55D, foram obtidos através da média aritmética dos valores apresentados na tabela 7.4.

Sendo assim, os parâmetros relativos à compressão da alma para todas as vigas ensaiadas são apresentados na tabela 7.5.

TABELA 7.5 - PARÂMETROS RELATIVOS À COMPRESSÃO DA ALMA

VIGAS	V _{u,exp} kN	τ _{wu,exp} MPa	σ _{sw} MPa	cotgθ	θ°	η	$\sigma_{c\theta}$
IA60-4	65,0	4,64	880,0	1,671	30,88	0,286	12,12
IA60-5	85,0	6,07	880,0	1,520	33,25	0,430	15,22
IA60-44	105,0	7,50	810,0	1,470	34,25	0,575	18,55
IA60-55	115,0	8,21	725,6	1,291	37,75	0,851	19,52
IA60-55D	130,0	9,29	***	1,394	35,66	1,458	17,93

*** ver σ_{sw} na tabela 7.4.

Através da tabela 7.5, considerando-se as vigas IA60-4, IA60-5, IA60-44 e IA60-55, nota-se que com o aumento do grau de armação ao cisalhamento, o valor do ângulo θ e a tensão $\sigma_{c\theta}$ também aumentam. Essa análise não pode ser estendida à viga IA60-55D porque a mesma difere das demais em função da presença das barras inclinadas.

Nota-se também através das variações dos valores de cotg θ , que a analogia da treliça com diagonais de inclinação θ variável pode ser estendida às vigas desta pesquisa.

7.4 - ARMADURA TRANSVERSAL

O gráfico da figura 7.6 apresenta as retas de tensões segundo a analogia da treliça clássica de MÖRSCH e a evolução das tensões para os estribos mais solicitados de cada viga ensaiada.



FIGURA 7.6 - Evolução das tensões nos estribos mais solicitados Vigas: IA60-4, IA60-5, IA60-44, IA60-55 e IA60-55D

Verifica-se por este gráfico que quanto maior o grau de armação ao cisalhamento, maior o abatimento das retas de tensões segundo MÖRSCH, seguidas também pelas obtidas experimentalmente para os estribos. Observa-se da mesma forma, que com o aumento do grau de armação, a distância que separa a linha teórica da experimental é menor. Esta distância é a parcela da força cortante resistida pelo concreto. Exceto a viga IA60-55D.

Considerando-se assim, a parcela da força cortante resistida pelo concreto como V_c e a parcela resistida pela armadura como V_s, a força cortante total é dada pela expressão:

$$V_u = V_c + V_s$$

onde V_c e V_s são obtidos pelas equações 5.1 e 5.2.

Em relação à contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento representada pela parcela τ_c da teoria aditiva, a qual foi abordada no capítulo 2, os resultados desta pesquisa permitem propor para vigas com aberturas com diâmetro até h/3 com características semelhantes às deste trabalho, a seguinte relação sugerida pelo orientador:

$$\tau_{\mathbf{C}} = \frac{\mathbf{f}_{\mathbf{C}}}{50} \tag{7.9}$$

onde a resistência do concreto à compressão é obtida pelo ensaio de corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Utilizando-se os valores de σ_{sw} dados na tabela 7.4 e a relação 7.9, procurou-se obter os valores de V_c, V_s e V_u para a viga IA60-55D, como mostra a tabela 7.6.

TABELA 7.6 - Valores de	V_{c_1}	V _s e	V _u -	Viga	IA60-	-55D
-------------------------	-----------	------------------	------------------	------	-------	------

Lado	armadura	V _c	Vs	Vu	V _{u,exp}	V _{u,exp}	Vc	Vs
		kN	kN	kN	kN	Vu	Vu	Vu
	barras		35,40					
esquerdo	estribos	17,07	51,29	103,76	130,00	1,253	0,164	0,836
	barras		39,70					
direito	estribos	17,07	44,05	100,82	130,00	1,289	0,169	0,831

Os valores finais de V_{c_i} , V_s e V_u para a viga IA60-55D são apresentados na tabela 7.7 e referem-se a média dos valores dados pela tabela 7.6.

A tabela 7.7 também mostra os valores de V_c, V_s e V_u para as outras vigas deste trabalho e que foram obtidos com o auxílio da expressão 7.9 e os valores de σ_{sw} da tabela 7.5.

VIGAS	V _c kN	Vs kN	V _U kN	V _{U,EXP} kN	V _{UEXP} /V _U	V _c /V _U	V _s /V _U
IA60-4	18,26	38,78	57,04	65,00	1,140	0,320	0,680
IA60-5	18,99	55,71	74,70	85,00	1,138	0,254	0,746
IA60-44	17,65	71,79	89,44	105,00	1,174	0,197	0,803
IA60-55	17,92	89,04	106,96	115,00	1,075	0,167	0,833
IA60-55D	17,07	85,22	102,29	130,00	1,271	0,167	0,833

TABELA 7.7	- VALORES DE	EV _c , V _s	$E V_{U}$
------------	--------------	----------------------------------	-----------

Conclui-se através da tabela 7.7 que há uma contribuição maior do concreto quando a viga possuir pouca armadura para absorver a força cortante, ao contrário do que ocorre para a armadura, que contribui mais se a viga tiver maior grau de armação ao cisalhamento.

Observa-se também por meio desta tabela que os parâmetros V_c / V_u e V_s / V_u para as vigas IA60-55 e IA60-55D são iguais. Verifica-se portanto que, a armadura adicional de reforço da viga IA60-55D contribuiu mais como uma forma de impedir as deformações excessivas na alma, conduzindo a viga a uma carga de ruptura maior.

Introduzindo-se a expressão 7.9 na equação 2.2, colocando τ_{ou} em lugar de τ_{od} , e dividindo a expressão toda resultante por τ_{ou} , obtem-se:

$$\frac{\tau_{\rm ou}}{f_{\rm c}} = \frac{1}{50(1-\eta)}$$
(7.10)

que é a equação da curva mostrada na figura 7.7.



Figura 7.7 - Variação de τ_{ou} /f_c experimental em função do grau de armação ao cisalhamento

A figura 7.7 mostra que os pontos que representam os valores experimentais das vigas ensaiadas situam-se acima da curva, o que demonstra portanto a validade da expressão 7.9.

A figura 7.8 mostra que para vigas com aberturas com dimensão até h/3 e características semelhantes às aqui abordadas, a resistência à flexão só poderá ser mobilizada quando o grau de armação ao cisalhamento for maior ou igual a 0,80, ou cotg $\theta \le 5/4$, considerando-se as barras inclinadas como armadura de reforço da alma e somente os estribos verticais como armadura transversal.

Dessa forma, as barras inclinadas como armadura de reforço na alma devem possuir A_{sw} / s igual a metade do valor de A_{sw} / s adotado para os estribos e com o mesmo espaçamento destes.

Procedendo-se assim e com o auxílio da expressão 7.2, o valor teórico da força cortante última da viga IA60-55 seria:

$$V_{\rm u} = \frac{A_{\rm SW}.d}{1,15.\,\rm s} .\cot g\theta.\sigma_{\rm SW}$$

$$V_{\rm u} = \frac{0,0504 * 28}{1,15} * 1,25 * 8600 = 13200 \rm kgf = 132 \rm kN$$

Com relação a armadura adicional de reforço na alma, a mesma teria:

$$0.5^*A_{sw} / s = 0.5^*5.04 \text{ cm}^2 / \text{m} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

e considerando:

$$\rho_{\rm W} = \frac{A_{\rm SW}}{\rm s. \, b_{\rm W}} = \frac{0,0504}{5} = 1,008\%;$$
$$\rho_{\rm W,M} = \frac{1,15V_{\rm u}}{\rm b_{\rm W}.\, d.\, \sigma_{\rm SW}} = \frac{1,15*13200}{5*28*8600} = 1,261\%;$$

obtem-se:

$$\eta = \frac{\rho_{\rm W}}{\rho_{\rm W,M}} = \frac{1,008}{1,261} = 0,800\%$$

Chega-se portanto, à conclusão que a viga IA60-55, e outras com as mesmas características dela, pode ser calculada como uma viga de alma cheia, considerando-se $\eta \ge 0,80$ ou cotg $\theta \le 5/4$ desde que a mesma possua armadura adicional de reforço na alma com área A_{sw} / s igual a metade do valor de A_{sw} / s calculado para os estribos e com o mesmo espaçamento destes.



Figura 7.8 - Valores de Vu,exp / Vu,f em função do grau de armação ao cisalhamento

CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados obtidos com as vigas desta pesquisa, conclui-se que as mesmas, em função das suas aberturas, tiveram a sua forma de ruptura alterada, assim como a sua capacidade resistente à flexão reduzida.

Pode-se afirmar através dos resultados aqui relatados, que para as vigas com características semelhantes às deste trabalho, a armadura transversal pode ser constituída somente por estribos verticais desde que seja colocada uma armadura de reforço na alma em forma de barras inclinadas na direção de tração, para impedir a deformação excessiva da alma e dessa forma alcançar a sua capacidade resistente à flexão. Esse reforço deve ter área A_{sw} / s pelo menos igual à metade daquela fornecida pelos estribos.

Conforme o exposto neste trabalho, verifica-se que a relação sugerida por FERNANDES, $\tau_c = f_c / 50$, constitui-se em uma relação satisfatória para se determinar a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento para vigas semelhantes às desta pesquisa, quando se aplica a teoria aditiva. Neste caso, o grau de armação ao cisalhamento não poderá ser inferior a 0,80, considerando-se como armadura transversal somente os estribos.

Quando se aplica a analogia da treliça com diagonais de inclinação variável, a inclinação adotada para as bielas de concreto deve corresponder a $\cot g\theta \le 5/4$.

Diante dos resultados obtidos, como sugestão para projeto, propõe-se que no cálculo da armadura de cisalhamento, para vigas com aberturas com diâmentro até h/3 e características semelhantes às aqui abordadas, que as mesmas sejam calculadas como segue:

a - calculam-se as vigas como se as mesmas possuíssem alma cheia, desconsiderando-se a existência das aberturas;

C.1

b - a armadura transversal considerada será constituída somente por estribos verticais;

c - o grau de armação ao cisalhamento , η , não deverá ser menor que 0,80 , considerando-se apenas os estribos;

d - o valor a ser adotado para cotgθ não deverá ser superior a 5/4;

e - as vigas devem possuir armadura adicional de reforço na alma, em forma de barras inclinadas a 45° na direção tracionada entre as aberturas, com área A_{sw} / s igual a metade do valor de A_{sw} / s adotado para os estribos e com o mesmo espaçamento destes.

SUMARY

This work begins with an introduction which shows the application, characteristics and concepts of high-strength concrete.

Following, a theoretical abstract of the actual state of the knowledge about shear in concrete beams is shown, as well as previous research results on concrete beams with openings in the web.

After that, an experimental research is described, dealing with the mixes used and the beams tested. The results are compared with those of their whole-web counterparts.

This work finishes with the results of those analyses, their conclusion and also a suggestion for further design.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMAD, S.H., KHALOO, 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 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 363, State-of-the-Art report on high-strength concrete: Report Nº ACI 363-84. Journal of the A.C.I., Proceedings v. 81, n.4, p.364-411, July-Aug. 1984.
- 5 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.
- 6.- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR. 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978, 76 p.
- 7 CANOVAS, M. F. Hormigones de alta resistência. Cemento Hormigón, v.59, n.658, p.855-868, set. 1988.
- 8 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.
- 9 CARVAJAL, C.C. Hormigones de alta resistencia. Cemento Hormigón, v.54, n.590, p.61-71, ene. 1983.
- 10 CEB Manuel de Calcul Effort Tranchant Torsion. CEB Bulletin d' Information, n.92, juin 1973.
- 11 CEB-FIP Model Code 1990, First Draft. CEB Bulletin d' Information, n. 195/196, mars 1990.

- 12 ELZANATY, A. H., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete. *Journal of the A.C.I.*, Proceedings v.83, n.2, p.290-296, Mar-Apr. 1986.
- 13 FERNANDES, G. B. Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992. Tese (Doutorado).
- 14 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.
- 15 FUSCO, P.B. Estruturas de Concreto ; Solicitações Tangenciais, Depto. de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1984.
- 16 GOMIERO, P. F. Armadura Reduzida para Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistência. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, 1994. Dissertação (Mestrado).
- 17 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.
- 18 LEONHARDT, F. Shear in concrete structures. CEB Bulletin d'Information n. 126, p.66-124, juin 1978.
- 19 LEONHARDT, F., MONNIG, E. Construções de Concreto Rio de Janeiro: Interciência, 1978, v. 3, cap. 9, p.164-166.
- 20 LEVI, F., MARRO, P. Shear tests up to failure of beams made with normal and higt strength concrete. *CEB Bulletin d'Information*, n.193, p.13-23, dec.1989.
- 21 MANSUR, M. A., TAN, K. H., LEE, S. L. Design method for reinforced concrete beams with large openings, *A.C.I. Journal*, v.82, n.4, p.517-524, July-August 1985.
- 22 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.

- 23 NASSER, K.W., ACAVALOS, A., DANIEL, H.R. Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams, *A.C.I. Journal*, v.64, n.1, p.25-33, Jan. 1967.
- 24 NILSON, A.H. Concreto de alta resistência desempenho como material e comportamento estrutural, 30ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, Rio de Janeiro, 08/12 de agosto de 1988.
- 25 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.
- 26 SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. *P.C.I. Journal*, v. 32, n.3, p.74-150, May-June 1987.
- 27 SCHÄFER, K., Consistent design of structural concrete using strut-and-tie model. In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, 5, 1988. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica, Departamento de Engenharia Civil, 1988.
- 28 SÜSSEKIND, J. C. Curso de Concreto São Paulo; Globo, 1991, v. 2, cap. 2, p. 160-166.
- 29 TAKAHASHI, L. M. Resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com abertura na alma. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1984. Dissertação (Mestrado).
- 30 THURLIMANN, B. Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. *CEB Bulletin d' Information*, n.126, p.16-37, juin 1978.