

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA SUBMETIDAS A CARREGAMENTO
REVERSO**

MARCEL ANTONIO ASSIS MENDES DE OLIVEIRA

Campinas
1999

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA SUBMETIDAS A CARREGAMENTO
REVERSO

MARCEL ANTONIO ASSIS MENDES DE OLIVEIRA

ORIENTADOR: ARMANDO LOPES MORENO JÚNIOR

Atesto que não é a versão definitiva
da dissertação/tese. 27/09/99

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Matrícula: 16115

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de estruturas.

Campinas, SP
1999

200402382

UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	UNICAMP
	OL4C
V.	Ex.
TOMBO BC/	43851
PROC.	26-392101
C	☐
D	☒
PREC.	R\$ 41,00
DATA	21/02/01
N.º CPD	

UNICAMP

BIBLIOTECA CENTRAL

CM-00153317-5

SEÇÃO CIRCULANT?

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

OL4c

Oliveira, Marcel Antonio Assis Mendes de
Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência
submetidas a carregamento reverso / Marcel Antonio
Assis Mendes de Oliveira.--Campinas, SP: [s.n.], 1999.

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Concreto de alta resistência. 2. Cisalhamento. 3.
Vigas de concreto. I. Moreno Júnior, Armando Lopes.
II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

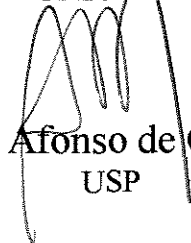
**CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA SUBMETIDAS A CARREGAMENTO
REVERSO**

MARCEL ANTONIO ASSIS MENDES DE OLIVEIRA

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Presidente e Orientador/ UNICAMP


Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes
UNICAMP


Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida
USP

Campinas, 28 de julho de 1.999

AGRADECIMENTOS

Agradeço, de maneira geral, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e, principalmente:

- ao Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, pela orientação precisa, pela paciência e pela dedicação;
- ao Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Junior, diretor do Laboratório de estruturas e Materiais de Construção;
- à CAPES, pela bolsa de estudos;
- aos colegas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP;
- à equipe de técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP;
- à administração da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP e aos seus funcionários;
- ao amigo Sérgio Campari, pelas aulas de Autocad;
- à Camargo Corrêa Industrial S.A., pelo fornecimento da microssilica;
- à HOLDERCIM Brasil S.A. pelo fornecimento do cimento;
- à Otto Baumgart S.A., pelo fornecimento do aditivo superplastificante;

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

À meus pais, Celso e Mariana,
à meu irmão Michel e à minha querida Eliane,
pessoas que eu amo muito.
Obrigado pelo incentivo!

SUMÁRIO

	página
LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	XIV
NOTAÇÕES	XV
RESUMO	XX
INTRODUÇÃO	XXI
CAPÍTULO 1 - CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	
1.1 - Modelos de comportamento resistente ao esforço cortante nas vigas de concreto armado - modelos de ruptura	1.4
1.2 - Mecanismos de transferência de esforço cortante em uma viga de concreto armado	1.35
1.3 - Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência	1.47
CAPÍTULO 2 - CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO SUJEITAS A CARREGAMENTOS INVERTIDOS	
2.1 - B. Martin Perez e S. J. Pantazopoulou	2.5
2.2 - James K. Wight e Mete A. Sozen	2.13
2.3 - Murat Saatcioglu e Guney Ozcebe	2.16
2.4 - Yan Xiao e Armen Martirosyan	2.22
2.5 - Procedimentos normatizados para o dimensionamento ao esforço cortante em vigas submetidas a carregamento reverso	2.31
CAPÍTULO 3 - PROGRAMAÇÃO EXPERIMENTAL	
3.1 - Objetivos	3.1

3.2 -	Detalhes gerais das vigas ensaiadas	3.2
3.3 -	Características dos materiais empregados na execução das vigas ensaiadas	3.14
3.4 -	Execução, desforma e cura das vigas	3.25
3.5 -	Instrumentação	3.26
3.6 -	Desenvolvimento dos experimentos	3.31
3.7 -	Valores estimados de momento e cortante últimos	3.34
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS		
4.1 -	Características do concreto das vigas	4.1
4.2 -	Comportamento das vigas durante o ensaio	4.3
4.3 -	Tensões nos estribos	4.7
4.4 -	Tensões na armadura longitudinal	4.8
4.5 -	Deformações no concreto	4.8
4.6 -	Deslocamentos verticais	4.9
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS		
5.1-	Fissuração	5.1
5.2-	Armadura longitudinal	5.6
5.3-	Deslocamentos verticais	5.7
5.4 -	Valores últimos de carga	5.7
5.5 -	Armadura transversal	5.12
5.6-	Procedimentos de dimensionamento	5.17
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES		
6.1 -	Conclusões obtidas	6.1
6.2 -	Observações finais	6.2
BIBLIOGRAFIA		7.1
ABSTRACT		7.10

LISTA DE FIGURAS

	página
1.01-A trajetórias das tensões principais em viga não fissurada	1.2
1.01-B tensões principais inclinadas em relação a uma referência de eixos xy	1.2
1.02 configuração típica de fissuração em uma viga de concreto armado fletida	1.6
1.03 modelo clássico de treliça	1.7
1.04 tensão tangencial para o concreto fissurado próximo à ruptura	1.9
1.05 equilíbrio global	1.12
1.06 força na armadura transversal - carregamento direto	1.13
1.07 força na armadura transversal - carregamento indireto	1.14
1.08 treliça com armadura vertical	1.18
1.09 divisão do esforço cortante último em parcelas absorvidas pelo banzo, elementos de alma e mecanismos alternativos	1.21
1.10 diagrama tensão experimental nos estribos - força cortante, comparado com diagrama teoricamente esperado de acordo com o modelo clássico da treliça	1.22
1.11 diagonais comprimidas com inclinação qualquer e armadura transversal constituída por estribos verticais	1.31
1.12 tensões nas diagonais comprimidas	1.34
1.13 esforço de tração na armadura longitudinal	1.36
1.14 distribuição do esforço cortante em uma viga de concreto armado	1.37
1.15 trajetória das tensões em uma viga de concreto armado não fissurada	1.39
1.16 efeito arco em uma viga de concreto armado	1.39

1.17	padrão de fissuração em uma viga de concreto armado ao mobilizar-se o efeito arco	1.40
1.18	efeito de pino da armadura longitudinal	1.41
1.19	efeito de pino para trechos longos e curtos da armadura longitudinal	1.43
2.01	valores de k segundo Priestley et al ⁶¹	2.4
2.02	história dos carregamentos dos ensaios analisados por Martin Perez e Pantazopoulou ⁵¹	2.7
2.03	deformações em um elemento	2.7
2.04	influência da resistência à compressão do concreto e da tensão de escoamento da armadura longitudinal sobre a contribuição do concreto ao cisalhamento	2.8
2.05	influência da taxa de armadura transversal e da força axial sobre a contribuição do concreto ao cisalhamento	2.9
2.06	influência da história do carregamento sobre a contribuição do concreto	2.10
2.07	comparação da equação proposta com os códigos normativos	2.12
2.08	história dos carregamentos aplicados nos experimentos de Wight e Sozen ⁷²	2.14
2.09	detalhe de armação dos pilares ensaiados por Murat Saatcioglu e Guney Ozcebe ⁶⁴	2.17
2.10	história do carregamento unidirecional aplicado nos ensaios de Saatcioglu e Ozcebe ⁶⁴	2.18
2.11	história do carregamento bidirecional utilizado nos ensaios de Saatcioglu e Ozcebe ⁶⁴	2.19
2.12	características geométricas e detalhes de armação dos pilares ensaiados por Xiao e Martirosyan ⁷³	2.24
2.13	esquema estático obtido nos experimentos de Xiao e Martirosyan ⁷³	2.25
2.14	história dos carregamentos dos ensaios de Xiao e Martirosyan ⁷³	2.25
2.15	parcela de contribuição do concreto nos pilares estudados por Xiao e Martirosyan ⁷³	2.28
2.16	evolução de k para as peças experimentadas por Xiao e Martirosyan ⁷³	2.29

2.17	valor de k para o concreto de alta resistência segundo proposta de Xiao e Martirosyan ⁷³	2.30
2.18	perda de força cortante resistida por efeito pino da armadura longitudinal	2.34
2.19	transmissão de esforços através das fissuras	2.36
2.20	relação da abertura das fissuras e deslizamento entre elas	2.37
3.01	características geométricas das vigas com $a/d = 2,5$	3.3
3.02	características geométricas das vigas com $a/d = 4$	3.4
3.03	esquema estático e esquema de carregamentos das vigas da série $a/d = 2,5$	3.5
3.04	esquema estático e esquema de carregamentos das vigas da série $a/d = 4$	3.6
3.05	detalhe da viga com $a/d=2,5$ posicionada na prensa durante o ensaio	3.7
3.06	detalhe da viga com $a/d=4$ posicionada no pórtico antes do início do ensaio	3.8
3.07	detalhe da armadura das vigas da série $a/d=2,5$	3.10
3.08	detalhe da armadura das vigas da série $a/d=2,5$, sem armadura de alma, posicionada na forma antes da concretagem	3.11
3.09	detalhe de armadura das vigas da série $a/d=4$	3.12
3.10	detalhe de armadura das vigas com $a/d=4$	3.13
3.11	análise granulométrica dos agregados	3.19
3.12	diagrama tensão - deformação do aço de 4,2 mm das vigas da série $a/d = 2,5$	3.21
3.13	diagrama tensão - deformação do aço de 12,5 mm das vigas da série $a/d = 2,5$	3.22
3.14	diagrama tensão - deformação do aço de 4,2 mm das vigas da série $a/d = 4$	3.23
3.15	diagrama tensão - deformação do aço de 12,5 mm das vigas da série $a/d = 4$	3.24
3.16	instrumentação das 12 vigas com $a/d = 2,5$	3.27
3.17	instrumentação das 2 vigas com $a/d = 4$	3.28
3.18	instrumentação do concreto	3.29
3.19	medida dos deslocamentos verticais nas 12 vigas com $a/d = 2,5$	3.30
3.20	medida dos deslocamentos verticais nas 2 vigas com $a/d = 4$	3.31
3.21	história do carregamento aplicado nos ensaios das vigas submetidas a carregamento reverso	3.33
4.01-A	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-50-WR-2,5	4.10
4.01-B	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-70-WR-2,5	4.11

4.01-C	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-100-WR-2,5	4.12
4.02-A	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-50-R-2,5	4.13
4.02-B	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-70-R-2,5	4.14
4.02-C	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-100-R-2,5	4.15
4.03-	diagramas tensão-deformação do concreto da viga I-40-R-4	4.16
4.04-A	tensão nos estribos da viga I-50-N-R-2,5	4.17
4.04-B	tensão nos estribos da viga I-50-I-R-2,5-posição 1	4.18
4.04-C	tensão nos estribos da viga I-50-I-R-2,5-posição 2	4.19
4.05-A	tensão nos estribos da viga I-70-N-R-2,5	4.20
4.05-B	tensão nos estribos da viga I-70-I-R-2,5-posição 1	4.21
4.05-C	tensão nos estribos da viga I-70-I-R-2,5-posição 2	4.22
4.06-A	tensão nos estribos da viga I-100-N-R-2,5	4.23
4.06-B	tensão nos estribos da viga I-100-I-R-2,5-posição 1	4.24
4.06-C	tensão nos estribos da viga I-100-I-R-2,5-posição 2	4.25
4.07-A	tensão nos estribos da viga I-40-N-R-4	4.26
4.07-B	tensão nos estribos da viga I-40-I-R-4-posição 1	4.27
4.07-C	tensão nos estribos da viga I-40-I-R-4-posição 2	4.28
4.08-A	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-50-N-R-2,5	4.29
4.08-B	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-50-I-R-2,5	4.30
4.09-A	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-70-N-R-2,5	4.31
4.09-B	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-70-I-R-2,5	4.32
4.10-A	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-100-N-R-2,5	4.33
4.10-B	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-100-I-R-2,5	4.34
4.11-A	evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga	

I-50-N-WR-2,5	4.35
4.11-B evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-50-I-WR-2,5	4.36
4.12-A evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-70-N-WR-2,5	4.37
4.12-B evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-70-I-WR-2,5	4.38
4.13-A evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-100-N-WR-2,5	4.39
4.13-B evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-100-I-WR-2,5	4.40
4.14-A evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-40-N-R-4	4.41
4.14-B evolução das tensões na armadura longitudinal (banzo tracionado) da viga I-40-I-R-4	4.42
4.15-A deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-N-R-2,5	4.43
4.15-B deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-I-R-2,5 posição 1	4.44
4.15-C deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-I-R-2,5-posição 2	4.45
4.16-A deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-N-R-2,5	4.46
4.16-B deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-I-R-2,5-posição 1	4.47
4.16-C deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-I-R-2,5-posição 2	4.48
4.17-A deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-N-R-2,5	4.49
4.17-B deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-I-R-2,5-posição 1	4.50
4.17-C deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-I-R-2,5-posição 2	4.51

4.18-A	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-N-WR-2,5	4.52
4.18-B	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-I-WR-2,5-posição 1	4.53
4.18-C	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-50-I-WR-2,5-posição 2	4.54
4.19-A	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-N-WR-2,5	4.55
4.19-B	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-I-WR-2,5-posição 1	4.56
4.19-C	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-70-I-WR-2,5-posição 2	4.57
4.20-A	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-N-WR-2,5	4.58
4.20-B	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-I-WR-2,5-posição 1	4.59
4.20-C	deformações no concreto do banzo comprimido da viga I-100-I-WR-2,5-posição 2	4.60
4.21	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-50-N-R-2,5 e I-50-I-R-2,5	4.61
4.22	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-70-N-R-2,5 e I-70-I-R-2,5	4.62
4.23	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-100-N-R-2,5 e I-100-I-R-2,5	4.63
4.24	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-50-N-WR-2,5 e I-50-I-WR-2,5	4.64
4.25	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-70-N-WR-2,5 e I-70-I-WR-2,5	4.65
4.26	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-100-N-WR-2,5 e I-100-I-WR-2,5	4.66
4.27	evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão das vigas I-40-N-R-4 e I-40-I-R-4	4.67
5.01	detalhe do panorama de fissuração da viga I-100-N-R-2,5	5.3

5.02	detalhe do panorama de fissuração da viga I-100-I-R-2,5	5.3
5.03	detalhe do panorama de fissuração da viga I-50-N-WR-2,5	5.4
5.04	detalhe do panorama de fissuração da viga I-50-I-WR-2,5	5.4
5.05	detalhe do panorama de fissuração da viga I-40-N-R-4	5.5
5.06	detalhe do panorama de fissuração da viga I-40-I-R-4	5.5
5.07	detalhe de ruptura da viga I-40-I-R-4	5.9
5.08	detalhe de ruptura da viga I-70-I-WR-2,5	5.10
5.09	detalhe de ruptura da viga I-100-I-WR-2,5	5.10
5.10	detalhe de ruptura da viga I-100-N-R-2,5	5.11
5.11	detalhe de ruptura da viga I-100-N-R-2,5	5.11
5.12	evolução das tensões na armadura transversal das vigas com $a/d=2,5$	5.14
5.13	diferença da parcela de contribuição do concreto entre as vigas submetidas a carregamento normal e reverso	5.15
5.14	variação das tensões na armadura transversal das vigas com $a/d=4$ e diferença da parcela de contribuição do concreto	5.16
5.15	tensão nos estribos da viga I-70-I-R-2,5 comparado com valores de norma	5.19
5.16	tensão nos estribos da viga I-40-I-R-4 comparado com valores de norma	5.20

LISTA DE TABELAS

	página
2.01 características dos pilares ensaiados por James K. Wight e Mete A. Sozen ⁷²	2.14
2.02 resultado dos experimentos de Wight e Sozen ⁷²	2.15
2.03 características dos pilares experimentados por Murat Saatcioglu e Guney Ozcebe ⁶⁴	2.19
2.04 resultados dos pilares experimentados por Saatcioglu e Ozcebe ⁶⁴	2.21
2.05 características dos pilares ensaiados por Xiao e Martirosyan ⁷³	2.23
2.06 comparação dos ensaios de Xiao e Martirosyan ⁷³ com prescrições de norma	2.27
3.01 misturas experimentais	3.16
3.02 valores últimos do momento fletor e força cortante para escoamento da armadura longitudinal das vigas da série $a/d=2,5$ com armadura de alma	3.35
3.03 valores últimos do momento fletor e força cortante para escoamento da armadura longitudinal das vigas da série $a/d=2,5$ sem armadura de alma	3.36
3.04 valores últimos do momento fletor e força cortante para escoamento da armadura longitudinal das vigas da série $a/d=4$	3.37
4.01 características do concreto das vigas	4.2
4.02 resultados de ensaio das vigas com $a/d = 2,5$ com armadura de alma	4.4
4.03 resultados de ensaio das vigas com $a/d = 2,5$ sem armadura de alma	4.5
4.04 resultados de ensaio das vigas com $a/d = 4$	4.6

NOTAÇÕES

A_c	=	área da seção transversal da peça
A_{sl}	=	área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
A'_{sl}	=	área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
A_{sw}	=	área da seção transversal dos estribos
E_c	=	módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	=	módulo de deformação longitudinal do aço
F	=	carga concentrada
$F_{fis,cis}$	=	valor de F correspondente ao início da fissuração por cisalhamento
$F_{fis,fl}$	=	valor de F correspondente ao início da fissuração por flexão
$F_{fl,cis}$	=	valor de F correspondente ao início da fissura de flexão que deu origem à primeira fissura de cisalhamento
M	=	momento fletor
M_0	=	valor do momento fletor que anula a tensão devido ao esforço normal na borda menos comprimida
M_d	=	valor de cálculo de M
$M_{u,fl}$	=	valor último de M , relacionado à ruptura por flexão
$M_{sd,máx}$	=	momento fletor da seção transversal que esta mais solicitada à flexão, no trecho considerado pelo cálculo da armadura de cisalhamento
N	=	força normal
R_{cc}	=	resultante das tensões de compressão no concreto
R_{st}	=	resultante das tensões de tração na armadura longitudinal

R_{tt}	=	resultante das tensões de tração na armadura transversal
V	=	força cortante
$V_{0,3}$	=	força cortante correspondente a uma abertura de fissura de 0,3 mm
V_c	=	parcela de redução de V_d para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento
V_d	=	valor de cálculo de V
V_p	=	força cortante absorvida por efeito pino da armadura longitudinal
V_s	=	força cortante resistida pela armadura de alma
$V_{fis,cis}$	=	esforço cortante correspondente ao início da fissuração por cisalhamento
$V_{fis,fl}$	=	esforço cortante correspondente ao início da fissuração por flexão
$V_{u,fl}$	=	valor último de V , relacionado à ruptura por flexão
$V_{u,cis}$	=	valor último de V , relacionado à ruptura por esforço cortante
V_y	=	força cortante experimental correspondente ao escoamento da armadura longitudinal
a	=	distância entre o apoio e a carga concentrada aplicada
a_l	=	translação do diagrama de forças R_{st}
b_f	=	largura da mesa das vigas com seção T ou I
b_w	=	largura da nervura das vigas com seção T ou I
d	=	altura útil da seção transversal
d'	=	distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a borda comprimida da seção
f_c	=	resistência do concreto à compressão, referida a corpos de prova cilíndricos
f_{cj}	=	resistência média à compressão do concreto com a idade de j dias
f_{ck}	=	resistência característica do concreto à compressão
f_{ct}	=	resistência à tração do concreto
f_{ctk}	=	resistência característica do concreto à tração

f_y	=	limite de escoamento do aço à tração
f_{yk}	=	limite de escoamento característico do aço à tração
f_{yl}	=	limite de escoamento à tração do aço da armadura longitudinal
f_{yw}	=	limite de escoamento à tração do aço da armadura transversal
h	=	altura total da seção transversal
h_f	=	espessura da mesa das vigas com seção T ou I
j	=	número de dias
l	=	vão teórico
n	=	número de ciclos de carga
s	=	espaçamento dos estribos
sw	=	deslizamento entre a superfície da fissura
u	=	deslocamento de uma barra da armadura
v	=	deslocamento vertical, flecha
v_u	=	valor último de v
w	=	abertura da fissura
x	=	distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento, na seção transversal das vigas
z	=	distância entre R_{cc} e R_{st}
Δ	=	deslocamento aplicado em um ensaio
Δ_{yi}	=	deslocamento correspondente a resistência à flexão ideal
ϕ	=	diâmetro das barras das armaduras
γ_c	=	coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_s	=	coeficiente de minoração da resistência do aço
γ_f	=	coeficiente de segurança
γ_{xy}	=	distorção
$\gamma_{xy,esc}$	=	distorção medida no instante de escoamento da armadura

ε_c	=	deformação específica do concreto à compressão
$\varepsilon_{c,u}$	=	valor último de ε_c
ε_{sl}	=	deformação específica do aço à tração na armadura longitudinal
$\varepsilon_{sl,u}$	=	valor último de ε_{sl}
ε_{sw}	=	deformação específica dos estribos à tração
ε_x	=	deformação na direção do eixo "x"
ε_y	=	deformação na direção do eixo "y"
η	=	grau de armação ao cisalhamento $\eta = \rho_w / \rho_{w,45}$
θ	=	ângulo entre as diagonais comprimidas da alma e as barras longitudinais nas vigas
θ_{fc}	=	θ em viga submetida à flexo-compressão
θ_{fs}	=	θ em viga submetida à flexão simples
μ	=	coeficiente de ductilidade
ρ_l	=	taxa geométrica de armadura longitudinal
ρ_w	=	taxa geométrica de armadura transversal
ρ_{w45}	=	taxa geométrica de armadura transversal calculada de acordo com a analogia da treliça clássica, $\theta = 45$
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_{sl}	=	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 = $V/b_w.z$
τ_{od}	=	valor de cálculo de τ_o
τ_{ou}	=	valor último de τ_o
τ_c	=	parcela de redução de τ_{od} para cálculo da armadura transversal com grau reduzido de armação ao cisalhamento = $V_c/b_w.z$
τ_w	=	tensão convencional de cisalhamento = $V/b_w.d$
τ_{wd}	=	valor de cálculo de τ_w
$\tau_{wu,fl}$	=	valor último de τ_w relacionado à ruptura por flexão
$\tau_{wu,cis}$	=	valor último de τ_w relacionado à ruptura por esforço cortante
τ_s	=	tensão de cisalhamento resistida pela armadura de alma
cis	=	cisalhamento
fl	=	flexão
fc	=	flexão composta
fs	=	flexão simples
exp	=	experimental
max	=	máximo
teór	=	teórico
fad	=	fadiga
nor	=	normal
rev	=	reverso
sup	=	superior

RESUMO

OLIVEIRA, MARCEL A. A. M. de. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas a carregamento reverso**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1999. Dissertação (Mestrado).

A investigação experimental aqui descrita teve sua motivação em dúvidas levantadas quanto ao comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto de alta resistência submetidas a carregamentos reversos. Foram analisadas experimentalmente 14 vigas, sendo 6 sem armadura de alma e 8 vigas com esta armadura. Para o trabalho, a resistência à compressão do concreto, o vão de cisalhamento e o tipo de carregamento, normal ou reverso, foram as variáveis adotadas. Uma análise dos resultados dos ensaios das vigas mostrou que a resistência à compressão do concreto pouco influencia no comportamento último ao cisalhamento e que a aplicação do carregamento reverso pode reduzir em até 50% a resistência ao esforço cortante das vigas ensaiadas, para carregamentos próximos ao carregamento de serviço.

Palavras-chave: carregamento reverso, cisalhamento, concreto de alta resistência, vigas.

INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem a finalidade de analisar o cisalhamento das vigas de concreto de alta resistência submetidas a carregamento invertido.

Até o momento, não existe um consenso entre os pesquisadores da área a respeito de um modelo de comportamento de elementos de concreto armado quando submetidos a carregamento invertido.

A presente pesquisa também é uma continuação dos estudos desenvolvidos por pesquisadores da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP sobre a tecnologia do concreto de alta resistência e seu desempenho como elemento estrutural.

O capítulo 1 contém uma revisão sobre o cisalhamento em vigas de concreto armado, os modelos de comportamento resistente e um resumo do trabalho dos principais pesquisadores. No capítulo 2 é feito um estudo específico sobre o cisalhamento em vigas de concreto armado sujeitas a carregamento reverso.

No capítulo 3 será descrita toda a programação experimental, onde constam os detalhes das vigas ensaiadas e a caracterização dos materiais utilizados. No capítulo 4 estão os resultados obtidos.

No capítulo 5 encontra-se a análise dos resultados e, no capítulo 6, as conclusões obtidas.

CAPÍTULO 1

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

INTRODUÇÃO

Dentre as muitas formas de ruptura, que devem ser evitadas durante toda a vida útil de uma viga em concreto armado, encontra-se a chamada ruptura por esforço cortante.

Tal ruptura, reduz a resistência da viga a níveis inferiores à capacidade à flexão e, consideravelmente, a sua ductilidade.

Não se pode colocar a citada ruptura como o resultado do esforço cortante aplicado isoladamente na viga, mas sim, de um efeito combinado de esforço cortante com momento fletor e, ocasionalmente, esforço axial e/ ou momento torsor. Estes esforços geram tensões na viga que, uma vez ultrapassados os valores limites, promovem a sua ruptura, caracterizada, muitas vezes, por uma ruptura frágil ou sem aviso.

Não são raras as ocasiões onde relaciona-se a ruptura por efeito de esforço cortante a uma tensão referida a um plano transversal de corte da viga (seção transversal). Vale observar que, segundo Fusco²⁷, somente as chamadas tensões principais, de tração e de compressão, são atuantes nas estruturas. Desta maneira, aquela tensão, dita como tensão de cisalhamento, pode perfeitamente ser colocada como resultado da combinação das tensões principais (Fig. 1.01).

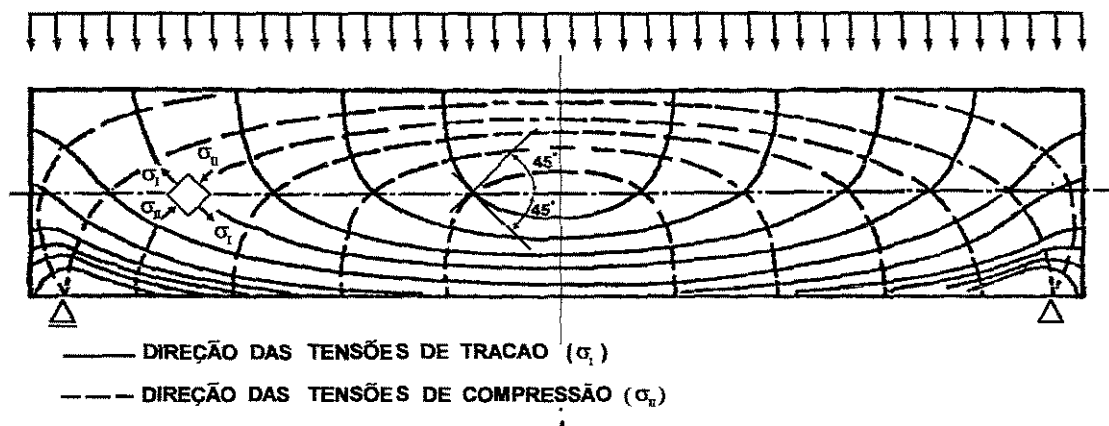


FIGURA 1.01A [27]
TRAJETÓRIAS DAS TENSÕES PRINCIPAIS EM VIGA NÃO FISSURADA

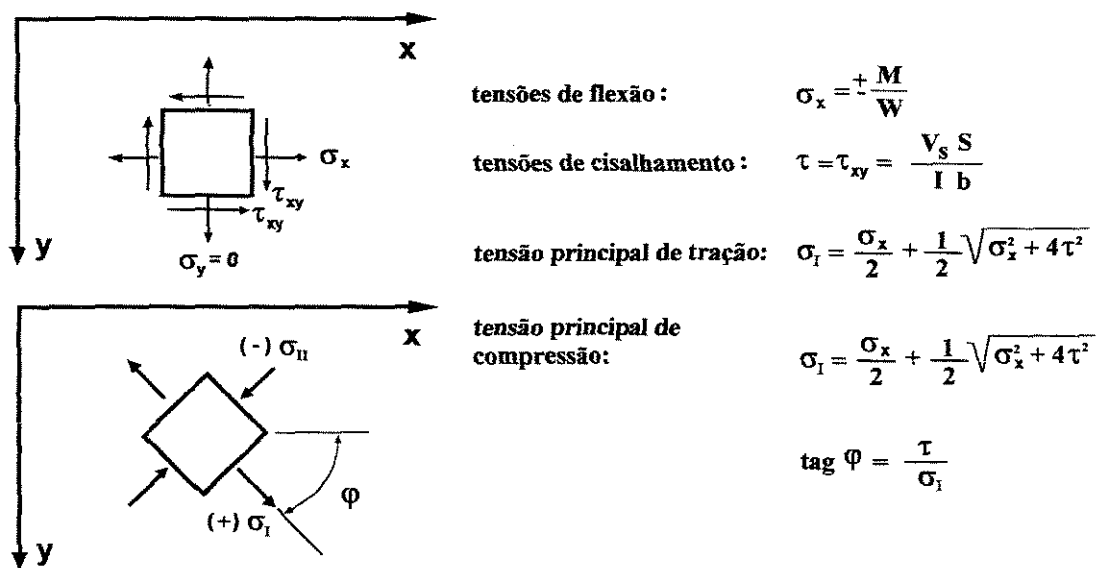


FIGURA 1.01B [46]
TENSÕES PRINCIPAIS INCLINADAS EM RELAÇÃO A UMA REFERÊNCIA DE EIXOS XY

A obtenção das tensões principais é de suma importância no dimensionamento de um elemento estrutural. No caso de elementos estruturais compostos por um material homogêneo e isotrópico, a teoria usual da elasticidade fornece valores satisfatórios destas tensões. Entretanto, tão logo ocorra a primeira fissura, esta teoria fica invalidada, já que a direção dos esforços e intensidade das tensões internas são consideravelmente alterados.

No caso da determinação das tensões principais para vigas de concreto armado, a teoria da elasticidade não é conveniente, pois, aliada a heterogeneidade do concreto, tem-se a influência das barras da armadura, na redistribuição e reorientação das tensões internas, após o início da fissuração da viga.

Descartado, então, o emprego da teoria da elasticidade no dimensionamento ao cisalhamento, modelos de comportamento na ruptura ao esforço cortante, de vigas de concreto armado, foram imaginados e experimentalmente comprovados. Aqueles de melhor aceitação e comprovação experimental são aqui apresentados.

Na concepção dos citados modelos, uma análise criteriosa da resistência interna das vigas ao esforço cortante, combinado ou não, torna-se indispensável. Nesta análise, definem-se os mecanismos internos de resistência, os mecanismos de transferência de esforço cortante de uma seção a outra da viga e quantificam-se os parâmetros influentes.

Tantos são os parâmetros influentes na resistência interna ao esforço cortante em vigas de concreto armado que, até o presente momento, não se tem conhecimento suficiente de dados para a caracterização e quantificação da maioria deles.

Quanto à análise estática dos modelos de comportamento na ruptura ao esforço cortante das vigas em concreto armado, pode-se adiantar que alguns deles são sistemas altamente indeterminados (hiperestáticos). Atualmente, computadores podem prestar grande auxílio nesta

análise, no entanto, para um dimensionamento prático, torna-se conveniente a adoção de modelos simplificados ou de regras simplificadoras.

É dentro do citado espírito de simplificação e, principalmente, padronização que surgem as normalizações de dimensionamento das estruturas em concreto armado.

1.1 MODELOS DE COMPORTAMENTO RESISTENTE AO ESFORÇO CORTANTE NAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO - MODELOS DE RUPTURA

1.1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Mesmo com milhares de resultados de ensaio à disposição, nenhum critério de dimensionamento ao cisalhamento, que fosse totalmente aceito, sem restrições, pelo meio técnico atual, foi desenvolvido.

Este fato, de acordo com Thurlimann⁶⁹, se deve, principalmente, à grande dificuldade de interpretação dos vários resultados de ensaio à disposição. Dificuldade esta, causada, por exemplo, pela quase impossibilidade de separação sistemática das variáveis envolvidas no problema, pelo dimensionamento não adequado dos modelos de ensaio, por proporções não realistas entre armadura longitudinal e transversal, por detalhes geométricos e de armação inconvenientes e ainda pelo relato incompleto dos resultados de ensaio.

Com toda esta provável diversificação na interpretação dos resultados de ensaio, não é surpresa, portanto, que tenham surgido muitos modelos na tentativa de se explicar os diversos modos de ruptura ao cisalhamento de uma viga de concreto.

Dentre todos estes modelos, não resta dúvida, o de melhor aceitação é o chamado modelo de treliça, originalmente proposto por Ritter em 1899, mais tarde desenvolvido por Mörsch⁵⁴ e generalizado por Leonhardt^{46,48} e por Grob e Thurlimann³⁰.

Também com destaque merecido, mas com bem menor aceitação, encontram-se o modelo dos arcos, proposto por Kani^{36,37,38} e, mais recentemente, o modelo da trajetória do esforço de compressão, proposto por Kotsovos^{39,40,41,42}.

Com o advento dos computadores foi grande o crescimento de modelos de ruptura baseados em modelos hiperestáticos e com grande formulação matemática, uma vez que o trabalho de cálculo passou a ser automatizado.

Deve-se ressaltar que a grande vantagem do modelo de treliça, sobre os demais modelos, reside na sua simplicidade de aplicação prática, uma vez que se trata de um modelo estaticamente determinado (com ajustes empíricos posteriores).

1.1.2 MODELO CLÁSSICO DE TRELIÇA

1.1.2.1 DESCRIÇÃO DO MODELO

Quando fletida, e próximo à ruptura, uma viga de concreto armado apresenta a configuração típica de fissuração indicada na figura 1.02.

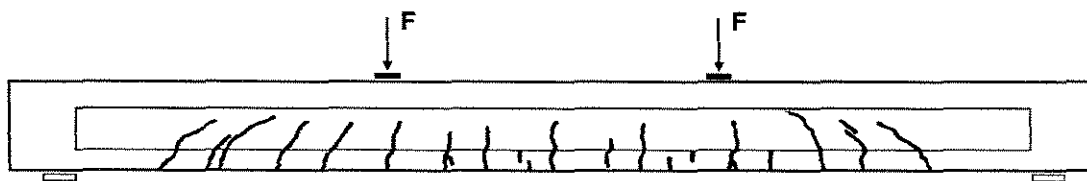


FIGURA 1.02 [23]
CONFIGURAÇÃO TÍPICA DE FISSURAÇÃO EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO
FLETIDA

O panorama de fissuração indicado, tem início com as fissuras de flexão. Na zona de cisalhamento, pouco acima da armadura longitudinal de flexão, estas fissuras inclinam-se, passando então a ser caracterizadas como fissuras de cisalhamento.

Longe das regiões de aplicação de cargas, as fissuras de cisalhamento desenvolvem-se quase que paralelamente umas com as outras.

Pela observação deste panorama típico de fissuração, Ritter, em 1899, propôs um modelo para dimensionamento ao cisalhamento de vigas em concreto armado. Mais tarde, Mörsch⁵⁴, desenvolveu o equacionamento deste modelo que, atualmente, é conhecido como modelo clássico de treliça ou analogia clássica de treliça de Ritter e Mörsch.

De acordo com este modelo, uma viga de concreto armado, depois de fissurada e próxima a ruptura, se comporta como uma treliça de banzos paralelos e alma composta por diagonais de concreto e tirantes transversais de aço (Fig. 1.03).

As componentes de força, em cada elemento da treliça, podem ser determinadas estaticamente. Uma vez carregada a viga, as diagonais de concreto e o banzo superior são comprimidos, enquanto são tracionados os tirantes e o banzo inferior.

Mörsch, ao discutir o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, θ na figura 1.03, concluiu que seria matematicamente impossível determinar sua inclinação, mas que 45° seria um valor conservativo⁶⁷. Desta maneira, o modelo clássico de treliça ficou também caracterizado por uma inclinação das diagonais comprimidas de 45° .

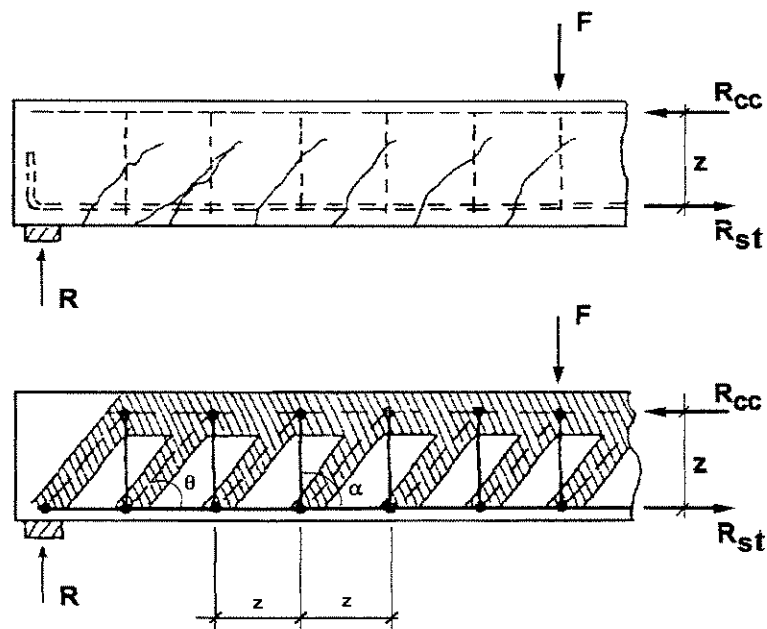


FIGURA 1.03 [24]
MODELO CLÁSSICO DE TRELIÇA

A inclinação dos tirantes de aço, α na figura 1.03, pode ser escolhida entre 90° e 135° . A 135° os tirantes são ortogonais às fissuras de cisalhamento e, portanto, sua direção é quase a mesma das tensões principais de tração, calculadas ao nível do centro de gravidade da seção transversal da viga suposta não fissurada. Justificando-se, então, a afirmação de Leonhardt⁴⁶ de que uma melhor eficiência seria obtida para uma inclinação de 135° para estas barras tracionadas. No entanto, por razões práticas, barras verticais, $\alpha = 90^\circ$, na forma de estribos, são quase sempre escolhidas.

1.1.2.2. TENSÃO TANGENCIAL PARA O CONCRETO FISSURADO PRÓXIMO À RUPTURA

Quando a viga de concreto armado encontra-se próxima à ruptura, a distribuição de tensões de compressão na seção transversal não é linear, encontrando-se o concreto da alma abaixo da linha neutra bastante fissurado.

A expressão que fornece o fluxo de tensões, observando-se a figura 1.04, é:

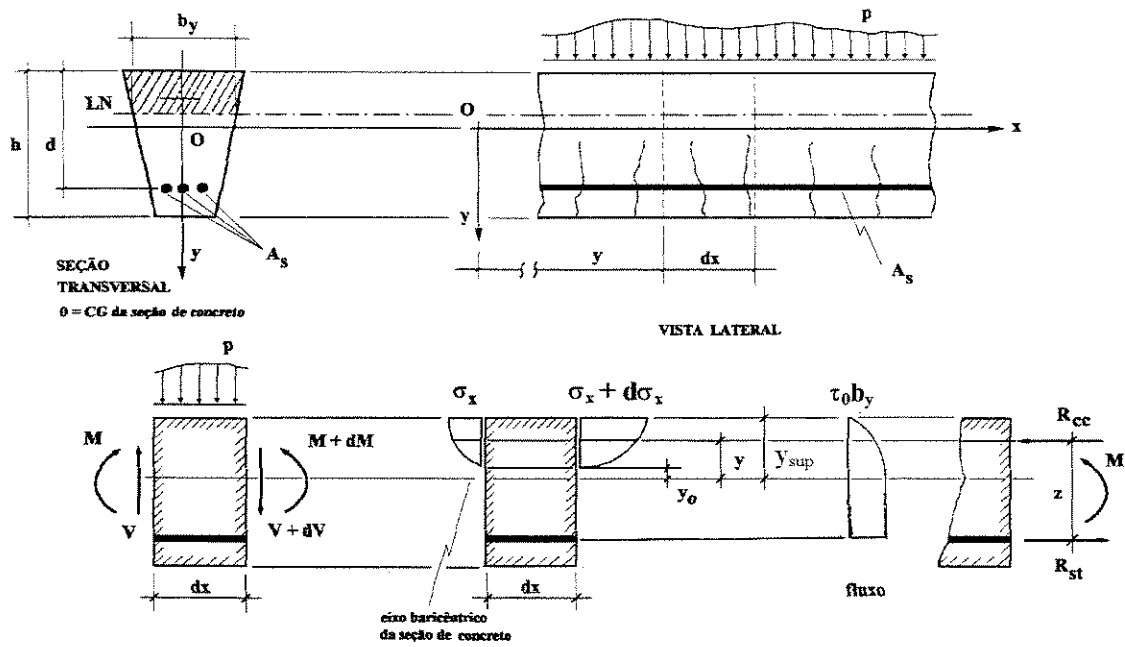


FIGURA 1.04 [24]
TENSÃO TANGENCIAL PARA O CONCRETO FISSURADO PRÓXIMO À RUPTURA

$$\tau \cdot b_y = \frac{d}{dx} \int_y^{y_{sup}} \sigma_x b_y dy \quad (\text{Eq. 1.01})$$

Na altura da linha neutra da seção fissurada tem-se:

$$\tau_0 b_w = \frac{d}{dx} \int_{y_0}^{y_{sup}} \sigma_x b_y dy \quad (\text{Eq. 1.02})$$

como:

$$\int_{y_0}^{y_{\text{sup}}} \sigma_x b_y dy = R_{cc} = \frac{M}{z} \quad (\text{Eq. 1.03})$$

resulta:

$$\tau_0 b_w = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{z} \right) \quad (\text{Eq. 1.04})$$

Onde b_w é a largura da seção na altura da linha neutra.

Abaixo da linha neutra da seção fissurada, isto é, abaixo da ordenada y_o , o fluxo τb_y fica constante, uma vez que a integral é a resultante das tensões de compressão no concreto.

Para peças com seção constante ao longo do comprimento, o braço de alavanca, z , varia muito pouco e, por simplificação, admite-se z constante.

Assim:

$$\tau_0 b_w = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{z} \right) = \frac{1}{z} \frac{dM}{dx} \quad (\text{Eq. 1.05})$$

$$\tau_0 b_w = \frac{1}{z} \frac{dM}{dx} \quad (\text{Eq. 1.06})$$

Onde:

$$\frac{dM}{dx} = V \quad (\text{Eq. 1.07})$$

Resultando, desta forma:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_w z} \quad (\text{Eq. 1.08})$$

Próximo à ruptura, o braço interno de alavanca, z , assume valores entre 0,85 d e 0,9 d .

Para verificação das tensões, julga-se suficiente, na prática, a adoção de valores aproximados para o braço de alavanca z . Desta maneira, pode-se admitir, para a verificação da tensão no concreto próximo à ruptura, um valor aproximado de z igual a 0,875 d . Resultando:

$$\tau_0 = 1,15 \frac{V}{b_w d} \quad (\text{Eq. 1.09})$$

Face a intensa fissuração do concreto, torna-se difícil quantificar a tensão devido à força cortante numa determinada seção. Deste modo, a grandeza τ_0 , com unidade de tensão, nada mais é do que um indicador do grau de solicitação pela força cortante, V .

1.1.2.3 TENSÃO NA ARMADURA DE ALMA CONSTITUÍDA POR ESTRIBOS VERTICAIS

Considerando-se uma viga submetida a uma carga vertical distribuída, p , constante ao longo do trecho de comprimento $\Delta x = z$ (Fig. 1.05), a condição global de equilíbrio de forças transversais à peça fornece a expressão:

$$\Delta V + pz = 0 \quad (\text{Eq. 1.10})$$

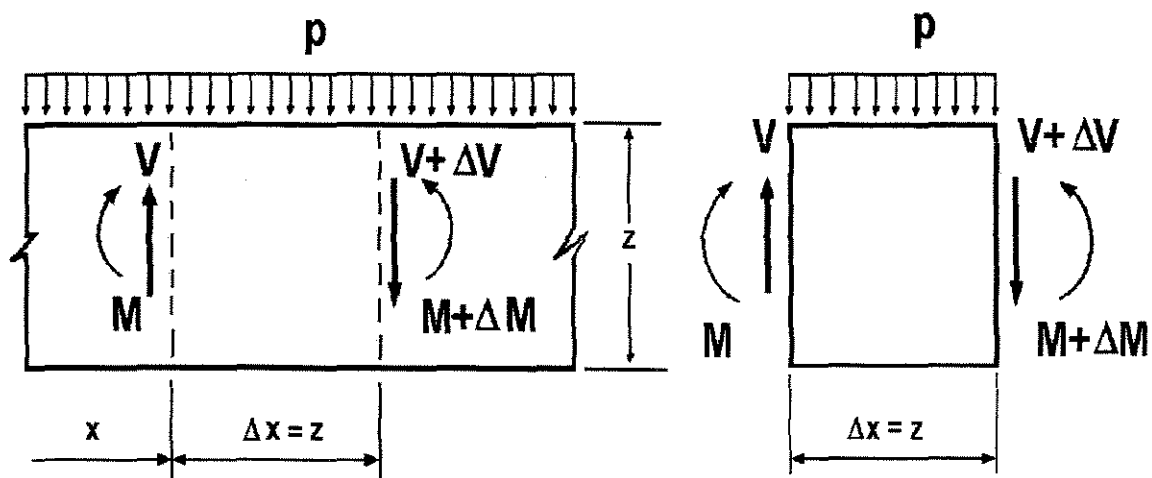


FIGURA 1.05 [27]
EQUILÍBRIO GLOBAL

Considerando o equilíbrio de cada uma das partes em que fica dividido o elemento anterior, por meio de uma fissura inclinada a 45° em relação ao eixo da viga, figura 1.06, para o caso de carregamento direto, quando a carga externa tende a comprimir a mesa superior da viga.

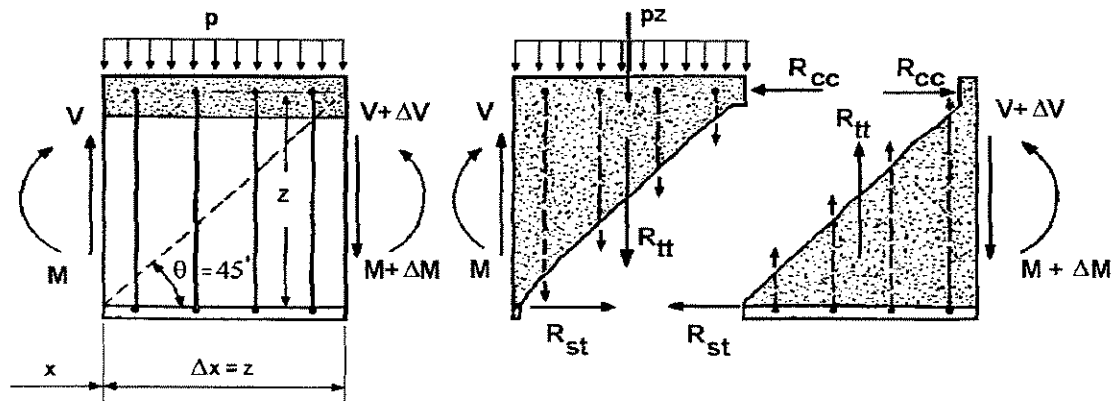


FIGURA 1.06 [27]
FORÇA NA ARMADURA TRANSVERSAL - CARREGAMENTO DIRETO

Neste caso de carga direta, o equilíbrio da parte superior fornece a condição:

$$R_{tt} = V - pz \quad (\text{Eq. 1.11})$$

e o equilíbrio da parte inferior conduz a:

$$R_{tt} = V + \Delta V \quad (\text{Eq. 1.12})$$

Em virtude da condição de equilíbrio global, tem-se:

$$\Delta V = -pz \quad (\text{Eq. 1.13})$$

resultando para ambas as partes a mesma condição:

$$R_{tt} = V - pz \quad (\text{Eq. 1.14})$$

A situação para o carregamento indireto, com tensões de tração nos planos horizontais, está mostrada na figura 1.07.

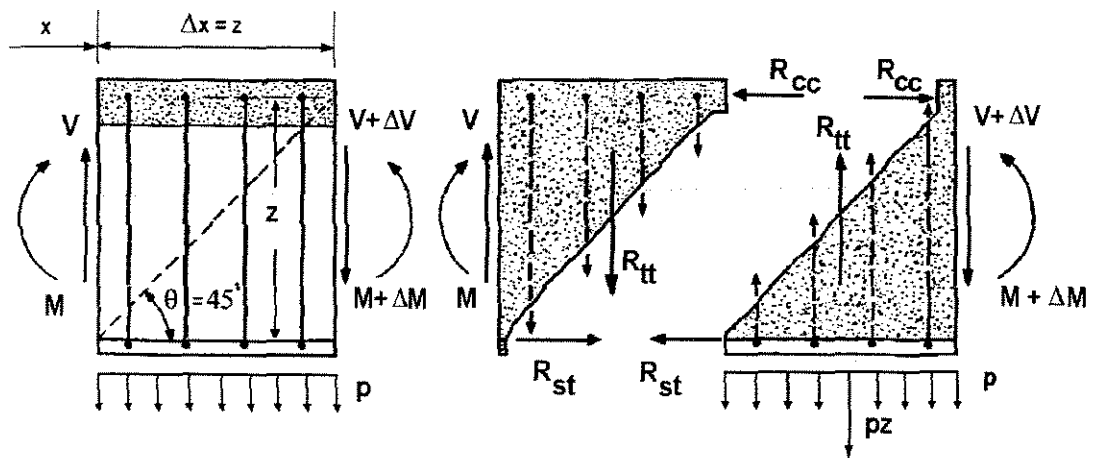


FIGURA 1.07 [27]
FORÇA NA ARMADURA TRANSVERSAL - CARREGAMENTO INDIRETO

Com carga indireta, as condições de equilíbrio transversal das duas partes são, respectivamente:

$$R_{tt} = V \quad (\text{Eq. 1.15})$$

e

$$R_{tt} = V + \Delta V + pz \quad (\text{Eq. 1.16})$$

Em virtude da condição de equilíbrio global (Eq. 1.10), para ambas as partes obtém-se a condição única:

$$R_{tt} = V \quad (\text{Eq. 1.17})$$

Como simplificação, a favor da segurança, considera-se a resultante das tensões de tração, R_{tt} , na armadura transversal, situada num trecho de comprimento $\Delta x = z$, com o valor:

$$R_{tt, \Delta x = z} = V \quad (\text{Eq. 1.18})$$

tanto para carga direta quanto para carga indireta. Esta condição permite, então, que seja feito o dimensionamento da armadura transversal.

De fato, sendo $A_{sw, \Delta x = z}$ a área da seção da armadura transversal, existente ao longo do comprimento $\Delta x = z$, a tensão nessa armadura vale:

$$\sigma_{sw} = \frac{R_{tt, \Delta x = z}}{A_{sw, \Delta x = z}} = \frac{V}{\rho_w b_w z} \quad (\text{Eq. 1.19})$$

onde a taxa de armadura transversal, ρ_w , neste caso, é definida por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw, \Delta x=z}}{b_w z} \quad (\text{Eq. 1.20})$$

Recordando-se que, em regime elástico, a tensão de cisalhamento, τ_0 , no centro de gravidade da seção, pode ser definida pela equação 1.08, a tensão na armadura transversal vale:

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau_0}{\rho_w} \quad (\text{Eq. 1.21})$$

Sendo s o espaçamento dos estribos e A_{sw} a armadura de cada um deles, considerados todos os seus ramos verticais, tem-se:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} \quad (\text{Eq. 1.22})$$

Conhecida a taxa ρ_w de armadura e adotando-se um espaçamento s , determina-se a área de seção de cada estribo e vice-versa.

1.1.2.4 TENSÃO NA DIAGONAL COMPRIMIDA DO CONCRETO DA ALMA

Na figura 1.08 indica-se a maneira pela qual a armadura transversal é solicitada à tração, sob a ação da compressão das bielas diagonais.

O equilíbrio de forças transversais impõe a condição:

$$R_{tt} = R_{c45} \cos 45^\circ = V \quad (\text{Eq. 1.23})$$

da qual pode ser obtida a tensão de compressão diagonal, dada por:

$$\sigma_{c45} = \frac{R_{c45}}{b_w(z/\sqrt{2})} = \frac{V\sqrt{2}}{b_w(z/\sqrt{2})} \quad (\text{Eq. 1.24})$$

onde b_w é a largura da biela comprimida.

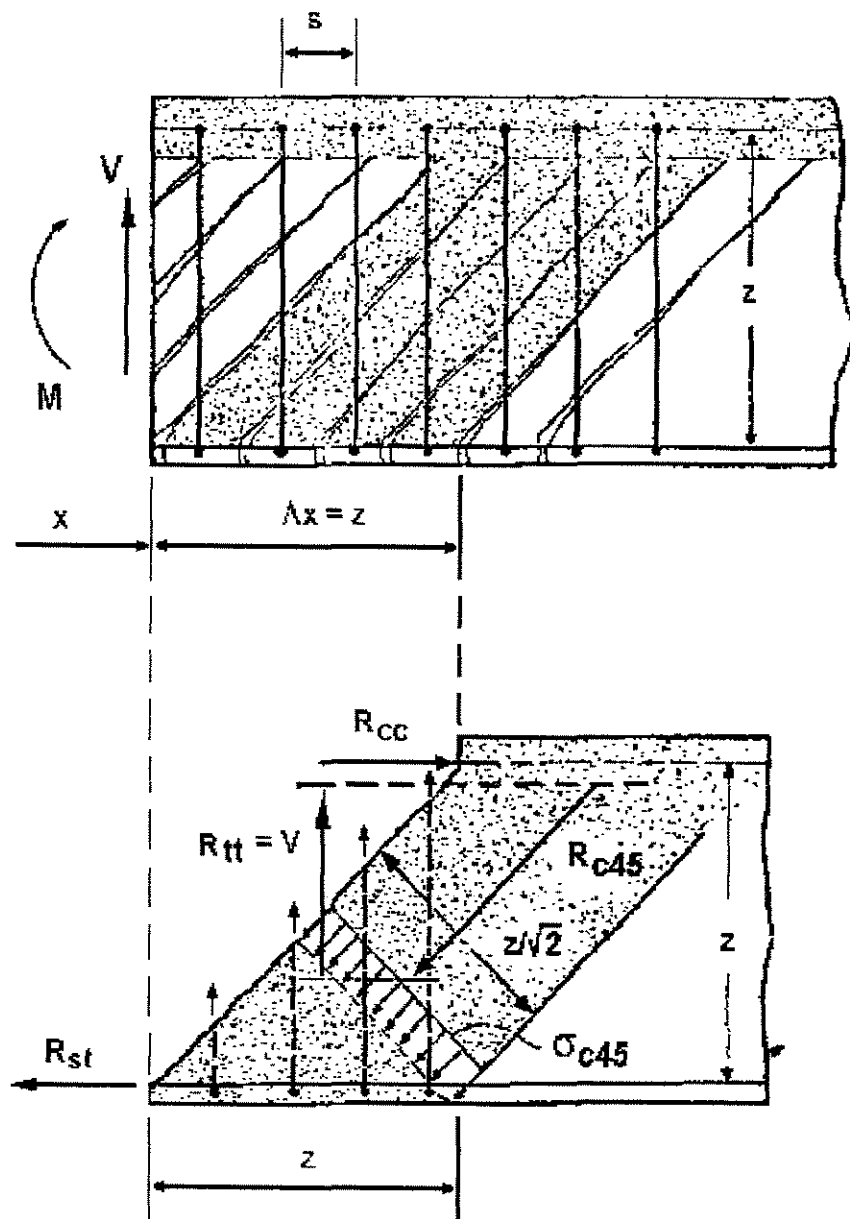


FIGURA 1.08 [27]
TRELIÇA COM ARMADURA VERTICAL

Resultando, pela equação 1.08:

$$\sigma_{c45} = 2 \frac{V}{b_w z} = 2 \tau_0 \quad (\text{Eq. 1.25})$$

1.1.3 MODELO DA TRELIÇA GENERALIZADA

1.1.3.1 INTRODUÇÃO

Por muitos anos o modelo de treliça de Ritter e Morsch foi adotado para o dimensionamento da armadura de cisalhamento, assumindo que a totalidade da força cortante seria resistida pelos chamados elementos de alma: barras de aço e diagonais de concreto.

Investigações experimentais realizadas nas últimas décadas demonstraram que o citado modelo não fornece os verdadeiros esforços nos elementos de alma, conduzindo, em geral, à armaduras transversais superiores às necessárias.

Com a finalidade de obtenção de armaduras transversais mais econômicas, muitos outros modelos foram apresentados.

Dentre estes modelos, destacou-se o apresentado por Leonhardt e conhecido como Modelo de Treliça Generalizada^{46, 47, 48, 49}.

Apresentado em 1965, este modelo constituiu-se em uma proposta de correção ao modelo clássico de treliça e mais tarde, de forma mais trabalhada, foi adotado como método padrão pelo Código Modelo do CEB-FIP¹⁶ de 1978 e pela NBR 6118¹⁰.

1.1.3.2. OBSERVAÇÕES EXPERIMENTAIS DE LEONHARDT

A generalização do modelo clássico de treliça, proposta por Leonhardt, foi fundamentada em observações experimentais obtidas nos ensaios de Stuttgart⁴⁵.

Observou-se que a inclinação das diagonais comprimidas podia ser influenciada pela quantidade de armadura de cisalhamento existente em relação a quantidade calculada pelo modelo clássico de treliça, η .

Para uma pequena quantidade de armadura de cisalhamento, em relação à calculada pelo modelo clássico de treliça, foi observado um menor ângulo de inclinação para as diagonais comprimidas.

Nos ensaios de Stuttgart⁴⁵, foram observadas deformações longitudinais de alongamento no banzo comprimido da viga, na região distante $1,6 d$ do eixo do apoio. Este fato sugeriu a possibilidade de ocorrência de tensões de tração na citada região, tensões estas que seriam justificadas pela inclinação da resultante de compressão nesta região.

Foi observado também que esta inclinação seria tanto maior quanto maior fosse a relação b_f/b_w da viga.

Parte da força cortante não foi absorvida nem pelo banzo comprimido nem pelos elementos de alma (Fig. 1.09).

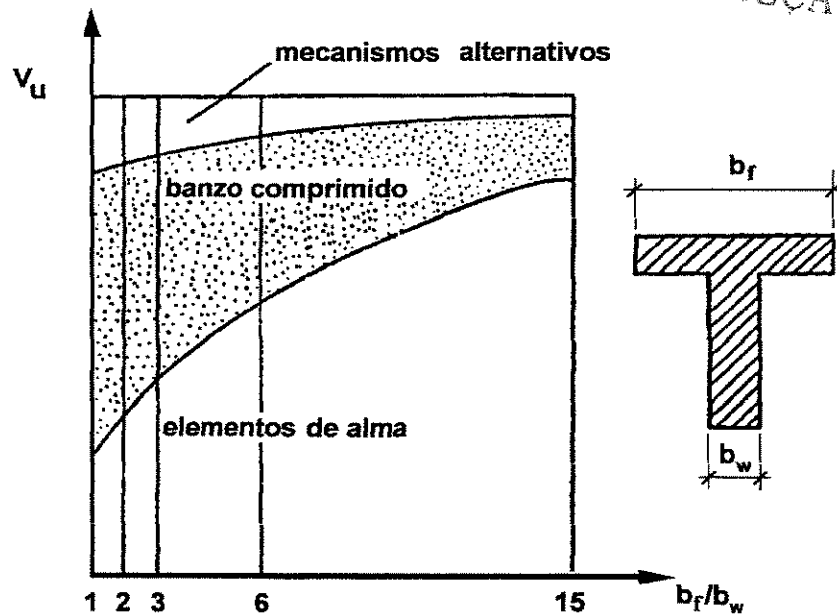


FIGURA 1.09 [46]
DIVISÃO DO ESFORÇO CORTANTE ÚLTIMO EM PARCELAS ABSORVIDAS PELO
BANZO, ELEMENTOS DE ALMA E MECANISMOS ALTERNATIVOS

Concluiu-se que a terceira porção remanescente da força cortante seria absorvida pelos chamados mecanismos alternativos. Estes mecanismos alternativos seriam representados, principalmente, pelo efeito de pino da armadura longitudinal, engrenamento dos agregados e pelo efeito de engastamento das diagonais comprimidas no banzo comprimido da treliça.

Em Stuttgart⁴⁵ foi observado que a parcela de força cortante absorvida pela armadura de alma, medida experimentalmente, seria menor do que a teoricamente esperada de acordo com o modelo clássico da treliça (Fig. 1.10).

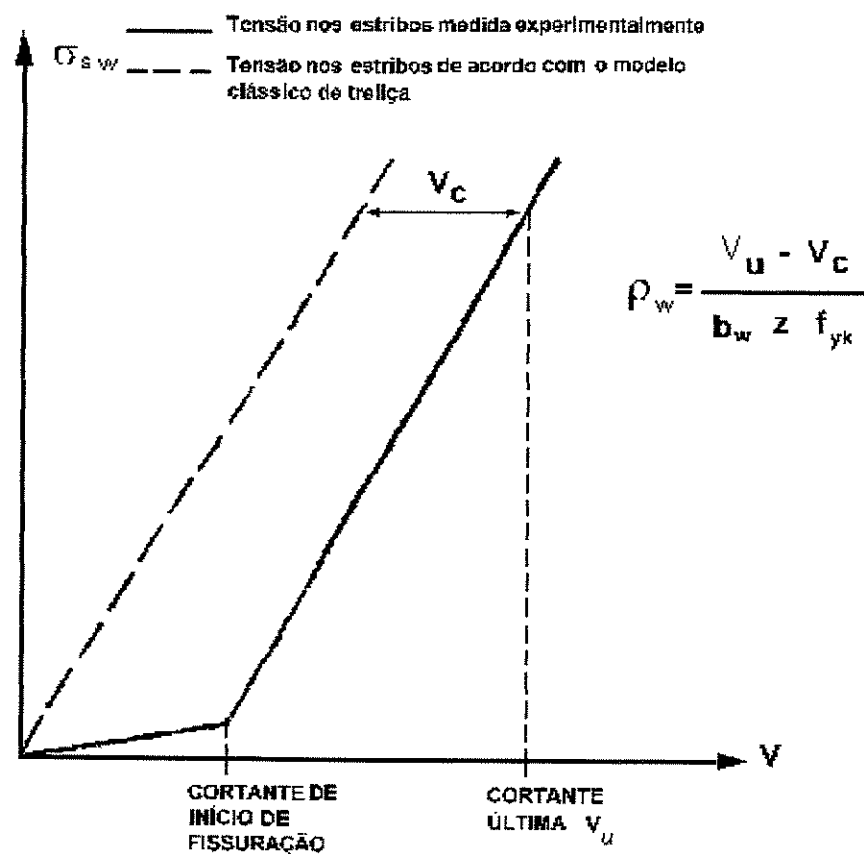


FIGURA 1.10 [46]
 DIAGRAMA TENSÃO EXPERIMENTAL NOS ESTRIBOS- FORÇA CORTANTE,
 COMPARADO COM DIAGRAMA TEORICAMENTE ESPERADO DE ACORDO COM O
 MODELO CLÁSSICO DA TRELIÇA

A determinação experimental das tensões em estribos situados em posições diferentes confirmou uma colaboração maior, na resistência ao esforço cortante, da zona comprimida de concreto próxima aos apoios. Nesta região, a resultante de compressão é mais inclinada, levando-se à conclusão de que a tensão na armadura de alma seria influenciada pela inclinação do banzo comprimido .

A determinação experimental das tensões em um estribo, situado em igual posição, em vigas onde a única variável foi a relação b_f/b_w mostrou que a tensão neste estribo seria diretamente proporcional à relação b_f/b_w .

Como a inclinação das diagonais comprimidas estaria relacionada à relação b_f/b_w , concluiu-se que a tensão na armadura de alma seria influenciada, também, pela inclinação das diagonais comprimidas.

Foi também observado, em Stuttgart⁴⁵, para a tensão nas diagonais comprimidas, um valor experimental um pouco maior, cerca de 10%, que o teoricamente esperado de acordo com o modelo clássico da treliça.

O fato das diagonais comprimidas terem apresentado inclinação experimental menor que 45°, valor teórico admitido no modelo clássico de treliça, induziu a uma solicitação maior das diagonais e, portanto, a uma maior tensão de compressão nas mesmas.

1.1.3.3. MODELO GENERALIZADO DE TRELIÇA

Uma análise dos resultados dos ensaios de Stuttgart⁴⁵ levou à constatação de que o modelo clássico de treliça não descrevia o verdadeiro comportamento das vigas ao cisalhamento.

Tentando corrigir as distorções, comprovadas experimentalmente, do modelo clássico em relação ao comportamento real, Leonhardt^{46,47,49} propôs, então, uma generalização deste modelo.

As modificações apresentadas ao Modelo Clássico resumem-se na consideração de uma inclinação variável para o banzo comprimido, principalmente influenciada pela relação b_f/b_w , e

na consideração de uma inclinação variável para as diagonais comprimidas, entre 30° e 45° , influenciada pela relação b_f/b_w e pelo grau de armação ao cisalhamento.

Neste modelo generalizado supõe-se que parte do esforço cortante total seja absorvido diretamente pela inclinação do banzo comprimido. Os elementos de alma, armadura de cisalhamento e diagonais comprimidas, seriam, então, responsáveis pela absorção do restante do esforço cortante.

A parcela de esforço cortante, que solicita a armadura de alma, seria dependente da inclinação das diagonais comprimidas. Inclinações destas diagonais menores que 45° resultariam em uma menor solicitação da armadura de cisalhamento.

Pode-se concluir, então, que ambas as modificações propostas por Leonhardt^{46,47,49} reduzem o esforço de tração na armadura de alma, permitindo, portanto, uma redução desta armadura em relação àquela obtida pelo modelo clássico.

Em vigas com seção transversal retangular, $b_f/b_w = 1$, o efeito arco, parcela de cortante absorvida pela inclinação do banzo comprimido, prevalece. Nestas vigas, portanto, à armadura de alma cabe a absorção de uma pequena parcela do esforço cortante total na viga⁴⁶.

Nas vigas com seção transversal em formato de T ou I, com alma fina, a parcela de esforço cortante total destinada à armadura de cisalhamento pode alcançar até 80%⁴⁶. Nestas vigas o banzo comprimido é pouco inclinado e as diagonais comprimidas tem inclinação próxima aos 45° .

Convém observar que uma análise dos esforços nos elementos da treliça generalizada seria possível. Esta análise deveria ser feita para uma treliça estaticamente indeterminada, com pouco espaçamento entre elementos de alma e formando um agrupamento de barras de alma, onde umas cruzam com as outras. Tal análise, entretanto, seria muito trabalhosa e não se tornaria aplicável na prática.

Adianta-se, portanto, que para o dimensionamento da armadura de alma esta treliça generalizada não seria apropriada pois, além de hiperestática, faz-se-ia necessário uma definição de inclinação para as diagonais comprimidas.

1.1.3.4. ARMADURA DE CISALHAMENTO FORMADA POR ESTRIBOS VERTICAIS

De acordo com os resultados dos ensaios em Stuttgart⁴⁵, o dimensionamento da armadura de cisalhamento segundo o modelo clássico mostrou-se antieconômico .

Por outro lado, o dimensionamento da armadura de cisalhamento segundo o modelo generalizado de treliça apresentaria um inconveniente prático, o cálculo dos esforços em uma treliça hiperestática, e outro teórico, adoção de uma inclinação conveniente para as diagonais comprimidas da treliça.

Estes inconvenientes foram, brilhantemente, contornados por Leonhardt^{46,47,49} pela observação dos resultados de ensaios apresentados na figura 1.10.

Nestes resultados, Leonhardt^{46,47,49}, constatou que a linha que indica a relação entre a tensão real nos estribos, em função do aumento do carregamento, era, praticamente, paralela àquela teoricamente calculada de acordo com o modelo clássico.

O afastamento entre aquelas linhas mostrou-se tanto menor quanto maior a relação b_f/b_w da viga. Mesmo nas vigas com alma muito fina, relação b_f/b_w muito alta, ainda se notou uma significativa diferença entre as tensões reais nos estribos e aquelas esperadas de acordo com o modelo clássico.

A linha calculada de acordo com o modelo clássico da treliça segue a equação (Fig. 1.10)

$$\sigma_{sw} = \frac{V}{\rho_w b_w z} \quad (\text{Eq. 1.19})$$

com

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} \quad (\text{Eq. 1.22})$$

Com o afastamento paralelo ao eixo de V , entre a linha de medida das tensões efetivas e a linha calculada segundo o modelo clássico, tomado como V_c , a tensão efetivamente atuante na armadura de alma pode ser escrita

$$\sigma_{sw} = \frac{V - V_c}{\rho_w b_w z} \quad (\text{Eq. 1.26})$$

Desta maneira, observando-se a equação anterior, a tensão atuante na armadura de alma pode ser determinada como se válido fosse o modelo clássico de treliça, onde $\theta = 45^\circ$, e corrigindo-se, convenientemente, as expressões deste modelo para o cálculo de uma armadura de cisalhamento mais econômica.

Esta correção corresponde a uma redução da tensão normal, que solicita a armadura de alma, de um valor:

$$\frac{V_c}{\rho_w b_w z} \quad (\text{Eq. 1.27})$$

O valor V_c combina a redução de solicitação na armadura de alma proveniente da inclinação do banzo comprimido, de uma inclinação efetiva das diagonais comprimidas menor que 45° e também da eventual colaboração de esquemas resistentes alternativos. Esquemas estes, representados, principalmente, pelo engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura longitudinal.

De determinação analítica praticamente impossível, estipula-se um valor V_c de maneira empírica. Ensaíos onde o único parâmetro variável foi a resistência à compressão do concreto, comprovaram a dependência direta do valor V_c a este parâmetro⁴⁶.

Uma redução adicional do esforço cortante, para vigas com cargas concentradas aplicadas próximo aos apoios ou para vigas com relação $l/d \leq 8$, pode ser atribuída à inclinação do banzo comprimido próximo aos apoios.

1.1.3.5. TENSÃO NAS DIAGONAIS COMPRIMIDAS DE CONCRETO

Foi constatado por Leonhardt⁴⁵ que as tensões nas diagonais comprimidas, obtidas experimentalmente, seriam um pouco maiores, cerca de 10%, do que os valores calculados de acordo com o modelo clássico.

O fato, comprovado experimentalmente, das diagonais comprimidas apresentarem ângulo de inclinação menor que 45° , pode explicar uma sollicitação efetiva, destas diagonais, maior que aquela teoricamente esperada de acordo com o modelo clássico. Desta maneira, no caso de armadura transversal constituída por estribos verticais, pode-se supor que a tensão efetiva nas diagonais comprimidas seja dada por:

$$\sigma_{c45} = 2,2 \tau_0 \quad (\text{Eq. 1.28})$$

ao invés de:

$$\sigma_{c45} = 2 \tau_0 \quad (\text{Eq. 1.25})$$

dada pelo modelo clássico.

1.1.4 MODELO DA TRELIÇA COM ÂNGULO DE INCLINAÇÃO VARIÁVEL DAS DIAGONAIS COMPRIMIDAS DE CONCRETO: MODELO DA TRELIÇA PLÁSTICA

1.1.4.1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento ao esforço cortante de acordo com o modelo clássico de treliça admite-se uma inclinação de 45° para as diagonais comprimidas. Inclinação esta, não correspondente às efetivas inclinações observadas em ensaios⁴⁵.

O modelo da treliça generalizada, apesar de considerar inclinação variável para as diagonais comprimidas, não fundamenta seu equacionamento em função desta variação. Pelo contrário, todo o equacionamento do modelo clássico é aproveitado ($\theta = 45^\circ$) e, empiricamente, convenientemente corrigido. Desta maneira, o Modelo da Treliça Generalizada pode ser classificado como um método semi-empírico.

Segundo Thurlimann⁶⁹, de um ponto de vista científico, um critério empírico, ou semi-empírico, somente é satisfatório se a separação e controle das variáveis principais são assegurados e ensaios suficientes são conduzidos, de forma a permitir um tratamento estatístico eficiente dos resultados.

Na definição do modelo clássico da treliça, como também na do modelo generalizado, as condições descritas por Thurlimann⁶⁹, praticamente, não foram consideradas.

Sendo assim, Thurlimann⁶⁹, acredita que um critério baseado em um modelo simplificado, considerando somente as variáveis principais, analisadas por um procedimento teórico idealizado seria preferível. Este modelo, então, poderia ser checado por poucos e selecionados ensaios e, se necessário, ajustado.

Desta maneira, Thurlimann, propôs, em 1969, o chamado modelo da treliça plástica ou modelo da treliça com ângulo variável das diagonais comprimidas^{30,67}.

1.1.4.2. APRESENTAÇÃO DO MODELO PLÁSTICO DA TRELIÇA OU MODELO DA TRELIÇA COM ÂNGULO VARIÁVEL

O modelo de Thurlimann trata-se de um modelo em treliça com inclinação variável das diagonais. Consiste de barras de armadura longitudinal agindo como banzos paralelos, estribos atuando como tirantes verticais e diagonais de concreto inclinadas, formando um campo de compressão contínuo (Fig. 1.11).

Neste modelo, assume-se que tanto a armadura longitudinal quanto a transversal, na ruptura, entram em escoamento. Daí o motivo deste modelo ser também denominado de modelo plástico da treliça.

Na concepção do modelo, as seguintes hipóteses foram consideradas:

- 1) em situação de carga última o concreto resiste somente à compressão;
- 2) a armadura transmite somente forças de compressão ou de tração pelo eixo das barras;
- 3) somente seções sub-armadas são consideradas para garantir que a ruptura ocorra por escoamento da armadura, antes do esmagamento do concreto;
- 4) escoamento uniaxial das barras da armadura, abertura das fissuras perpendicular à direção das fissuras;
- 5) impossibilidade de ruptura localizada;

6) de forma a evitar uma ruptura prematura do concreto, um limite superior para as tensões no concreto é introduzido (máximas tensões de compressão e de cisalhamento). Do mesmo modo, limites para a inclinação, θ , das diagonais comprimidas e, então, para a redistribuição dos esforços internos, são dados.

1.1.4.3. TENSÃO NA ARMADURA DE ALMA CONSTITUÍDA POR ESTRIBOS VERTICAIS

Considerando-se um trecho de viga, Δx , que compreende uma fissura inclinada, desde o banzo tracionado até o banzo comprimido, tem-se:

$$\Delta x = z \cot \theta \quad (\text{Eq. 1.29})$$

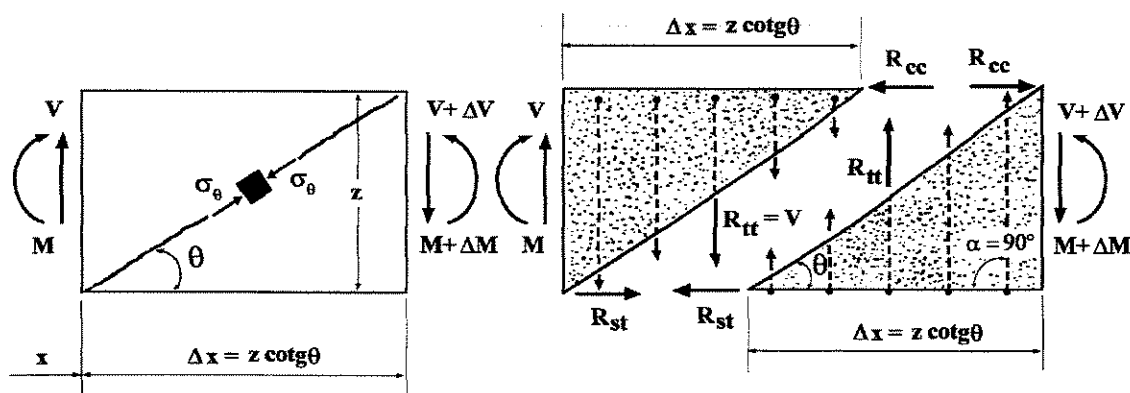


FIGURA 1.11 [27]
DIAGONAIS COMPRIMIDAS COM INCLINAÇÃO QUALQUER E ARMADURA
TRANSVERSAL CONSTITUÍDA POR ESTRIBOS VERTICAIS

Como simplificação, a favor da segurança, a resultante R_{tt} das tensões de tração na armadura transversal situada num trecho de comprimento Δx , vale:

$$R_{tt, \Delta x = z \cot g \theta} = V \quad (\text{Eq. 1.30})$$

Sendo $A_{sw, \Delta x = z \cot g \theta}$ a área da seção da armadura transversal existente ao longo do comprimento $\Delta x = z \cot g \theta$, a tensão nessa armadura vale:

$$A_{sw} = \frac{R_{tt, \Delta x = z \cot g \theta}}{A_{sw, \Delta x = z \cot g \theta}} = \frac{V}{\rho_w b_w z \cot g \theta} \quad (\text{Eq. 1.31})$$

onde a taxa de armadura transversal, ρ_w , neste caso, pode ser definida por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw, \Delta x = z \cot g \theta}}{b_w z \cot g \theta} \quad (\text{Eq. 1.32})$$

Sendo s o espaçamento dos estribos, e A_{sw} a área da seção transversal de cada um deles, considerados todos os seus ramos verticais, tem-se:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} \quad (\text{Eq. 1.22})$$

Deste modo, conhecida a taxa ρ_w de armadura, pela equação 1.22, e dado o espaçamento s , determina-se a área de seção de cada estribo e vice-versa.

1.1.4.4. TENSÃO NA DIAGONAL COMPRIMIDA DO CONCRETO DA ALMA

Considerando-se o equilíbrio de esforços internos transversais ao eixo da viga, ao longo do trecho de comprimento $\Delta x = z \cot \theta$, verifica-se que devem ser iguais as componentes (Fig. 1.12):

$$R_{tt} = V = R_{c\theta} \sin \theta \quad (\text{Eq. 1.33})$$

com:

$$\sigma_{c\theta} = \frac{R_{c\theta}}{b_w z \cos \theta} \quad (\text{Eq. 1.34})$$

obtem-se:

$$\sigma_{c\theta} = \frac{V}{b_w z \cos \theta \sin \theta} \quad (\text{Eq. 1.35})$$

Resultando, pela equação 1.08:

$$\sigma_{c\theta} = \frac{\tau_0}{\cos \theta \sin \theta} \quad (\text{Eq. 1.36})$$

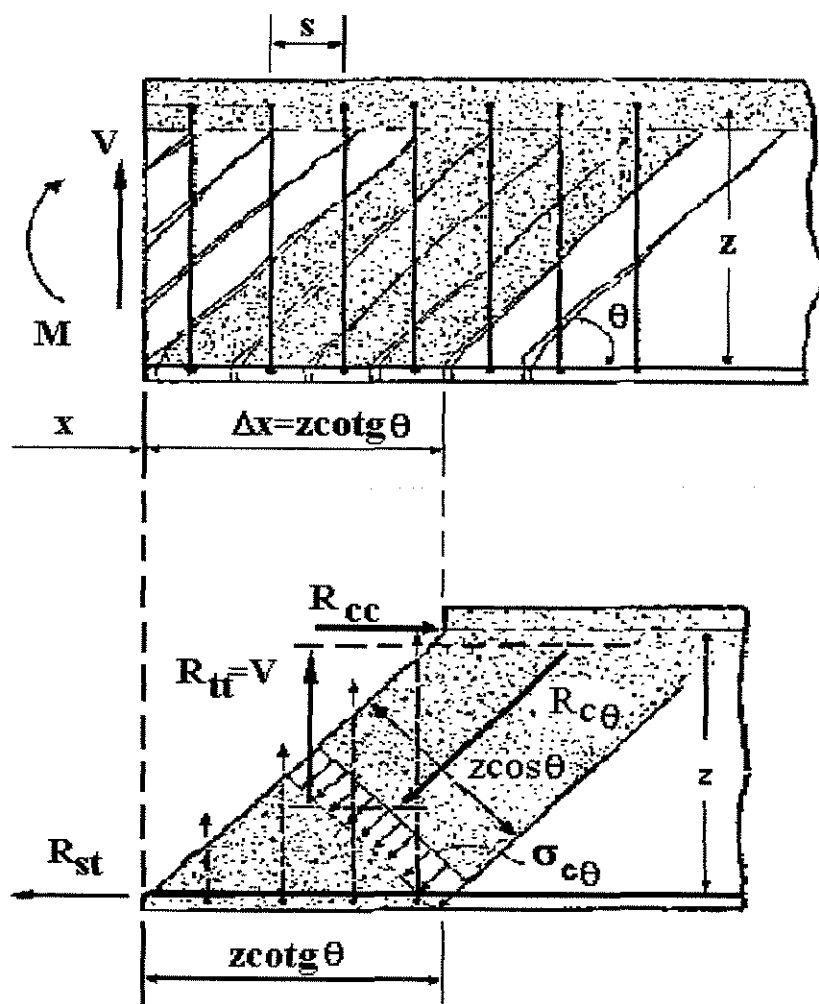


FIGURA 1.12 [27]
TENSÕES NAS DIAGONAIS COMPRIMIDAS

1.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO

1.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Embora já esteja, há muito tempo, consagrada a dispensa de armadura transversal em vigas curtas ou lajes usuais⁵⁴, os mecanismos de transferência do esforço cortante de uma seção a outra da viga só recentemente estão sendo explicados e, mesmo assim, parcialmente. Desta maneira, uma quantificação definitiva da contribuição dos mesmos na transmissão do esforço cortante torna-se, ainda, somente especulação.

No dimensionamento das vigas em concreto armado faz-se de suma importância o entendimento destes mecanismos. Não só em relação à definição de critérios de dispensa de armadura de cisalhamento, como também na determinação da parcela de esforço cortante a ser resistida por eventual armadura.

Na fase inicial de carregamento, com a peça não fissurada, o esforço cortante pode ser transmitido, de uma seção a outra da viga, por meio de tensões de cisalhamento.

Após a fissuração, em vigas sem armadura de alma, julgava-se que todo o esforço cortante fosse transmitido aos apoios pelo chamado efeito arco, isto é, a peça agindo como um arco atirantado.

Entretanto, Leonhardt⁴⁵, ao determinar as tensões de tração ao longo da armadura longitudinal, constatou que estas tensões diminuía, quase que proporcionalmente ao momento de flexão, a partir de um certo nível de carregamento. O que não aconteceria em um arco atirantado (Fig. 1.13).

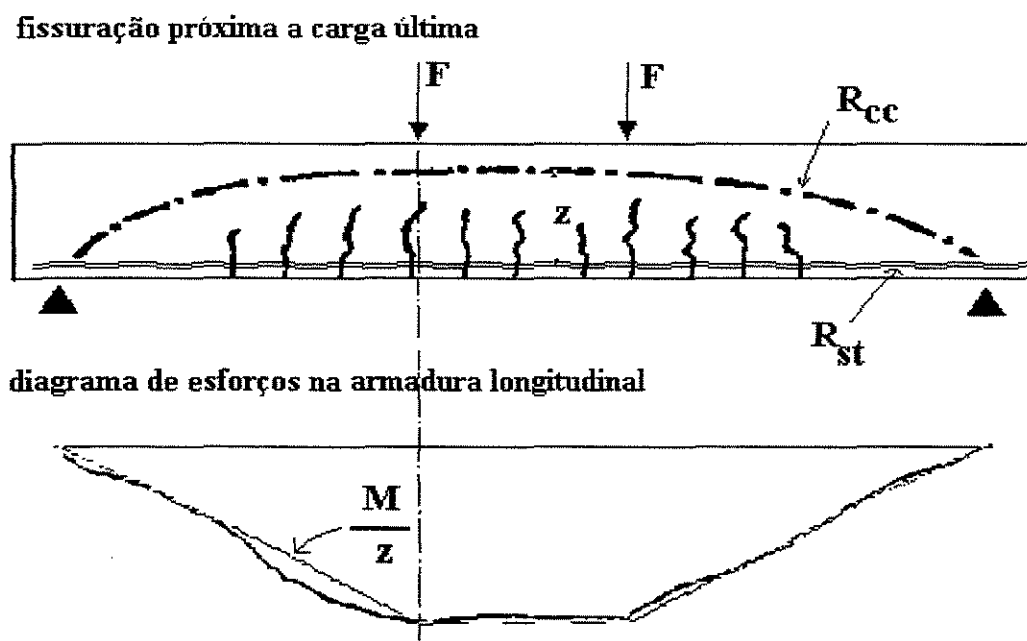


FIGURA 1.13 [46]
ESFORÇO DE TRAÇÃO NA ARMADURA LONGITUDINAL

Foram Fenwick e Paulay²², comprovados por Taylor⁶⁸, que creditaram este comportamento, principalmente, ao chamado engrenamento dos agregados nas faces das fissuras e pelo efeito de pino da armadura longitudinal. Estes pesquisadores comprovaram, então, a capacidade da zona tracionada da viga em transmitir esforço cortante.

Antes de Fenwick e Paulay²², Acharya e Kemp¹ colocaram o efeito de pino da armadura longitudinal como único mecanismo de transferência de esforço cortante através da zona tracionada de uma viga em concreto armado, sem armadura transversal.

Pode-se, então, considerar como mecanismos de transmissão de esforço cortante, de uma seção transversal a outra de uma viga de concreto armado, as tensões de cisalhamento na peça não fissurada, o engrenamento dos agregados, o efeito pino da armadura longitudinal, o arqueamento dos esforços e a armadura de cisalhamento.

Na figura 1.14, Taylor⁶⁷, representa as parcelas de contribuição dos citados mecanismos com a evolução do carregamento na viga, para o caso de uma viga sem armadura de alma.

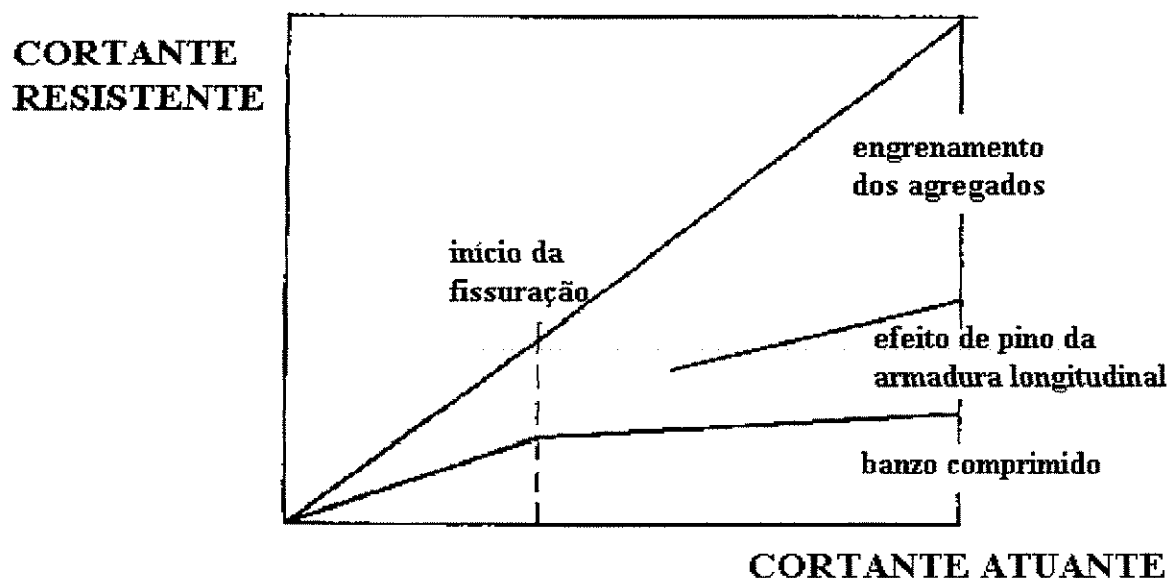


FIGURA 1.14 [67]
DISTRIBUIÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO

Pela figura anterior, nota-se que, antes de fissurada a viga, metade do esforço cortante, aproximadamente, é transmitido pelo banzo comprimido. Iniciada a fissuração, a parcela de contribuição do banzo comprimido é drasticamente reduzida, com a parcela de cortante transmitida por engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura longitudinal crescendo até a ruptura.

Nas vigas com armadura de alma, a participação dos outros mecanismos, que não o formado pela armadura, pode ser apenas subsidiária. Ensaios de vigas com seção transversal em T, conduzidos por Leonhardt⁴⁵ definiram as parcelas de contribuição destes mecanismos (Fig. 1.09).

Pela figura 1.09, nota-se que a força cortante foi transmitida, em grande parte, pela armadura de alma, uma segunda parcela pelo banzo comprimido e uma parcela restante, minoritária, pode ser atribuída ao engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura longitudinal.

1.2.2. TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE POR MEIO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO

Esta transferência ocorre nas vigas não fissuradas ou em partes do elemento estrutural ainda não fissurado.

Macroscopicamente, as tensões atuantes podem ser admitidas com distribuições análogas às que ocorrem nos materiais homogêneos, embora a presença de armadura longitudinal condicione o andamento efetivo das trajetórias de tensões ilustradas na figura 1.15.

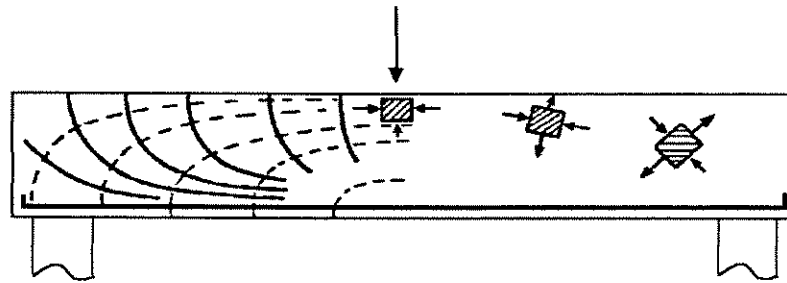


FIGURA 1.15 [27]
TRAJETÓRIA DAS TENSÕES EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO NÃO
FISSURADA

1.2.3. TRANSFERÊNCIA DE CORTANTE POR EFEITO ARCO

Em vigas altas, lajes e peças curtas, parte do carregamento pode ser transmitido, diretamente para os apoios, pelo chamado efeito arco (Fig. 1.16).

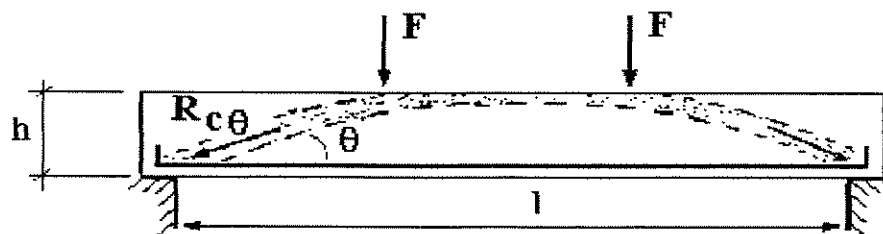


FIGURA 1.16 [27]
EFEITO ARCO EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO

O efeito arco não pode ser colocado como um mecanismo de transmissão de esforço cortante de uma seção a outra de uma viga. Entretanto, ao permitir a transferência de parte do carregamento, nas proximidades do apoio, diretamente até o apoio, pode reduzir as parcelas de contribuição dos outros mecanismos de transferência.

Estudos de Fenwick e Paulay²², com vigas biapoiadas, sem armadura transversal e carregadas, simetricamente, com 2 cargas concentradas, mostraram que o efeito arco é limitado a duas regiões na viga. Uma nas proximidades do carregamento concentrado e outra acima das fissuras de flexão, próximas ao apoio.

Para que o efeito arco se desenvolva, estas duas regiões devem estar próximas. Fato que ocorre quando uma fissura diagonal, partindo do ponto de aplicação da carga concentrada, se estende até o apoio. Comprovando-se, então, a grande influência do ponto de aplicação da carga concentrada (a/d) no chamado efeito arco (Fig.1.17).

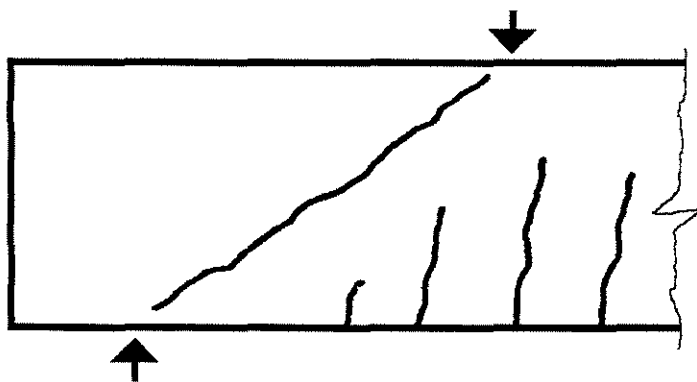


FIGURA 1.17 [67]
PADRÃO DE FISSURAÇÃO EM UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO AO MOBILIZAR-
SE O EFEITO ARCO

A transmissão de parte do carregamento, diretamente até o apoio, também foi constatado por Leonhardt⁴⁵ que, inclusive, propôs um fator de redução do esforço cortante, a ser utilizado no cálculo da armadura de cisalhamento, para a região próxima aos apoios.

Leonhardt⁴⁶, admitiu o efeito arco somente para cargas concentradas aplicadas a uma distância menor do que 2 vezes a altura útil da viga. Este limite seria dependente, principalmente, da geometria da seção transversal da viga e quantidade, arranjo e aderência da armadura longitudinal.

1.2.4. TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE POR EFEITO DE PINO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Nas vigas de concreto armado a maior rigidez do aço, em relação ao concreto, faz com que as barras da armadura longitudinal funcionem como pinos de ligação que solidarizam os diferentes trechos da viga separados pelas fissuras de concreto²⁷ (Fig. 1.18).

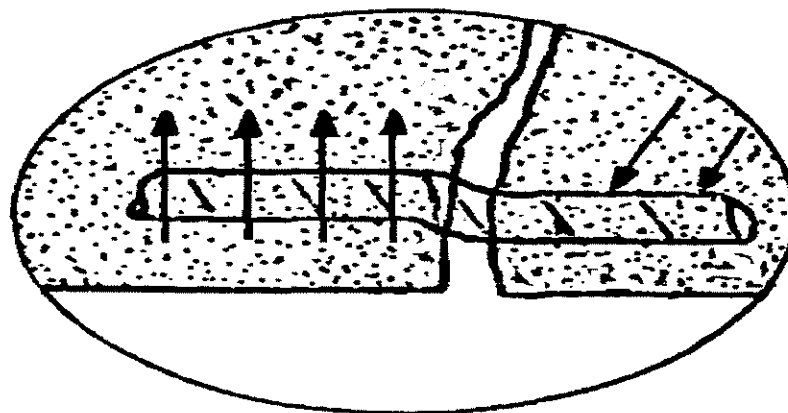


FIGURA 1.18 [27]
EFEITO DE PINO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Muitos pesquisadores^{1,22,33,35,43,45} têm investigado a capacidade da armadura de flexão em transmitir esforço cortante por efeito de pino. Todos eles, no entanto, depararam-se com dificuldades na reprodução experimental deste efeito. Dificuldades estas, ocasionadas pelo grande número de variáveis que devem ser consideradas de forma a cobrir todas as disposições de armação longitudinal em uma viga. Não é de se estranhar, portanto, que as opiniões sobre este efeito sejam um tanto divergentes.

Resultados experimentais²², mostraram que a posição da barra na viga, no momento da concretagem, tem grande influência na capacidade de transmissão de cortante pela barra por efeito pino. Observou-se que a eficiência das barras superiores girava em torno de 58% daquela das barras inferiores. O acúmulo de água, ou de sedimentos, enfraqueceria a camada de concreto sob as barras superiores, reduzindo a resposta elástica do concreto quando o pino fosse deslocado dentro desta camada. (Fig. 1.19).

Além do posicionamento da barra, no momento da concretagem da viga, os principais fatores influentes na capacidade de transmissão de cortante por efeito pino da armadura longitudinal seriam a resistência à tração do concreto e a quantidade, bitola, arranjo e propriedades de aderência da armadura longitudinal.

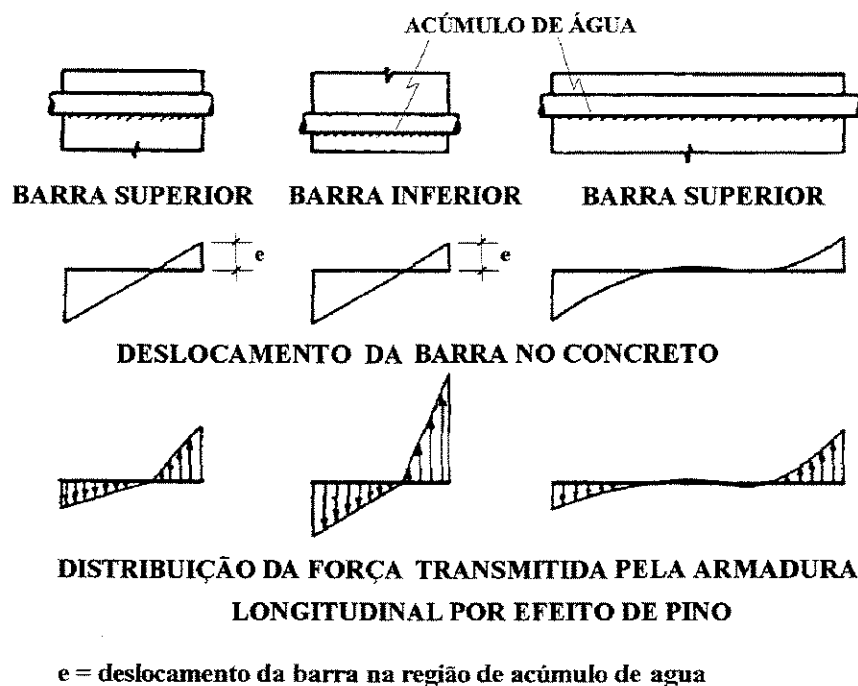


FIGURA 1.19 [22]
EFEITO DE PINO PARA TRECHOS LONGOS E CURTOS DA ARMADURA
LONGITUDINAL

Relativamente aos outros mecanismos de transferência de esforço cortante, o efeito pino da armadura longitudinal não é dos mais importantes nas vigas. Segundo resultados de Fenwick e Paulay²², sob condições muito favoráveis, o efeito pino pode ser responsável por no máximo 20% da transferência de cortante de uma seção a outra de uma viga sem armadura de alma. Nas vigas com armadura de cisalhamento esta parcela de contribuição é drasticamente reduzida.

Apesar de sua pequena parcela de contribuição nas vigas com armadura de alma, o efeito pino pode causar fissuras horizontais ao longo das barras da armadura longitudinal. Estas fissuras podem prejudicar a aderência das barras longitudinais, permitindo que eventuais fissuras se abram, o que, em parte, contribui na redução da transferência de cortante pela superfície da fissura - engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura de alma.

Leonhardt⁴⁶, de forma a reduzir a fissuração da viga por efeito pino, sugere que a armadura de cisalhamento seja pouco espaçada longitudinalmente.

1.2.5. TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE PELA INTERFACE DAS FISSURAS

Nas vigas fissuradas, através das próprias fissuras, existe a possibilidade de transmissão de cortante de uma seção transversal a outra. Esta transmissão torna-se possível devido ao engrenamento dos agregados e, no caso de vigas com armadura de cisalhamento, devido também ao efeito de pino da armadura transversal .

Quanto ao efeito de pino da armadura transversal, não se tem conhecimento de nenhum estudo sobre a contribuição individual, deste mecanismo, na transferência de esforço cortante pela interface das fissuras.

Mattock⁵² analisou a contribuição do efeito de pino da armadura de cisalhamento, em conjunto com o efeito de engrenamento dos agregados, na transferência de esforço cortante em vigas de concreto armado. Esta análise evidenciou um aumento linear, desta contribuição conjunta, com o produto da taxa de armadura de cisalhamento, tomada em relação a área da superfície de concreto da fissura, pela resistência ao escoamento da armadura. Esta contribuição seria limitada a um valor máximo dependente da resistência à compressão do concreto.

Um estudo apurado sobre o efeito do engrenamento dos agregados na transferência de esforço cortante em vigas sem armadura de cisalhamento, foi feito por Fenwick e Paulay²².

Muitos são os parâmetros que afetam a eficiência da transmissão do esforço cortante pelo engrenamento dos agregados. Um deles é a área de contato disponível contra a qual as partículas de agregado, que se projetam através da superfície da fissura, podem se apoiar. Quanto

maior esta área maior é o esforço que pode ser transmitido por um mesmo deslocamento de cisalhamento. Esta área de contato é tanto maior quanto menor a abertura da fissura e maior a quantidade presente de agregado graúdo.

Outro importante fator que afeta a eficiência na transmissão do esforço cortante pelo engrenamento dos agregados é a resposta elástica, ou plástica, da referida área de contato com respeito a força aplicada. As deformações características desta área, são grandemente dependentes do módulo de elasticidade e resistência a compressão da argamassa que, por sua vez, tem seus valores influenciados por ar ou água incorporados na mesma.

O tipo de agregado, bem como o acúmulo de água, ar ou sedimentos sob o mesmo, podem também afetar a resposta elástica, ou plástica, da área de contato entre as superfícies da fissura e, desta forma, também influir na eficiência da transmissão de esforço cortante pelo engrenamento dos agregados.

Todos estes parâmetros não foram considerados nos estudos de Fenwick e Paulay²², que somente analisaram a influência da abertura das fissuras e da resistência à compressão do concreto. Nestes estudos constatou-se que, aproximadamente, 60% da força vertical total pode ser transmitida, através das fissuras, nos 2/3 extremos do vão de cisalhamento e que a parcela de contribuição do engrenamento dos agregados pode chegar até a 70% do esforço total.

Ao ensaiar vigas armadas ao cisalhamento, Leonhardt⁴⁵ observou que o deslocamento relativo entre faces das fissuras de cisalhamento era quase que ortogonal à direção destas fissuras. Uma vez que um deslocamento paralelo à direção da fissura de alma seria um pré-requisito importante para a mobilização do engrenamento dos agregados, Leonhardt⁴⁵, concluiu que o engrenamento dos agregados seria responsável por uma pequena parcela na transmissão dos esforços cortantes em vigas com armadura de alma, tornando-se quase que desprezível na condição última de carregamento.

1.2.6. TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS CORTANTES ATRAVÉS DA ARMADURA DE ALMA

Acharya e Kemp¹ e Ferwick e Paulay²² deram importante passo na quantificação, em alguns casos específicos, das parcelas de contribuição de cada um dos mecanismos de transferência de esforço cortante nas vigas em concreto armado sem armadura de alma.

Entretanto, a real parcela de contribuição de cada um destes mecanismos é dependente de inúmeros parâmetros inter-relacionados, tornando-se muito difícil a determinação, com um certo grau de confiabilidade, das referidas parcelas.

Se uma armadura de alma for acrescentada à viga, como determinar a real contribuição desta na transferência de esforço cortante? E ainda: Qual seria a influência desta armadura na distribuição das parcelas de transferência de cortante entre os outros mecanismos?

Quanto a segunda questão, pode-se resumir os efeitos da existência de uma armadura de alma no comportamento ao cisalhamento de uma viga de concreto em⁸:

1) a armadura de alma restringe o crescimento da abertura das fissuras inclinadas, auxiliando, desta maneira, na manutenção da transferência de cortante via engrenamento dos agregados;

2) no caso de armadura de alma constituída por estribos, ela dá suporte à armadura longitudinal, aumentando, conseqüentemente, seu efeito de pino;

3) no caso da armadura de alma constituída por estribos, os mesmos também podem transferir, por efeito de pino, uma pequena parcela do esforço cortante e também tendem a intensificar a resistência do banzo comprimido da viga, pelo confinamento do concreto desta região.

Quanto à primeira questão, muitos modelos de comportamento ao cisalhamento, visando determinar a real contribuição da armadura de alma na transferência de esforço cortante em vigas de concreto armado, tem sido propostos. Entretanto, um modelo que determine, com exatidão, esta parcela de contribuição, ainda não foi apresentado.

No item 1.1, deste capítulo, foram apresentados diferentes modelos de dimensionamento da armadura de alma em vigas de concreto armado.

1.3 CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

As propriedades mecânicas de um concreto de alta resistência não são iguais às de um concreto com resistência usual. Desta maneira, elementos idênticos, executados com concretos de resistência à compressão distintas, podem ter comportamento estrutural diferenciado.

Investigações experimentais, em vários centros de pesquisa mundiais, vem sendo conduzidas de forma a comprovar, ou não, tais diferenças de comportamento estrutural.

Uma vez comprovada, cada provável diferença de comportamento estrutural deve ser muito bem analisada, de forma que procedimentos claros e, principalmente, seguros de dimensionamento de elementos em concreto de alta resistência sejam sugeridos e, mais tarde, normalizados.

Comparativamente ao concreto com resistência a compressão usual, no que diz respeito ao comportamento ao cisalhamento de vigas em concreto de alta resistência, poucas são as investigações experimentais relatadas até o presente momento.

Apesar de escassos, a maioria destes estudos não pode ser aproveitada para uma análise efetiva do comportamento ao cisalhamento em vigas de concreto, uma vez que muitos deles foram conduzidos utilizando-se vigas com seção transversal retangular e sem armadura de alma. Vigas sem armadura de alma são de pouco uso prático e, na existência desta armadura, a mesma é pouco solicitada no caso de vigas com seção transversal retangular⁴⁶.

Na Universidade de Connecticut, E.U.A., Mphonde e Frantz⁵⁶, ensaiaram 12 vigas de concreto de alta resistência, com armadura de alma divididas em 3 séries. As variáveis de interesse foram a resistência à compressão do concreto e a taxa de armadura de alma. Para cada série, fixava-se o valor da taxa de armadura de cisalhamento, ρ_w , e variava-se a resistência média do concreto à compressão de 21 a 83 N/mm², referida a corpos de prova cilíndricos com 7,6 cm de diâmetro e 15,2 cm de altura. A taxa de armadura transversal era de 0,12 %. Todas as vigas tinham seção retangular com 15,2 cm de largura, 33,7 cm de altura e 243,8 cm de comprimento. As vigas foram carregadas no meio do vão, com distanciamento entre apoios de forma a resultar em uma relação do vão de cisalhamento pela altura útil, a/d , de 3,6. Todas as vigas romperam por esforço cortante.

Pela análise dos resultados dos ensaios, Mphonde e Frantz⁵⁶, concluíram que os estribos absorveram muito pouco esforço cortante, antes do início da fissuração inclinada das vigas e que a taxa de crescimento da tensão nos estribos, uma vez fissurada a viga, foi maior para as vigas com as menores taxas de armadura de alma;

Por fim, Mphonde e Frantz⁵⁶, sugerem uma nova expressão para o cálculo da resistência última ao cisalhamento, de vigas de concreto de alta resistência com armadura de alma, ajustada em função dos resultados experimentais obtidos, uma vez que a expressão proposta pelo Código do ACI 318 de 1986⁷, para o dimensionamento ao cisalhamento de vigas longas, $a/d = 3,6$, mostrou-se muito conservadora.

Elzanaty, Nilson e Slate²¹, pesquisadores da Universidade de Cornell, E.U.A., ensaiaram 18 vigas de concreto. Quinze delas sem armadura de alma e 3 delas com esta armadura, no formato de estribos verticais.

O objetivo desses ensaios foi verificar a validade das equações do Código ACI 318/86⁴, para o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto de alta resistência.

Todas as vigas tinham seção retangular, com largura de 17,8 cm, altura de 30,5 cm e comprimento variável.

As três vigas com armadura de alma tinham relação vão de cisalhamento pela altura útil, a/d , e taxa de armadura de alma, ρ_w , constantes, com variação da resistência média à compressão do concreto, f_c , e da taxa de armadura longitudinal, ρ_l .

Pela análise dos resultados dos ensaios, Elzanaty, Nilson e Slate²¹ concluíram que as equações do Código do ACI 318/86⁴, para cálculo da armadura de cisalhamento, eram muito conservadoras, independentemente da resistência média à compressão do concreto.

Também foi observado, para as vigas com armadura de alma, uma maior contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento do que aquela prevista pelo Código ACI 318/86⁴.

Roller e Russel⁶², do Laboratório de Tecnologia da Construção em Illinois, E.U.A., investigaram, experimentalmente, a resistência ao esforço cortante de 10 vigas de concreto de alta resistência, armadas ao cisalhamento com estribos verticais.

Todas as vigas tinham seção retangular. Para ensaio, as vigas foram divididas em duas séries, tendo como variáveis principais a resistência média à compressão do concreto, f_c , que variou entre 69, 117 e 124 N/mm² e a taxa de armadura de alma, ρ_w , que variou entre 0,085%, correspondente à taxa mínima de acordo com o Código do ACI 318/86⁴ até 1,57%, taxa máxima que poderia ser assumida, no cálculo desta armadura.

Roller e Russel⁶², pela observação dos resultados obtidos nos ensaios, concluíram que o equacionamento do Código do ACI 318/86⁴, para o dimensionamento ao esforço cortante, pode superestimar a resistência nominal ao cisalhamento proveniente do concreto, quando a resistência média à compressão do concreto for maior do que 117 N/mm^2 , e que a taxa mínima de armadura de alma, ρ_w , especificada pelo Código Modelo do ACI 318/86⁴, deve ser aumentada para concretos com resistências médias à compressão maiores que 69 N/mm^2 , de forma a ser compensado o conservadorismo excessivo na estimativa da contribuição do concreto, na resistência ao cisalhamento, quando este for de alta resistência.

Fernandes²³ da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, verificou o comportamento ao cisalhamento de 7 vigas de concreto, com resistência média à compressão do concreto variando de 60 a 80 N/mm^2 .

Pela análise dos resultados experimentais obtidos, Fernandes²³ observou que no dimensionamento ao esforço cortante, a analogia de treliça pode ser estendida às vigas de concreto de alta resistência, pelo menos àquelas com resistência à compressão do concreto até 80 N/mm^2 . Nos casos de graus reduzidos de armação ao cisalhamento, ficou evidenciado que, devido à alta resistência do concreto, é possível a formação de diagonais comprimidas bastante abatidas, sem rompimento do concreto da alma por compressão. Desta maneira, cargas aplicadas relativamente longe dos apoios podem ser transmitidas diretamente até eles. A escolha de um ângulo para a inclinação das diagonais comprimidas, θ , no dimensionamento ao esforço cortante, de acordo com o modelo de treliça com diagonais de inclinação variável, muito pequeno, parece justificável tão somente frente ao Estado Limite Último. Em serviço, as condições impostas para limitação de abertura de fissuras e de deformações dificilmente podem ser atendidas com um ângulo θ muito pequeno. Permitir, como faz o Código Modelo do CEB-FIP de 1990¹⁸, θ tão reduzido quanto $18,4^\circ$, para as vigas submetidas à flexão simples, parece um abuso. Na aplicação do modelo generalizado da treliça, para dimensionamento da armadura de alma das vigas de concreto de alta resistência, a parcela de redução, τ_c , pode ser admitida como:

$$\tau_c = \frac{f_c}{20} \quad (\text{Eq. 1.37})$$

com a resistência média à compressão do concreto, f_c , determinada em corpos de prova cilíndricos, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Fernandes²³ sugere que os espaçamentos dos estribos não devem ultrapassar 30 cm nem a metade da altura útil, $d/2$. É preciso que o banzo tracionado seja defendido pelos estribos contra a flexão resultante da pressão exercida pelas diagonais comprimidas de concreto.

Gomiero²⁹, ensaiou no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, 4 vigas em concreto de alta resistência, armadas ao esforço cortante, com o objetivo de verificar o comportamento ao cisalhamento destas vigas.

As vigas tinham seção transversal em formato de I, com as mesmas dimensões das vigas de Fernandes²³ e foram executadas com concreto de resistência média à compressão em torno de 75 N/mm^2 , referida a corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A única variável de interesse foi a taxa de armadura de cisalhamento, ρ_w , correspondente a 0,243%, 0,363%, 0,52% e 0,767%. A taxa de armadura longitudinal, ρ_l , constante, foi de 6,24%.

Gomiero²⁹, então, pôde concluir que há maior contribuição do concreto se a viga tiver pouca armadura para absorver a força cortante e, por outro lado, maior contribuição da armadura transversal se a viga tiver maior grau de armação ao cisalhamento. A proposta de Fernandes²³ (Eq. 1.37) foi confirmada nos ensaios e a analogia de treliça pôde ser aplicada às vigas de concreto de alta resistência experimentadas.

Moreno⁵³, da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, analisou experimentalmente o comportamento resistente ao cisalhamento de 5 vigas igualmente armadas, com resistência à

compressão do concreto em torno de 80 MPa, submetidas a flexo-compressão. A intensidade da força axial de compressão e a posição do seu ponto de aplicação, ao longo da altura da viga, foram variáveis investigadas.

A armadura longitudinal foi constituída por três barras de aço CA50A com 20 mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura longitudinal de 6,18%. A armadura de alma foi constituída por estribos verticais de aço CA60B, 4,2 mm de diâmetro e espaçamento de 22,5 cm, correspondendo a uma taxa de armadura transversal de 0,252%.

Os ensaios mostraram que o modelo de treliça pode ser estendido às vigas de concreto de alta resistência, submetidas à flexo-compressão, no dimensionamento ao cisalhamento. Pelo menos àquelas executadas com concreto de resistência à compressão até 85 N/mm².

Nas vigas ensaiadas, devido a alta resistência do concreto, comprovou-se a possibilidade de formação de diagonais comprimidas bastante abatidas, sem ruptura do concreto da alma por compressão.

Foi observado também por Moreno⁵³ que, para o dimensionamento ao esforço cortante das vigas de concreto de alta resistência submetidas à flexo-compressão, o limite inferior de θ , sugerido por Gomiero²⁹ como sendo 30,96°, pode ser reduzido devido à contribuição das tensões longitudinais de compressão na resistência ao esforço cortante ou, mais precisamente, da capacidade destas tensões em retardar o início da fissuração das vigas, o que ativa mais tardiamente o mecanismo de treliça.

Esta redução, mencionada anteriormente, equivale a se adotar, para o dimensionamento de vigas flexo-comprimidas, de acordo com o modelo da treliça de diagonais de inclinação variável, um ângulo de inclinação para as diagonais comprimidas, θ_{fc} , inferior ao ângulo θ que seria adotado no dimensionamento de viga, semelhante, submetida à flexão simples, θ_{fs} .

O valor:

$$\theta_{fc} = \theta_{fs} \left(1 - \frac{M_o}{M_{sd, \max}} \right) \quad (\text{Eq. 1.38})$$

foi sugerido por Moreno⁵³ por considerá-lo satisfatório no dimensionamento ao esforço cortante das vigas subarmadas em concreto de alta resistência submetidas à flexo-compressão.

CAPÍTULO 2

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO SUJEITAS A CARREGAMENTOS INVERTIDOS

INTRODUÇÃO

Sérias dúvidas ainda permanecem a respeito do comportamento ao cisalhamento, de elementos de concreto armado, quando sujeitos a carregamento reverso. As cortantes reversas ocorrem com mais relevância em estruturas submetidas a abalos sísmicos. Em pilares, por exemplo, a inversão dos esforços resulta em fissuras amplas nas extremidades de pilares, decrescendo rapidamente o engrenamento dos agregados e o efeito de pino da armadura longitudinal.

A análise das estruturas que sofreram abalos sísmicos mostra que a maioria dos pilares romperam devido a altas tensões de cisalhamento, ausência de confinamento do concreto e efeitos de carregamentos bidirecionais. Como exemplos, tem-se que a ruína dos pilares no Hotel Macuto-Sheraton durante o terremoto de Caracas, Venezuela, em 1.967, deu-se por altos valores de cortantes reversas. Já no terremoto do México, em 1.985, muitos pilares romperam devido a arranjos inconvenientes de armadura. Os pilares do Imperial Country Services Building, deteriorado durante um terremoto em 1.979, dão um bom exemplo de ruptura por efeito de carregamentos em mais de uma direção.

Com relação a vigas de concreto armado submetidas a carregamento reverso, Alatorre e Casillas ³ concluíram que o comportamento ao cisalhamento não seria alterado. Entretanto, investigações Japonesas ^{32 apud 72}, chegaram a conclusão de que a parcela de cortante, resistida pela armadura de alma, seria reduzida em mais de 50% nas vigas submetidas a carregamentos reversos.

Paulay ⁵⁹, após ensaiar elementos submetidos a carregamentos reversos, foi quem, convenientemente, melhor explicou o comportamento destes elementos.

Segundo Paulay ⁵⁹, em elementos contendo fissuras em formato de x , devido à aplicação de carregamentos reversos, a zona de compressão encontra-se fissurada e, devido a deformações residuais de tração na armadura longitudinal, estas fissuras não se fecham completamente. Desta maneira, a parcela de cortante transferida pela zona de compressão seria menor, a parcela de cortante transmitida pelo engrenamento dos agregados tornar-se-ia irrelevante, uma vez que o carregamento seria cíclico e, finalmente, o efeito pino somente tornar-se-ia considerável se o escorregamento das barras longitudinais fosse restrito por espaçamentos pequenos entre os estribos.

Baseando-se nas constatações de Paulay ⁵⁹, Bresler ^{13 apud 5}, sugeriu que, no cálculo da armadura de alma de vigas de concreto com resistência à compressão usual, submetidas a carregamento reversos, não fosse considerada a colaboração de nenhum mecanismo alternativo de transferência de esforço cortante, isto é, propôs que todo esforço cortante fosse resistido por armadura.

B. Martín-Pérez e S. J. Pantazopolou ⁵¹ investigaram o comportamento de pilares submetidas a ciclos reversos de carregamento, e concluíram que os códigos normativos se mostram insensíveis às deformações ocorridas no concreto, ou seja, ao nível de ductilidade das peças. A ductilidade influencia diretamente a fissuração do concreto, e, portanto, atua diretamente no mecanismo resistente ao esforço cortante. Assim, para baixos valores de ductilidade, as equações de norma seriam válidas, mas, com o aumento da ductilidade, a parcela de contribuição do concreto seria superestimada.

Priestley et al⁶¹ propuseram, após estudarem o mecanismo resistente ao cisalhamento em pilares de concreto de resistência usual, que a parcela de contribuição V_c seja calculada como sendo:

$$V_c = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.01})$$

onde k é dado conforme a figura 2.01. O fator de ductilidade, segundo Priestley et al⁶¹, é referido como sendo a relação entre o deslocamento medido no instante do escoamento da armadura transversal e o deslocamento teórico de ruptura por flexão.

Assim como B. Martín-Pérez e S. J. Pantazopolou⁵¹, Priestley et al⁶¹ consideram de suma importância a influência da ductilidade na resistência aos esforços cortantes em pilares, e sugerem também que, no cálculo pelo modelo de Trelça com diagonais de inclinação variável, seja adotado um valor de θ igual a 35°.

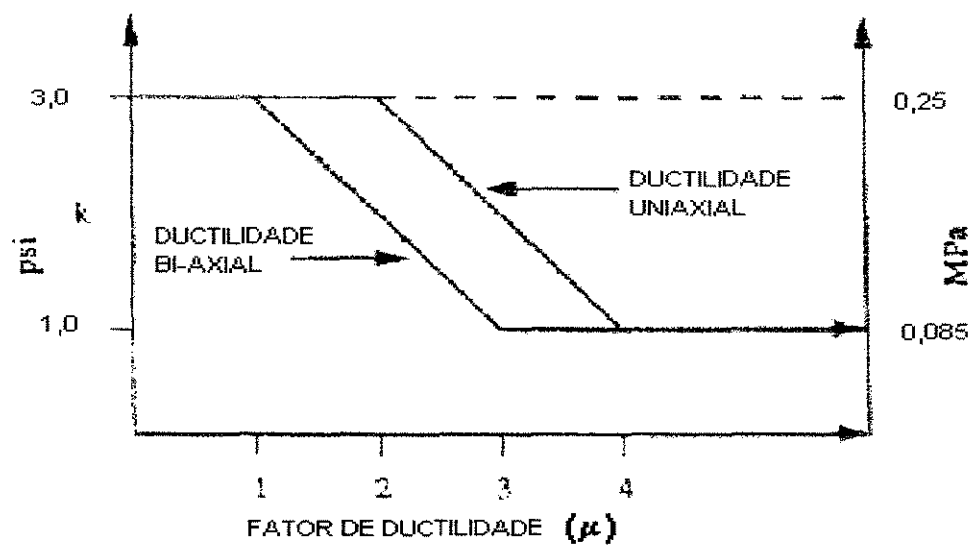


FIGURA 2.01
VALORES DE K SEGUNDO PRIESTLEY et al⁶¹

PESQUISAS REALIZADAS SOBRE O ASSUNTO

2.1 B. MARTIN PEREZ E S. J. PANTAZOPOULOU⁵¹

Esta pesquisa foi desenvolvida com o intuito de se obter uma equação que representasse a contribuição do concreto no mecanismo resistente ao cisalhamento das peças submetidas a ciclos de carregamento. Para isto, foi comparada a prescrição das diversas normas com dados experimentais obtidos de ensaios realizados por Vecchio e Collins ^{70apud51}. Nos experimentos, Vecchio e Collins ^{70apud51} ensaiaram painéis de concreto de resistência usual, com armadura de alma em duas direções ortogonais entre si. As variáveis em estudo eram a história de carregamento, taxa de armadura transversal, resistência à compressão do concreto, tensão de escoamento da armadura e força axial aplicada.

O cálculo da força cortante resistida pela peça foi feito em separado para o esforço absorvido pela armadura e para o esforço absorvido pelo concreto. A tensão de cisalhamento resistida pela armadura de alma é calculada com base na Treliça de Mörsch, assumindo diagonais inclinadas a 45° sobre o eixo longitudinal da estrutura.

Já a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento foi tomada como sendo a força cortante correspondente ao início das fissuras diagonais.

Os resultados dos experimentos foram comparados com as cortantes resistidas pelo concreto previstas pelo ACI 1995, pelo CEB 1985 e pela CSA ("Canadian Standards Association - design 1994"), e dadas por:

ACI 1995:

$$\tau_c = 0,17.\sqrt{f_c}.\left(1 + \frac{N}{14A_c}\right) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 2.02})$$

CEB 1985:

$$\tau_c = 2.\tau_r \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 2.03})$$

sendo τ_r igual a um sexto da resistência à tração do concreto.

CSA 1994:

$$\tau_c = 0,20.\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 2.04})$$

A parcela τ_c para elementos sujeitos a ações sísmicas é adotada como sendo zero se a tensão de compressão axial atuante é menor que 5% da resistência à compressão do concreto, segundo o ACI, e 10% segundo o CEB e o CSA. Se a tensão de compressão axial excede a fração acima, τ_c é calculada normalmente pelo ACI e pelo CEB, mas pela CSA é tomada como sendo a metade do valor dado pela equação.

Os experimentos compunham-se de duas histórias de carregamentos, mostradas na figura 2.02.

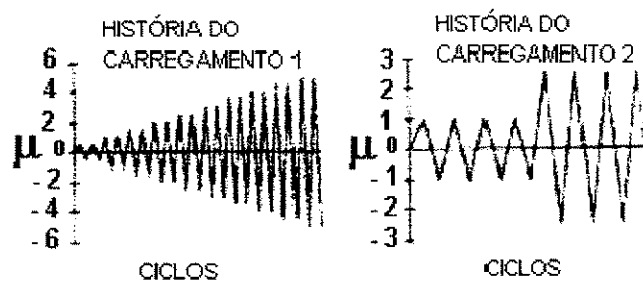


FIGURA 2.02
HISTÓRIA DOS CARREGAMENTOS DOS ENSAIOS ANALISADOS POR MARTIN PEREZ
E PANTAZOPOULOU⁵¹

As figuras 2.04, 2.05 e 2.06 apresentam a evolução da tensão de cisalhamento resistida pelo concreto em relação à ductilidade sob influência dos vários parâmetros investigados no trabalho. O fator de ductilidade (μ) foi definido como sendo a razão entre a deformação máxima de cisalhamento (γ_{xy}) relacionada a um ponto considerado no diagrama normalizado de história do carregamento e a deformação de cisalhamento correspondente ao início do escoamento da armadura ($\gamma_{xy,esc}$). A figura 2.03 mostra a distorção γ_{xy} em um elemento.

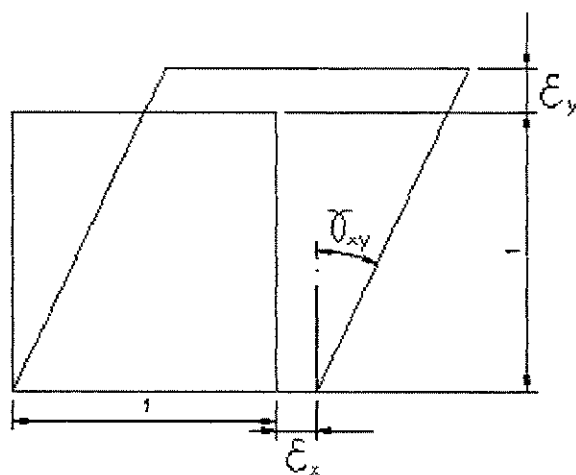


FIGURA 2.03
DEFORMAÇÕES EM UM ELEMENTO

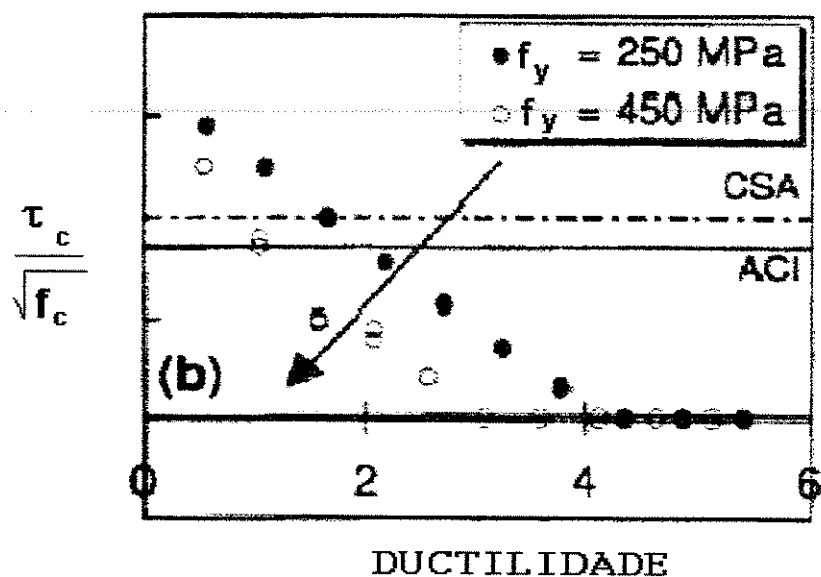
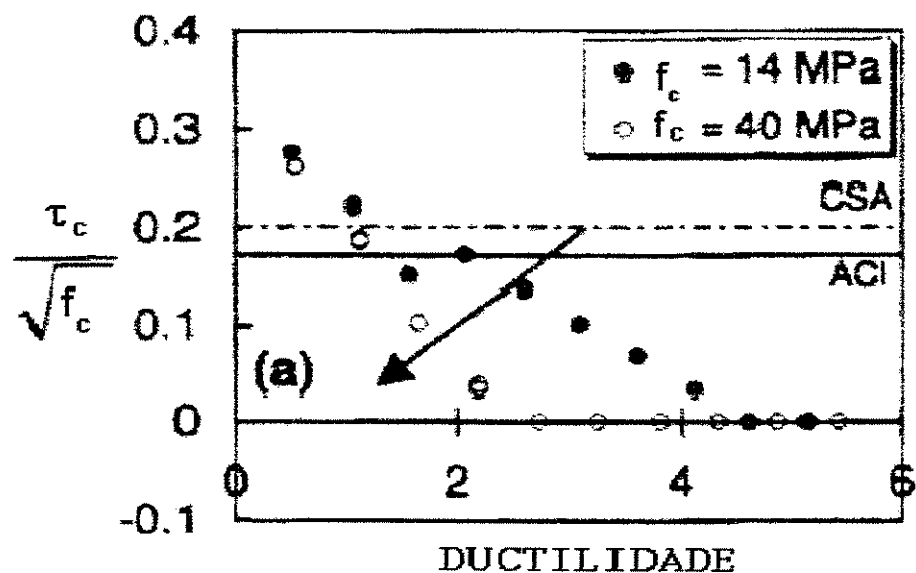


FIGURA 2.04
INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E DA TENSÃO DE
ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DO
CONCRETO AO CISALHAMENTO

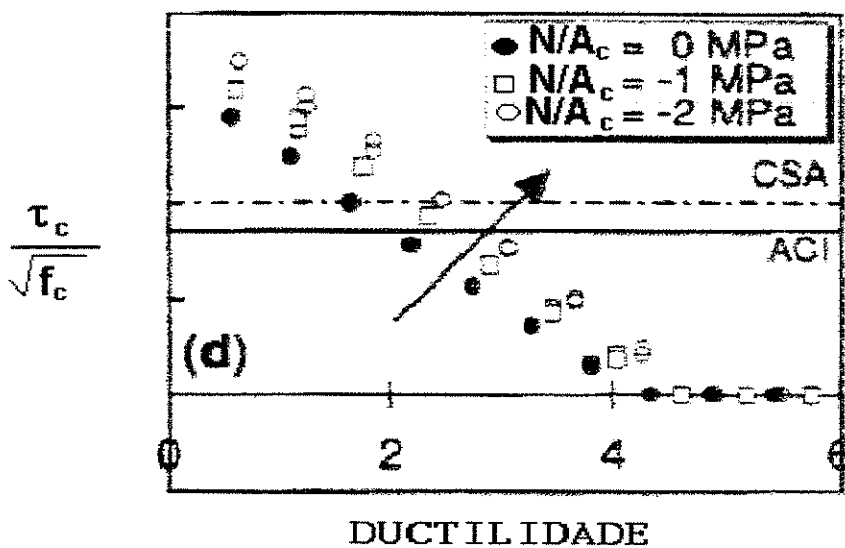
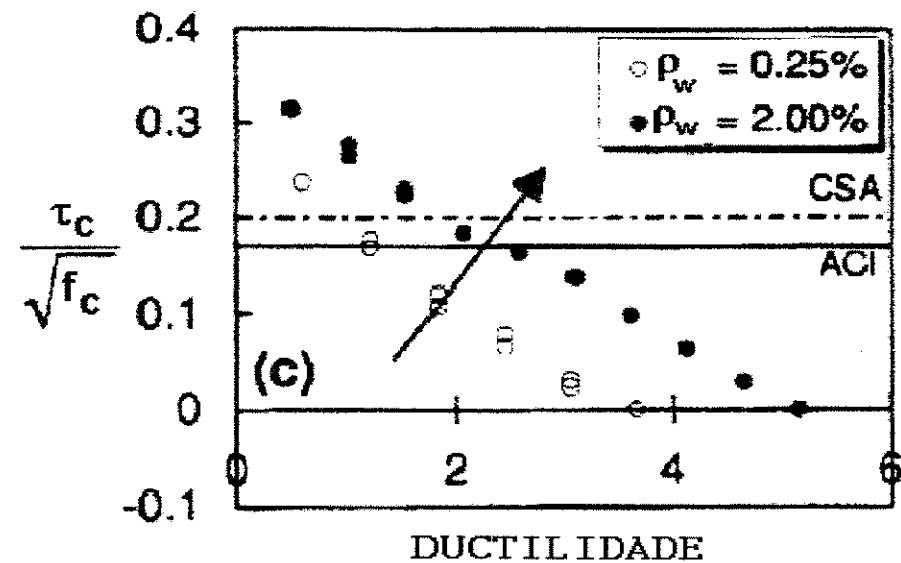


FIGURA 2.05
INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL E DA FORÇA AXIAL SOBRE
A CONTRIBUIÇÃO DO CONCRETO AO CISALHAMENTO

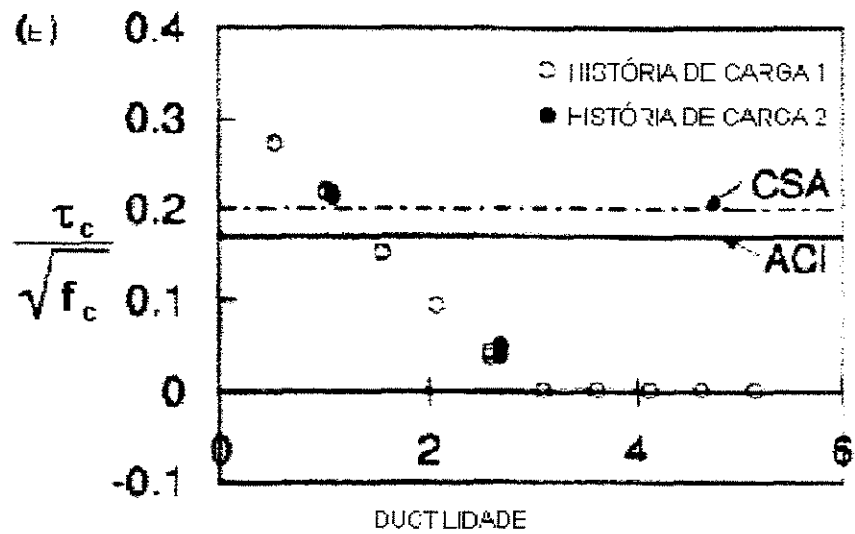


FIGURA 2.06
INFLUÊNCIA DA HISTÓRIA DO CARREGAMENTO SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DO
CONCRETO AO CISALHAMENTO

Analisando-se dois painéis com $f_c = 20$ MPa, $f_y = 350$ MPa, sem força axial e com ρ_w nas duas direções igual a 1 %, observa-se que a parcela de contribuição do concreto não é afetada pelo tipo de carregamento, mas sim pelo nível de ductilidade, como mostra a figura 2.06. Isto se deve ao fato de não se levar em conta a degradação do concreto que ocorre à medida que se aumenta o número de ciclos tendo-se fixado a ductilidade.

A figura 2.04 aponta que, utilizando-se armaduras com maior tensão de escoamento, a tensão de cisalhamento resistida pelos mecanismos alternativos foi menor. Para este estudo, foram analisadas barras de aço com tensão de escoamento entre 250 e 450 MPa. Isto aconteceu porque é maior a deformação nas armaduras com maior tensão de escoamento, provocando maior fissuração no concreto e reduzindo, assim, sua participação na resistência ao cisalhamento das peças.

A parcela de contribuição do concreto cresceu proporcionalmente com o aumento da taxa de armadura transversal em uma das direções do painel, ou seja, para uma taxa igual a 2,0 %, o valor de τ_c nos ensaios foi maior.

Foram realizados ensaios utilizando-se tensões axiais de compressão aplicadas em uma das direções do painel variando entre 5 e 10 % da resistência à compressão do concreto. Analisando-se os resultados experimentais, conclui-se que a parcela de contribuição do concreto aumenta conforme aplica-se uma maior força axial. Isto ocorre devido à redução das fissuras de tração do concreto.

Com base nos resultados acima discutidos, Martin Perez e S. J. Pantazopoulou⁵¹ concluíram que a parcela de contribuição do concreto diminui com o aumento da deformação (ductilidade) devido à fissuração do concreto. Já essa parcela aumenta tanto quanto maior for a força axial aplicada e maior a taxa de armadura transversal.

Assim sendo, propuseram a seguinte equação para o cálculo da tensão de cisalhamento absorvida pelo concreto:

$$\tau_c = \frac{\alpha \cdot \rho_w}{(1 + \mu)} \cdot \sqrt{f_c} \left[1 - \beta \frac{N}{A_c \cdot \sqrt{f_c}} \right] \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 2.05})$$

Os valores das constantes α e β são estimados em 37 e 7,6, respectivamente. A equação apresentada acima muito se assemelha às prescritas pelos códigos atuais, diferenciando-se apenas pela inclusão dos efeitos causados pela ductilidade e pela taxa de armadura transversal. Assim, para valores muito baixos de ductilidade, as equações normativas se aproximam da situação real, ocorrendo o inverso quando se tem elevados níveis de deformação. É apresentada na figura 2.07 uma comparação da equação proposta acima com os valores previstos pelo ACI, CEB e CSA. A perda na contribuição do concreto com o acréscimo da ductilidade não é prevista pelos códigos.

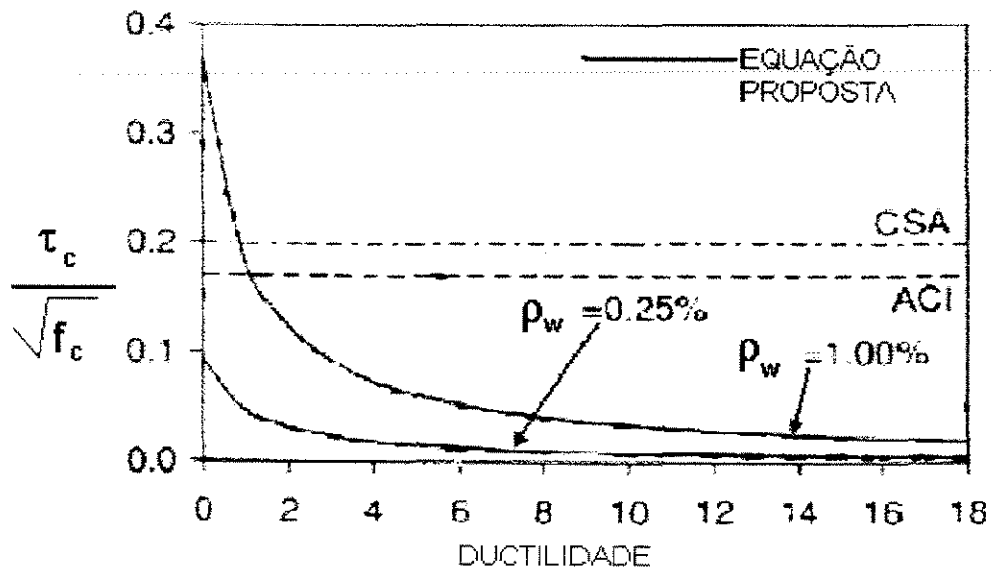


FIGURA 2.07
COMPARAÇÃO DA EQUAÇÃO PROPOSTA COM OS CÓDIGOS NORMATIVOS

2.2 JAMES K. WIGHT E METE A. SOZEN⁷²

Pesquisa desenvolvida da Universidade de Illinois, Estados Unidos, que tinha como meta analisar o comportamento ao cisalhamento de pilares sujeitos a cargas laterais reversas combinadas ou não com forças axiais, e verificar os critérios de dimensionamento de peças sujeitas a inversão de carregamentos.

Foram ensaiados doze pilares de concreto de resistência usual, sujeitos a deformações cíclicas reversas, cujas características encontram-se na tabela 2.01. Os pilares tinham seção transversal de 15 centímetros por 30 centímetros, com altura de 2,59 metros.

Os pilares foram dimensionados para romper ao cisalhamento, após escoamento da armadura longitudinal.

Os carregamentos foram aplicados de duas formas, denominadas “A” e “B”, cujas histórias são mostradas na figura 2.08.

TABELA 2.01
CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS POR JAMES K. WIGHT E METE A.
SOZEN⁷²

<i>PILAR</i>	<i>TIPO DE CARREGAMENTO</i>	<i>FORÇA AXIAL</i>	f_c	ρ_w
		kN	MPa	%
40.033A	A	189	52,3	0,33
40.033	B	178	48,7	0,33
25.033	B	111	48,8	0,33
00.033	B	0	46,4	0,33
40.048	B	178	37,8	0,48
00.048	B	0	37,5	0,48
40.067	B	178	48,4	0,67
00.067	B	0	46,1	0,67
40.092	A	178	51,5	0,92
00.105	A	0	48,5	1,05
40.147	A	178	48,6	1,47
00.147	A	0	49,0	1,47

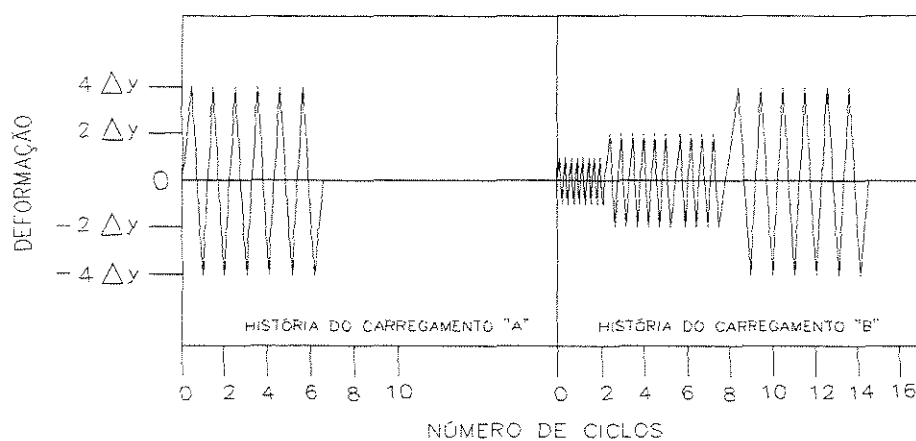


FIGURA 2.08
HISTÓRIA DOS CARREGAMENTOS APLICADOS NOS EXPERIMENTOS DE WIGHT E
SOZEN⁷²

A tabela 2.02 mostra os resultados obtidos nos ensaios. Indica-se a cortante resistida pelo concreto, V_c , a cortante absorvida pela armadura, V_s , a soma das duas, V_n , a cortante máxima medida nos ensaios, V_m e a relação entre V_n e V_m . Em todos os casos, houve ruptura por cisalhamento.

TABELA 2.02
RESULTADO DOS EXPERIMENTOS DE WIGHT E SOZEN⁷²

<i>PILAR</i>	V_c	V_s	V_n	V_m	V_n/V_m
	kN	kN	kN	kN	
40.033-A	49,8	44,5	94,3	95,7	0,99
40.033	47,6	44,5	92,1	97,5	0,95
25.033	43,6	44,5	88,1	87,7	1,01
00.033	36,5	44,5	81,0	81,0	1,00
40.048	41,8	63,2	105,0	95,2	1,10
00.048	32,5	63,2	95,7	85,9	1,11
40.067	47,6	88,6	136,2	89,9	1,51
00.067	36,0	88,6	124,6	90,8	1,37
40.092	49,0	112,6	161,5	104,1	1,55
00.105	37,4	128,6	166,0	105,0	1,58
40.147	47,6	180,2	227,8	105,9	2,15
00.147	37,4	180,2	217,6	101,9	2,14

Wight e Sozen⁷² concluíram que houve uma considerável perda de resistência ao cisalhamento dos pilares, devido a fissuração prematura do concreto comprimido, que transferiu esforço cortante para os estribos. Assim sendo, deve-se dimensionar a armadura de alma de modo

a resistir a todo esforço cortante da peça. Com relação ao espaçamento dos estribos, apesar de não ter sido investigado nesse trabalho, foi sugerido, com base nos experimentos, que este não deve exceder a um quarto da altura útil da peça.

A presença da força axial retardou o início da fissuração do concreto, aumentando, assim, a rigidez dos pilares.

2.3 MURAT SAATCIOGLU E GUNEY OZCEBE⁶⁴

Pesquisa desenvolvida na Universidade de Ottawa, Ontario, Canadá, que tinha por objetivo verificar o comportamento de pilares de concreto de resistência usual quando submetidos a cargas reversas aplicadas em uma e duas direções simultaneamente (flexão simples ou oblíqua). As variáveis em estudo eram a resistência a compressão do concreto, a presença de força axial de compressão e de tração e o confinamento do concreto.

Foram ensaiados quatorze pilares com seção de 35 centímetros por 35 centímetros, com 90 centímetros de altura, engastados em uma base de concreto de 1,25 metros por 1,25 metros por 50 centímetros de altura (fig. 2.09).

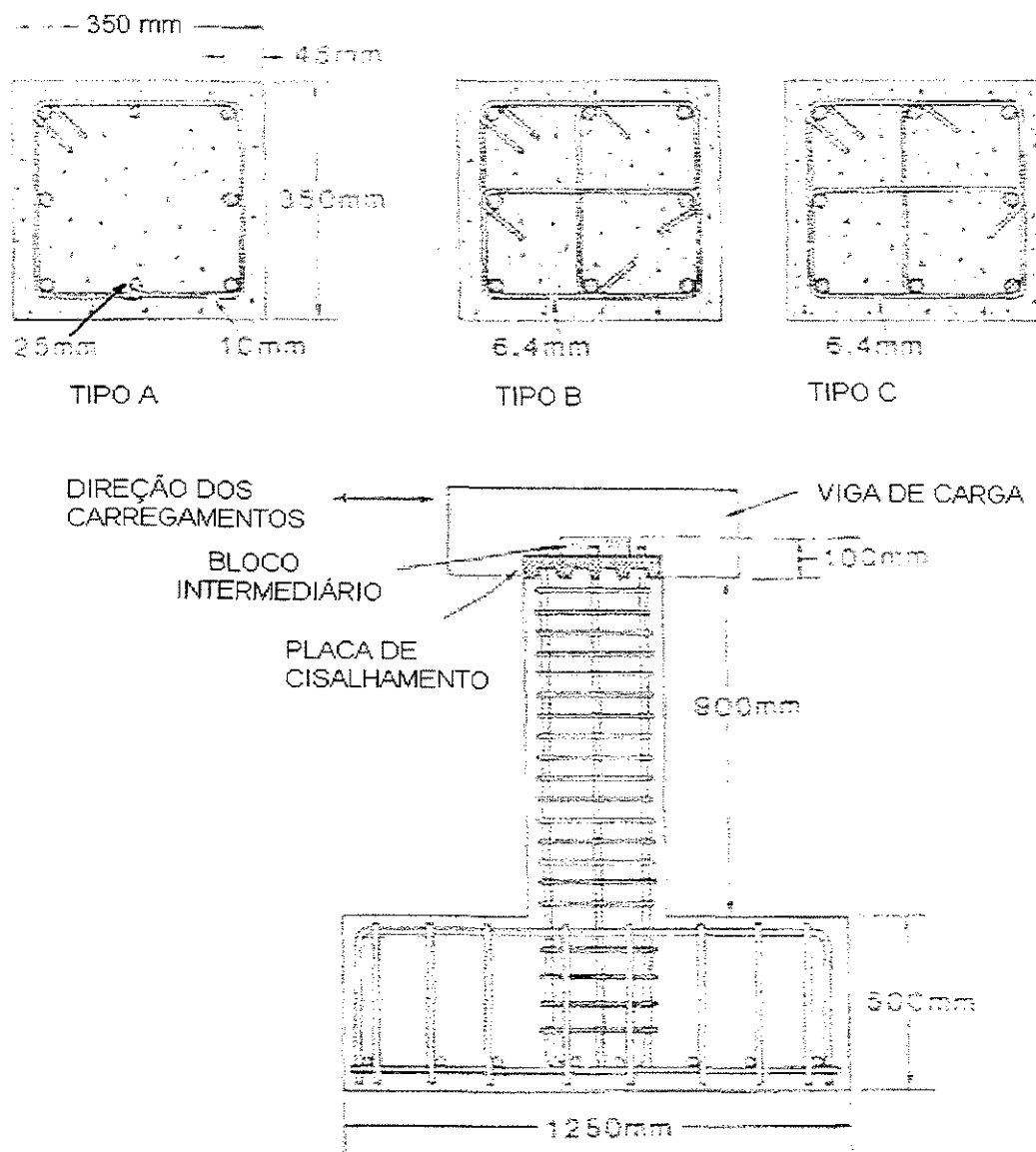


FIGURA 2.09
DETALHE DE ARMAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS POR MURAT SAATCIOGLU E
GUNEY OZCEBE⁶⁴

Os pilares foram divididos em três grupos, denominados “U”, “D” e “B”, cujas características encontram-se na tabela 2.03. Os pilares do grupo “U” foram carregados reversamente em uma direção paralela a um dos eixos principais da seção transversal. Os do grupo “D” foram em uma direção diagonal aos eixos principais da seção transversal. Já os do grupo “B” foram carregados em duas direções ortogonais, paralelas aos eixos principais da seção. Assim, as cargas eram aplicadas utilizando-se uma viga de carga localizada na extremidade superior do pilar que, ligada a um macaco hidráulico, aplicava forças axiais, ora de compressão, ora de tração. Havia também dois macacos hidráulicos que aplicavam cargas lateralmente aos pilares, ou seja, na direção paralela aos eixos principais da seção transversal. A história dos carregamentos aplicados em uma direção e em duas direções (flexão oblíqua) encontra-se nas figuras 2.10 e 2.11. Com exceção dos pilares denominados U6 e U7, que utilizaram os arranjos de armadura transversal tipo “B” e “C”, respectivamente, todos os demais utilizaram arranjo do tipo “A”.

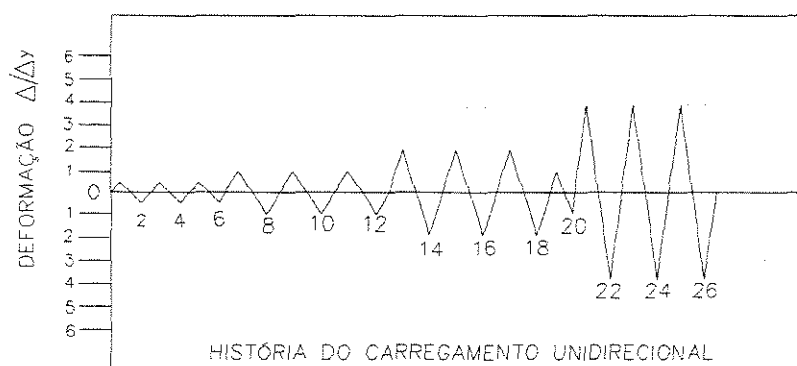
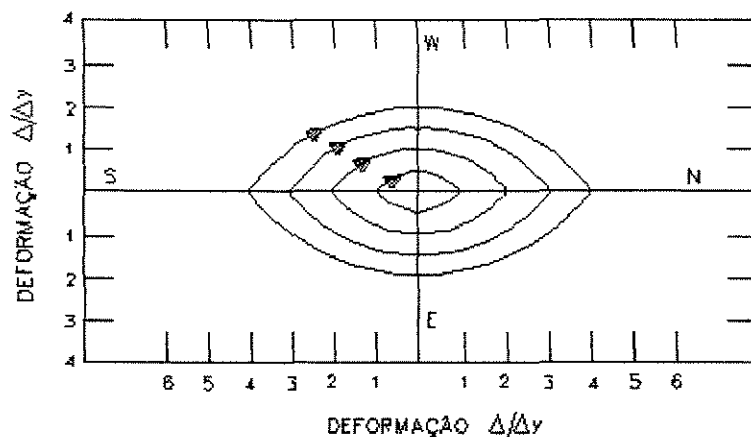


FIGURA 2.10
HISTÓRIA DO CARREGAMENTO UNIDIRECIONAL APLICADO NOS ENSAIOS DE
SAATCIOGLU E OZCEBE⁶⁴



HISTÓRIA DO CARREGAMENTO BIDIRECIONAL

FIGURA 2.11
HISTÓRIA DO CARREGAMENTO BIDIRECIONAL UTILIZADO NOS ENSAIOS DE
SAATCIOGLU E OZCEBE⁶⁴

TABELA 2.03
CARACTERÍSTICAS DOS PILARES EXPERIMENTADOS POR MURAT SAATCIOGLU E
GUNEEY OZCEBE⁶⁴

PILAR	f_c	f_{yt}	ARMADURA TRANSVERSAL			Força axial
	MPa	MPa	f_{yw} (MPa)	%	s	kN
U1	43,6	430	470	0.85	150	0
U2	30,2	453	470	0.85	150	600
U3	34,8	430	470	1.69	75	600
U4	32,0	438	470	2.54	50	600
U5	49,3	430	470	0.85	150	Variável
U6	37,3	437	425	1.95	65	600
U7	39,0	437	425	1.95	65	600
D1	40,3	453	470	0.85	150	0
D2	30,2	453	470	0.85	150	600
D3	34,8	430	470	1.69	75	600
D4	43,6	430	470	2.54	50	600
D5	49,3	430	470	0.85	150	Variável
B1	32,0	438	470	2.54	50	600
B2	39,5	437	470	1.69	75	600

Em todos os pilares houve ruptura por esforço cortante, embora tenha ocorrido escoamento da armadura longitudinal. A tabela 2.04 traz os resultados dos quatorze pilares ensaiados, onde V_{cr} é a força cortante de início de fissuração diagonal, V_{max} e M_{max} são o esforço cortante máximo e o momento fletor máximo aplicados, V_c e V_s são, respectivamente, a cortante resistida pelo concreto e pela armadura segundo o ACI 318-83, V_n a soma das duas parcelas e M_n o momento calculado também segundo o ACI 318-83.

Com relação a armadura transversal, foi analisada a capacidade de confinamento do concreto e o espaçamento dos estribos. Assim, comparando-se as peças U6 e U3, foi observado que a primeira apresentou um comportamento mais estável durante os ciclos, devido ao fato da armadura longitudinal confinar o concreto mais eficientemente, pois dispunha de um melhor apoio na armadura transversal. Com relação ao espaçamento, analisando-se os pilares U2 e D2, cujos estribos apresentavam espaçamento de 150 mm, a ruptura de ambos se deu pela desintegração do concreto resultante da deficiência do confinamento e do escoamento da armadura transversal. Com as peças U3 e D3, que apresentavam um espaçamento de estribos igual a 75 mm, houve uma prematura diminuição da resistência ao cisalhamento. Quando o espaçamento foi reduzido a 50 mm, os pilares U4 e D4, com essa característica, mostraram uma melhora considerável no comportamento resistente ao esforço cortante. Isto se deu pelo confinamento adequado do concreto pelo fato dos estribos estarem mais próximos. Pôde-se dizer que o comportamento das peças com espaçamento de estribos de 50 mm se assemelhou ao dos pilares com arranjo de armadura de alma do tipo “B” ou “C”. Mas, apesar disso, para se obter um melhor confinamento do concreto, é sugerido que seja adotado um arranjo da armadura transversal mais eficiente ao invés de se reduzir o espaçamento dos estribos.

Quando sujeitos a flexão oblíqua, os pilares mostraram considerável perda na capacidade resistente ao cisalhamento, pois cargas em uma direção provocavam fissuras de grande abertura em outra direção.

TABELA 2.04
RESULTADOS DOS PILARES EXPERIMENTADOS POR SAATCIOGLU E OZCEBE⁶⁴

<i>PILAR</i>		<i>EXPERIMENTAL</i>			<i>ACI 318-83</i>			
		V_{cr}	V_{max}	M_{max}	V_c	V_s	V_n	M_n
		kN	kN	kN . m	kN	kN	kN	kN . m
U1	COMPRESSÃO TRAÇÃO	125	275	275	111	159	270	233
U2		165	270	270	102	159	261	287
U3		166	268	268	99	317	416	279
U4		170	326	326	96	476	572	271
U5		154	255	255	122	159	281	298
		152	250	250	0	159	159	149
U6		175	343	343	101	319	420	286
U7	COMPRESSÃO TRAÇÃO	170	342	342	103	319	422	289
D1		180	285	285	107	159	266	231
D2		180	270	270	102	159	261	247
D3		140	275	275	99	317	416	242
D4		210	300	300	119	476	595	272
D5		200	254	254	122	159	281	274
		150	205	205	0	159	159	178
B1	N – S	175	316	316	96	476	572	283
	E – W		228	228	96	476	572	283
B2	N – S	180	307	307	103	317	420	314
	E – W		202	202	103	317	420	314

2.4 YAN XIAO E ARMEN MARTIROSSYAN⁷³

Pesquisa desenvolvida com o intuito de se estudar o desempenho de pilares de concreto de alta resistência submetidos a reversão de forças cortantes. Foram experimentados 6 pilares, com concreto de resistência à compressão entre 76 e 86 MPa.

A armação longitudinal constituía-se, em dois modelos, de oito barras com diâmetro de 19,1 mm, e, em quatro modelos, de oito barras de 15,9 mm, indicando uma taxa de armadura longitudinal de 3,52% e 2,48%, respectivamente.

A armadura transversal era composta por estribos fechados com diâmetros de 6,4 mm e 9,3 mm espaçados a cada 51 mm, resultando em uma taxa de 1,63% para dois modelos e 3,67% em outros quatro modelos. Nos pilares, cujos estribos tinham barras de 9,3 mm, o cálculo da taxa de armação seguiu o prescrito no Código do ACI 1995, sendo que nos modelos armados com as barras de 6,4 mm a armadura calculada foi reduzida em 50%. A área de aço transversal mínima exigida pelo ACI 1995 é:

$$A_{sw} \geq 0,09.s.(d - d'). \frac{f_c}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.06})$$

A força axial de compressão era aplicada e mantida constante durante todo o ensaio e variava entre 10% e 20% da capacidade resistente dos modelos, calculada como sendo o produto entre a resistência à compressão do concreto e a área da seção das peças.

A tabela 2.05 traz as características dos modelos ensaiados e a figura 2.12 retrata as características geométricas e o detalhe de armação dos pilares.

TABELA 2.05
CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS POR XIAO E MARTIROSSYAN⁷³

<i>PILAR</i>	f_c	ρ_l	ρ_w	<i>Força axial</i>
	MPa	%	%	kN
HC4-8L19-T10-0.1P	76	3,52	3,67	489
HC4-8L19-T10-0.2P	76	3,52	3,67	979
HC4-8L16-T10-0.1P	86	2,48	3,67	534
HC4-8L16-T10-0.2P	86	2,48	3,67	1068
HC4-8L16-T6-0.1P	86	2,48	1,63	534
HC4-8L16-T6-0.2P	86	2,48	1,63	1068

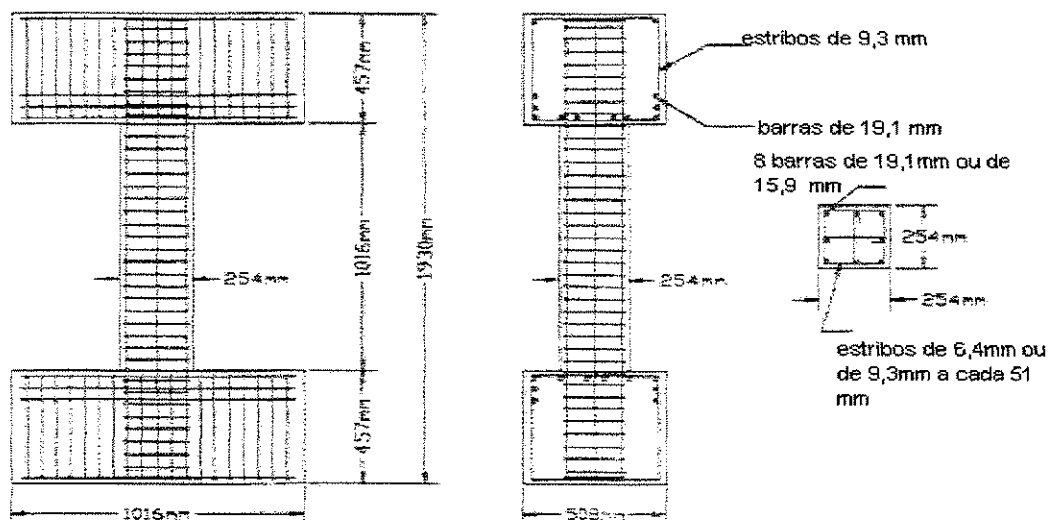


FIGURA 2.12
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DETALHES DE ARMAÇÃO DOS PILARES
ENSAIADOS POR XIAO E MARTIROSSYAN⁷³

O ensaio consistia em aplicações reversas de deslocamentos na extremidade superior das peças, conforme comportamento estático ilustrado na figura 2.13. Aparecem dois momentos de engastamento nos blocos localizados nas extremidades dos modelos e o diagrama de esforço cortante é representado por um valor constante em toda altura do pilar.

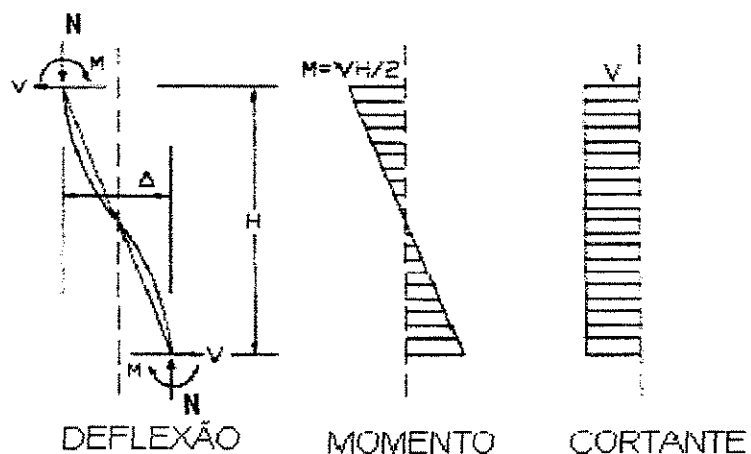


FIGURA 2.13
ESQUEMA ESTÁTICO OBTIDO NOS EXPERIMENTOS DE XIAO E MARTIROSSYAN⁷³

A história dos carregamentos executados encontra-se na figura 2.14.

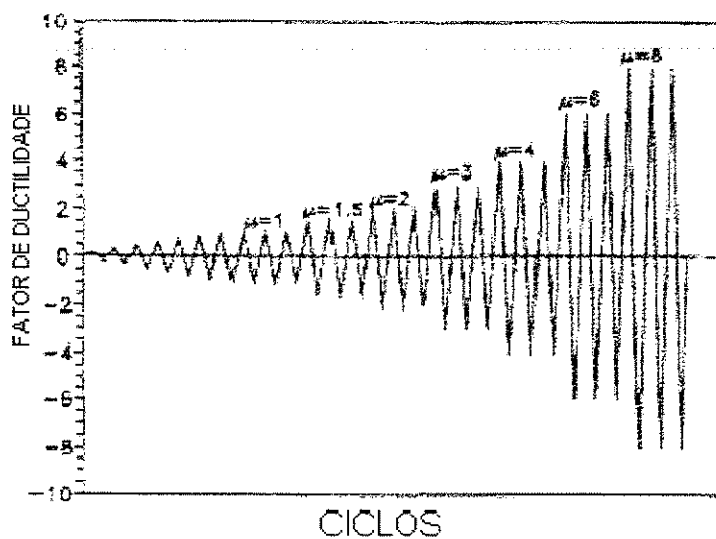


FIGURA 2.14
HISTÓRIA DOS CARREGAMENTOS DOS ENSAIOS DE XIAO E MARTIROSSYAN⁷³

Os pilares que seguiram o dimensionamento prescrito pelo ACI 318-95 romperam por flexão, ocorrendo ruptura por cisalhamento daqueles com 50% da armadura recomendada.

O procedimento padrão de carregamento utilizado para todos os pilares é indicado na figura 2.14. Inicialmente, para cada pilar, foram calculadas as capacidades correspondentes ao início de escoamento da armadura longitudinal e a resistência à flexão ideal, de acordo com análise momento-curvatura usando o programa “COLUMN” (King et al, 1.986).

O carregamento foi aplicado, em cada sentido, em incremento de 44,5 kN, até o carregamento estimado de início de escoamento da armadura longitudinal. A seguir, cada pilar foi carregado sob deslocamento máximo controlado, com três ciclos de carregamento para cada deslocamento imposto. O fator de ductilidade, segundo Xiao e Martirosyan⁷³, foi definido como sendo a relação entre o deslocamento aplicado (Δ) e o deslocamento correspondente a resistência à flexão ideal (Δ_{yi}) anteriormente calculada, ou seja:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_{yi}} \quad (\text{Eq. 2.07})$$

Na observação dos resultados, foi constatado que as peças submetidas a uma força axial igual a 20% de sua força axial resistente apresentavam uma maior capacidade de carga.

Foi notado também que a adoção da armadura mínima de cisalhamento prevista pelo ACI resultou na ruptura das peças por flexão, o que implica que esse valor mínimo deve ser respeitado quando do dimensionamento da armadura de alma.

Xiao e Martirosyan⁷³ também compararam os resultados de seus ensaios com as cortantes previstas pelo ASCE/ACI 426/73 e pelo ACI 318/95, nos quais a tensão de cisalhamento resistida pelo concreto é dada por:

$$\tau_c = (0,066 + 10\rho_w)\sqrt{f_c}\left(1 + \frac{3N}{f_c.A_c}\right) \quad (\text{Eq. 2.08})$$

segundo o ASCE/ACI 426/73, e por:

$$\tau_c = 0,166.\sqrt{f_c}\left(1 + \frac{N}{13,8.A_c}\right) \quad (\text{Eq. 2.09})$$

segundo o ACI 318/95.

A tabela 2.06 apresenta a comparação referida, onde V_{exp} é a cortante última medida nos ensaios.

TABELA 2.06
COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE XIAO E MARTIROSSYAN⁷³ COM PRESCRIÇÕES DE NORMA

<i>PILAR</i>	V_{exp}	$V_{ACI-ASCE\ 426}$	$V_{ACI\ 318}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI-ASCE\ 426}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI\ 318}}$
	kN	kN	kN		
HC4-8L16-T6-0.1P	273	321	318	0,85	0,86
HC4-8L16-T6-0.2P	324	350	365	0,92	0,89

Conclui-se, com base nos dados acima, que a cortante última prevista pelos códigos normativos encontra-se acima da cortante obtida nos ensaios, com erro médio de 10%. Então, Xiao e Martirosyan⁷³ calcularam a parcela de esforço cortante resistida pelo concreto, subtraindo-se da cortante atuante as frações de força cortante resistidas pela armadura e pela força axial (V_a). Os resultados são mostrados mais claramente na figura 2.15.

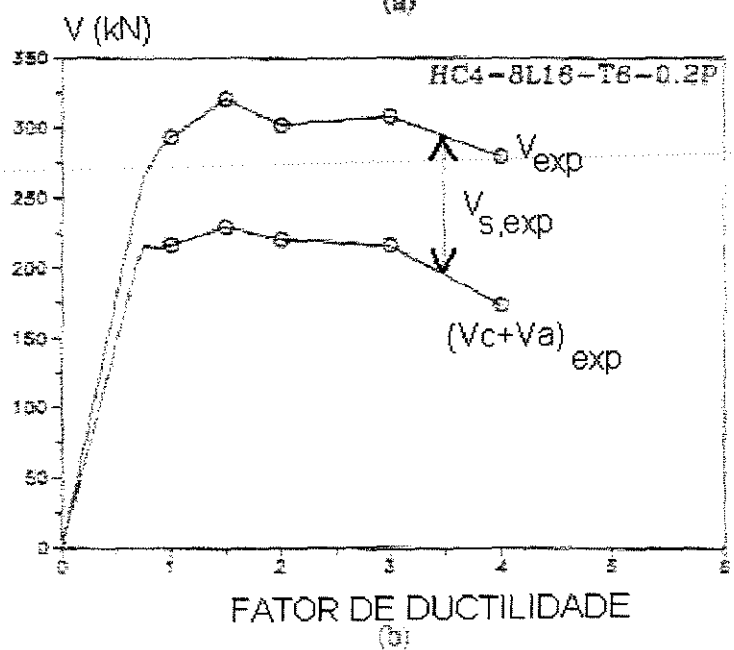
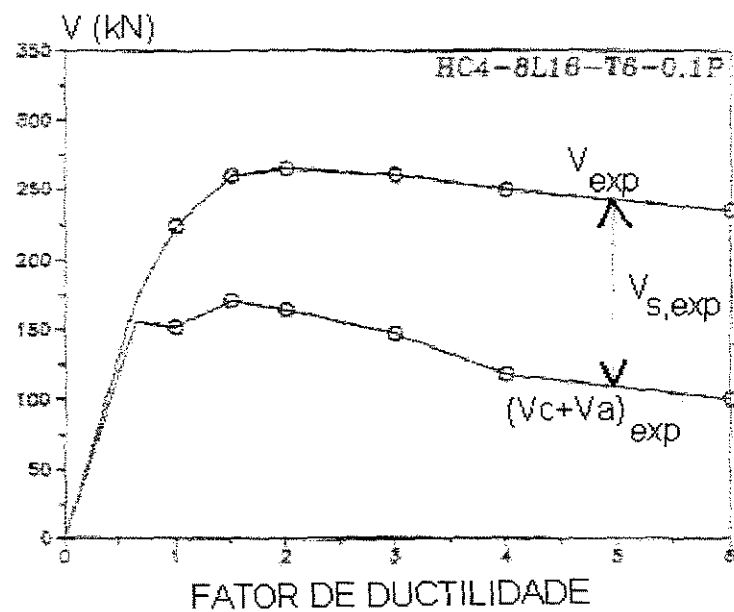


FIGURA 2.15
PARCELA DE CONTRIBUIÇÃO DO CONCRETO NOS PILARES ESTUDADOS POR XIAO
E MARTIROSSYAN⁷³

A figura 2.16 mostra a evolução de k em relação ao nível de ductilidade para dois pilares experimentados e a proposta para k , que vale:

$$k = \frac{V_c}{\sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d}} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

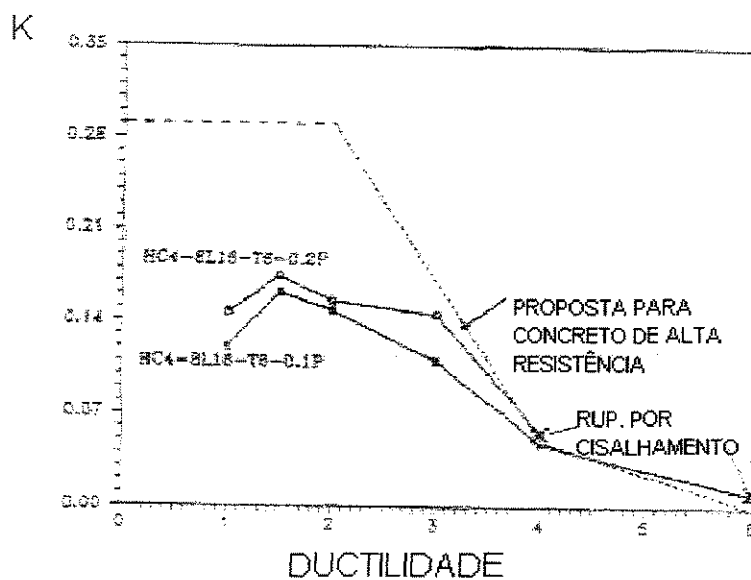


FIGURA 2.16
EVOLUÇÃO DE k PARA AS PEÇAS EXPERIMENTADAS POR XIAO E
MARTIROSSYAN⁷³

Dessa forma, propuseram que o valor de k para o concreto de alta resistência fosse calculado a partir do gráfico mostrado na figura 2.17.

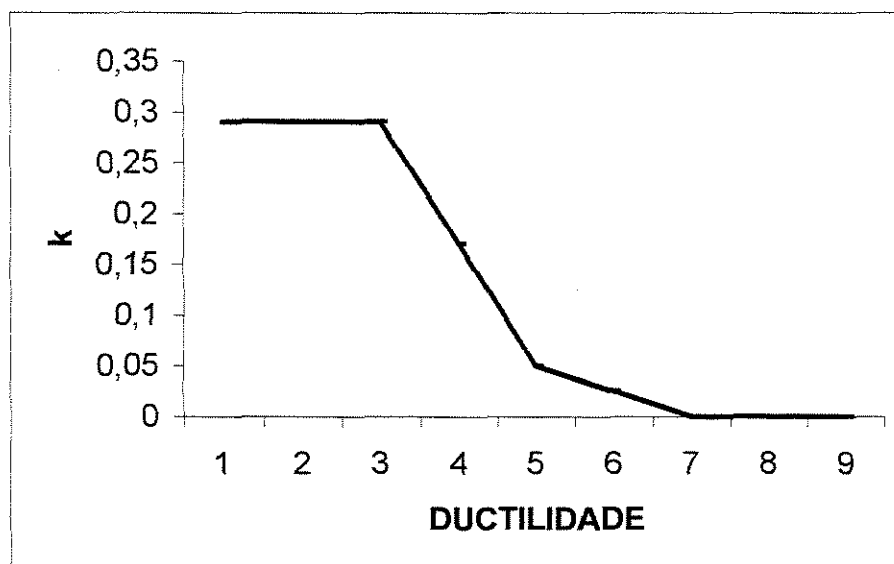


FIGURA 2.17
VALOR DE k PARA O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SEGUNDO PROPOSTA DE
XIAO E MARTIROSSYAN⁷³

Xiao e Martirosyan⁷³ afirmam que a contribuição do concreto de alta resistência à resistência ao cisalhamento decai muito significativamente com o aumento do nível de ductilidade.

2.5 PROCEDIMENTOS NORMATIZADOS PARA O DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO REVERSO

2.5.1 NBR¹⁰

A NBR 6118¹⁰ não estabelece critérios específicos para o dimensionamento de vigas de concreto armado sujeitas a carregamentos invertidos.

2.5.2 ACI⁴

O ACI 318-86⁴, em seu apêndice “A”, estabelece que, em vigas sujeitas a carregamentos sísmicos, a parcela de contribuição do concreto seja tomada como sendo zero, caso a tensão de compressão axial atuante seja inferior a 5 % da resistência a compressão do concreto.

2.5.3 CÓDIGO MODELO DO CEB 1990¹⁸

No capítulo 6, item 6.7 denominado “Estado Limite Último de Fadiga”, sub-item 6.7.6, é indicado que a tensão na armadura de alma seja calculada reduzindo-se o ângulo θ adotado para dimensionamento segundo a equação abaixo:

$$tg\theta_{fad} = \sqrt{tg\theta} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

2.5.4 CONSIDERAÇÕES DO CEB 161¹⁷ SOBRE CARGAS REVERSAS

O CEB Bulletin 161¹⁷ traz várias recomendações sobre o dimensionamento de elementos de concreto armado sujeitos a carregamentos invertidos.

2.5.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo o CEB 161¹⁷, para uma tensão de cisalhamento menor ou igual a $0,25\sqrt{f_c}$, atuante em estruturas submetidas a carregamentos reversos, a deterioração do concreto é pequena. Acima desse valor, esses danos aumentam e é necessário uma armadura especial, que poderia ser constituída por estribos inclinados que cruzassem as fissuras. Já com uma tensão maior que $0,5\sqrt{f_c}$, mesmo a armadura adicional é insuficiente e em poucos ciclos pode ocorrer ruptura.

O decréscimo da contribuição do engrenamento dos agregados e do efeito de pino da armadura longitudinal explicam a redução na capacidade de resistência às cortantes reversas.

2.5.4.2 EFEITO PINO SOB CARGAS CÍCLICAS

O efeito de pino da armadura longitudinal é de difícil avaliação matemática, pois depende de muitos fatores, como abertura da primeira fissura, cobrimento da armadura, nível de tensão, diâmetro e espaçamento das barras.

Analisando-se o mecanismo para cargas reversas, foi observado que a relação σ - ε na carga é praticamente linear, e já na descarga não, indicando perda de rigidez localizada nas barras, mesmo sob baixos níveis de tensão de cisalhamento. Assim, o esforço absorvido por efeito pino decresce com os ciclos.

Segundo o CEB 161¹⁷, a força absorvida pelo efeito pino da armadura longitudinal sob carregamentos normais pode ser dada por:

$$V_p \cong 250 \cdot \phi \cdot f_c \cdot u \quad (\text{N}) \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Para carregamentos maiores, se não houverem fissuras de tração, pode-se supor um estágio de plastificação do concreto comprimido ao redor da barra. Assim, a força cortante absorvida pelo efeito pino é dada por:

$$V_p = 1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \quad (\text{N}) \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Segundo o CEB 161¹⁷, foram realizados importantes estudos na Universidade de Atenas com o intuito de se determinar o valor da força cortante absorvida pela armadura longitudinal por efeito pino sob cargas cíclicas.

Foram ensaiados três blocos de concreto com resistência à compressão entre 20 e 50 MPa, conectados entre si por duas barras de aço com diâmetros que variaram entre 8 e 18 mm.

Investigava-se, também, nestes experimentos, o efeito do cobrimento da armadura, que variava entre 20 e 150mm.

Inicialmente, aplicava-se uma carga que variava de ensaio para ensaio em 30, 55 ou 80 % da carga que os blocos absorveriam por efeito pino. Anotava-se o valor do deslocamento inicial e impunham-se deslocamentos reversos com a mesma força cortante para os blocos até ocorrer estabilidade nas peças. Daí, incrementava-se a carga em 5 kN, observava-se o correspondente valor de deslocamento e novos deslocamentos reversos eram aplicados. Repetia-se o ensaio até haver ruptura.

Após os ensaios, chegou-se a conclusão de que não havia forte influência do cobrimento do concreto e nem da resistência à compressão, e que após 15 ciclos de deslocamentos reversos, a força absorvida pelo efeito pino reduziu-se em 50 %. A figura 2.18 mostra a perda de resistência do efeito pino após n ciclos.

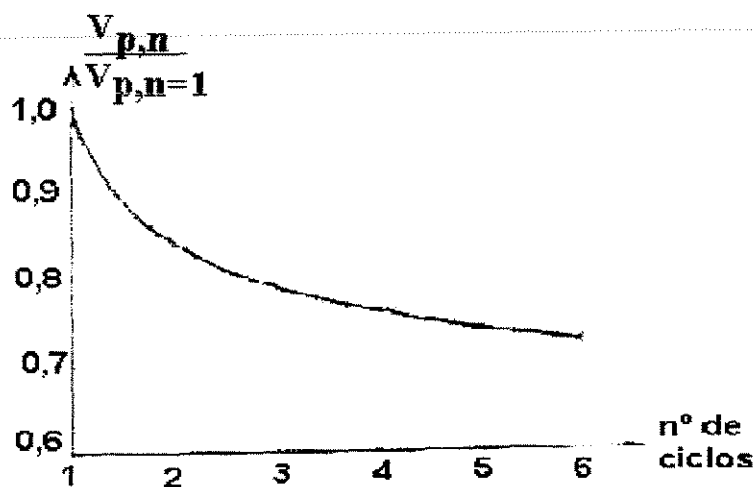


FIGURA 2.18
PERDA DE FORÇA CORTANTE RESISTIDA POR EFEITO PINO DA ARMADURA
LONGITUDINAL EM RELAÇÃO AO AUMENTO DOS CICLOS

Baseado nessas experiências, Tassios ^{66pud17} formulou a seguinte equação que representava a força cortante resistida por efeito de pino da armadura longitudinal após n ciclos:

$$V_p = \left[1 - \frac{1}{7} \sqrt{n-1} \right] \cdot V_{p,n=1} \quad (N) \quad (\text{Eq. 2.14})$$

onde $V_{p,n=1}$ é a força cortante resistida pelo efeito pino no 1º ciclo.

2.5.4.3 CORTANTE TRANSFERIDA ATRAVÉS DAS FISSURAS

Quando um esforço cortante é aplicado a um elemento de concreto e antes do surgimento de fissuras, essa força transfere-se através de tensões de compressão entre as partículas dos agregados e a pasta de cimento. Após a fissuração, os esforços passam a se transmitir através do engrenamento dos agregados nas faces das fissuras.

Tem-se três situações de funcionamento desse mecanismo:

1- não há fissuração ou, se há, tem pouca abertura, não havendo contatos significantes entre as faces das fissuras;

2- após o contato entre as faces das fissuras e com acréscimo de força cortante, aparece uma relação linear entre o deslizamento " s_w " e a abertura da fissura " w ", como sendo:

$$w = 2 \cdot s_w \cdot \text{tg} \alpha \quad (\text{Eq. 2.15})$$

onde α é o ângulo de inclinação das fissuras.

3-com o aumento da carga, ocorre um maior deslizamento entre as faces das fissuras, alisando-as, diminuindo o ângulo α de inclinação dos “dentes” das fissuras para α' .

A figura 2.19 mostra a transmissão de esforços no concreto antes e após a fissuração.

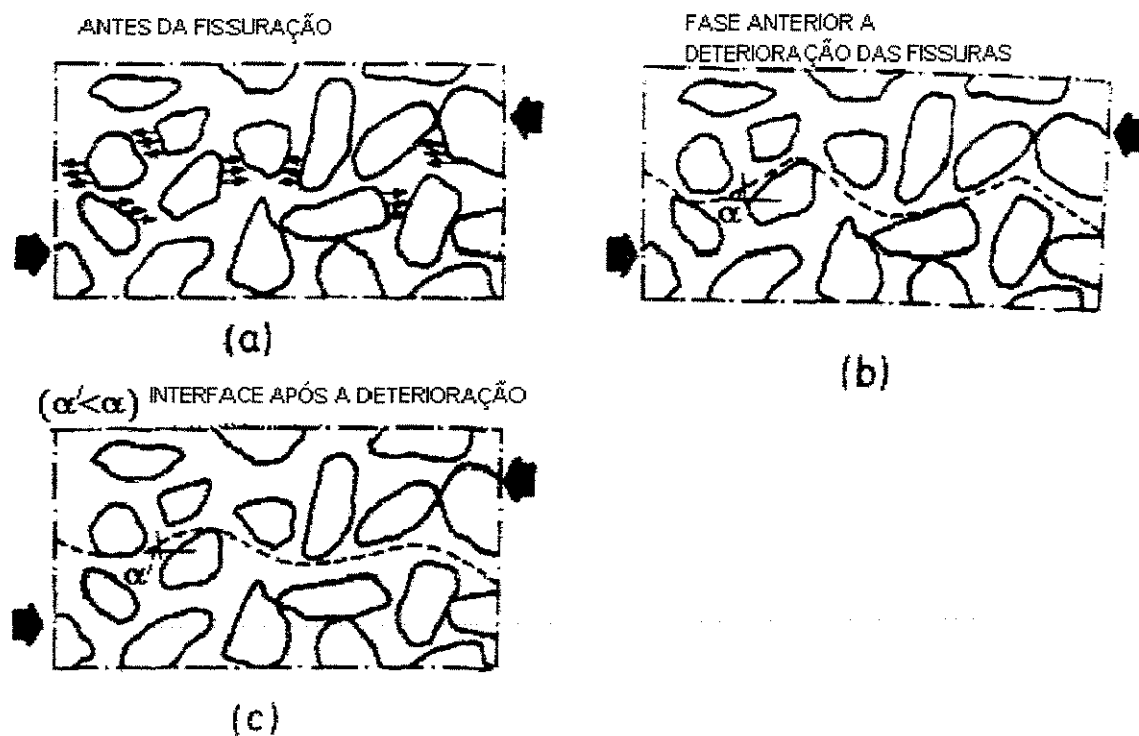


FIGURA 2.19
TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS ATRAVÉS DAS FISSURAS

Já para carregamentos reversos, temos que durante o primeiro ciclo, o mecanismo desenvolve-se da mesma maneira que para carregamentos convencionais. A descarga é que se dará de outra forma, dependendo dos seguintes casos, descritos na figura 2.20:

1- a descarga inicia-se a partir da situação 1, onde não houve deterioração suficiente das faces das fissuras. A descarga se dará com a mesma linearidade da carga;

2- a descarga inicia-se durante a situação 2, onde ainda não ocorreu desgaste suficiente das faces das fissuras. Pode eventualmente ocorrer desgastes localizados durante a descarga, e assim esta se dará de forma diferente da carga;

3- a descarga inicia-se a partir da situação 3, acontecendo, então, uma descarga sob um caminho bem diferente da carga, pois já neste estágio, as superfícies das fissuras estão bem desgastadas com o deslizamento entre elas.

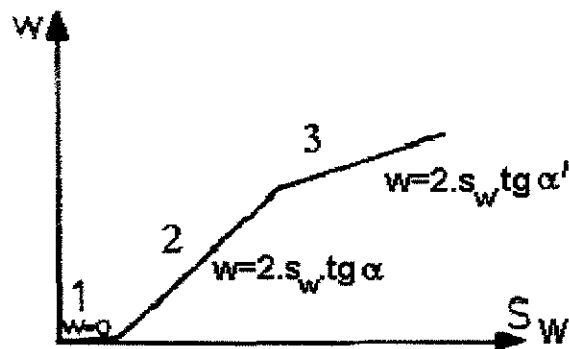


FIGURA 2.20
RELAÇÃO DA ABERTURA DAS FISSURAS E DESLIZAMENTO ENTRE ELAS

A cada carga-descarga aplicada, a abertura da fissura e o deslizamento entre as superfícies correspondentes a carga zero, ou seja, residuais, é cada vez maior. Assim, o contato entre os agregados se torna mais desprezível tanto quanto aumenta o número de ciclos.

CAPÍTULO 3

PROGRAMAÇÃO EXPERIMENTAL

3.1 OBJETIVOS

A investigação experimental aqui descrita teve sua motivação em dúvidas levantadas quanto ao comportamento ao cisalhamento das vigas de concreto de alta resistência submetidas a carregamentos invertidos.

O programa compreende a análise experimental de 14 vigas, sendo 12 vigas com relação vão de cisalhamento/altura útil (a/d) igual a 2,5 e 2 vigas com a/d igual a 4. As duas vigas ensaiadas com relação a/d igual a 4, foram inseridas ao final do trabalho com o objetivo de se avaliar a transmissão direta de força cortante ao apoio.

As 12 vigas com a/d de 2,5 tiveram geometria e armadura longitudinal idênticas e foram divididas em 2 séries de ensaios. A primeira série constituída por vigas sem armadura de alma e a segunda por vigas com esta armadura. Para cada série, a resistência à compressão do concreto e o tipo de carregamento, normal ou reverso, foram as variáveis adotadas de forma a se observar o comportamento estrutural destas vigas com relação ao cisalhamento. Das 6 vigas de cada série de ensaios, 2 tiveram resistência à compressão de 50 MPa, 2 de 70 MPa e 2 de 100 MPa. Das vigas com igual resistência à compressão, uma foi submetida à carregamento normal e outra à carregamento reverso. Os experimentos das vigas sem armadura de alma e com resistência a

compressão do concreto de 70 MPa e 100 MPa foram executados juntamente com Ferreira²⁵ e as vigas com armadura transversal e resistência a compressão do concreto de 50 MPa e 70 MPa foram ensaiadas juntamente com Arroyo⁹.

As 2 vigas com a/d de 4, com resistência a compressão do concreto de 40 MPa, foram executadas com mesma geometria e armaduras longitudinal e transversal. Uma destas vigas foi submetida à carregamento normal e outra à carregamento reverso.

3.2 DETALHES GERAIS DAS VIGAS ENSAIADAS

3.2.1 CARACTERIZAÇÃO

A denominação adotada para as vigas seguiu o procedimento seguinte:

- 1) A letra I indica a seção da viga;
- 2) Os dois numerais seguintes expressam a resistência nominal do concreto à compressão, em MPa;
- 3) A letra seguinte caracteriza o tipo de carregamento: N - normal (sem inversão) ou I - invertido ;
- 4) Por fim, têm-se WR para vigas sem armadura de alma e R para vigas armadas ao cisalhamento.
- 5) O último número indica a relação vão de cisalhamento/altura útil: 2,5 ou 4;

I-100-I-R-2,5, por exemplo, refere-se uma viga ensaiada durante a pesquisa, com resistência de 100 MPa, submetida a reversão de carregamentos, constituída de estribos e cujo a/d valia 2,5.

3.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS

A seção transversal adotada para todas as 14 vigas foi a seção em formato de I, ao longo do vão. A figura 3.01 ilustra as dimensões adotadas para as 12 vigas com a/d de 2,5, e a figura 3.02, ilustra as dimensões das 2 vigas com a/d de 4.

[dimensões em centímetros]

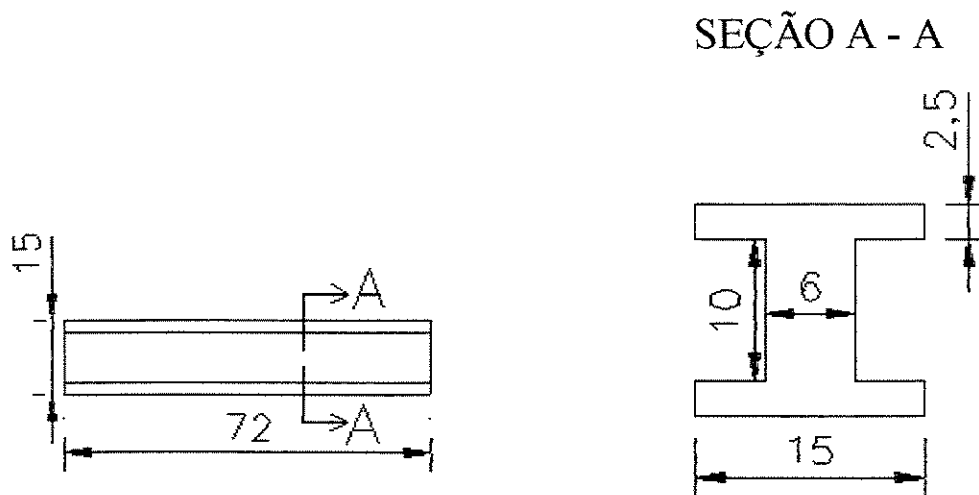
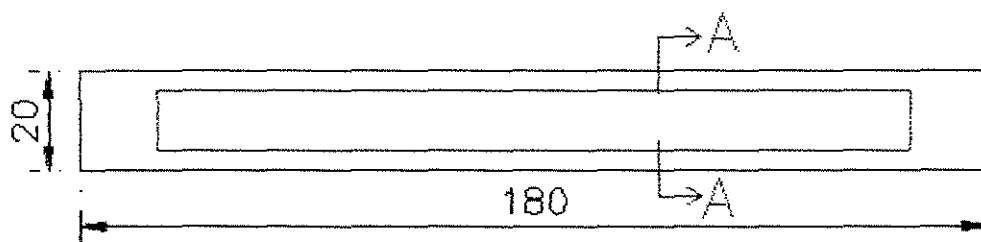


FIGURA 3.01
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS COM $a/d = 2,5$



SEÇÃO A - A

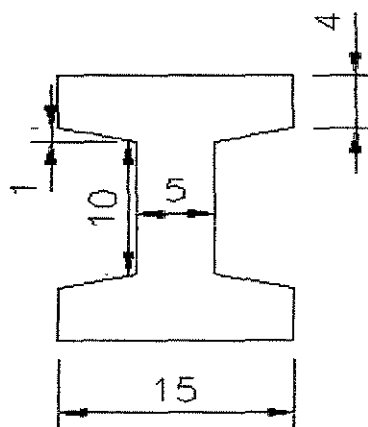


FIGURA 3.02
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS COM $a/d = 4$

3.2.3 ESQUEMA ESTÁTICO E ESQUEMA DE CARREGAMENTOS

O carregamento nas vigas foi composto por uma carga concentrada aplicada no meio do vão. Nas vigas sem inversão de carregamento, a carga era aplicada apenas em um dos banzos, em incrementos de carga definidos, até obtenção da ruína. Nas vigas com inversão de carregamento, a carga era aplicada alternadamente, em incrementos definidos, em ambos os banzos.

As vigas foram ensaiadas sobre dois apoios que, além da rotação, permitiam o afastamento ou a aproximação horizontal entre eles.

Nas figuras 3.03 e 3.04 indica-se o esquema estático e o esquema de carregamentos adotado para as vigas deste trabalho.

As 12 vigas da série $a/d=2,5$ foram ensaiadas na máquina de ensaios, e as 2 vigas da série $a/d=4$ foram testadas utilizando-se o pórtico de aplicação de carga do laboratório de estruturas (figs. 3.05 e 3.06).

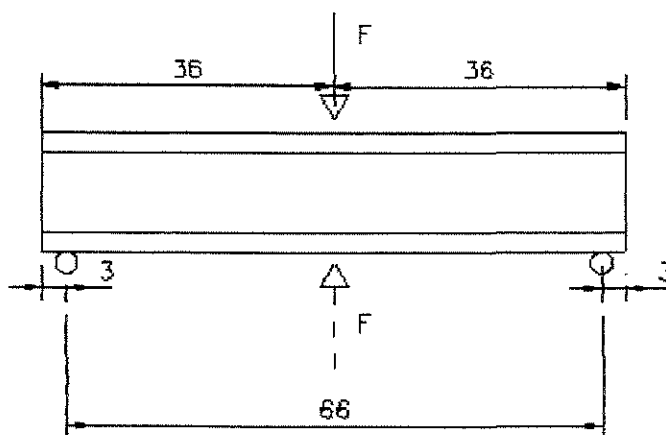


FIGURA 3.03
ESQUEMA ESTÁTICO E ESQUEMA DE CARREGAMENTOS DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d = 2,5$

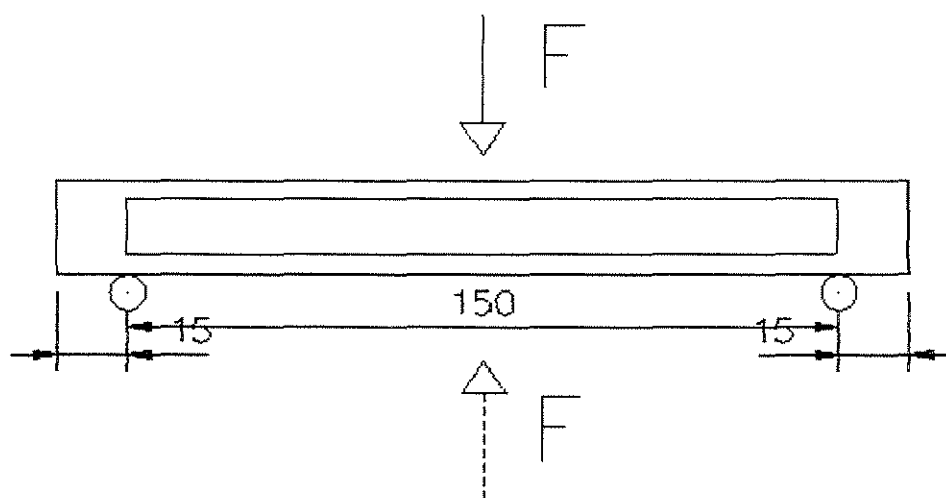


FIGURA 3.04
ESQUEMA ESTÁTICO E ESQUEMA DE CARREGAMENTOS DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d =$
4

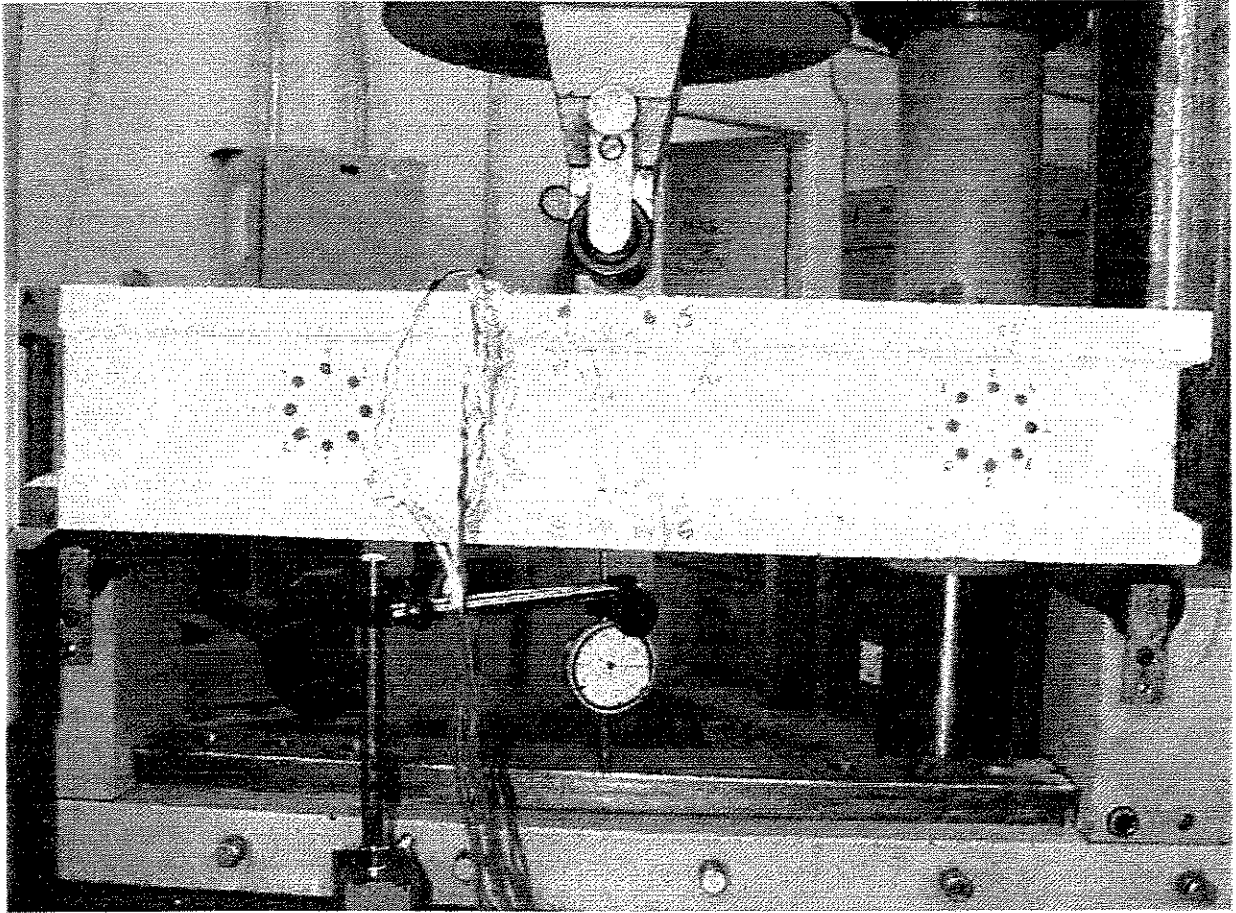


FIGURA 3.05
DETALHE DA VIGA COM $a/d=2,5$ POSICIONADA NA PRENSA DURANTE O ENSAIO

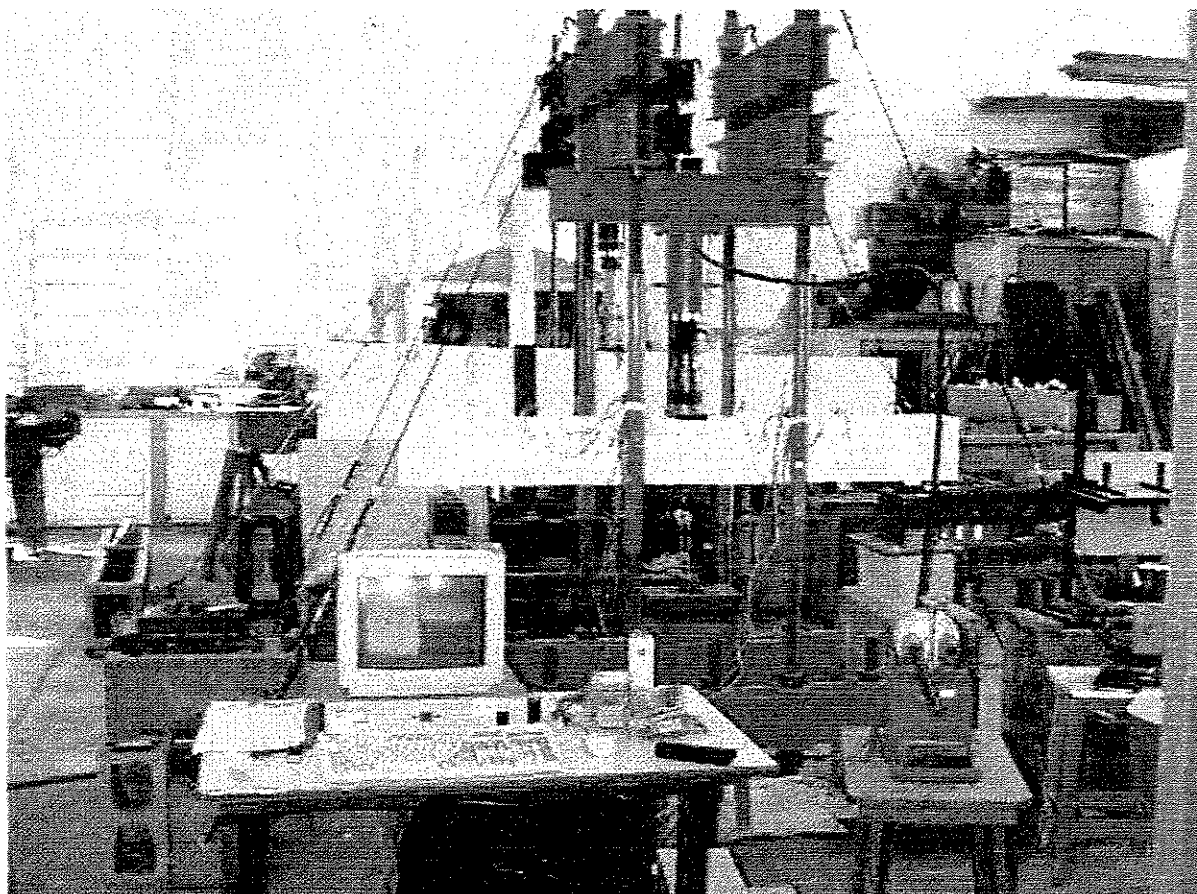


FIGURA 3.06
DETALHE DA VIGA COM RELAÇÃO $a/d=4$ POSICIONADA NO PÓRTICO ANTES DO
INÍCIO DO ENSAIO

3.2.4 ARMADURA DAS VIGAS

3.2.4.1 VIGAS DA SÉRIE $a/d = 2,5$

A armadura longitudinal das vigas com $a/d = 2,5$ era constituída de 4 barras de aço CA 50-A com 12,5 mm, duas no banzo superior e duas no banzo inferior, resultando em uma taxa de armadura longitudinal de 1,85 %.

Nas vigas com armadura de alma, esta era constituída por estribos verticais de dois ramos, aço CA60-B, 4.2 mm de diâmetro e espaçamento de 10 cm, correspondendo a uma taxa de armadura transversal de 0,46 %.

A ancoragem das barras longitudinais foi feita soldando-se em suas extremidades uma barra com diâmetro de 10.0 mm, transversalmente, com 15 cm de comprimento. As figuras 3.07 e 3.08 mostram detalhes da armadura das vigas.

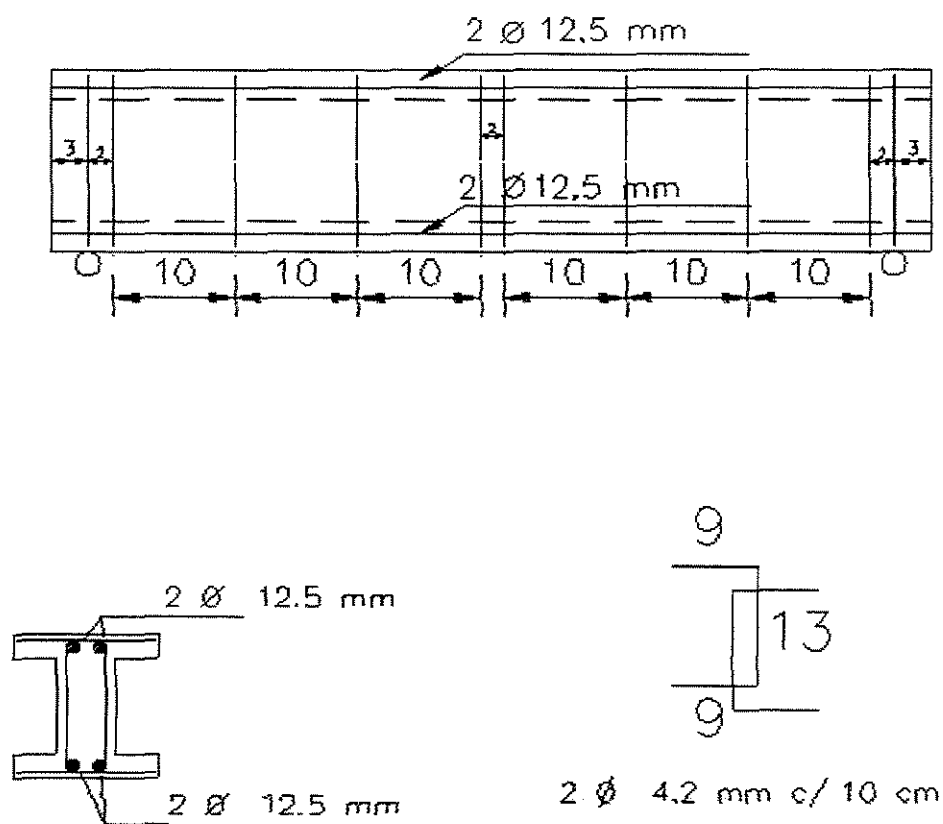


FIGURA 3.07
DETALHE DA ARMADURA DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d = 2,5$

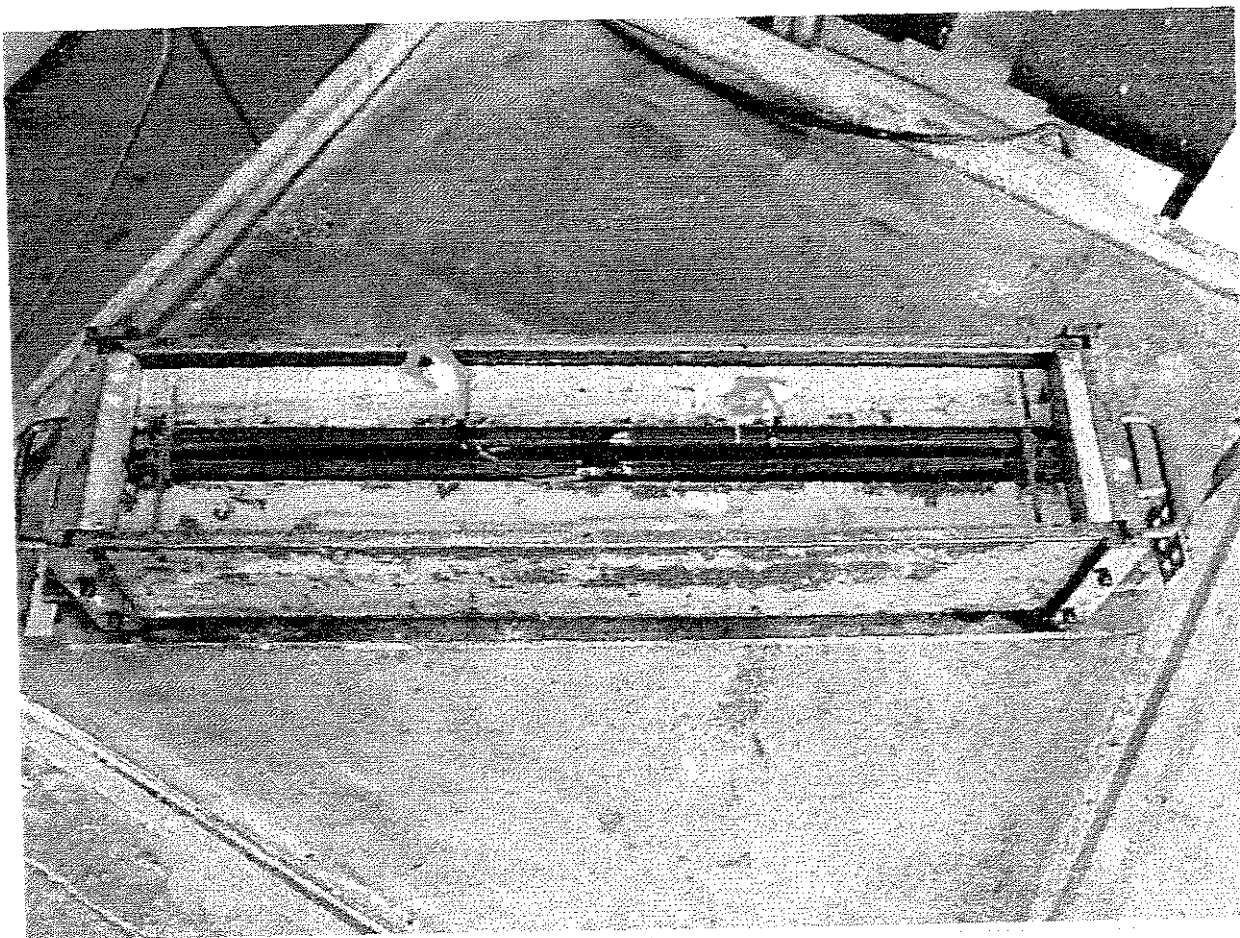


FIGURA 3.08
DETALHE DE ARMADURA DAS VIGAS COM $a/d = 2,5$ SEM ARMADURA DE ALMA
POSICIONADA NA FORMA ANTES DA CONCRETAGEM

3.2.4.2 VIGAS DA SÉRIE $a/d = 4$

A armadura longitudinal das vigas com $a/d = 4$ era constituída de 6 barras de aço CA 50-A com 12,5 mm, três no banzo superior e três no banzo inferior, resultando em uma taxa de armadura longitudinal de 1,97 %.

A armadura de alma era constituída por estribos verticais de dois ramos, aço CA60-B, 4.2 mm de diâmetro e espaçamento de 15 cm, correspondendo a uma taxa de armadura transversal de 0,37 %.

A ancoragem das barras longitudinais foi feita soldando-se em suas extremidades uma barra com diâmetro de 12.5 mm, transversalmente, com 13 cm de comprimento. As figuras 3.09 e 3.10 mostram detalhes de armadura das vigas.

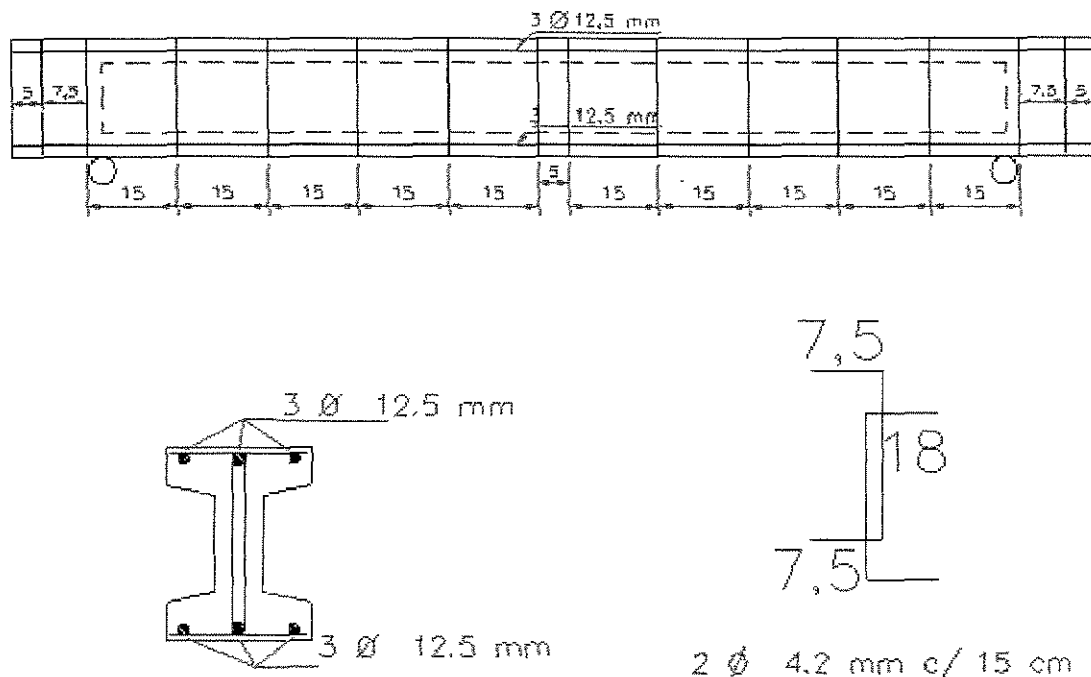


FIGURA 3.09
DETALHE DE ARMADURA DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d = 4$

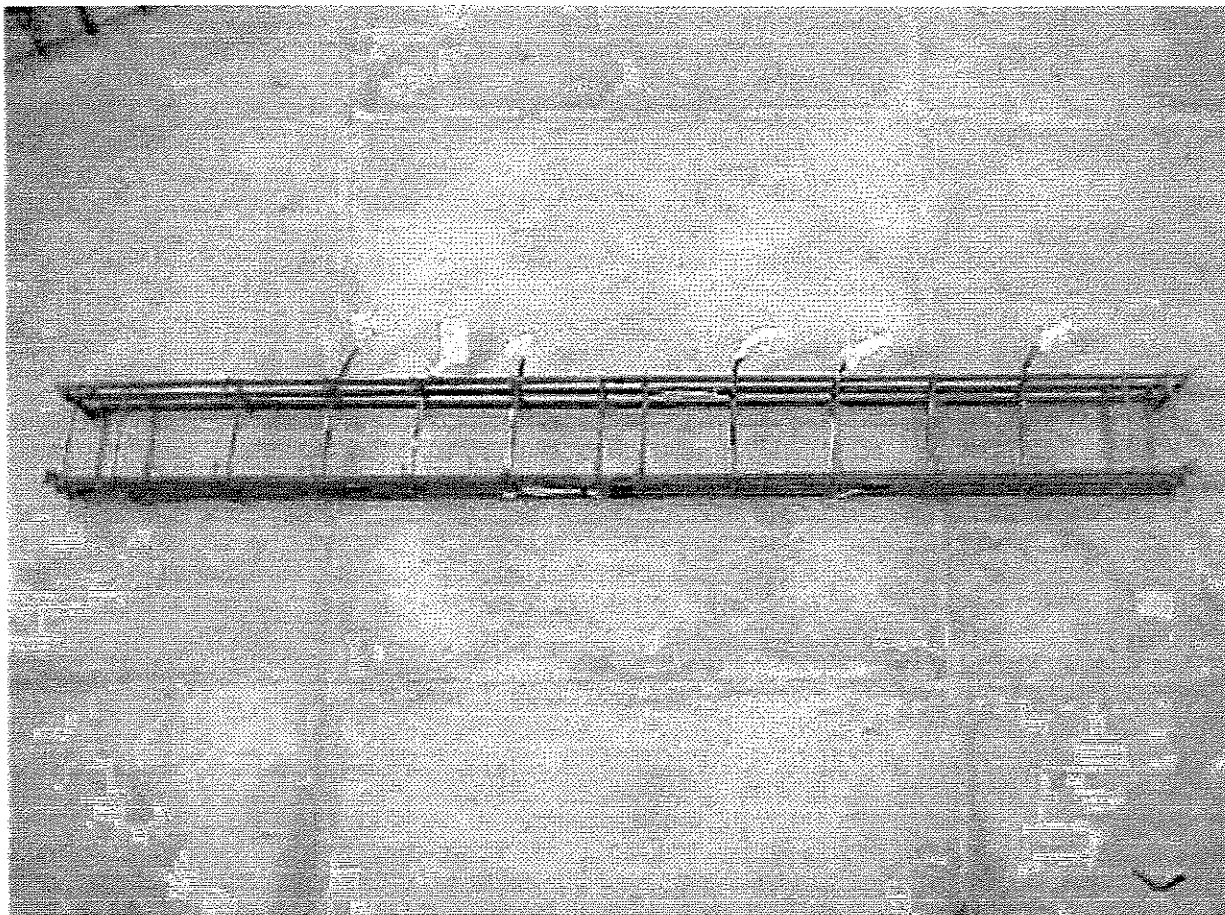


FIGURA 3.10
DETALHE DE ARMADURA DAS VIGAS COM $a/d = 4$

3.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS NA EXECUÇÃO DAS VIGAS ENSAIADAS

3.3.1 TRAÇO UTILIZADO PARA O CONCRETO

Na procura de um traço que resultasse em resistências à compressão para o concreto, aos 28 dias de idade, em torno de 40 MPa, 50 MPa, 70 MPa e 100 MPa, foram feitas seis misturas experimentais preliminares. Nessas misturas, além da resistência à compressão desejada, o fator trabalhabilidade também foi observado.

A trabalhabilidade foi comparada através do valor de abatimento do concreto obtido com o chamado "Slump Test".

De forma a controlar-se a resistência à compressão, foram moldados 16 corpos de prova cilíndricos com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura.

Os corpos de prova permaneciam nos moldes, encobertos com lona plástica, no recinto do Laboratório, por, aproximadamente, 24 horas. Depois deste período eram desmoldados, enrolados em jornal molhado e acondicionados em sacos plásticos. Oito corpos de prova foram rompidos à compressão aos 7 e 28 dias de forma a se obter a evolução da resistência à compressão de cada mistura.

Os materiais utilizados nas misturas foram os disponíveis em laboratório, cujo fornecimento regular estaria garantido ao longo de todo o programa experimental proposto.

O cimento e a microssílica foram previamente misturados, a seco, em betoneira.

Os agregados foram utilizados em estado seco.

A água de amassamento foi dividida em três partes iguais, sendo misturado a duas destas partes, em proporções iguais, aditivo superplastificante.

A colocação dos materiais na betoneira obedeceu a seguinte ordenação: agregado graúdo, parte da água sem adição de superplastificante, cimento, parte da água com adição de superplastificante, areia e, por fim, o restante da água com o superplastificante. Após a adição da segunda parte de água aguardava-se, aproximadamente, 1 minuto antes da adição da areia, aguardando-se a ação do superplastificante na mistura.

As misturas foram executadas fixando-se o consumo de cimento, o consumo de microssílica, e a porcentagem de argamassa seca (55%). A porcentagem de argamassa seca representa a relação entre o consumo, em peso, de cimento somado a areia e microssílica $(c+a+m)$ e o consumo de cimento somado a areia, microssílica e pedrisco $(c+a+m+p)$, resultando, desta maneira, $(c+a+m)/(c+a+m+p) = 0,55$.

Como variáveis na mistura, teve-se o consumo de superplastificante e o consumo de água.

O consumo de superplastificante, em peso, foi tomado em relação ao consumo de cimento mais microssílica, $(s/(c+m))$.

O consumo de água foi quantificado pela relação entre o consumo de água e superplastificante pelo consumo de cimento e microssílica, $(ag+s)/(c+m)$.

Na tabela 3.01 apresenta-se as misturas experimentais analisadas e os resultados obtidos, para cada mistura, com relação ao abatimento, Slump Test, e à resistência à compressão do concreto aos 7 e 28 dias de idade.

TABELA 3.01
MISTURAS EXPERIMENTAIS

MISTURA	M1	M2	M3	M4	M5	M6
CIMENTO (kg)	350	330,91	500	650	650	415
MICROSSÍLICA (kg)	0,00	0,00	75	97,5	97,5	0,00
AREIA (kg)	947,02	919,64	725,18	488,99	508,76	740
PEDRA (kg)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1072,70
PEDRISCO (kg)	1061,24	1023,27	1063,78	1011,71	1027,88	0,00
ÁGUA (l)	122,50	153,82	162,38	152,36	154,40	185,9
SUPERPLAST. (l)	17,50	16,54	21,62	41,99	28	1,25
(A+S)/(C+M)	0,4	0,51	0,32	0,26	0,24	0,45
(S/(C+M))	0,0112	0,0112	0,0084	0,0126	0,0084	0,00068
TEMPO DE MISTURA (min)	5	4	6	6	15	7
ABATIMENTO (cm)	13	18	15,5	17	0,8	17
f_{c7} (MPa)	39,7	41,1	61	80	77	33
f_{c28} (MPa)	51,1	54,2	74,8	93	94	40,4

Pela análise da tabela anterior, a mistura escolhida para a execução das vigas da série $a/d=2,5$ com resistência de 50 MPa foi a de número 2, para as de resistência de 70 MPa foi a de número 3 e para as vigas de resistência de 100 MPa, a mistura escolhida foi de número 4.

Para as duas vigas da série $a/d=4$ com resistência de 40 MPa, a mistura escolhida foi a de número 6.

A escolha destas misturas foi influenciada não só pelos excelentes resultados relativos à resistência à compressão como também pelo valor de abatimento do concreto, nem muito baixo, o que resultaria em dificuldades de moldagem, e nem muito alto, o que acarretaria problemas de segregação dos materiais componentes da mistura. Mais tarde, durante a moldagem das vigas, esta opção pela melhoria de trabalhabilidade mostrou-se bastante satisfatória.

3.3.2 CONCRETO: CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS MATERIAIS COMPONENTES

3.3.2.1 CIMENTO

O cimento utilizado foi um cimento Portland de alta resistência inicial, o CP V - ARI-PLUS da HOLDERCIM Brasil S.A..

Este cimento tem como características relativas a finura um resíduo na peneira 200 de, aproximadamente, 1% e uma superfície específica Blaine de, aproximadamente, $400 \text{ m}^2/\text{kg}$.

3.3.2.2 MICROSSÍLICA

A microssílica empregada foi a SILMIX, produzida pela Camargo Corrêa Metais e distribuída pela Cimento Eldorado S.A.

Como Características físicas desta microssílica tem-se:

- massa específica 2.220 kg/m^3
- massa unitária 360 kg/m^3
- superfície específica $20.000 \text{ m}^2/\text{kg}$
- partículas em formato esférico com diâmetro médio de $0,20 \text{ }\mu\text{m}$.

3.3.2.3 AGREGADOS

O agregado graúdo era constituído por pedrisco, com dimensão máxima de 9,5 mm e Módulo de Finura MF = 5,75, e pedra, com dimensão máxima de 19 mm e Módulo de Finura MF = 6,23. O agregado miúdo era constituído por areia passando pela peneira de 6.3 mm e com Módulo de Finura MF = 2.24.

Na figura 3.11 apresenta-se o resultado da análise granulométrica dos agregados.

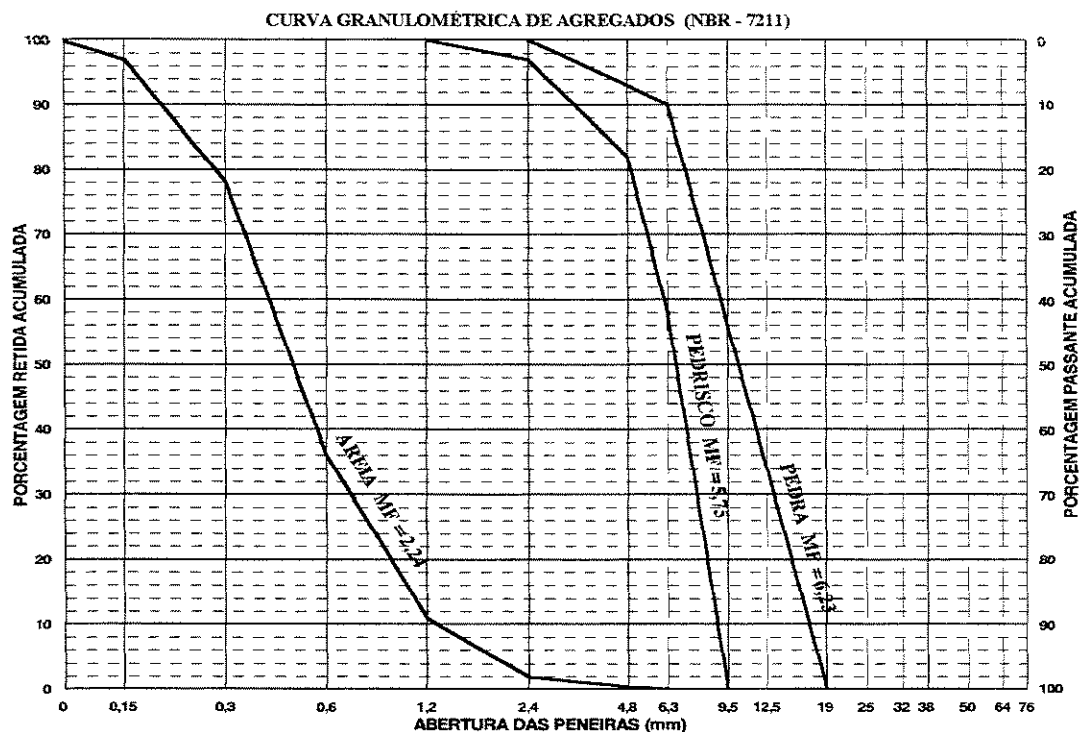


FIGURA 3.11
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS

3.3.2.4 ADITIVOS

o aditivo utilizado foi o superplastificante ADIMENT-M, da OTTO BAUMGART S.A.

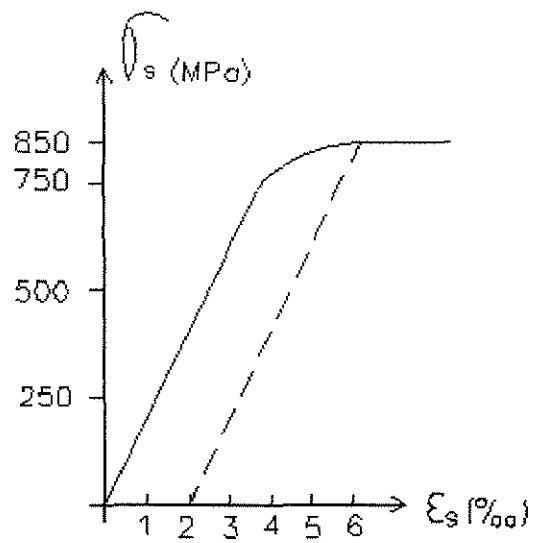
Este aditivo foi usado em solução com concentração de 20% em massa e densidade de 1,12 g/cm³.

3.3.3 ARMADURAS

Das barras de aço utilizadas na armadura das vigas foram retiradas quatro amostras por lote. Duas destas amostras foram ensaiadas à tração e as restantes foram utilizadas para determinar-se características como peso linear, área e diâmetro nominal da barra.

De forma a obter-se o diagrama tensão-deformação, cada amostra ensaiada à tração foi instrumentada com extensômetros mecânicos com base de medida de 100 mm.

Nas figuras 3.12 e 3.13 apresentam-se os diagramas tensão-deformação, bem como as características mecânicas das barras de aço utilizadas nas 12 vigas da primeira série, e nas figuras 3.14 e 3.15 apresentam-se os diagramas tensão-deformação, bem como as características mecânicas das barras de aço utilizadas nas 2 vigas da segunda série ensaiada.



$$f_y = 850 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_y = 6,20 \text{ ‰}$$

$$E_s = 200.530 \text{ MPa}$$

$$\varnothing = 4.2 \text{ mm}$$

FIGURA 3.12
 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO DE 4,2 mm DAS VIGAS DA SÉRIE
 $a/d=2,5$

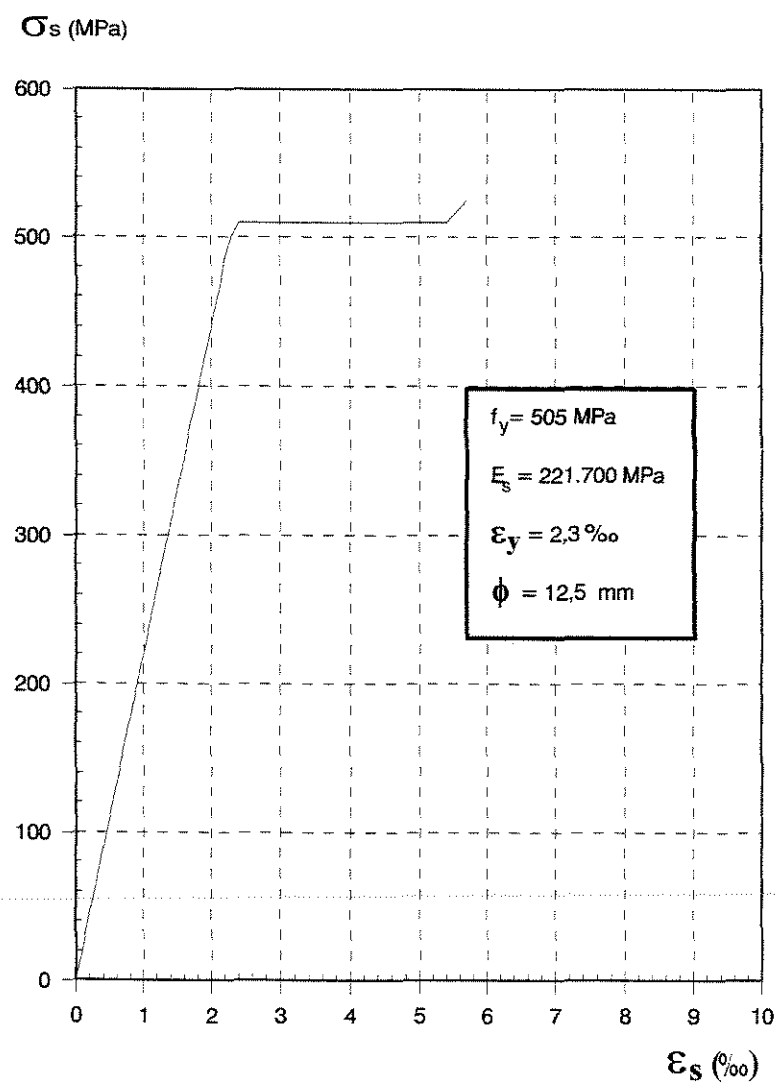
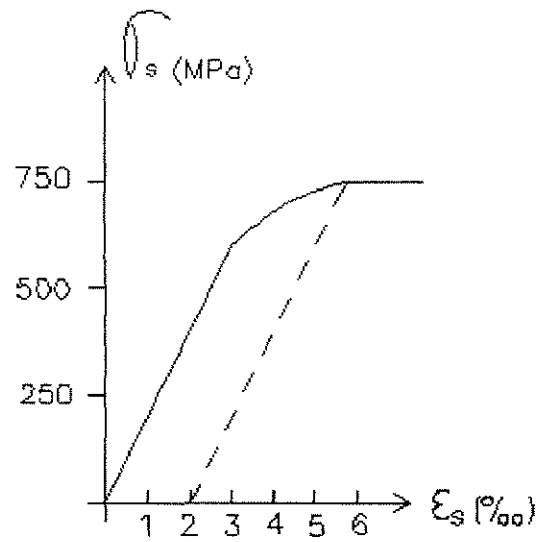


FIGURA 3.13
DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO DE 12,5 mm DAS VIGAS DA SÉRIE
 $a/d=2,5$



$$f_y = 761,2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_y = 5,38 \text{ ‰}$$

$$E_s = 198.717 \text{ MPa}$$

$$\varnothing = 4.2 \text{ mm}$$

FIGURA 3.14
DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO DE 4,2 mm DAS VIGAS DA SÉRIE a/d=4

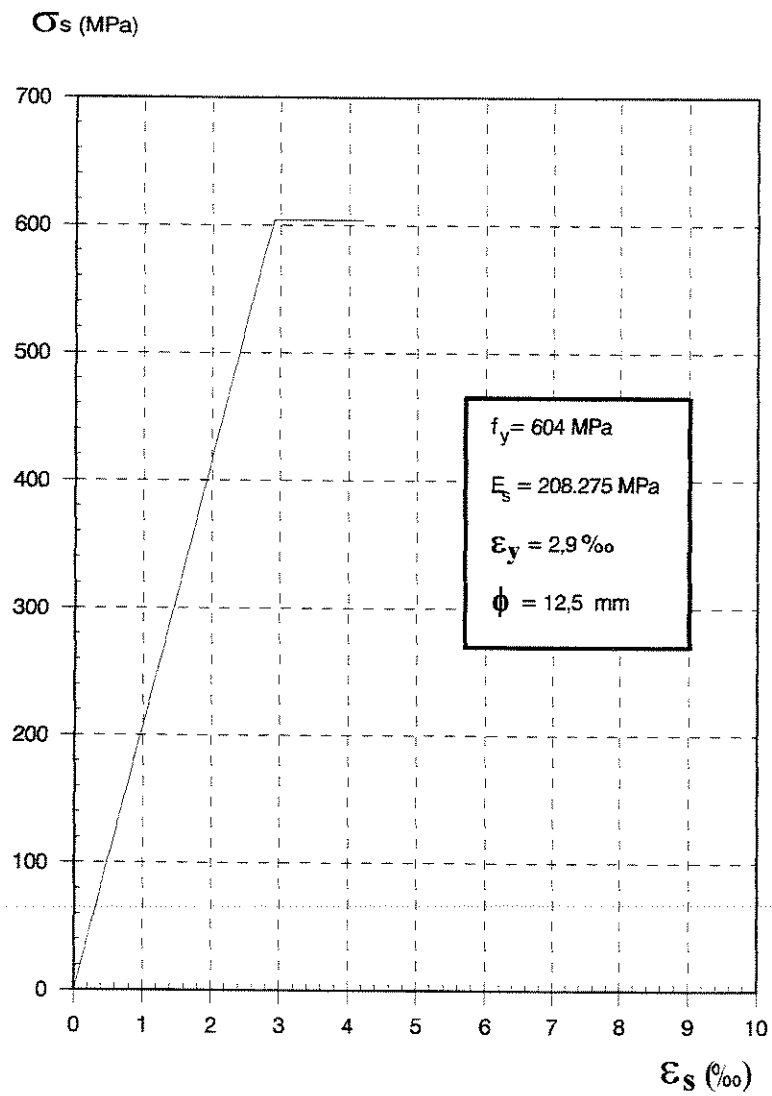


FIGURA 3.15
DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO DE 12,5 mm DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d=4$

3.4 EXECUÇÃO, DESFORMA E CURA DAS VIGAS

Uma vez preparada a armadura e a forma a viga estava pronta para moldagem.

Para a moldagem das vigas com $a/d=2,5$, foi empregada forma metálica, disponível no Laboratório, com seções em formato de I. Para a moldagem das vigas com $a/d=4$, foi empregada forma de madeira.

Antes de posicionar-se a armadura no interior da forma, foram vedadas todas as suas juntas de montagem com cera, revestida toda a região da alma com plástico e dado uma demão de óleo lubrificante sobre todas as superfícies internas. A cera foi necessária de maneira a se evitar a fuga de argamassa pelas juntas e o plástico e o óleo, obviamente, para diminuir a aderência da forma com o concreto, facilitando a desmoldagem da viga.

O concreto foi preparado em betoneira com eixo inclinado. Os materiais eram colocados na mesma ordem adotada quando da execução das misturas experimentais.

O cimento e a microssílica foram previamente misturados, a seco, em betoneira com eixo inclinado com capacidade para 60 litros.

O tempo aproximado de mistura foi de 10 minutos.

Quinze corpos de prova cilíndricos com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura foram moldados juntamente com as duas vigas. Destes corpos de prova, 3 eram rompidos à compressão aos 7, 21 e 28 dias. Os seis corpos de prova restantes foram rompidos no dia do ensaio da viga, de forma a determinar-se a resistência à tração e diagrama tensão-deformação do concreto.

No caso das 12 vigas com $a/d=2,5$, o adensamento do concreto da viga e dos corpos de prova foi feito com a mesa vibratória. Já para as 2 vigas com $a/d=4$, o adensamento do concreto da viga e dos corpos de prova foi feito com vibrador de imersão, equipado de agulha de 25 mm de diâmetro e 40 centímetros de comprimento.

Imediatamente após a moldagem, tanto as vigas quanto os corpos de prova eram cobertos com lona plástica.

A desmoldagem das vigas e dos corpos de prova era feita três dias após a moldagem. Uma vez desmoldados, viga e corpos de prova eram embrulhados em jornal úmido e acondicionados em lona plástica por aproximadamente 28 dias, quando então eram desembulhados e limpos.

As vigas e os corpos de prova foram mantidos no recinto do laboratório desde a moldagem até a data do ensaio.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

3.5.1 MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS

Para as medidas das deformações nas armaduras foram empregados extensômetros elétricos de resistência ligados ao aquisitor automático de dados.

Uma vez preparada a superfície das armaduras para instalação (regularizar, lixar e limpar), os extensômetros eram colados às armaduras com adesivo à base de cianocrilato e isolados e protegidos com fita plástica.

Cada ponto instrumentado da armadura longitudinal foi designado por L e cada ponto instrumentado da armadura transversal por T. À letra L ou T seguia-se um número de ordem.

Nas 12 primeiras vigas ($a/d = 2,5$), foram instrumentados quatro estribos nas vigas armadas ao cisalhamento, com os extensômetros situados à meia altura. Nas barras longitudinais, foram colocados dois extensômetros no meio do vão, sendo que, na viga submetida a carregamento invertido, utilizou-se extensômetros também nas duas barras situadas no banzo superior.

Nas 2 vigas com $a/d = 4$, foram colocados extensômetros à meia altura em oito estribos. Nas barras longitudinais, foram colocados seis extensômetros no meio do vão, sendo três na armadura situada no banzo superior e três no banzo inferior, e ainda, dois extensômetros na barra central, um no banzo superior e um no inferior, situados a uma distância correspondente a um quarto do vão da viga em relação ao apoio.

As figuras 3.16 e 3.17 ilustram a instrumentação da barra longitudinal e dos estribos para as vigas deste trabalho.

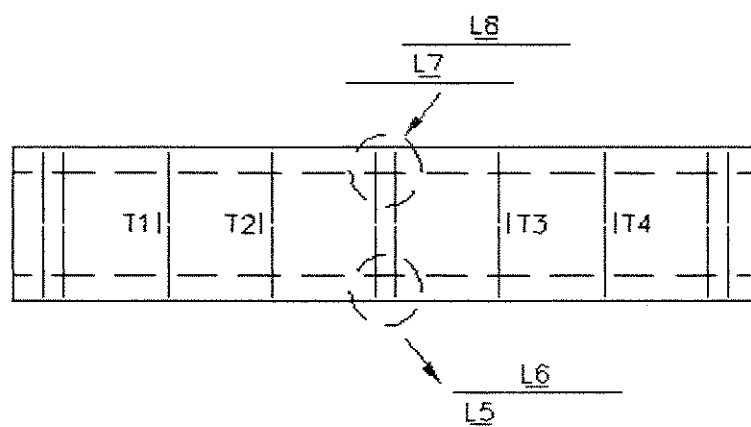


FIGURA 3.16
INSTRUMENTAÇÃO DAS 12 VIGAS COM $a/d = 2,5$

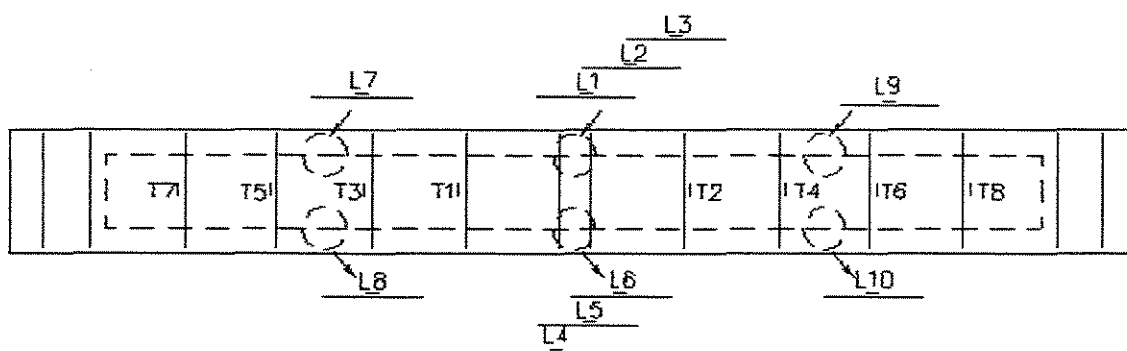


FIGURA 3.17
INSTRUMENTAÇÃO DAS 2 VIGAS COM $a/d = 4$

3.5.2 MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Foram feitas leituras de deformação no concreto apenas nas 12 vigas da série $a/d=2,5$. As deformações no concreto foram medidas na face superior da mesa, no caso da viga submetida a carregamento sem inversão, em pontos situados na mesma seção de instrumentação da armadura longitudinal, ou seja, entre a posição dos estribos. Na viga submetida a carregamento invertido, foram medidas deformações tanto na face superior como na inferior.

Objetivando-se um maior controle das deformações no concreto, optou-se também pela instrumentação das faces laterais das vigas, constituindo-se duas rosetas, uma localizada do lado esquerdo das vigas e locada na primeira terça parte da distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga, e a outra no lado direito da viga, e situada a meia distância entre o apoio e o meio do vão.

As deformações foram medidas por intermédio de extensômetro mecânico TENSOTAST-HUGGERNBERGER com sensibilidade de 0,001 milímetros, usando-se como base de medida 50 milímetros de comprimento.

As bases foram criadas empregando-se pastilhas de aço coladas à superfície da viga com adesivo à base de cianocrilato. Os pares de pastilha foram designados pela letra P seguida por um numeral cuja ordenação obedeceu o mesmo critério descrito para a armadura. Já os pares pertencentes às rosetas foram designados pela letra R seguida pelo número de ordem.

A figura 3.18 ilustra os pontos instrumentados do concreto de cada viga desta pesquisa.

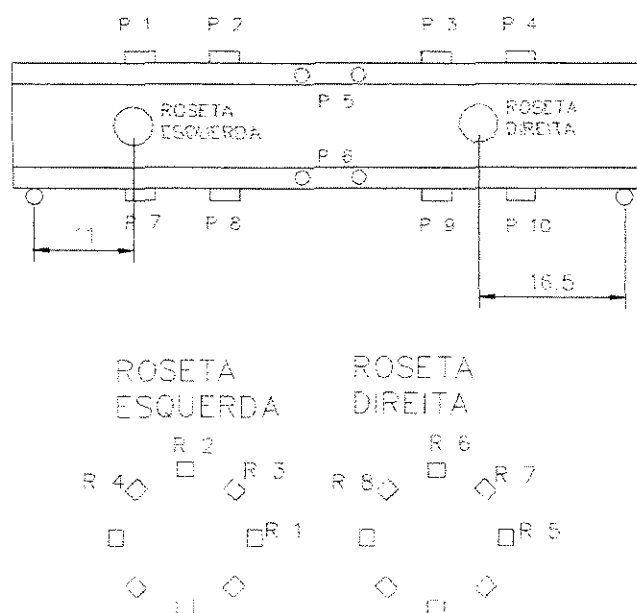


FIGURA 3.18
INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO

3.5.3 MEDIDAS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL

As flechas foram controladas por intermédio de transdutor de deslocamentos (relógio comparador de flechas) mecânico KAEFER, com curso de 50 milímetros e sensibilidade de 0,01 milímetros.

O transdutor foi instalado na face inferior da mesa inferior da viga e posicionado no meio do vão da mesma.

As figura 3.19 e 3.20 ilustram o ponto, nas vigas, de medida dos deslocamentos verticais.

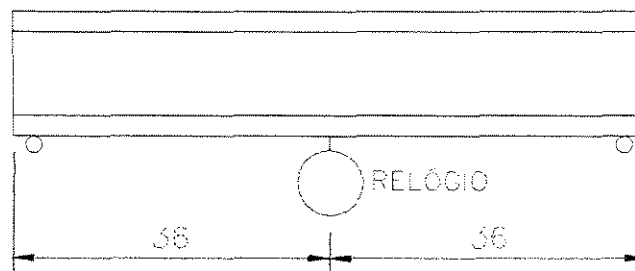


FIGURA 3.19
MEDIDA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS 12 VIGAS COM $a/d=2,5$

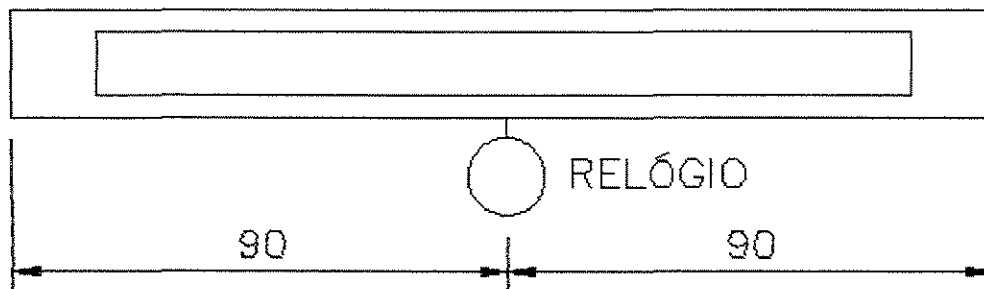


FIGURA 3.20
MEDIDA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS 2 VIGAS COM $a/d=4$

3.6 DESENVOLVIMENTO DOS EXPERIMENTOS

As vigas desta pesquisa foram executadas com o interesse de se verificar como uma viga de concreto de alta resistência submetida a carregamentos invertidos se comportava frente ao cisalhamento.

No dia anterior ao ensaio, era aplicada uma camada de tinta branca sobre toda a superfície das vigas. Este procedimento tinha como objetivo uma melhor identificação das fissuras na viga sob carregamento.

As vigas eram então posicionadas na máquina de ensaios mecânicos, ou no pórtico, e colavam-se as pastilhas para medição das deformações no concreto.

A seguir os extensômetros elétricos eram ligados a um equipamento de aquisição automática de dados.

Instalava-se, então, o defletômetro mecânico e as leituras iniciais de deformação e deslocamentos verticais eram anotadas.

Cada ensaio envolvia 2 pessoas por cerca de 6 horas.

Iniciava-se a aplicação da carga no meio do vão em incrementos de 2,5 kN, até o surgimento da primeira fissura, a partir da qual o incremento passava a ser de 5 kN.

Após cada incremento de carga no meio do vão eram feitas novas leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. Em seguida o panorama de fissuração era observado e a evolução das fissuras anotada na superfície da viga.

Durante os ensaios eram registrados os valores da carga no meio do vão correspondente ao início de fissuração de flexão e início de fissuração de cisalhamento.

O ensaio foi conduzido até que para uma mesma carga o deslocamento vertical continuava aumentando. Neste instante, o ensaio era interrompido e a carga correspondente anotada.

Para as vigas submetidas a carregamento invertido, a cada incremento de carga a viga era descarregada, leituras das deformações residuais eram feitas, invertia-se a viga e aplicava-se novo incremento de carga. A história do carregamento reverso aplicado nos ensaios encontra-se na figura 3.21.

No dia do ensaio das vigas, foram rompidos dois corpos de prova para determinação da resistência à compressão média, dois corpos de prova instrumentados eram rompidos à compressão e utilizados para determinação do diagrama tensão-deformação do concreto e, por fim, outros dois corpos de prova eram rompidos diametralmente à compressão para determinar-se a resistência média à tração do concreto.

A figura 3.05 ilustra as vigas com relação $a/d = 2,5$ preparada para início da aplicação de carga.

A figura 3.06 ilustra as vigas com relação $a/d = 4$ colocada no pórtico, preparada para início da aplicação de carga.

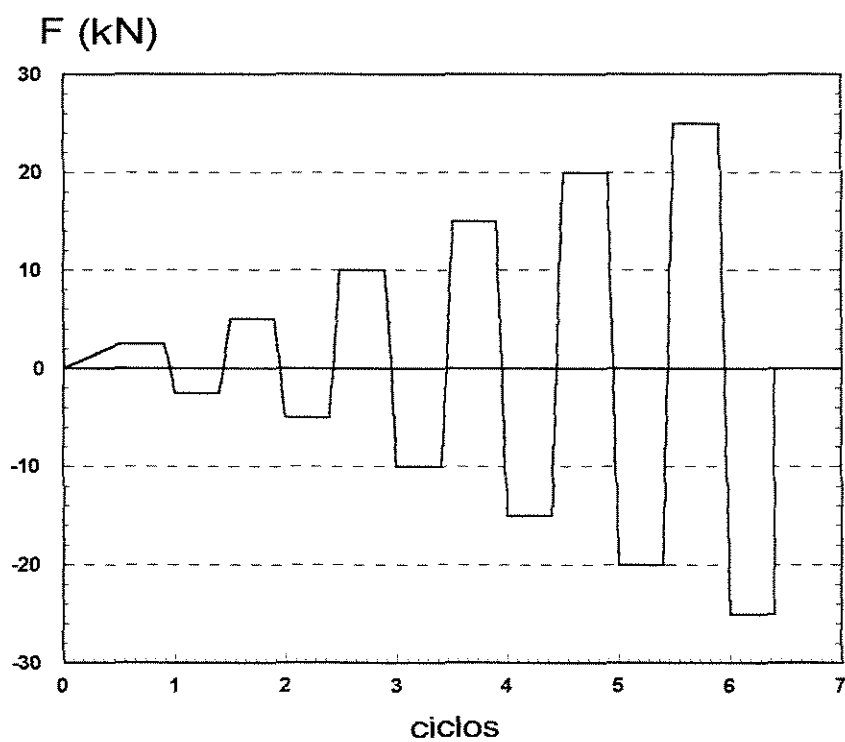


FIGURA 3.21
HISTÓRIA DO CARREGAMENTO APLICADO NOS ENSAIOS DAS VIGAS SUBMETIDAS
A CARREGAMENTO REVERSO

3.7 VALORES ESTIMADOS DE MOMENTO E CORTANTE ÚLTIMOS

Com a armadura longitudinal constituída de barras de 12,5 mm, a resistência à compressão do concreto variando entre 40 e 100 N/mm² e o limite de escoamento da armadura longitudinal obtido por meio de ensaios prévios de seus corpos de prova, Figs. 3.12 a 3.15, foi calculado o valor último do momento fletor, $M_{u,fl}$, para cada viga, de forma que ocorresse ruptura à flexão ou, mais precisamente, ruptura por escoamento da armadura longitudinal (tabelas 3.02 a 3.04).

No cálculo deste momento último, foram admitidas as hipóteses da NBR 6118 ¹³, com distribuição retangular das tensões de compressão no concreto e valor, para esta tensão, constante e igual a f_c . A este momento último correspondeu uma força cortante última, $V_{u,fl}$, também indicada nas tabelas 3.02, 3.03 e 3.04.

TABELA 3.02
VALORES ÚLTIMOS DO MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE PARA
ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d=2,5$ COM
ARMADURA DE ALMA

	<i>I-50-N-R-2,5</i>	<i>I-50-I-R-2,5</i>	<i>I-70-N-R-2,5</i>	<i>I-70-I-R-2,5</i>	<i>I-100-N-R-2,5</i>	<i>I-100-I-R-2,5</i>
f_{cj} N/mm ²	55,2	55,2	76,2	76,2	104,0	104,0
A_{sl} cm ²	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
ρ_l (%)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
f_{yl} N/mm ²	505	505	505	505	505	505
f_{yw} N/mm ²	860	860	860	860	860	860
ρ_{w45} (%)	0,86	0,86	0,88	0,88	0,89	0,89
ρ_w (%)	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
ρ_w/ρ_{w45}	0,534	0,534	0,523	0,523	0,516	0,516
x (cm)	2,21	2,21	1,52	1,52	1,22	1,22
x/d	0,17	0,17	0,117	0,117	0,0945	0,0945
$M_{u,fl}$ kN.cm	1581,5	1581,5	1618,2	1618,2	1641,4	1641,4
$V_{u,fl}$ kN	47,92	47,92	49,04	49,04	49,74	49,74
a/d	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

TABELA 3.03
VALORES ÚLTIMOS DO MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE PARA
ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d=2,5$ SEM
ARMADURA DE ALMA

	<i>I-50-N-WR</i>	<i>I-50-I-WR</i>	<i>I-70-N-WR</i>	<i>I-70-I-WR</i>	<i>I-100-N-WR</i>	<i>I-100-I-WR</i>
fcj N/mm²	53,1	53,1	71,2	71,2	96,6	96,6
Asl cm²	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
ρl (%)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
fyl N/mm²	505	505	505	505	505	505
x cm	2,34	2,34	1,56	1,56	1,29	1,29
x/d	0,18	0,18	0,12	0,12	0,0995	0,0995
a/d	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
M_{u,fl} kN.cm	1581,5	1581,5	1618,2	1618,2	1641,4	1641,4
V_{u,fl} kN	47,92	47,92	49,04	49,04	49,74	49,74

TABELA 3.04
VALORES ÚLTIMOS DO MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE PARA
ESCOAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS DA SÉRIE $a/d=4$

	<i>I-50-N-R-4</i>	<i>I-50-I-R-4</i>
f_{cj} N/mm ²	39,8	39,8
A_{sl} cm ²	3,75	3,75
ρ_l (%)	1,97	1,97
f_{yl} N/mm ²	604	604
f_{yw} N/mm ²	761,2	761,2
ρ_{w45} (%)	1,78	1,78
ρ_w (%)	0,37	0,37
ρ_w/ρ_{w45}	0,21	0,21
x (cm)	4,32	4,32
x/d	0,24	0,24
$M_{u,fl}$ kN.cm	3652,5	3652,5
$V_{u,fl}$ kN	97,4	97,4
a/d	4	4

CAPÍTULO 4

RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS

4.1. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO DAS VIGAS

Na tabela 4.01, apresentam-se resultados relativos ao concreto de cada viga desta pesquisa.

TABELA 4.01
CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO DAS VIGAS

VIGA	f_{cj} (N/mm ²)	f_{tj} (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	ABATIMENTO (cm)	j (dias)
I-50-N/I-R-2,5	55,2	4,2	33900	14	32
I-50-N/I-WR-2,5	53,1	4,2	33520	15	33
I-70-N/I-R-2,5	76,2	5,1	35920	12	34
I-70-N/I-WR-2,5	71,2	4,7	35320	15	31
I-100-N/I-R-2,5	104	6,2	39990	16	29
I-100-N/I-WR-2,5	96,6	6	39570	16	30
I-40-N/I-R-4	39,8	3,66	31200	16	20

As resistências médias, à tração e compressão do concreto, foram determinadas no dia do ensaio das vigas. A resistência à compressão, f_{cj} , indicada na tabela anterior, representa o valor médio das resistências obtidas em ensaios à compressão, de dois corpos de prova cilíndricos, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura. A resistência à tração, f_{tj} , indicada na tabela anterior, representa a resistência média à tração simples do concreto, tomada como 90% do valor médio das resistências obtidas em ensaios à compressão diametral, de dois corpos de prova cilíndricos, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura.

As figuras 4.01 a 4.03 ilustram os diagramas tensão-deformação do concreto das vigas. Estes diagramas foram obtidos por intermédio do ensaio à compressão de dois corpos de prova, instrumentados, cilíndricos, com 10 centímetros de diâmetro por 20 centímetros de altura. Os mesmos diagramas foram empregados na determinação do módulo de deformação longitudinal do concreto, E_c .

O valor de E_c , apresentado na tabela anterior, refere-se ao módulo de deformação longitudinal do concreto tangente na origem.

A trabalhabilidade do concreto das vigas foi avaliada através do ensaio de abatimento do tronco de cone.

4.2 COMPORTAMENTO DAS VIGAS DURANTE O ENSAIO

Nas vigas com armadura de alma, esta armadura entrou em escoamento antes que se esgotasse a resistência à flexão das vigas. Nas vigas sem armadura de alma, antes que a armadura longitudinal alcançasse uma deformação correspondente ao início de escoamento, a ruptura por esforço cortante foi caracterizada, no caso, as tensões diagonais de tração ultrapassaram a resistência à tração do concreto das vigas.

Nas tabelas 4.02 a 4.04, a seguir, apresentam-se alguns resultados relativos ao comportamento das vigas durante os ensaios.

TABELA 4.02
RESULTADOS DE ENSAIO DAS VIGAS COM $a/d = 2,5$ COM ARMADURA DE ALMA

VIGA	I-50-N-R-2,5	I-50-I-R-2,5	I-70-N-R-2,5	I-70-I-R-2,5	I-100-N-R-2,5	I-100-I-R-2,5
a/d	2,53	2,53	2,53	2,53	2,53	2,53
ρ_l (%)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
ρ_w (%)	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
$V_{u,cis,exp}$ (kN)	45	42,5	47,5	42,5	50	45
$V_{fis,fl}$ (kN)	5	5	5	5	7,5	7,5
$V_{fis,cis}$ (kN)	10	10	10	10	12,5	12,5
V_{max} (kN)	45	42,5	50	47,50	50	45
$\epsilon_{c,u}$ (‰)	-	-	1	1,2	-	0,64
$\epsilon_{c,max}$ (‰)	0,52	2,4	1	1,2	0,16	0,64
$\epsilon_{sl,u}$ (‰)	-	-	3,1	3,4	2,96	2,22
$\epsilon_{sl,max}$ (‰)	2,97	3,59	3,1	4,2	3,38	2,76
v_u (cm)	-	-	0,43	0,37	0,27	0,47
v_{max} (cm)	0,37	0,5	0,54	0,47	0,35	0,47
FORMA DE RUÍNA	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO

TABELA 4.03
RESULTADOS DE ENSAIO DAS VIGAS COM $a/d = 2,5$ SEM ARMADURA DE ALMA

VIGA	I-50-N-WR- 2,5	I-50-I-WR- 2,5	I-70-N-WR- 2,5	I-70-I-WR- 2,5	I-100-N- WR-2,5	I-100-I- WR-2,5
a/d	2,53	2,53	2,53	2,53	2,53	2,53
ρ_l (%)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
ρ_w (%)	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
$V_{u,cis,exp}$ (kN)	-	-	-	-	-	-
$V_{fis,fl}$ (kN)	5	5	5	5	7,5	7,5
$V_{fis,cis}$ (kN)	10	10	10	10	12,5	12,5
V_{max} (kN)	28,75	23,5	26	22,5	27,5	22,50
ε_{cu} (‰)	-	-	-	-	-	-
$\varepsilon_{c,max}$ (‰)	0,78	0,54	0,32	0,9	0,1	0,36
ε_{slu} (‰)	-	-	-	-	-	-
$\varepsilon_{sl,max}$ (‰)	1,22	1,50	1,32	1,54	2	1,68
v_u (cm)	-	-	-	-	-	-
v_{max} (cm)	0,153	0,213	0,39	0,31	0,194	0,15
FORMA DE RUÍNA	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE- TRAÇÃO

TABELA 4.04
RESULTADOS DE ENSAIO DAS VIGAS COM $a/d = 4$

<i>VIGA</i>	<i>I-40-N-R-4</i>	<i>I-40-I-R-4</i>
a/d	4,16	4,16
ρ_l (%)	1,97	1,97
ρ_w (%)	0,37	0,37
V_{u,cis,exp} (kN)	50	45
V_{fis,fl} (kN)	10	10
V_{fis,cis} (kN)	15	15
V_{max} (kN)	52	49,5
$\epsilon_{sl,u}$ (‰)	3,08	2,84
$\epsilon_{sl,max}$ (‰)	3,08	6,7
v_u (cm)	1,1	0,88
v_{max} (cm)	1,10	1,17
FORMA DE RUÍNA	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO	FORÇA CORTANTE-TRAÇÃO

Os esforços cortantes, apresentados nas tabelas 4.02, 4.03 e 4.04, referem-se à cortante última, $V_{u,cis,exp}$, correspondente ao início de escoamento do primeiro estribo de cada viga, à cortante de início de fissuração por flexão, $V_{fis,fl}$, à cortante de início de fissuração por cisalhamento, $V_{fis,cis}$, e à cortante máxima, V_{max} , correspondente ao instante de interrupção do ensaio de cada viga experimentada.

Nas tabelas 4.02 a 4.04, anteriores, encontram-se indicados os valores do encurtamento do concreto, $\epsilon_{c,u}$, do alongamento da armadura longitudinal, $\epsilon_{sl,u}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, v_u , correspondentes ao início de escoamento do primeiro estribo de cada viga ensaiada. Os valores do encurtamento do concreto, $\epsilon_{c,max}$, do alongamento da armadura longitudinal, $\epsilon_{sl,max}$, e do deslocamento vertical no meio do vão, v_{max} , correspondentes ao instante de interrupção do ensaio de cada viga experimentada, também estão apresentados na tabela anterior.

4.3 TENSÕES NOS ESTRIBOS

A evolução individual das tensões nos estribos, para cada viga desta pesquisa, estão representadas nas figuras 4.04 a 4.07.

As indicações “posição 1” e “posição 2” significam as leituras relativas apenas àquela posição da viga na prensa quando da aplicação de carregamento invertido.

Nestas figuras, a ausência de representação da evolução das tensões, em algum ponto instrumentado da armadura transversal, significa que, neste ponto, não foi possível a medição das deformações na armadura por falha do extensômetro aí posicionado.

4.4 TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

A evolução individual, por ponto instrumentado, das tensões na armadura longitudinal, para cada viga desta pesquisa, estão representadas nas figuras 4.08 a 4.14.

As indicações “posição 1” e “posição 2” significam as leituras relativas apenas àquela posição da viga na prensa quando da aplicação de carregamento invertido.

Nestas figuras, a ausência de representação da evolução das tensões, em algum ponto instrumentado da armadura longitudinal, significa que, neste ponto, não foi possível a medição das deformações na armadura por falha do extensômetro aí posicionado.

4.5 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

A evolução individual das deformações no concreto, em cada ponto instrumentado do banzo superior das vigas com $a/d=2,5$ desta pesquisa, esta representada nas figuras 4.15 a 4.20.

As indicações “posição 1” e “posição 2” significam as leituras relativas apenas àquela posição da viga na prensa quando da aplicação de carregamento invertido.

Vale observar que o controle das deformações nestes pontos teve apenas função preventiva, uma vez que qualquer alteração brusca nos valores destas deformações, poderia significar a interrupção do ensaio, por medida de segurança.

Os valores positivos dos gráficos representam encurtamento, enquanto que os valores negativos representam alongamento.

Em virtude da intensa fissuração das vigas, não foi possível extrair resultados confiáveis das rosetas, razão pela qual os resultados de deformação no concreto provenientes das mesmas não foram incluídos no trabalho.

4.6 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

As figuras 4.21 a 4.27 representam a evolução dos deslocamentos verticais, no ponto instrumentado no meio da viga, com o incremento da carga concentrado no meio do vão, para cada viga ensaiada.

Em cada gráfico, a flecha de uma dada viga sob carregamento normal é comparada a média das leituras das flechas nas duas posições de sua similar sob carregamento reverso

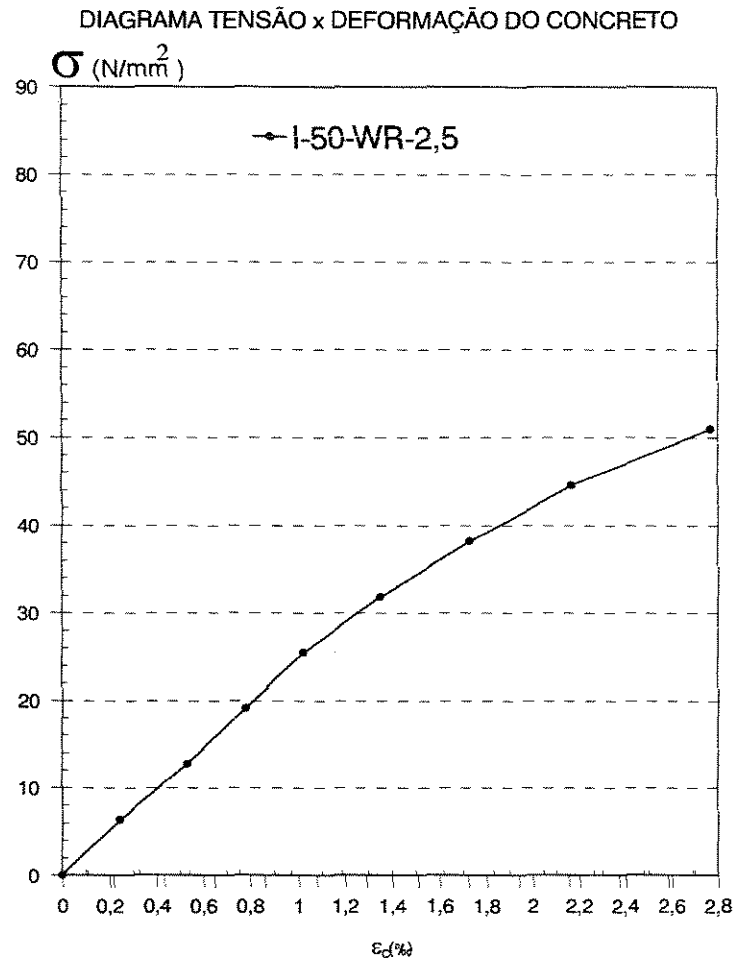


FIGURA 4.01-A
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-50-WR-2,5

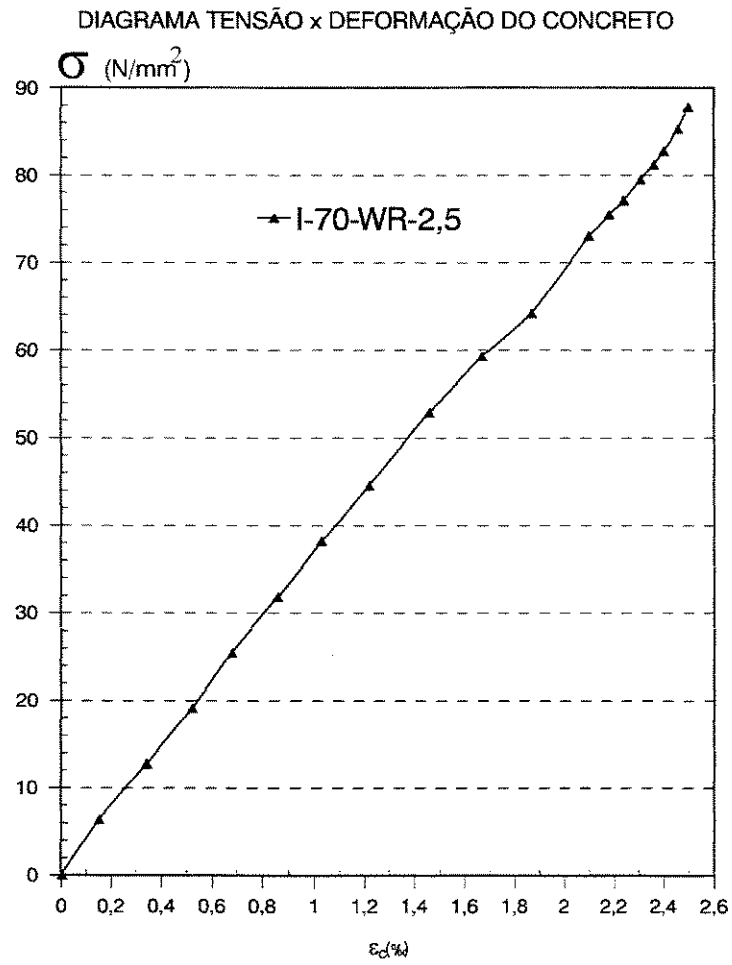


FIGURA 4.01-B
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-70-WR-2,5

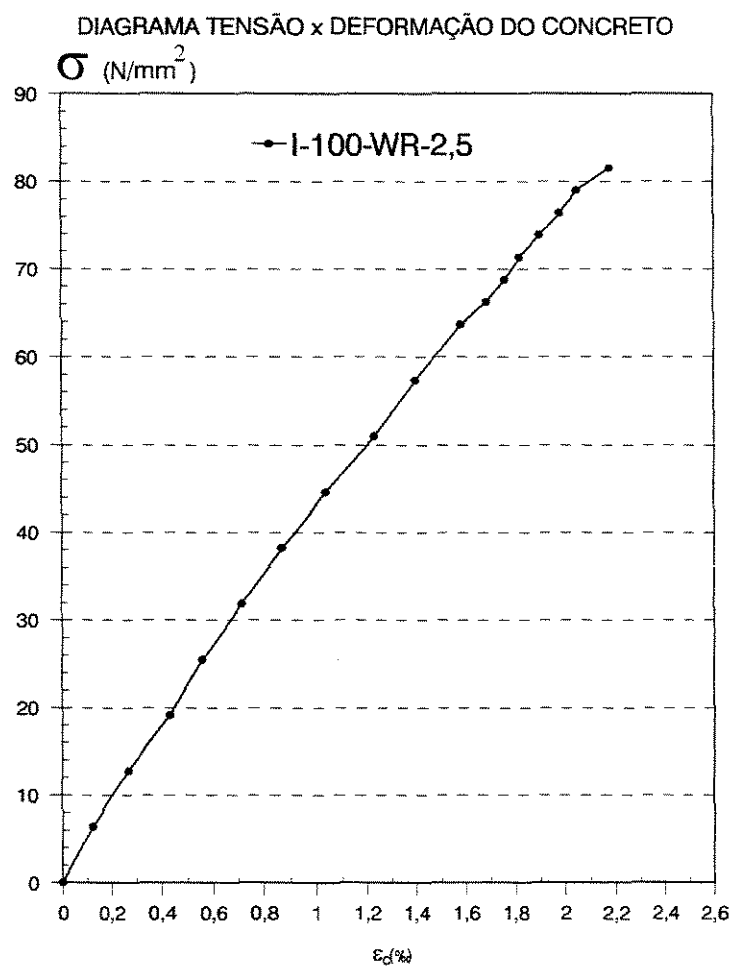


FIGURA 4.01-C
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-100-WR-2,5

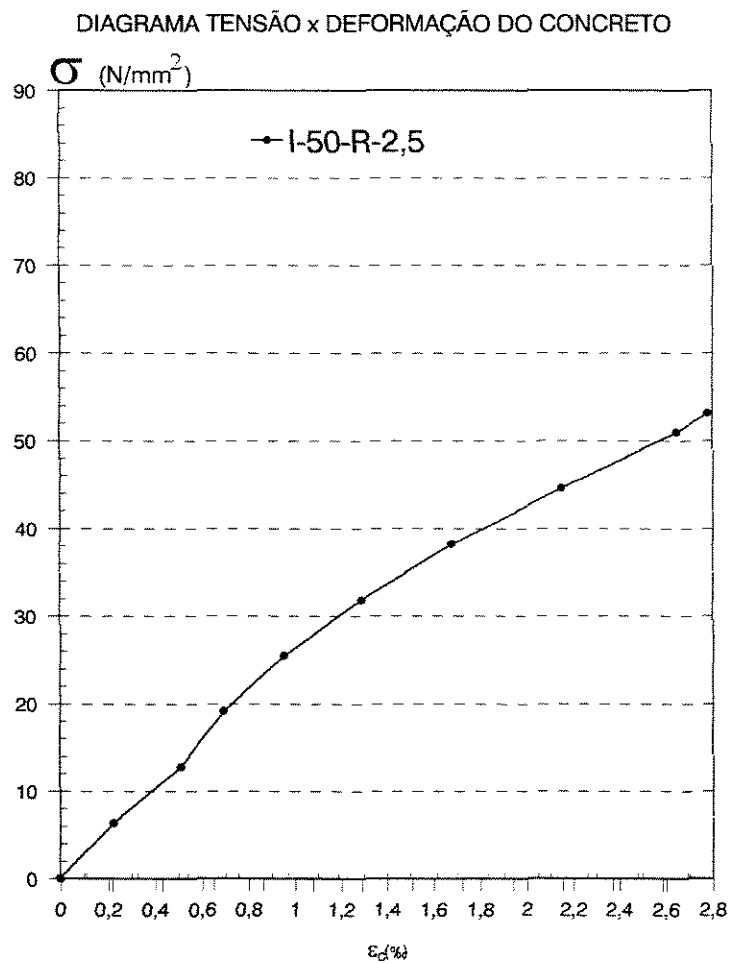


FIGURA 4.02-A
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-50-R-2,5

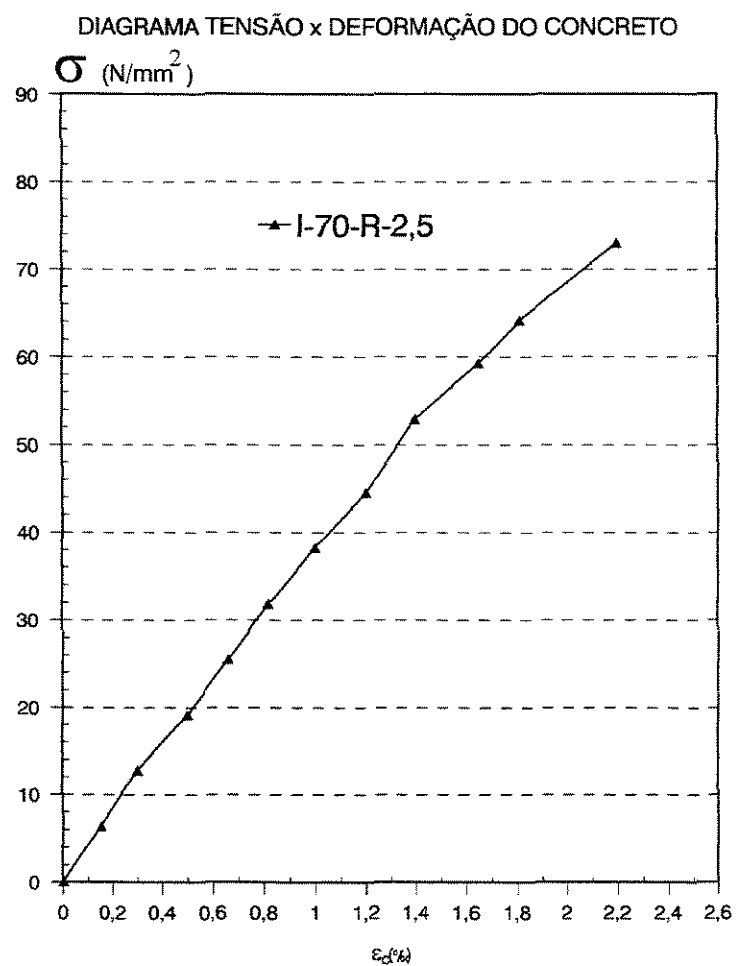


FIGURA 4.02-B
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-70-R-2,5

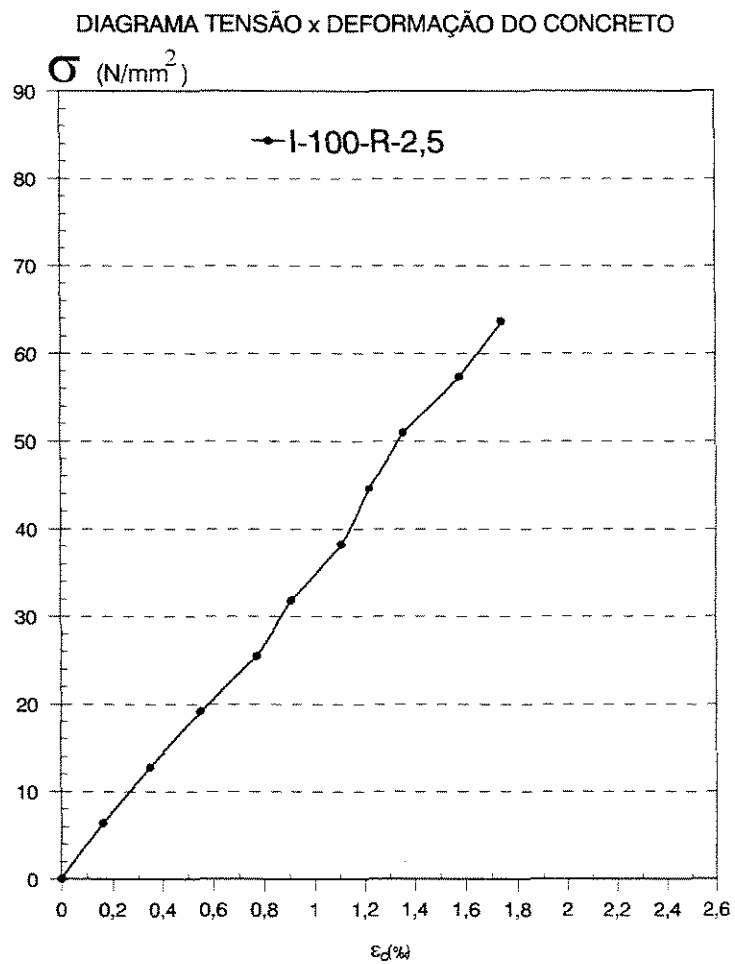


FIGURA 4.02-C
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-100-R-2,5

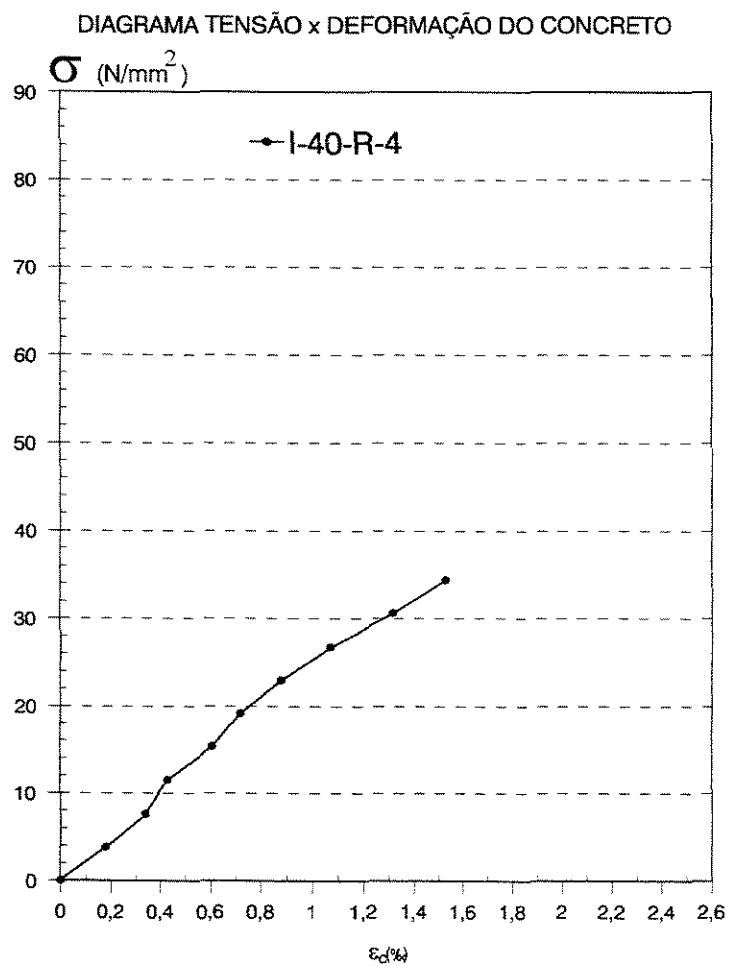


FIGURA 4.03
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO DA VIGA I-40-R-4

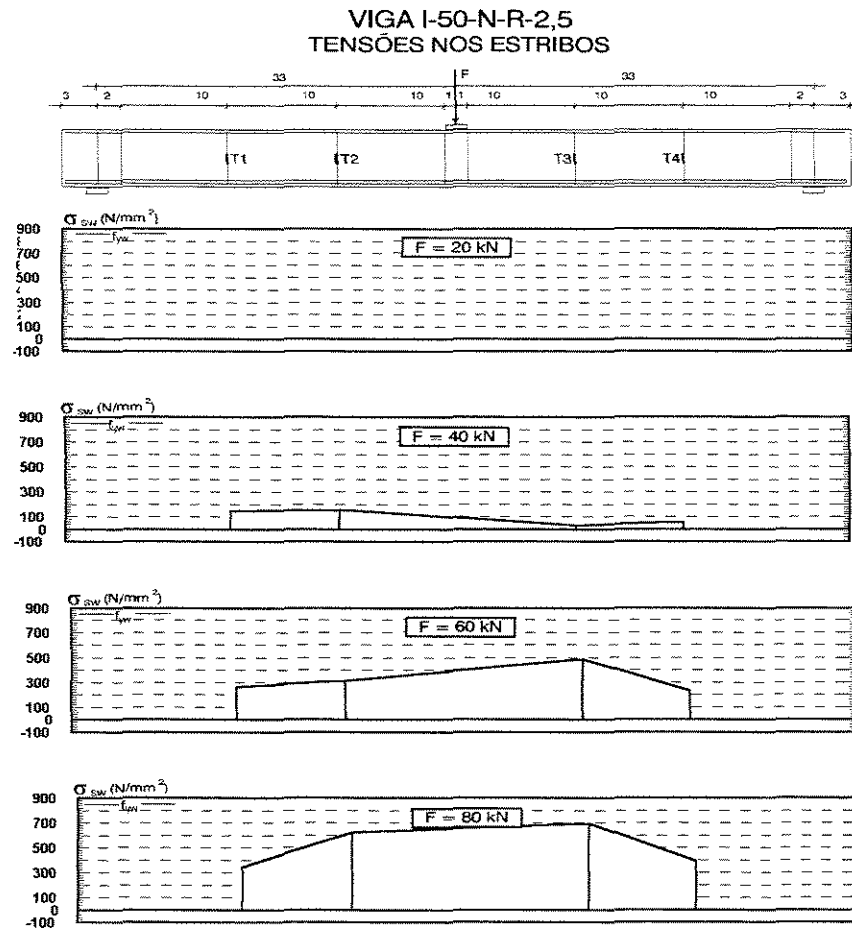


FIGURA 4.04-A
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-50-N-R-2,5

VIGA I-50-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 1

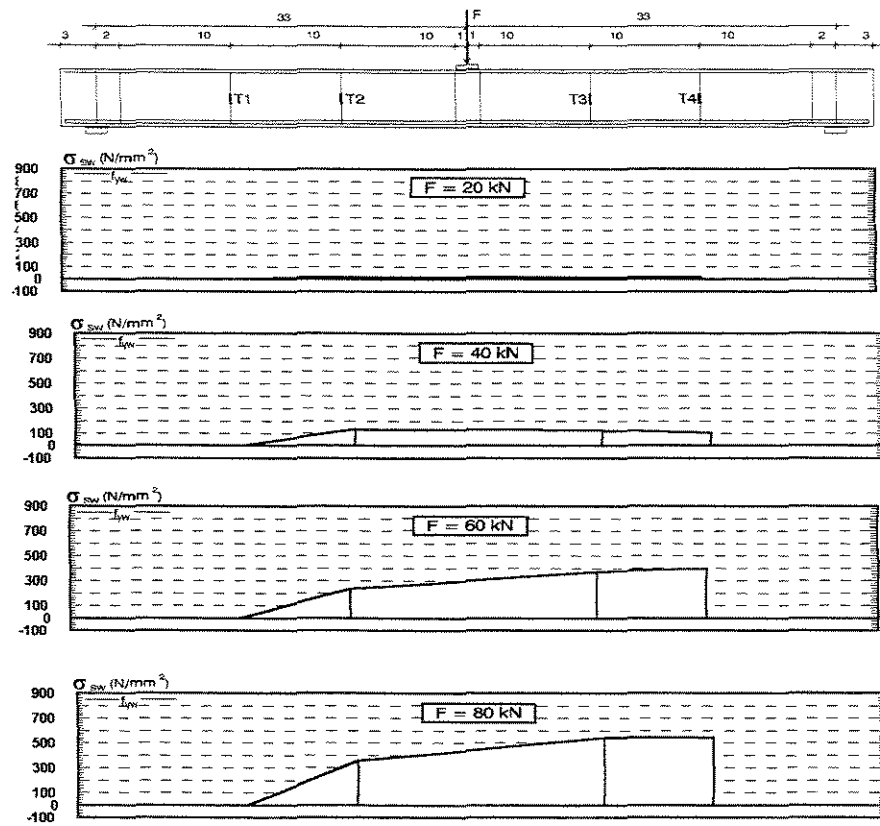


FIGURA 4.04-B
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-50-I-R-2,5-POSIÇÃO 1

VIGA I-50-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 2

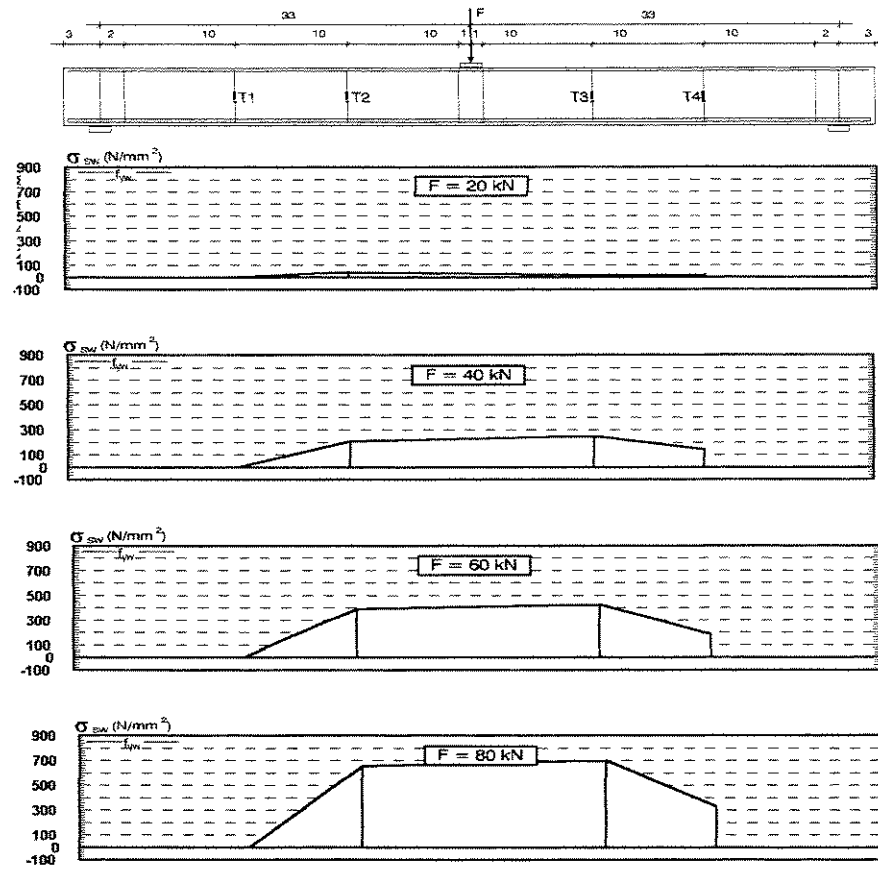


FIGURA 4.04-C
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-50-I-R-2,5-POSIÇÃO 2

VIGA I-70-N-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS

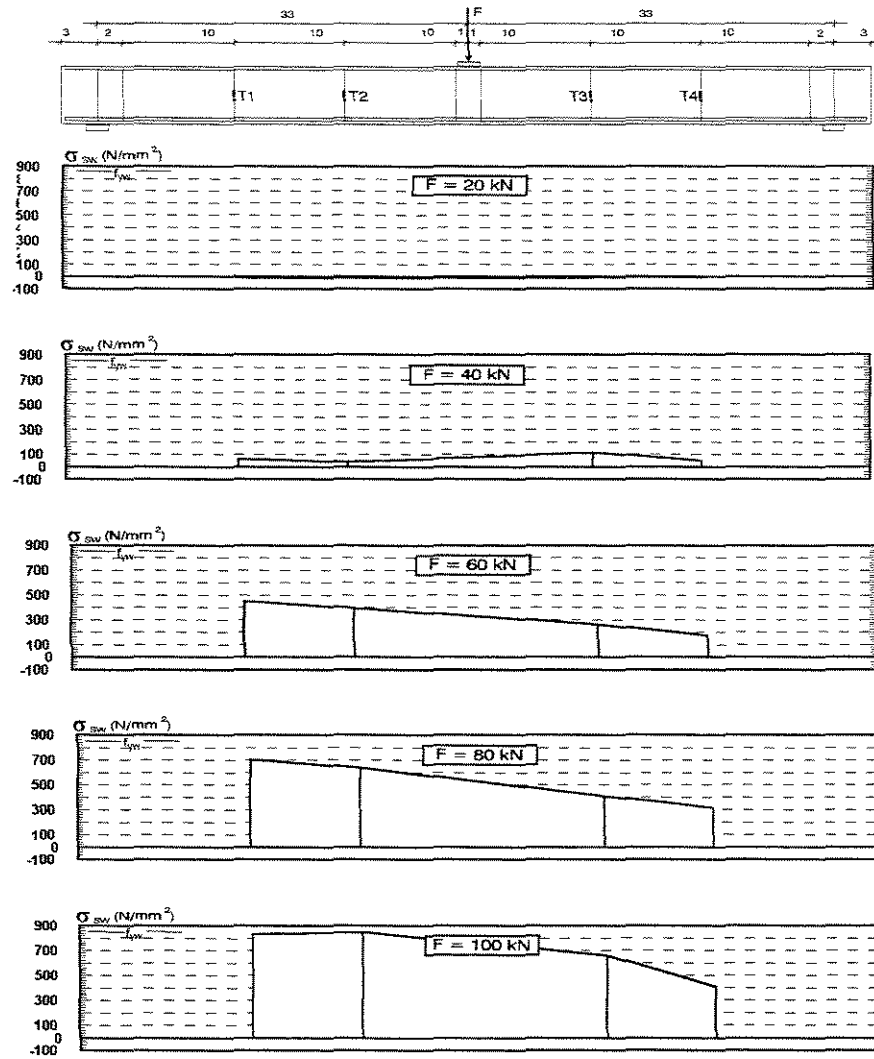


FIGURA 4.05-A
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-70-N-R-2,5

VIGA I-70-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 1

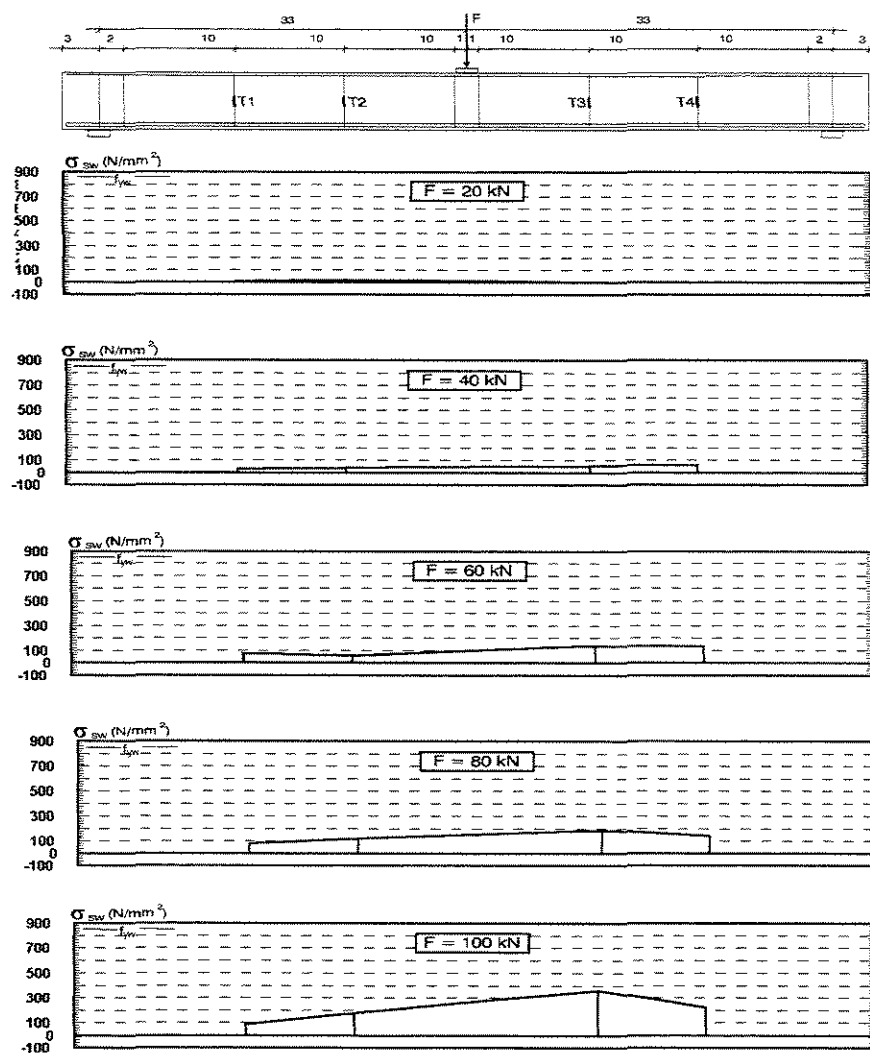


FIGURA 4.05-B
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-70-I-R-2,5-POSIÇÃO 1

VIGA I-70-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 2

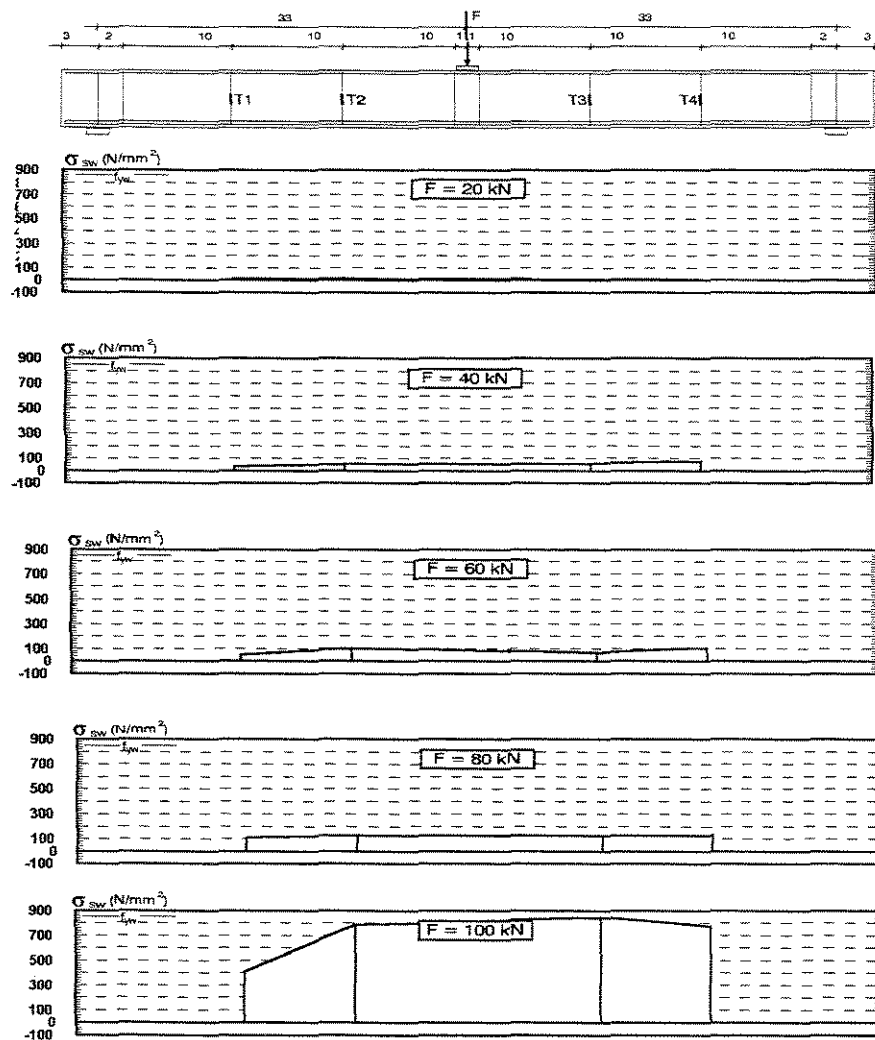


FIGURA 4.05-C
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-70-I-R-2,5-POSIÇÃO 2

VIGA I-100-N-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS

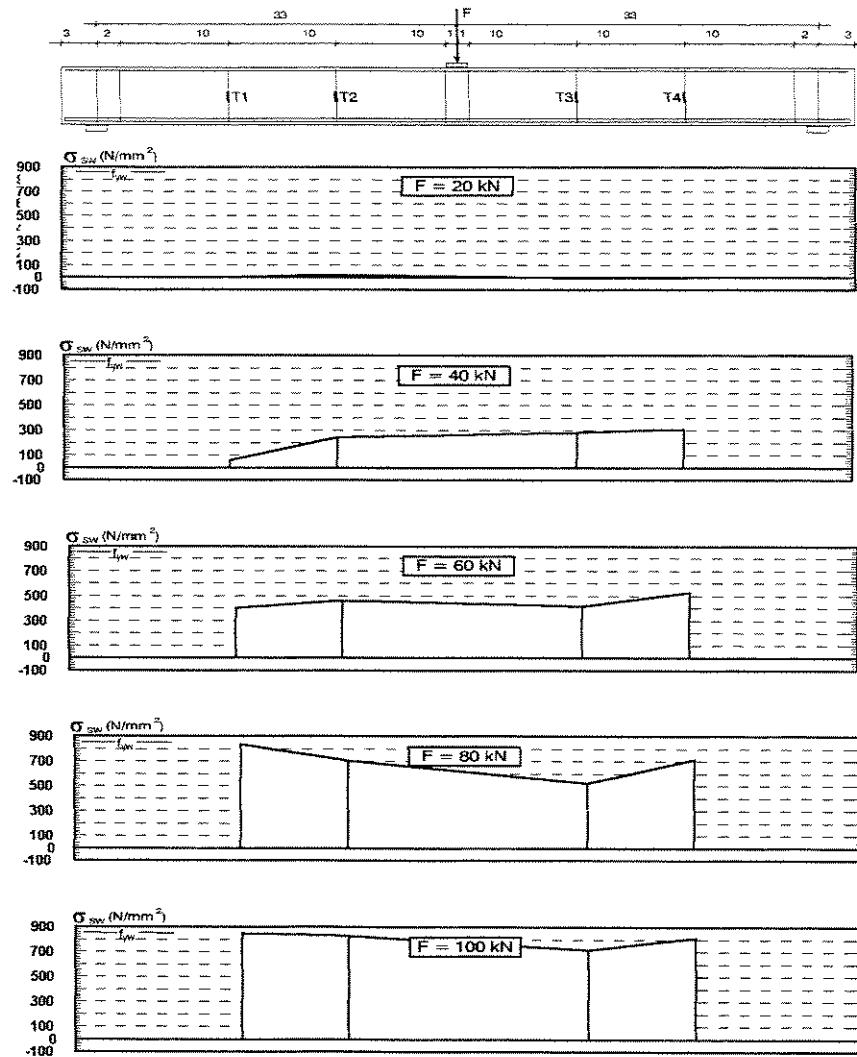


FIGURA 4.06-A
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-100-N-R-2,5

VIGA I-100-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 1

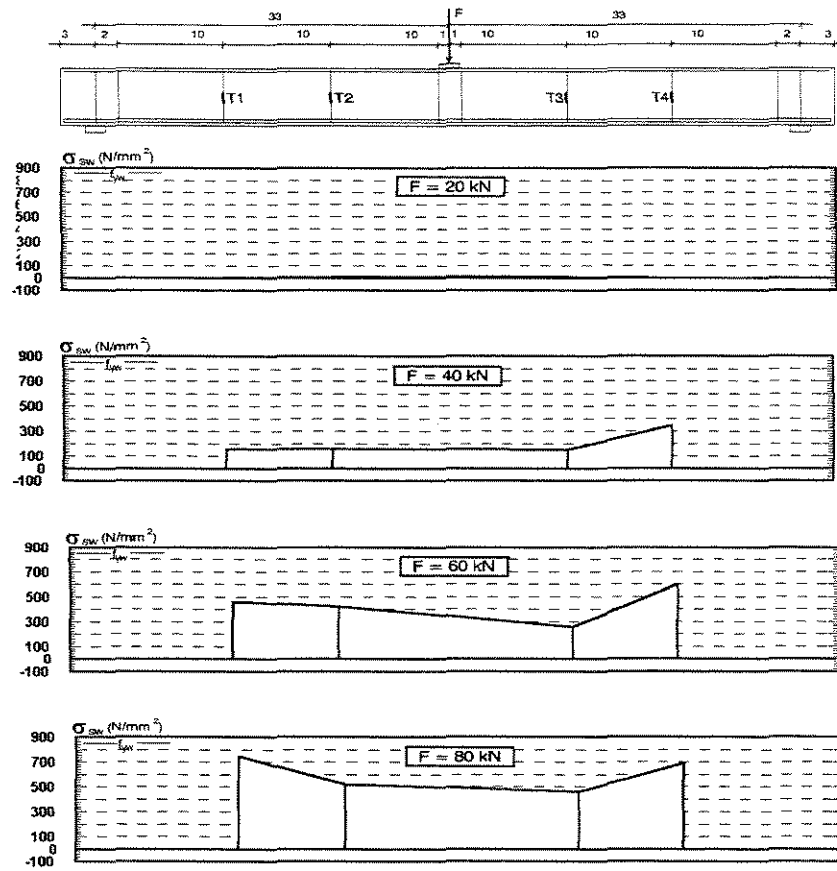


FIGURA 4.06-B
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-100-I-R-2,5-POSIÇÃO 1

VIGA I-100-I-R-2,5
TENSÕES NOS ESTRIBOS - POSIÇÃO 2

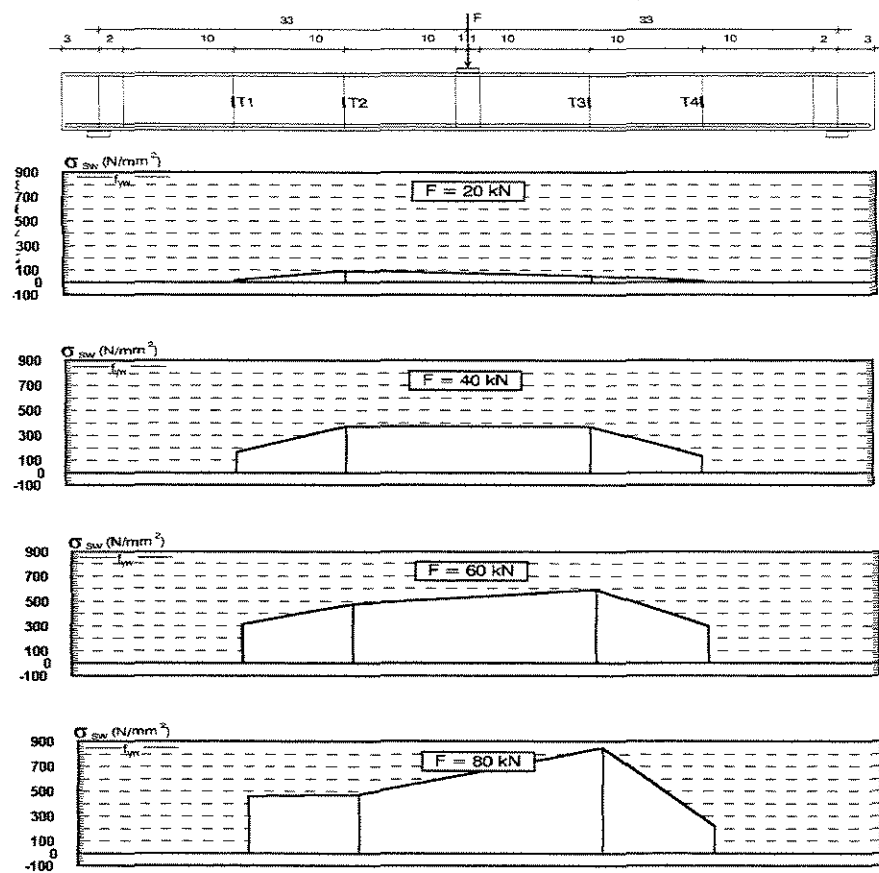


FIGURA 4.06-C
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-100-I-R-2,5-POSIÇÃO 2

VIGA I-40-N-R-4
TENSÕES NOS ESTRIBOS

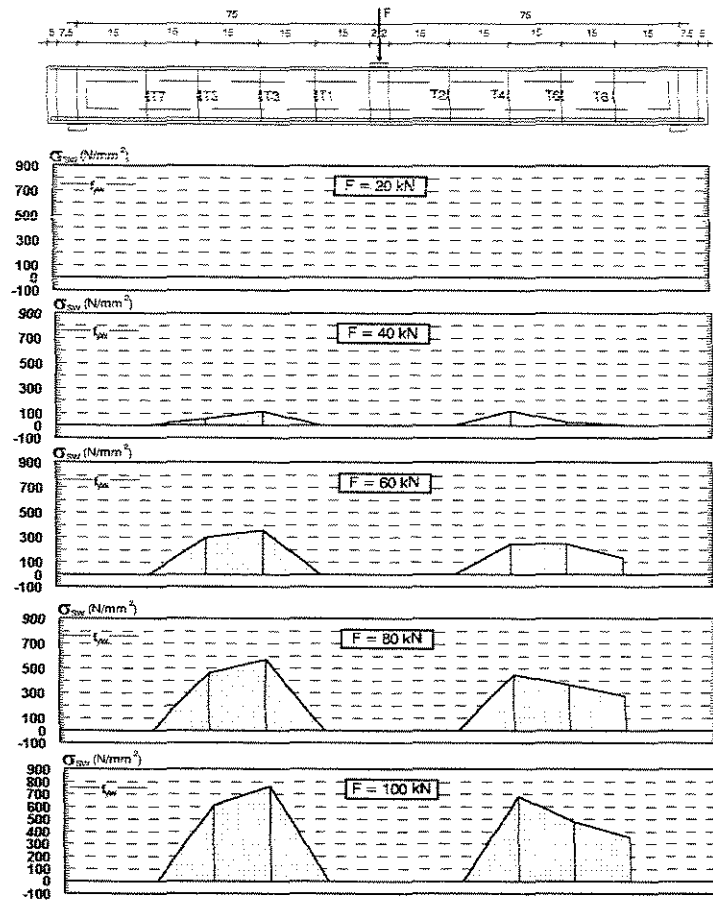


FIGURA 4.07-A
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-40-N-R-4



VIGA I-40-I-R-4-POSICAO 2
TENSÕES NOS ESTRIBOS

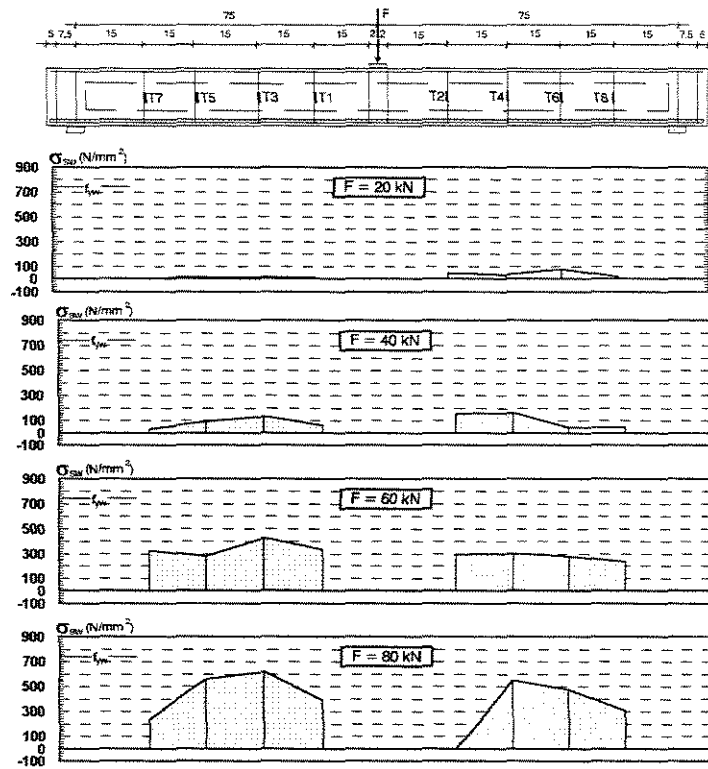


FIGURA 4.07-C
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-40-I-R-4-POSICÃO 2

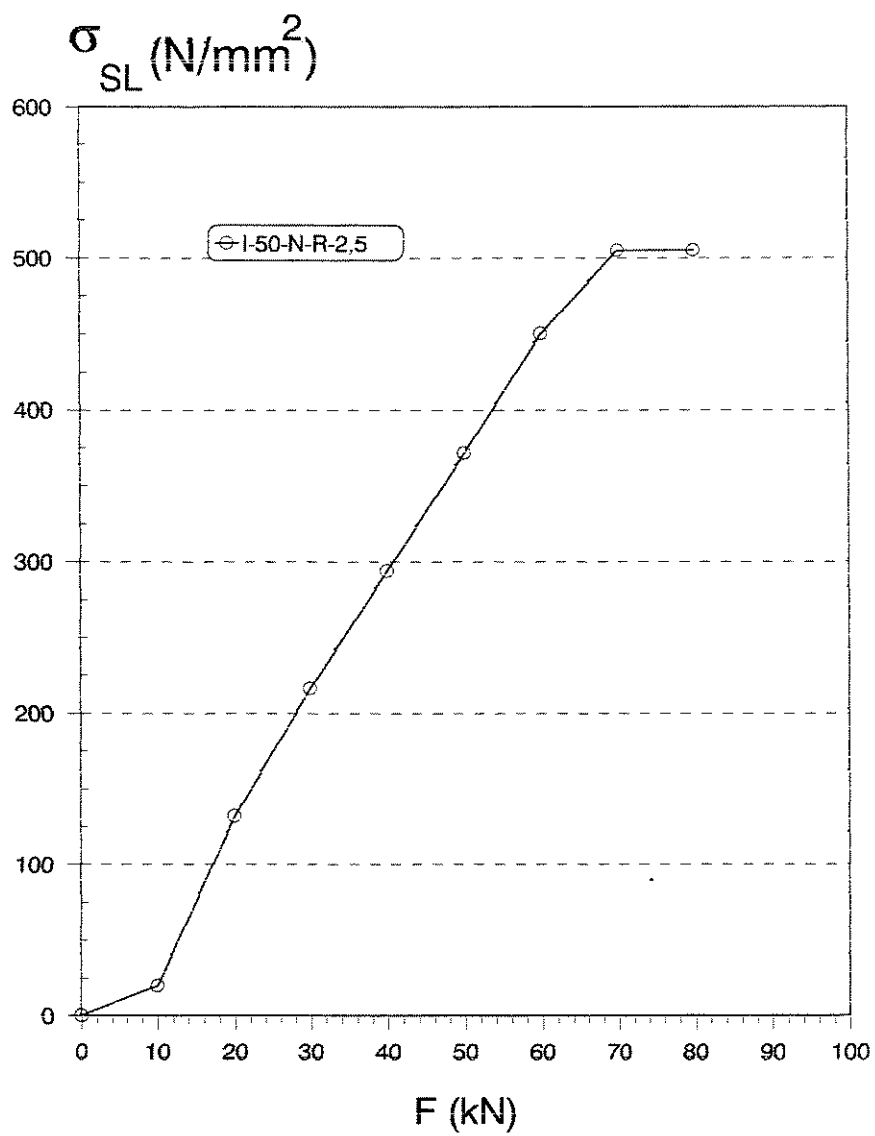


FIGURA 4.08-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-50-N-R-2,5

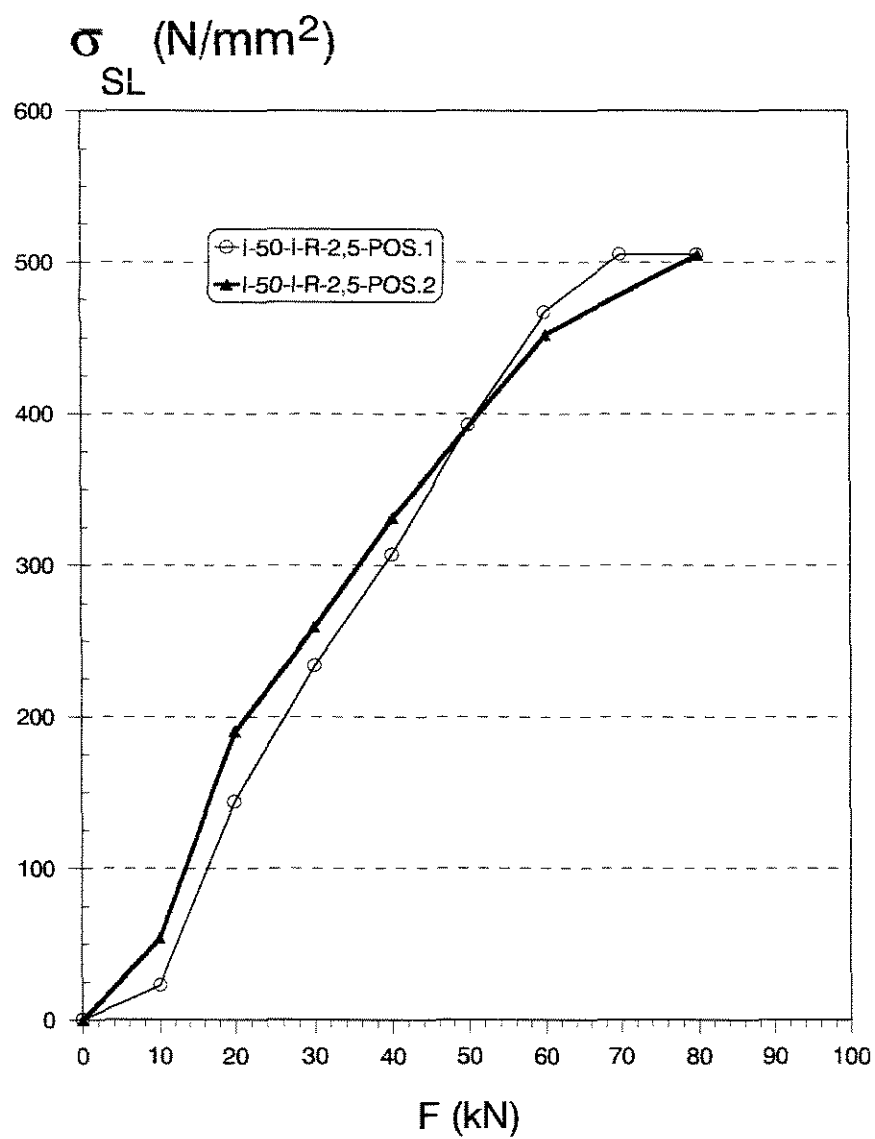


FIGURA 4.08-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-50-I-R-2,5

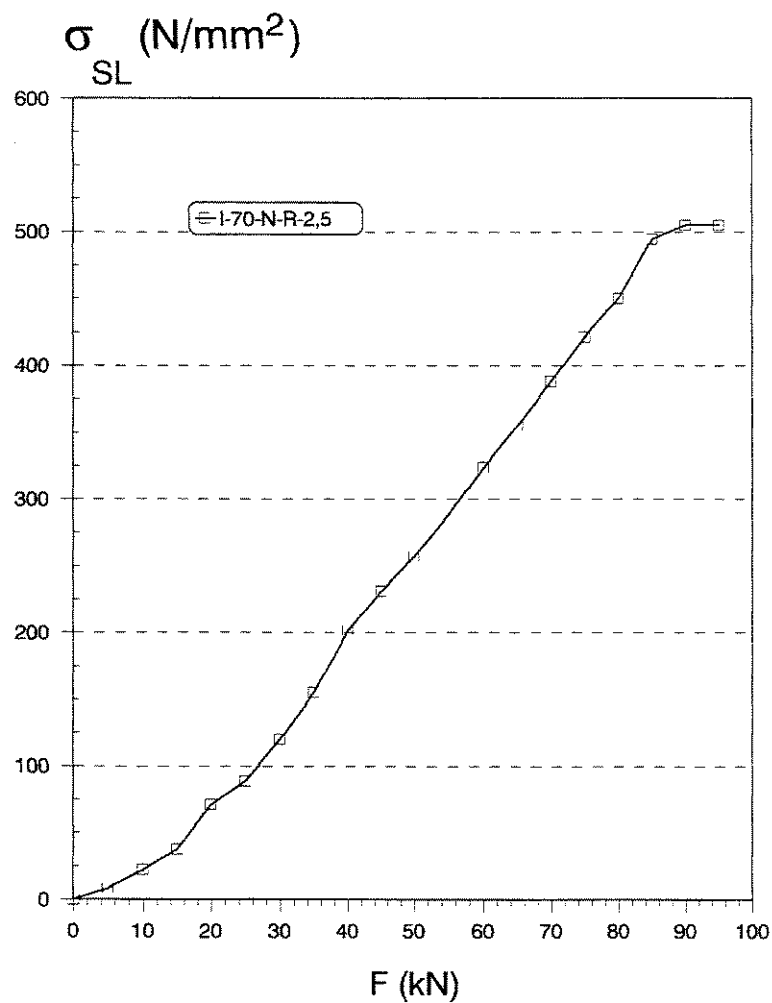


FIGURA 4.09-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-70-N-R-2,5

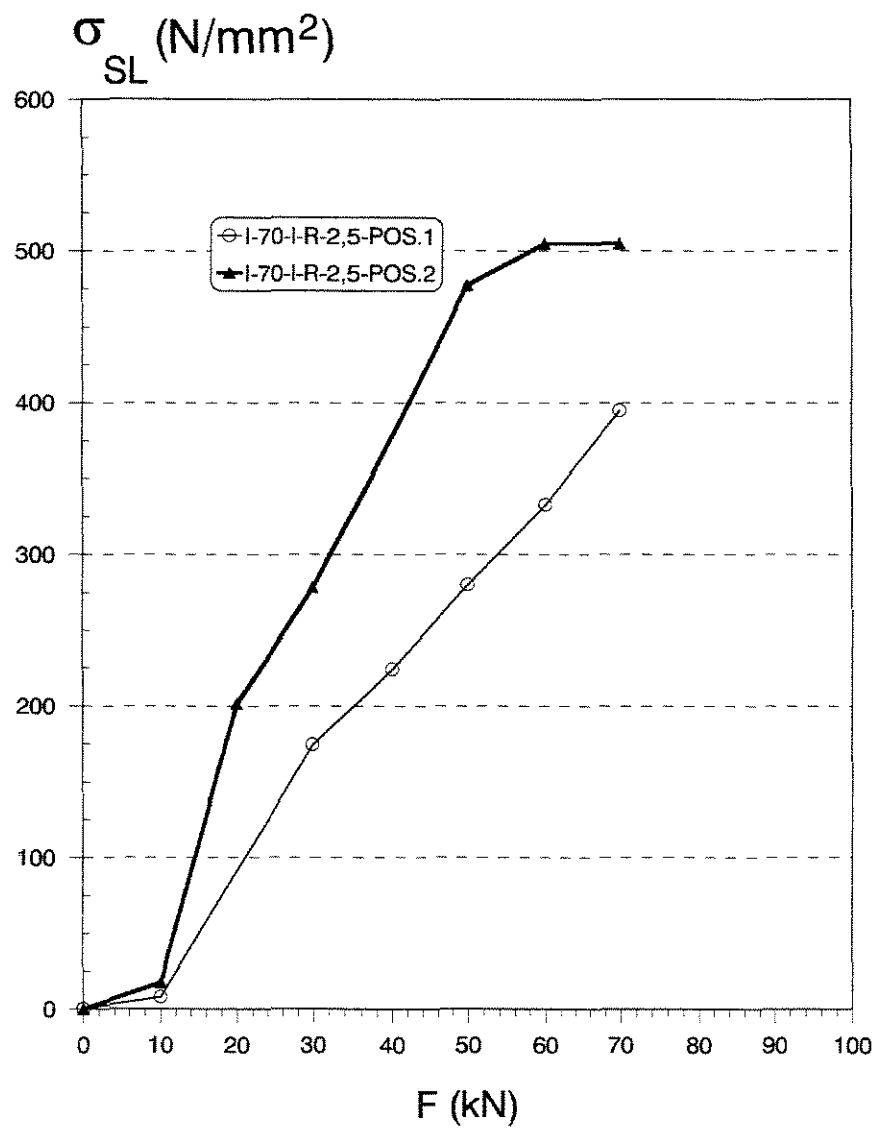


FIGURA 4.09-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-70-I-R-2,5

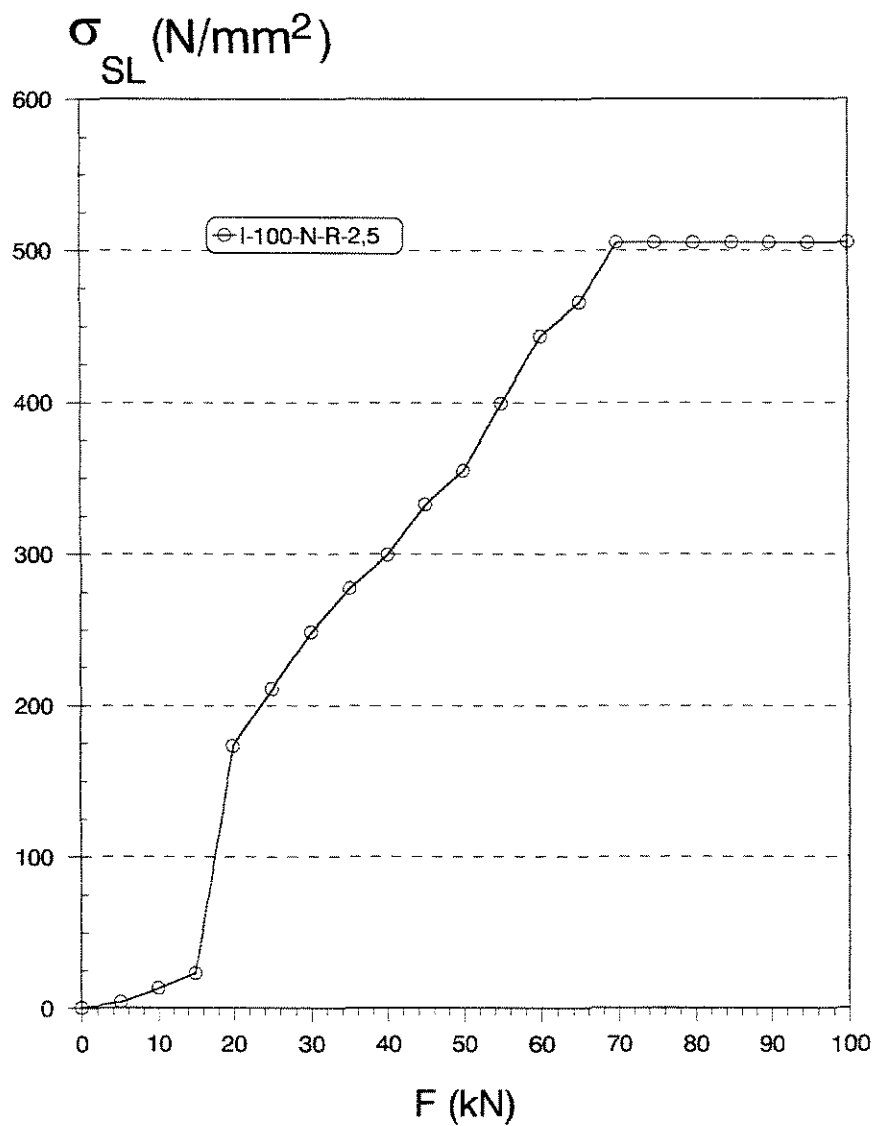


FIGURA 4.10-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-100-N-R-2,5

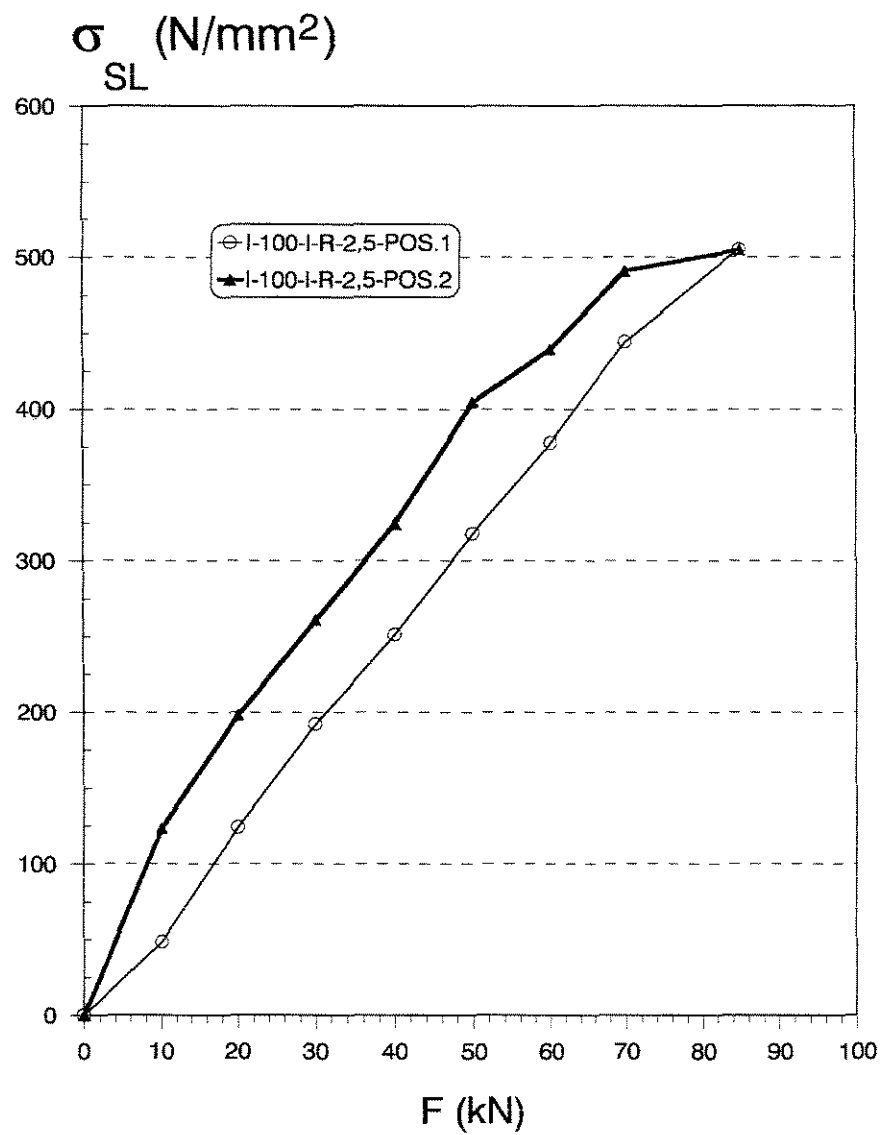


FIGURA 4.10-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-100-I-R-2,5

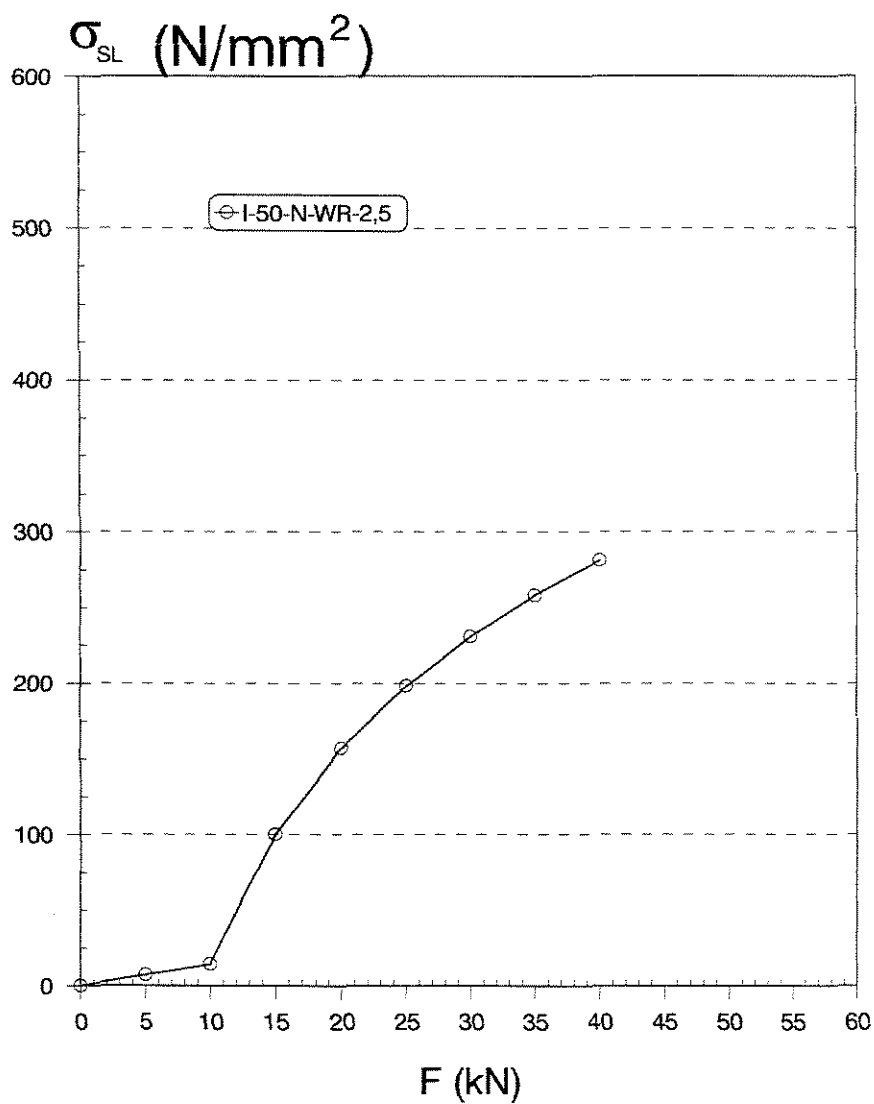


FIGURA 4.11-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-50-N-WR-2,5

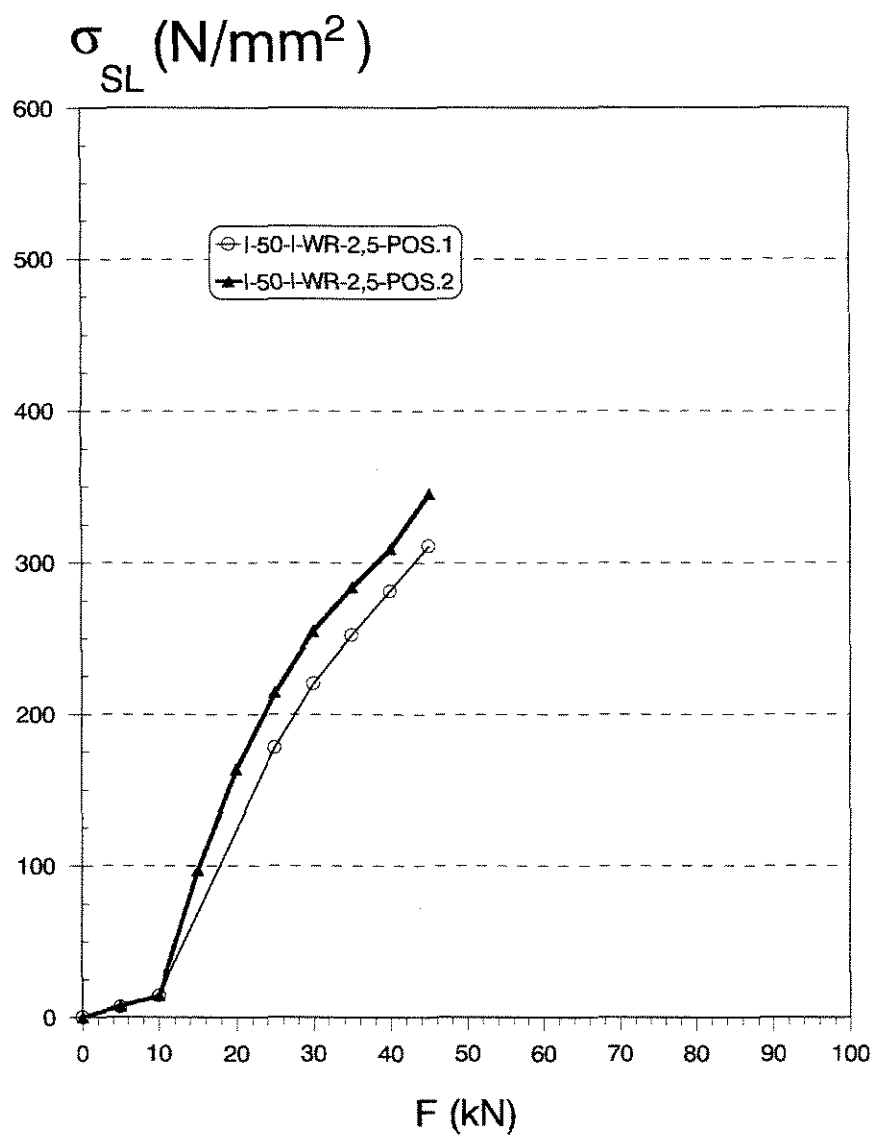


FIGURA 4.11-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-50-I-WR-2,5

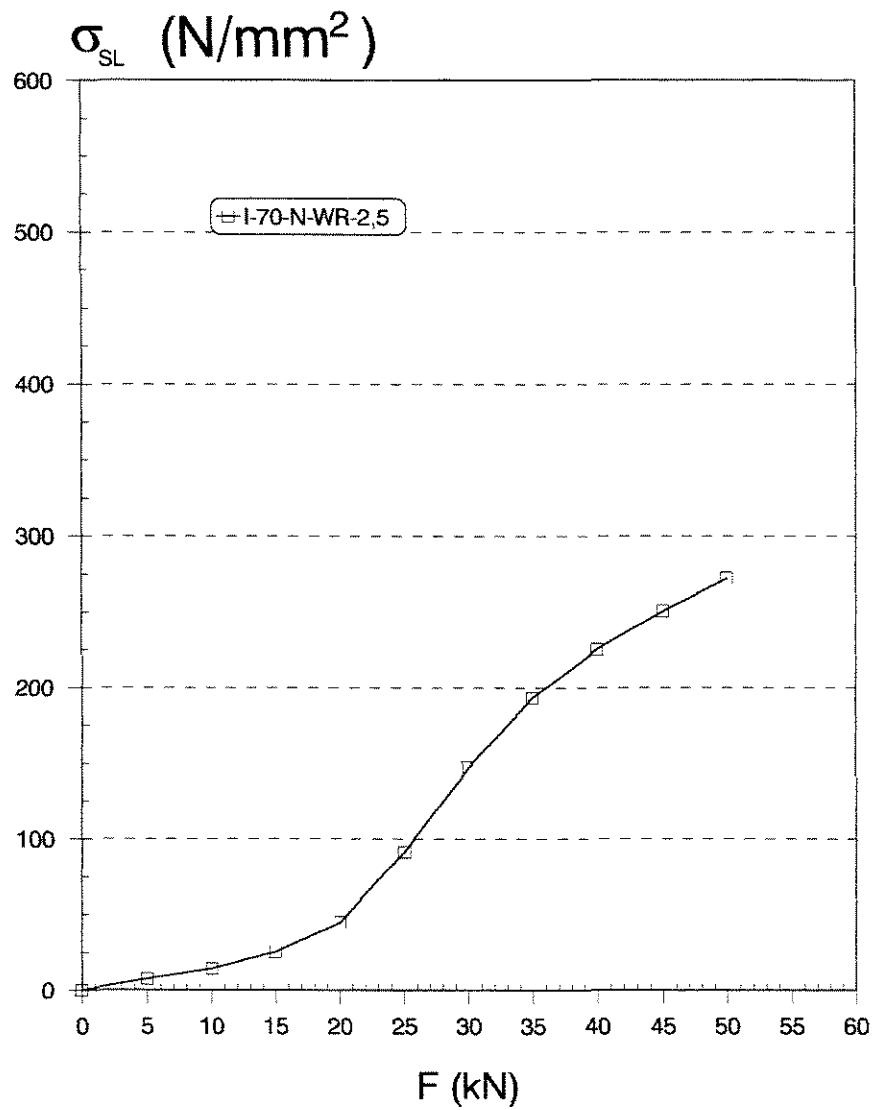


FIGURA 4.12-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-70-N-WR-2,5

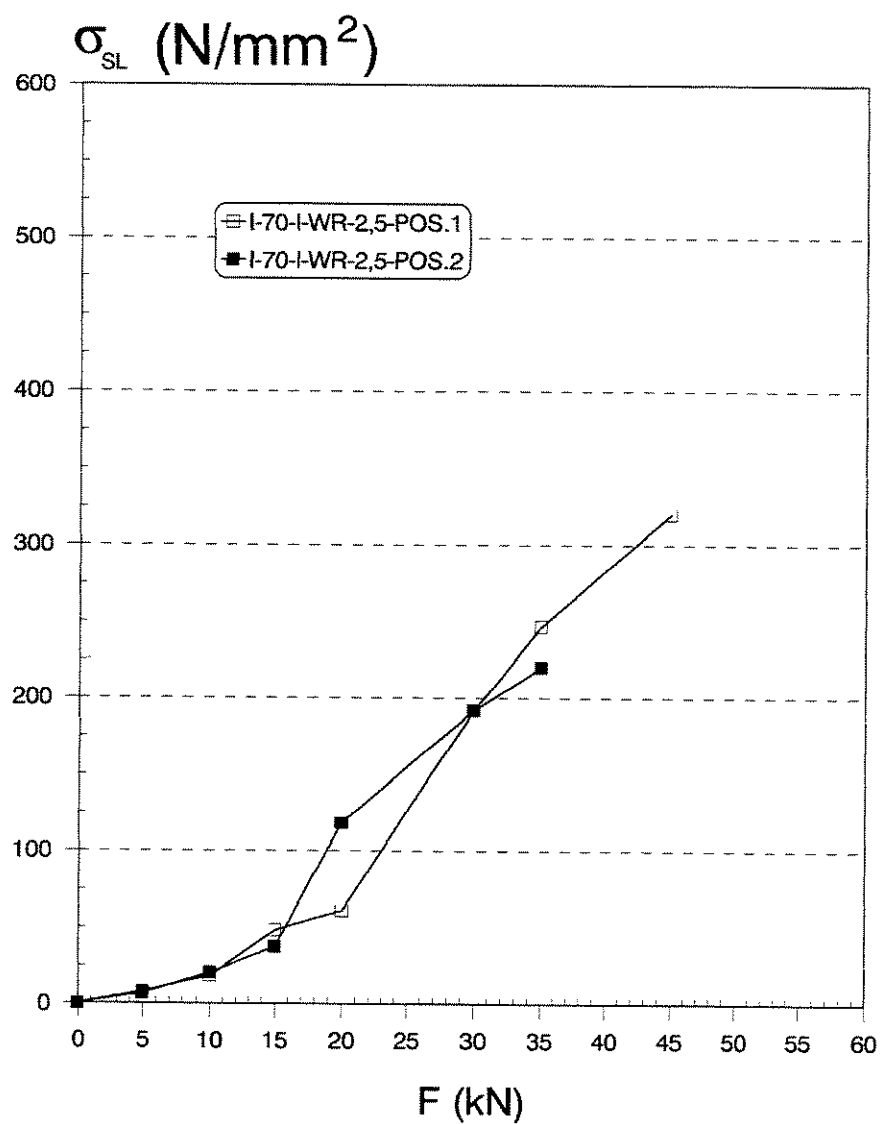


FIGURA 4.12-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-70-I-WR-2,5

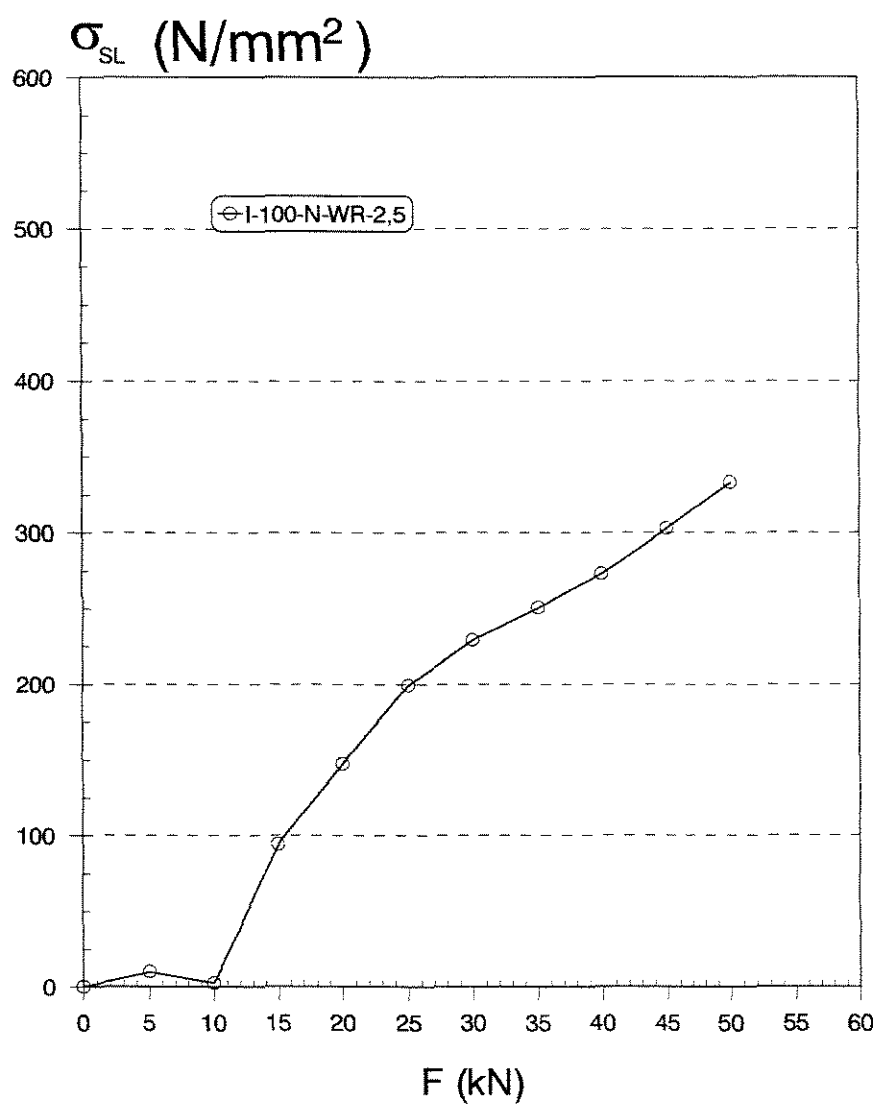


FIGURA 4.13-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-100-N-WR-2,5

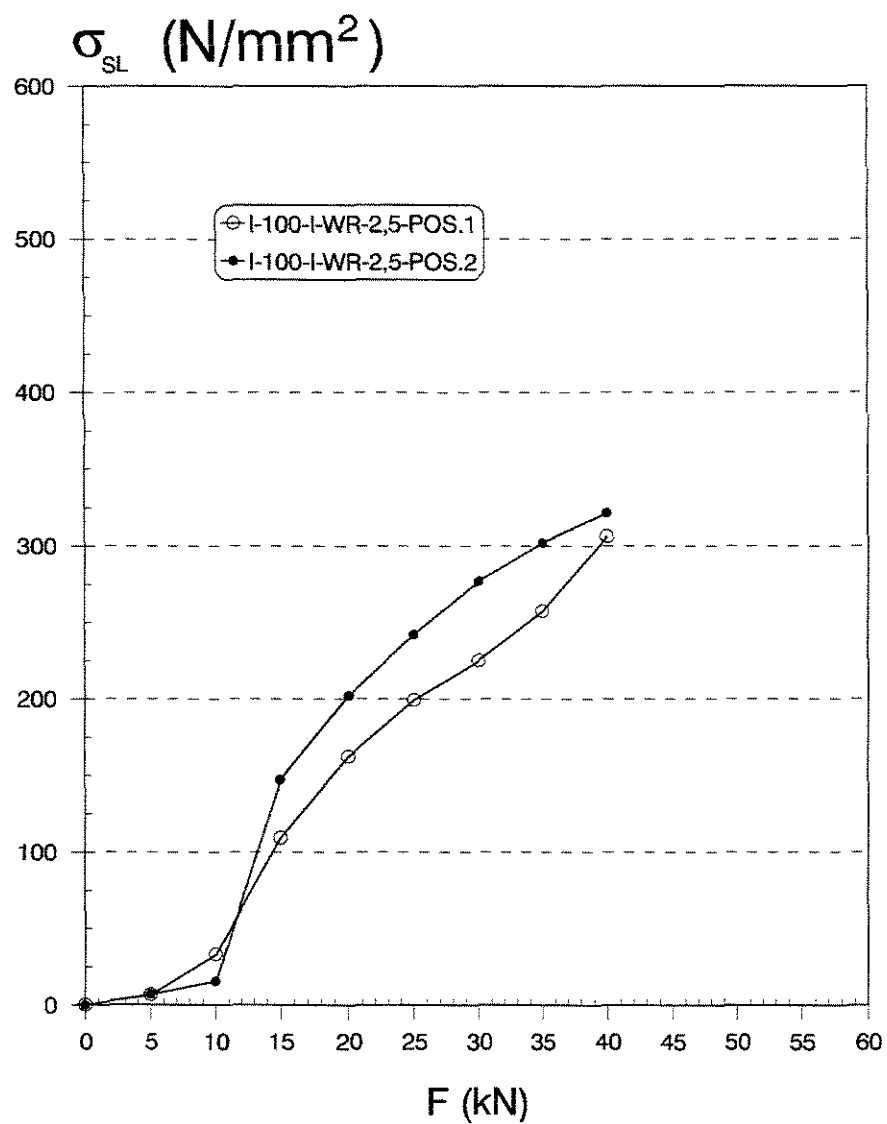


FIGURA 4.13-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-100-I-WR-2,5

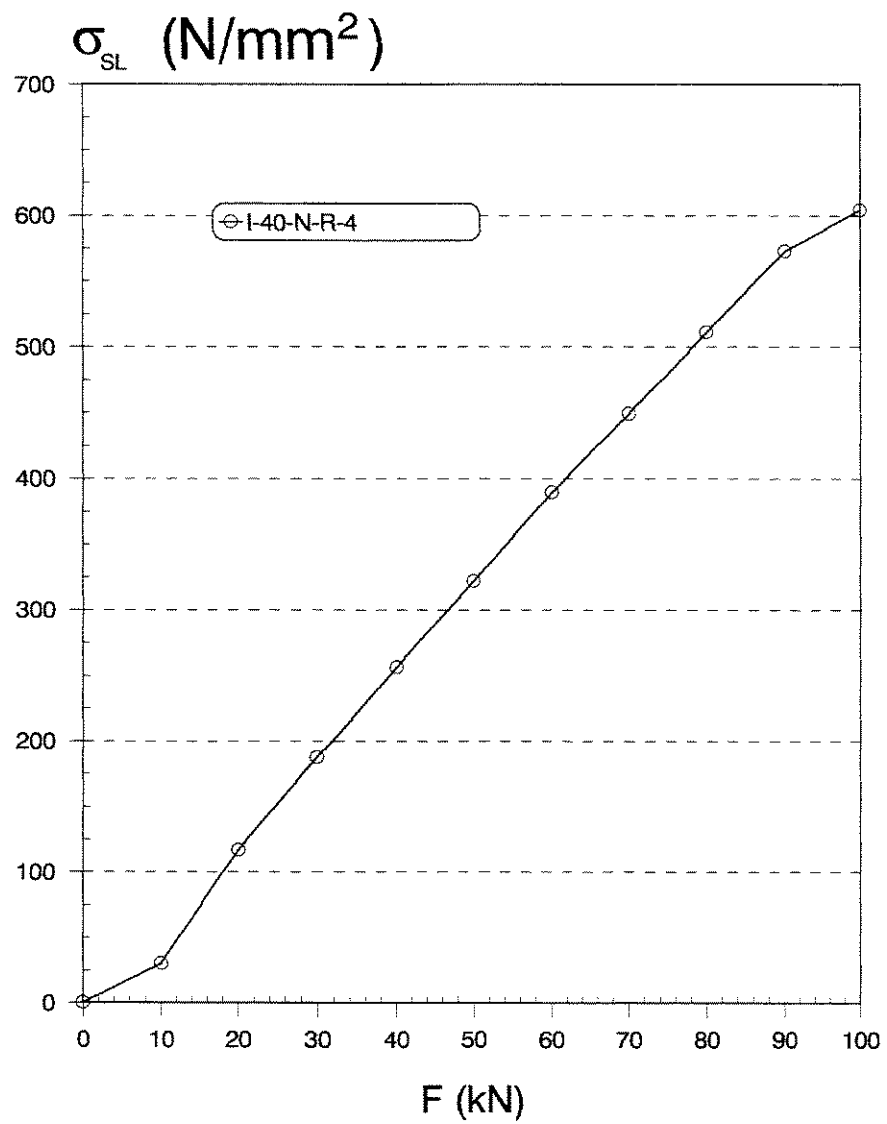


FIGURA 4.14-A
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-40-N-R-4

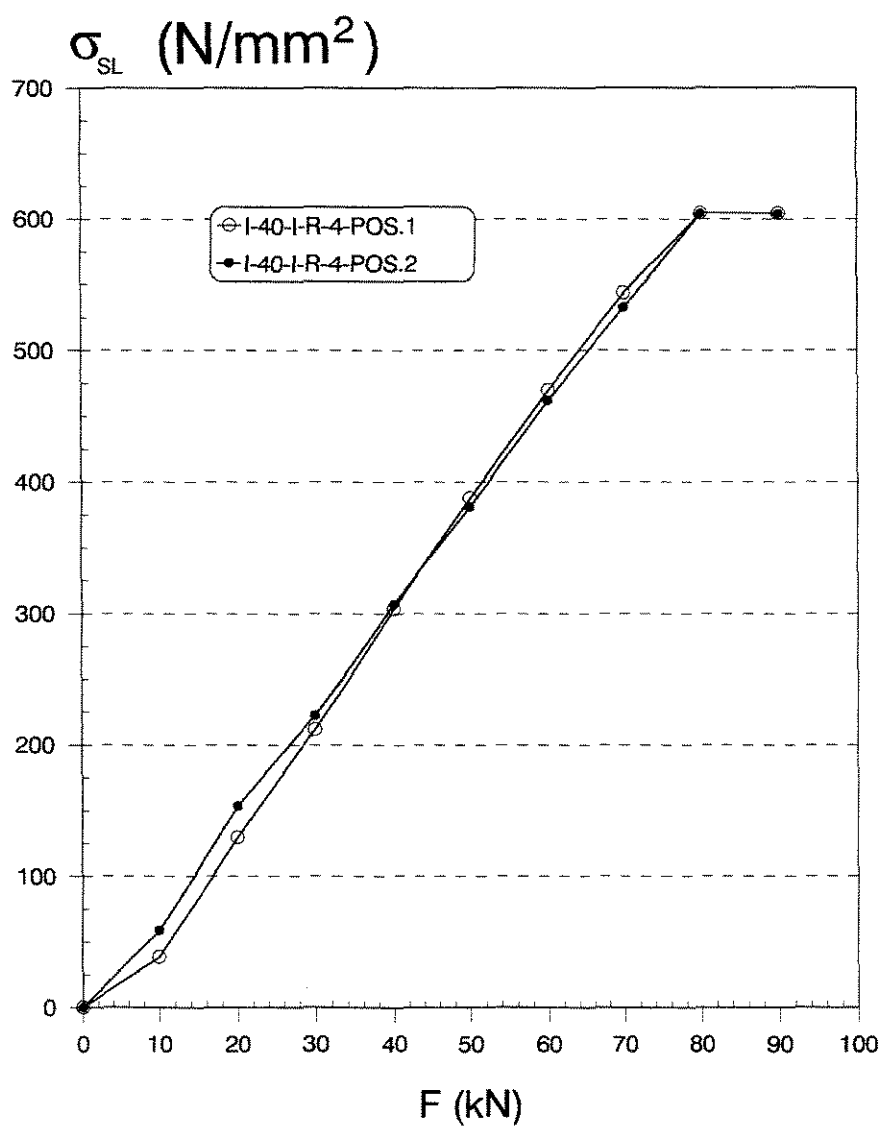


FIGURA 4.14-B
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL
(BANZO TRACIONADO) DA VIGA I-40-I-R-4

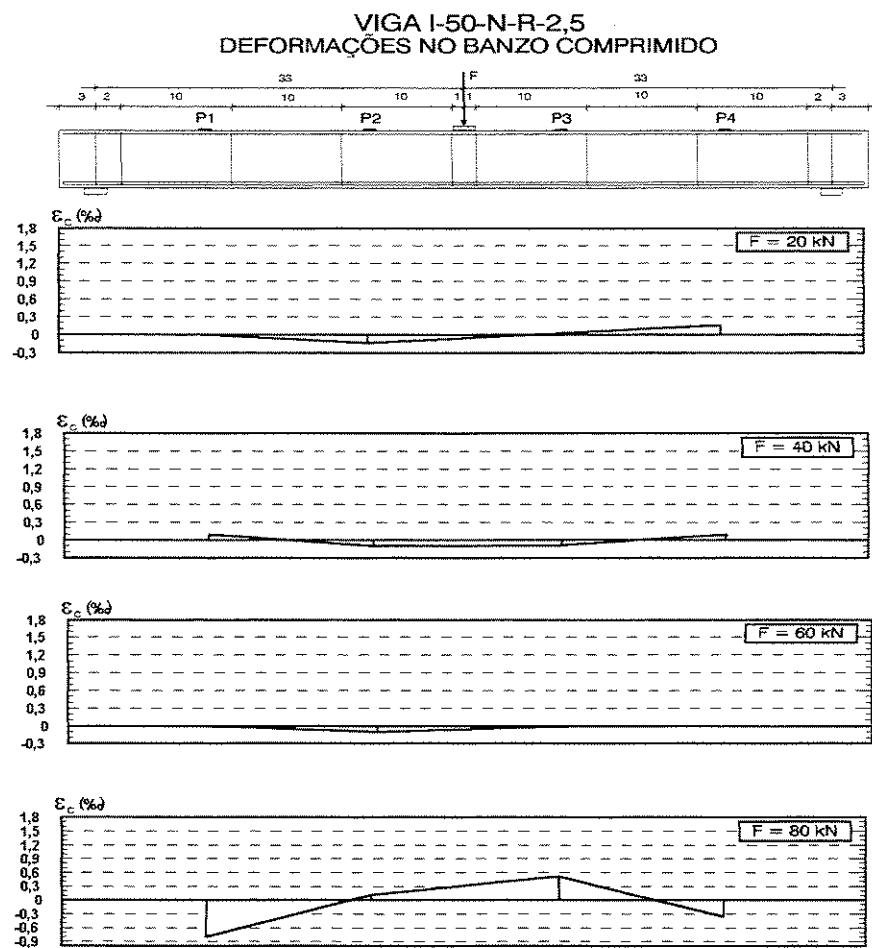


FIGURA 4.15-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-N-R-2,5

VIGA I-50-I-R-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO POSIÇÃO 1

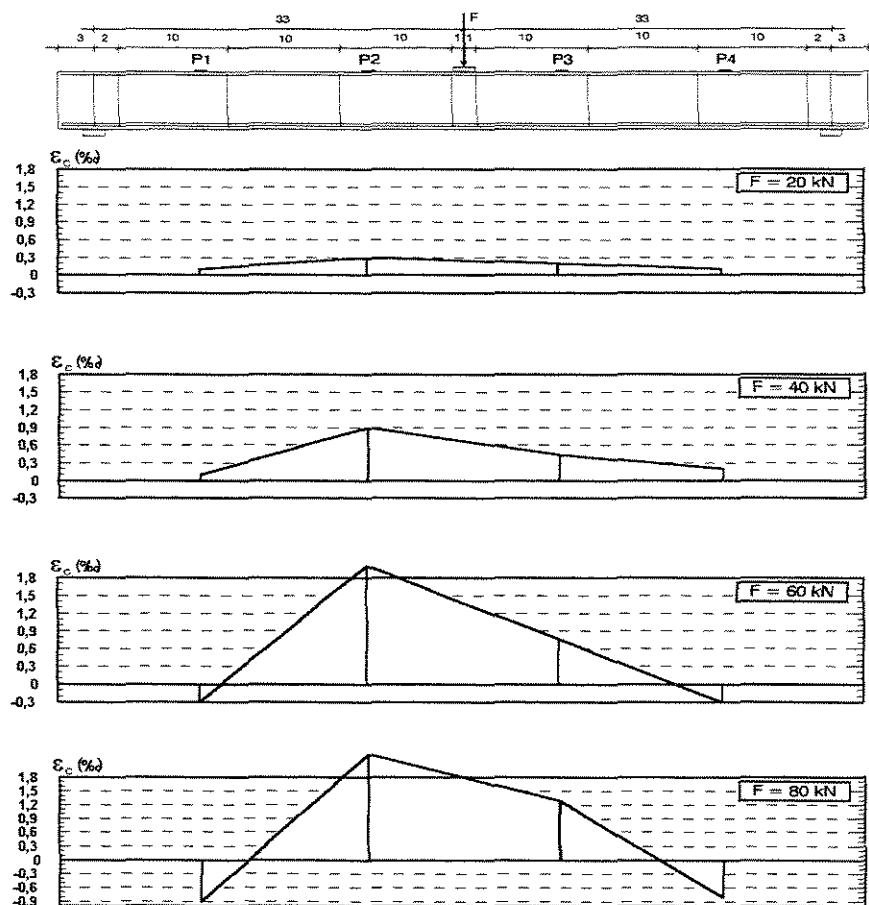


FIGURA 4.15-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-I-R-2,5-
POSIÇÃO 1

VIGA I-50-I-R-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO POSIÇÃO 2

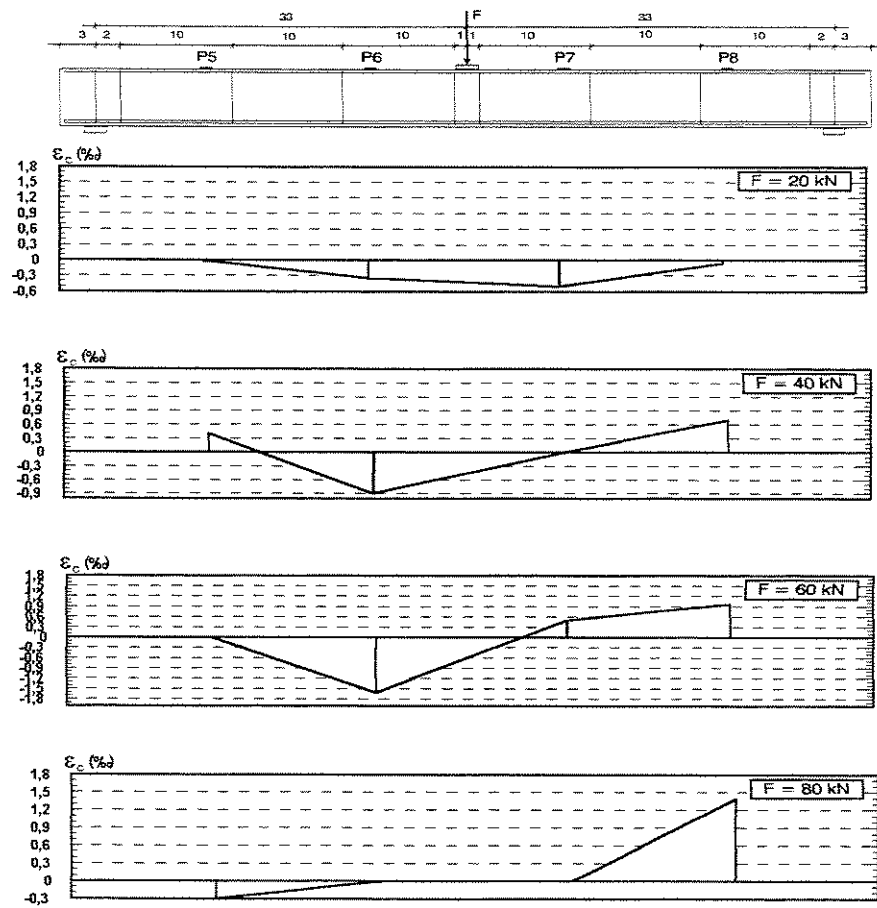


FIGURA 4.15-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-I-R-2,5-
POSIÇÃO 2

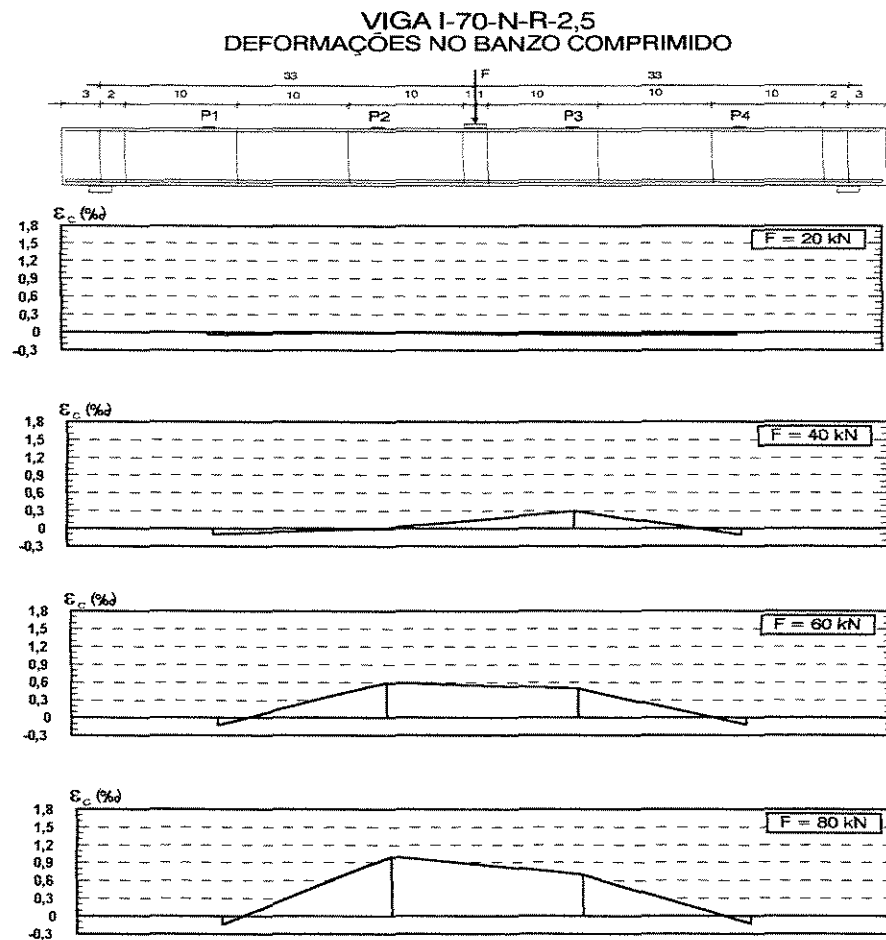


FIGURA 4.16-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-N-R-2,5

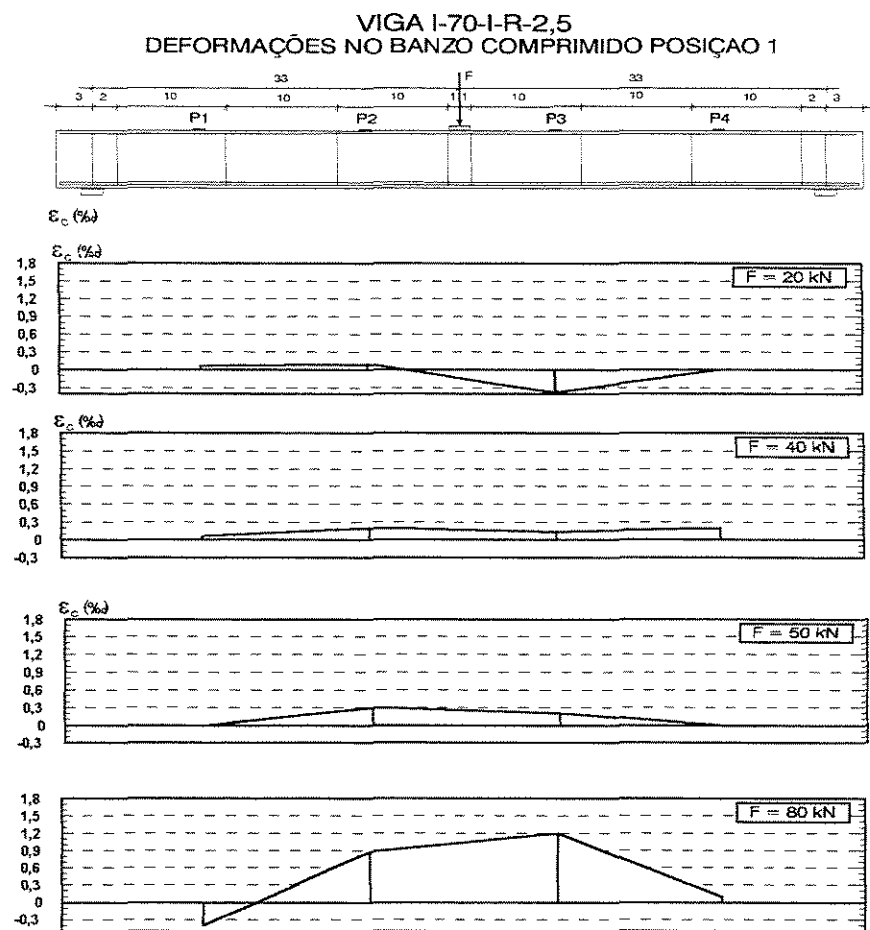


FIGURA 4.16-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-I-R-2,5-
POSIÇÃO 1

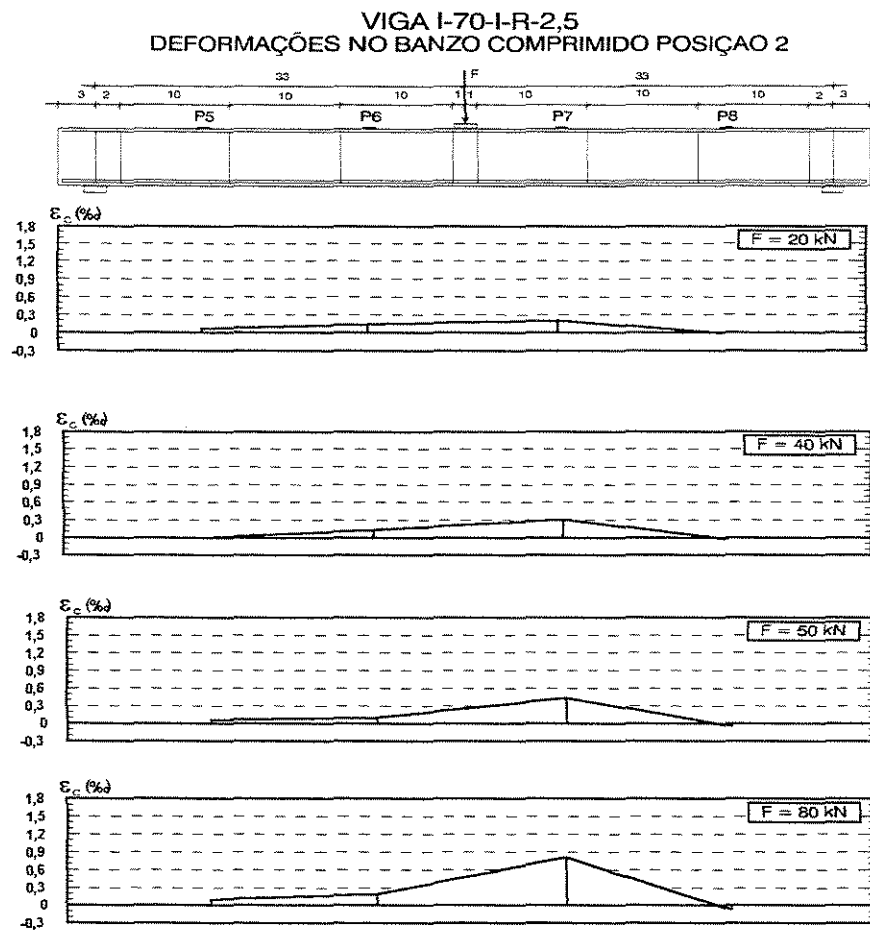


FIGURA 4.16-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-I-R-2,5-
POSIÇÃO 2

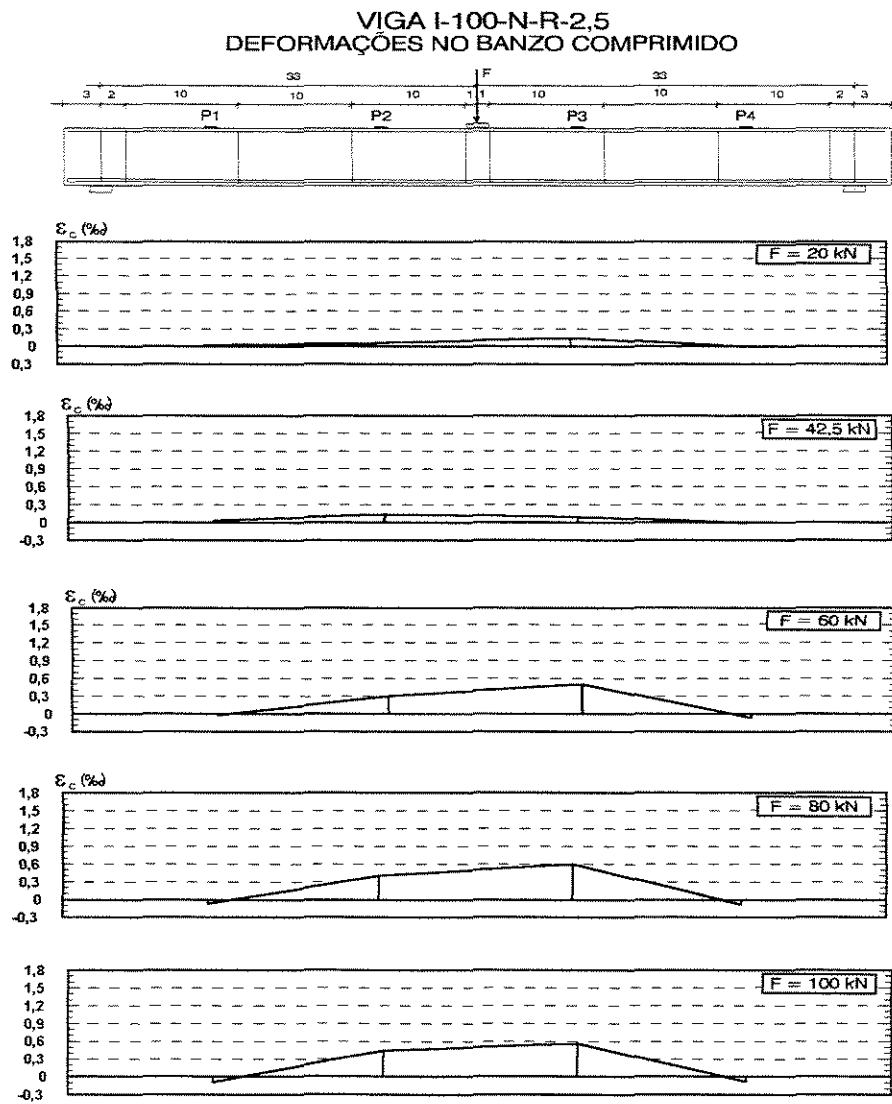


FIGURA 4.17-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-100-N-R-2,5

VIGA I-100-I-R-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO - POSICAO 1

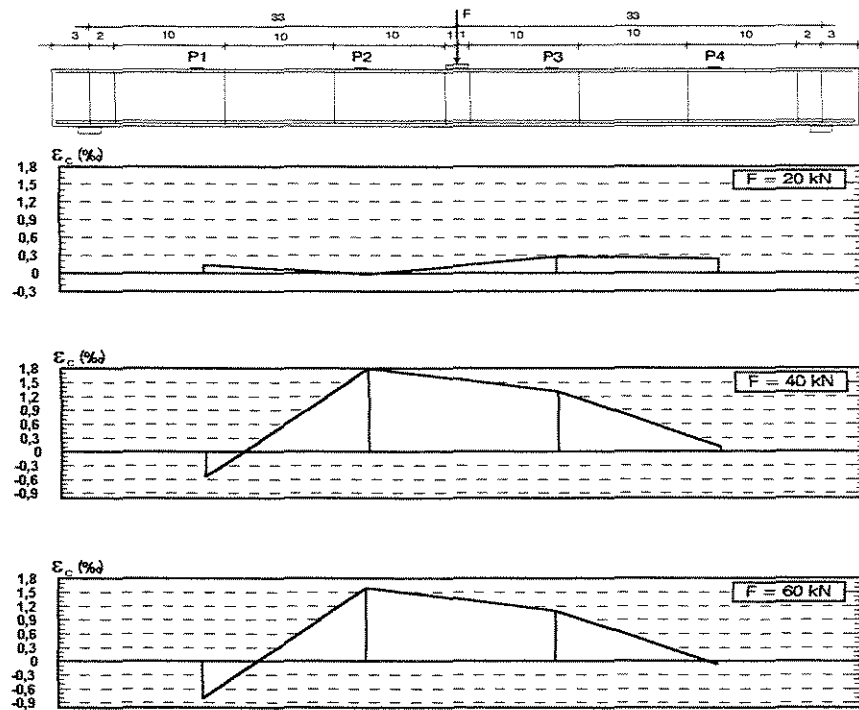


FIGURA 4.17-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO D VIGA I-100-I-R-2,5-
POSICÃO 1

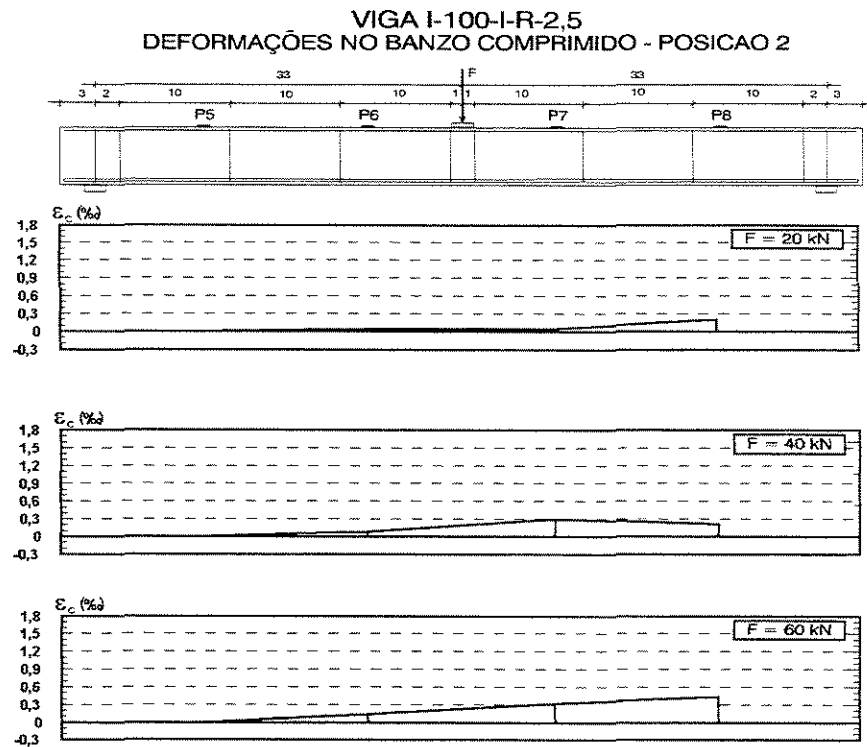


FIGURA 4.17-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-100-I-R-2,5-
POSIÇÃO 2

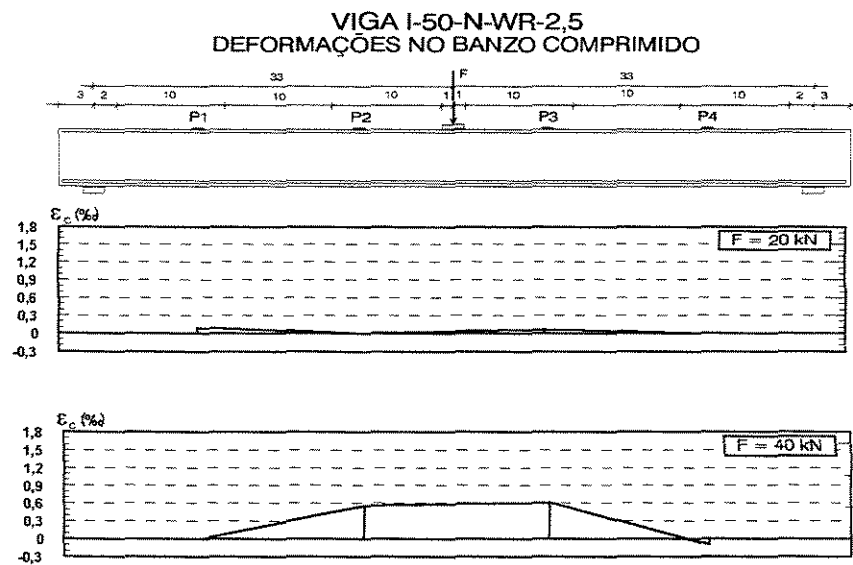


FIGURA 4.18-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-N-WR-2,5

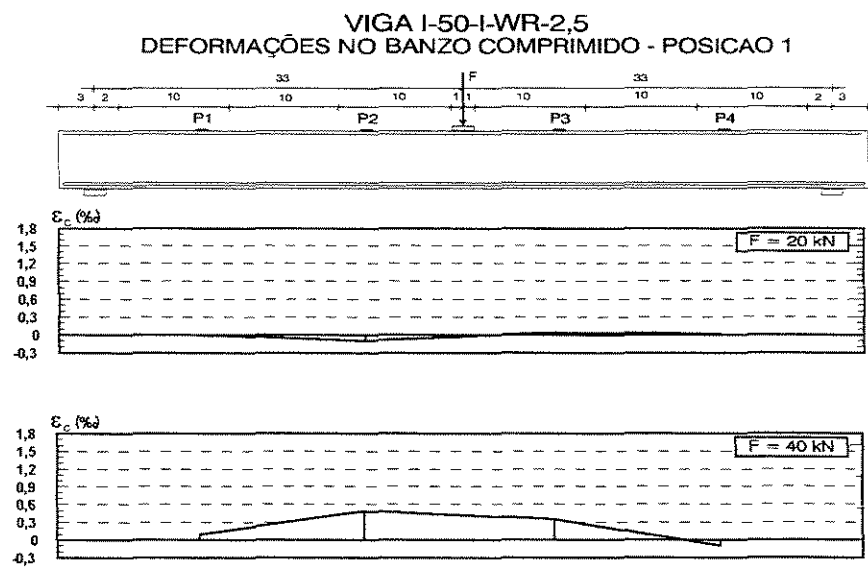


FIGURA 4.18-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-I-WR-2,5-
POSIÇÃO 1

VIGA I-50-I-WR-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO - POSICAO 2

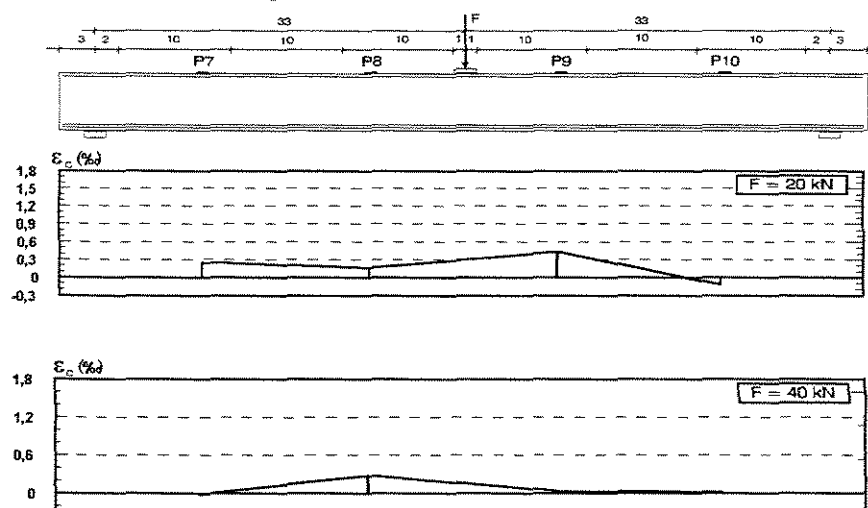


FIGURA 4.18-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-50-I-WR-2,5-
POSIÇÃO 2

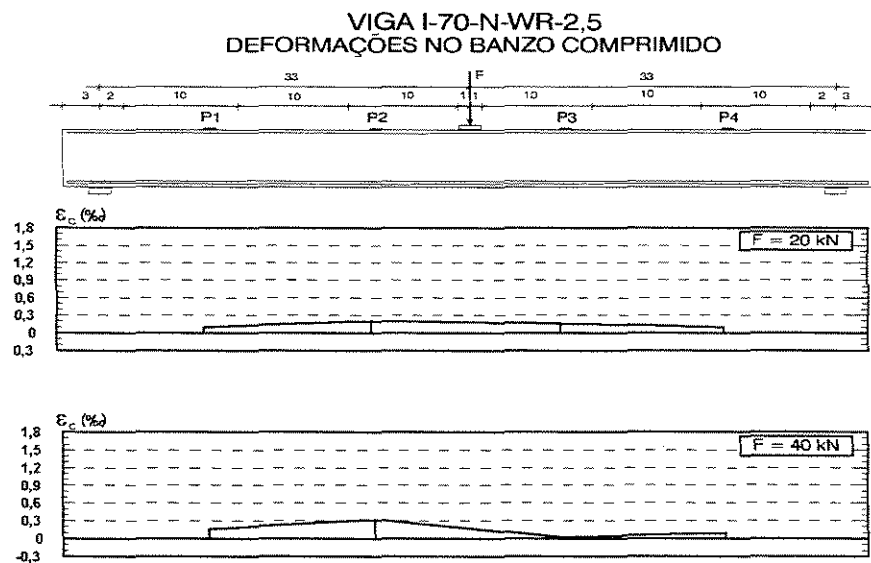


FIGURA 4.19-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-N-WR-2,5

VIGA I-70-I-WR-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO - POSICAO 1

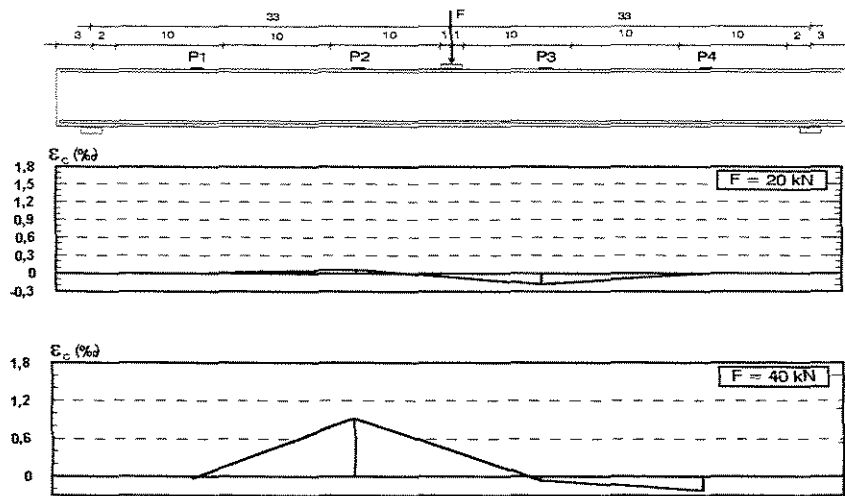


FIGURA 4.19-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-I-WR-2,5-
POSICÃO 1

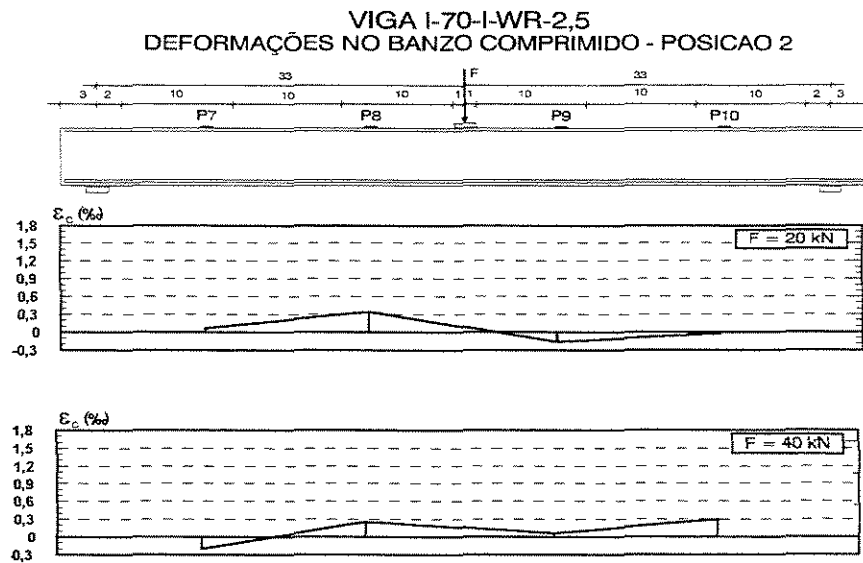


FIGURA 4.19-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-70-I-WR-2,5-
POSIÇÃO 2

VIGA I-100-N-WR-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO

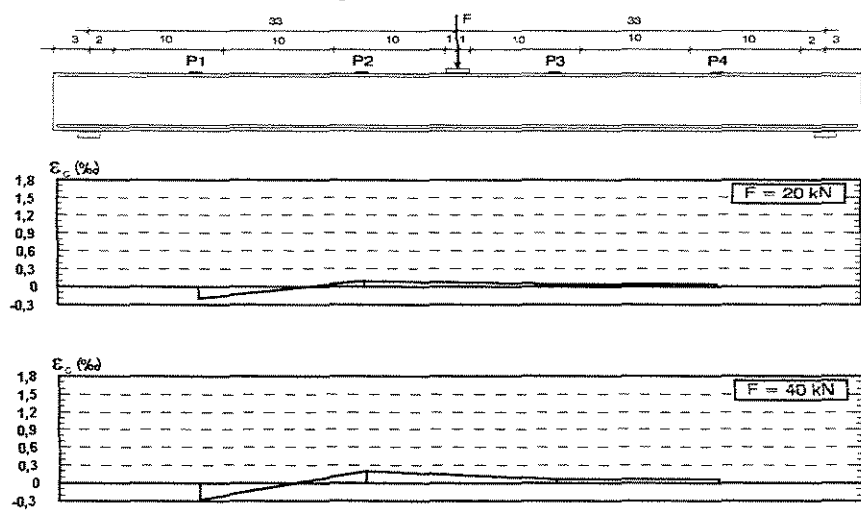


FIGURA 4.20-A
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-100-N-WR-2,5

VIGA I-100-I-WR-2,5
DEFORMAÇÕES NO BANZO COMPRIMIDO - POSICAO 1

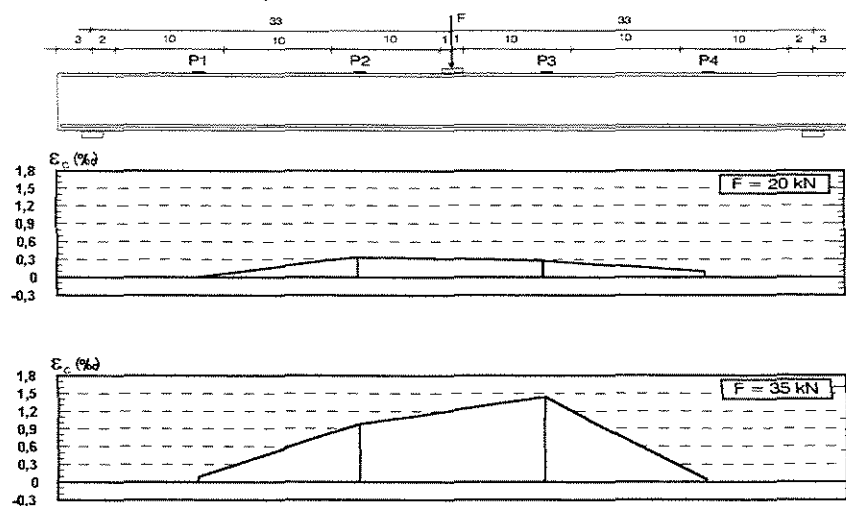


FIGURA 4.20-B
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-100-I-WR-2,5-
POSIÇÃO 1

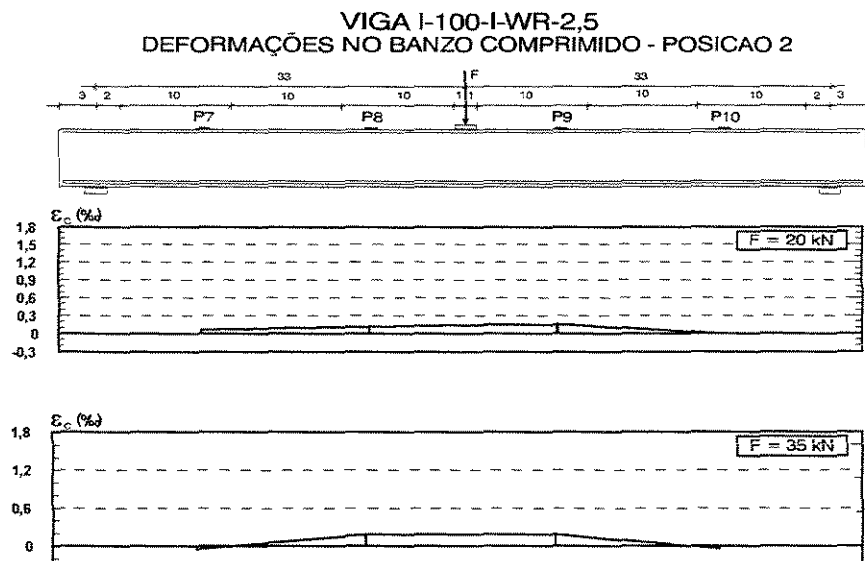


FIGURA 4.20-C
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO DO BANZO COMPRIMIDO DA VIGA I-100-I-WR-2,5-
POSICÃO 2

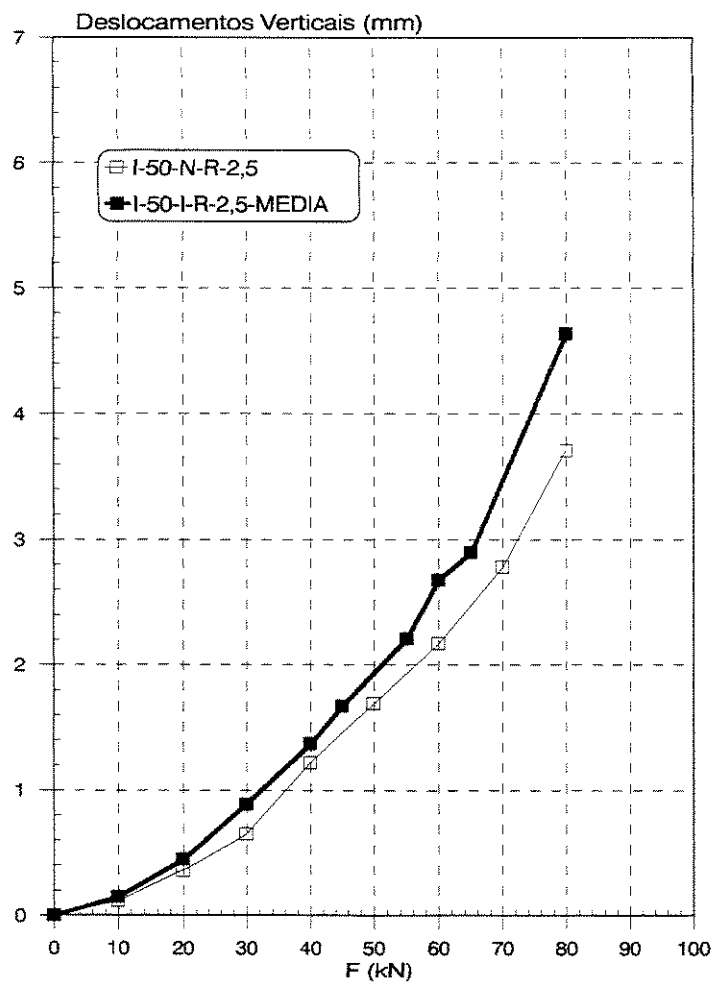


FIGURA 4.21
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-50-
N-R-2,5 E I-50-I-R-2,5

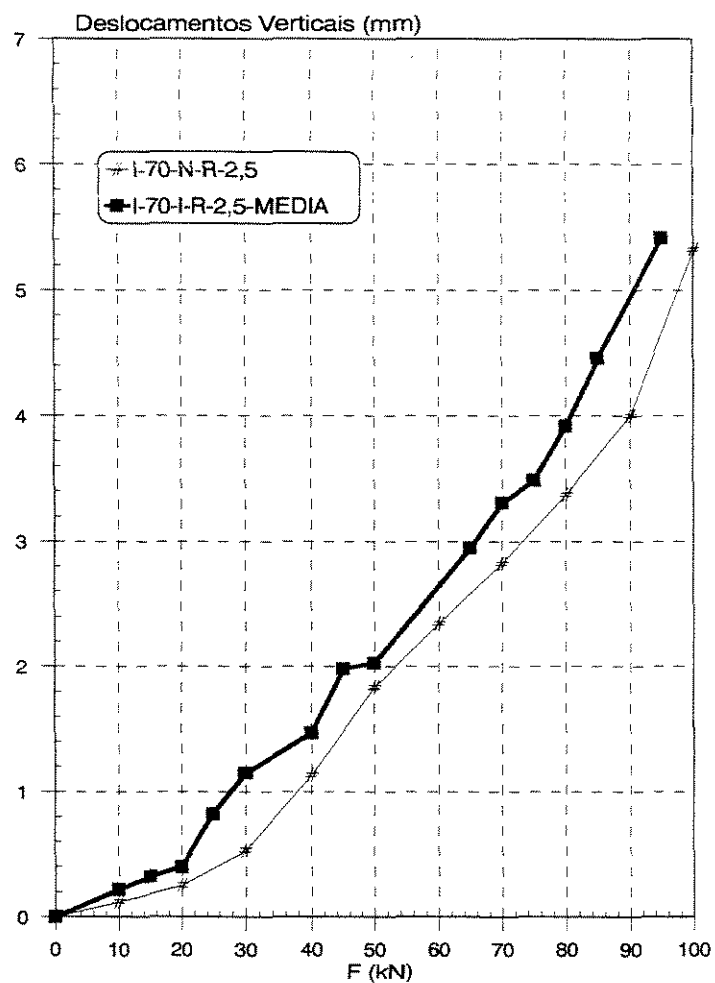


FIGURA 4.22
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-70-
N-R-2,5 E I-70-I-R-2,5

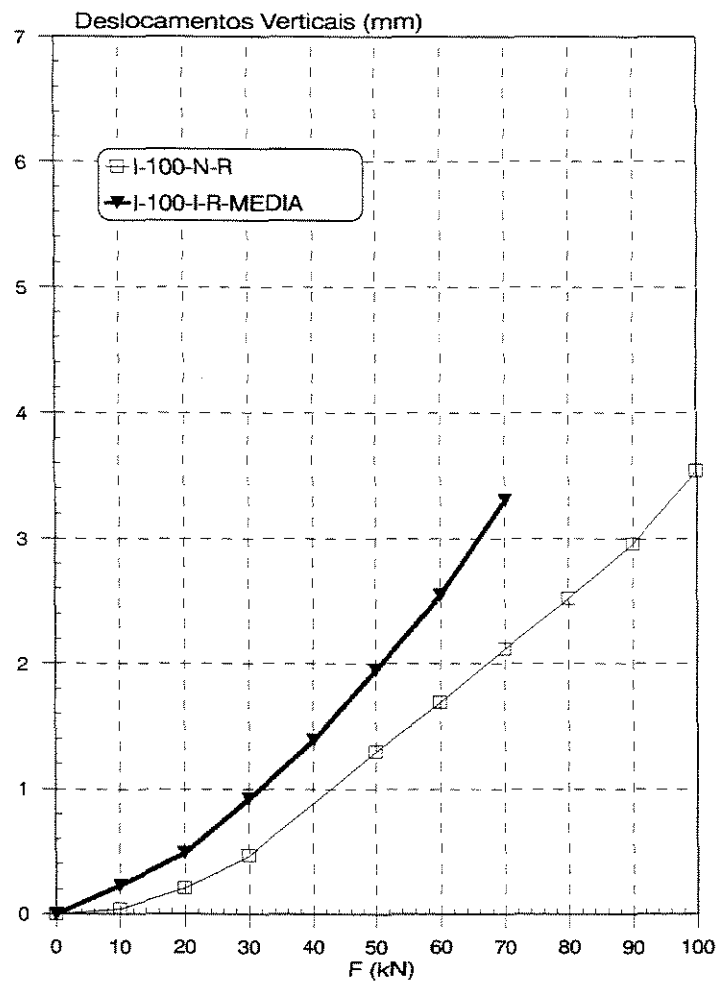


FIGURA 4.23
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-100-
N-R-2,5 E I-100-I-R-2,5

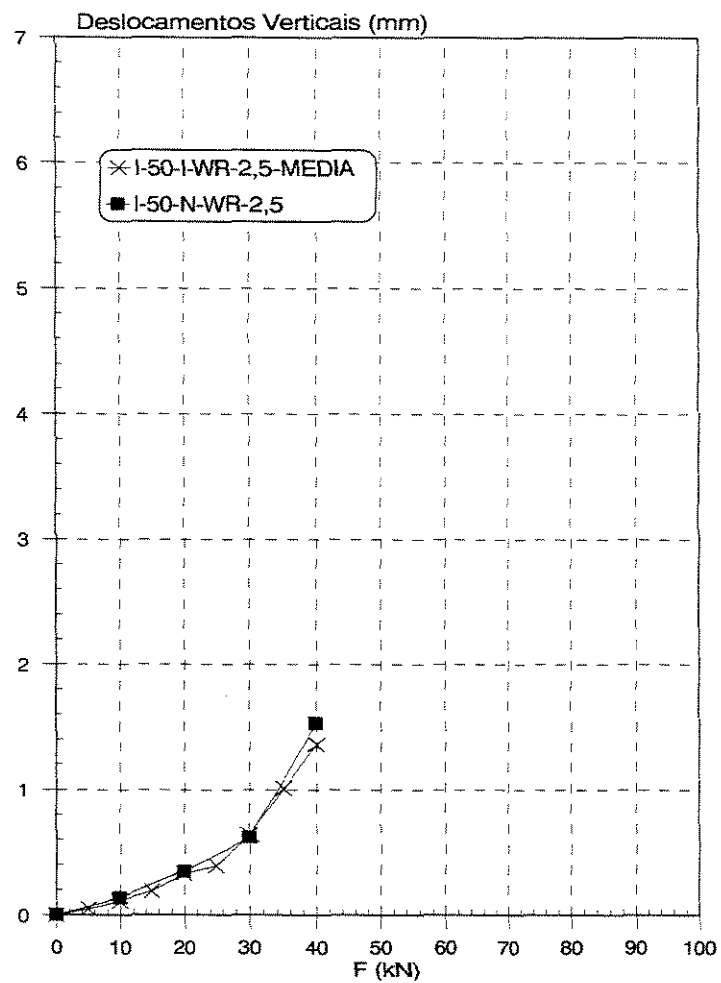


FIGURA 4.24
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-50-
N-WR-2,5 E I-50-I-WR-2,5

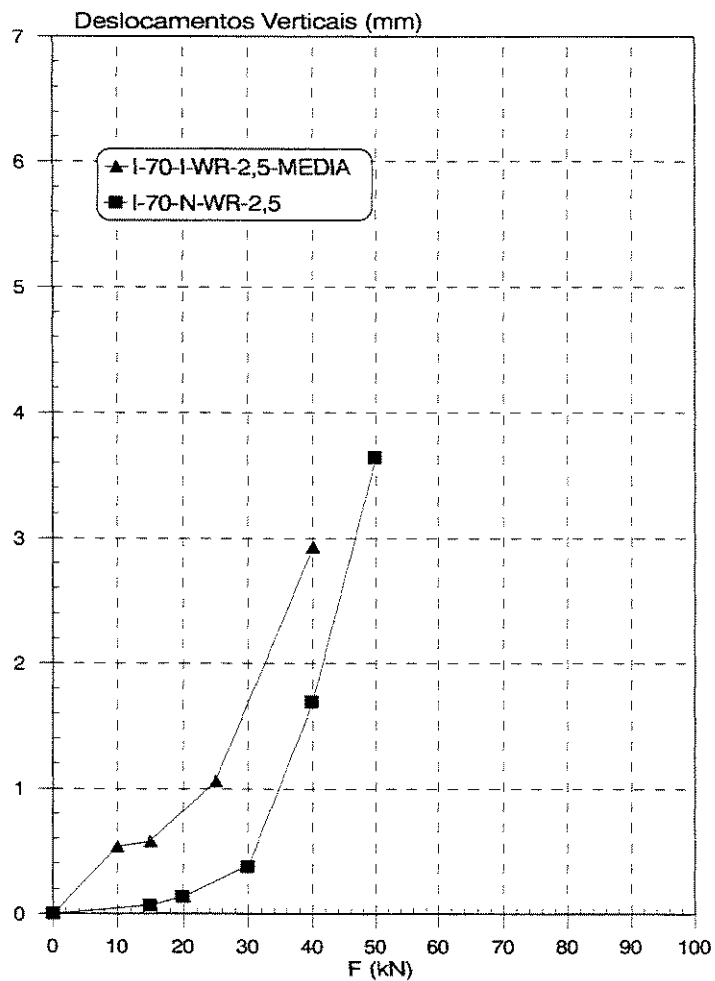


FIGURA 4.25
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-70-
N-WR-2,5 E I-70-I-WR-2,5

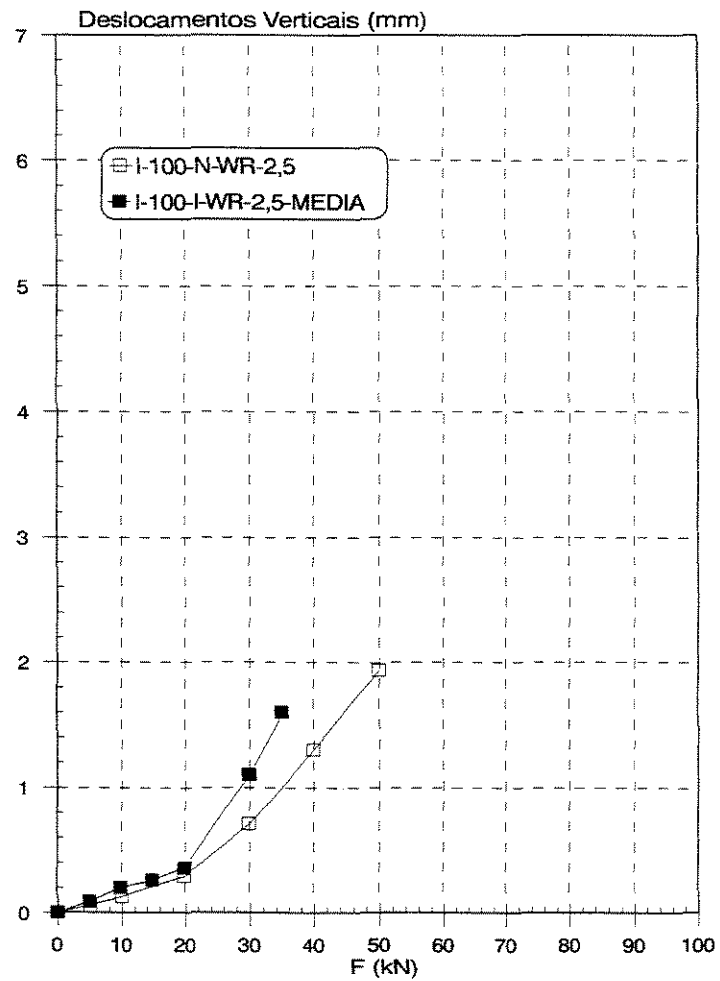


FIGURA 4.26
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-100-
N-WR-2,5 E I-100-I-WR-2,5

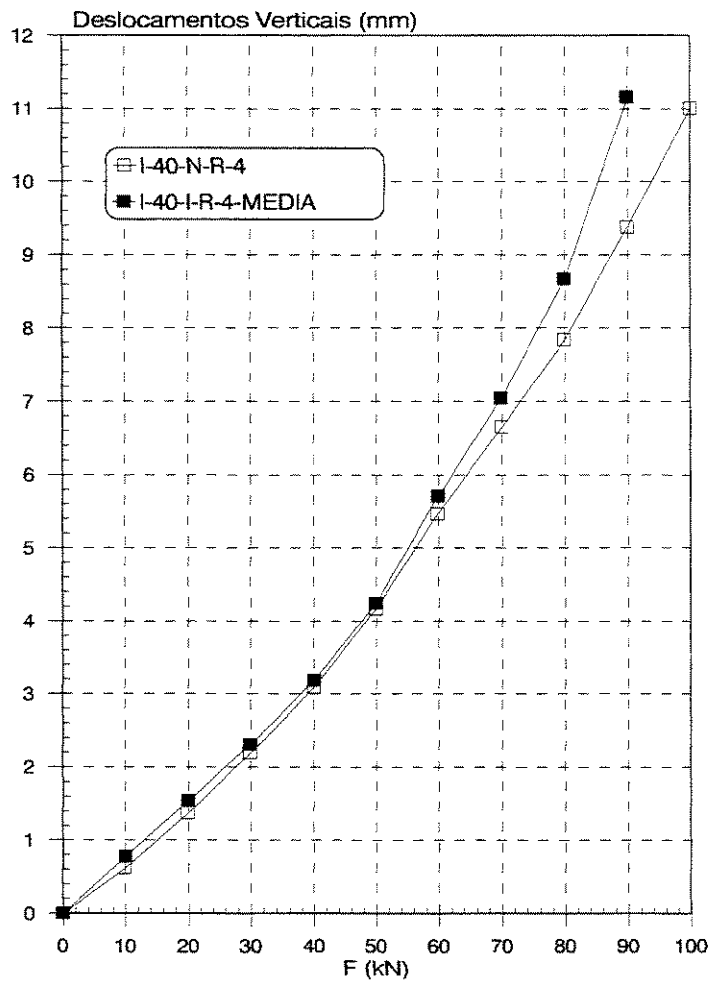


FIGURA 4.27
EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO MEIO DO VÃO DAS VIGAS I-40-
N-R-4 E I-40-I-R-4

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 FISSURAÇÃO

As primeiras fissuras a ocorrerem nas vigas foram fissuras de flexão. Estas fissuras apareciam no banzo tracionado da viga, nas proximidades do ponto de aplicação da carga concentrada no meio do vão.

Cada viga teve uma intensidade diferente para a carga, concentrada no meio do vão, correspondente ao início de fissuração de flexão.

Como esperado, nas vigas com uma resistência à compressão do concreto mais elevada o início da fissuração foi retardado. O início da fissuração de flexão está diretamente relacionado à resistência à tração do concreto das vigas. Uma vez que a resistência à tração é diretamente proporcional à resistência à compressão do concreto, as vigas com resistência à compressão mais elevada fissuraram mais tardiamente.

Uma vez iniciado o processo de fissuração por flexão, algumas das fissuras de flexão evoluíram até o início da alma e começavam a se inclinar em direção ao ponto de aplicação da carga concentrada, passando, então, a denominação de fissuras de cisalhamento.

Com o incremento da carga no meio do vão, as fissuras de flexão da região central se estabilizaram e as de cisalhamento evoluíram, lentamente, em direção ao ponto de aplicação da carga (figs .5.01, 5.03 e 5.05).

No caso das vigas com carregamento invertido, fissuras de cisalhamento cruzavam com outras já formadas, quando da aplicação do carregamento na outra face da viga, formando o conhecido padrão "x" de fissuração (figs. 5.02, 5.04 e 5.06).

Para uma intensidade de carga concentrada no meio do vão, próxima ao valor último, fissuras horizontais, a uma altura próxima a armadura longitudinal, surgiram e se prolongaram, horizontalmente, em direção aos apoios.

Estas fissuras horizontais foram ocasionadas por uma mobilização da armadura longitudinal de flexão por efeito pino. Esta mobilização, pode ser colocada como uma boa demonstração da contribuição de efeitos secundários, na resistência ao esforço cortante, que ocorre, também, nas vigas de concreto de alta resistência, com a aplicação, ou não, de carregamento reverso.

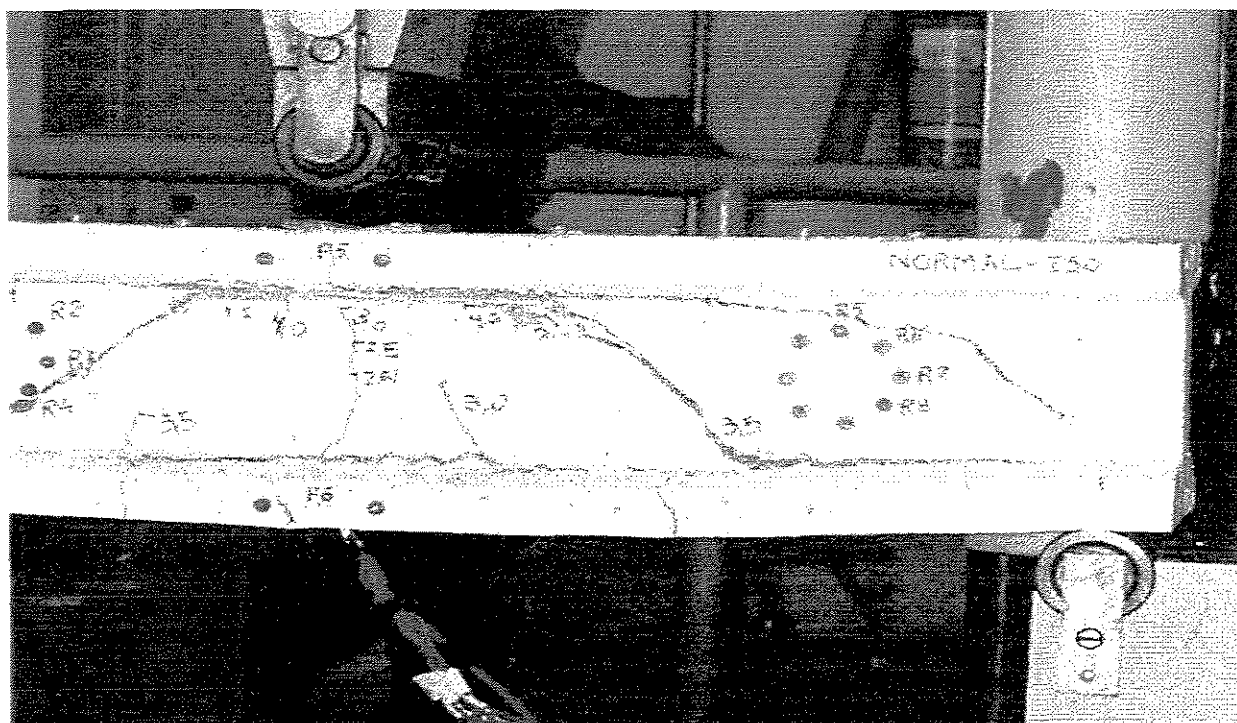


FIGURA 5.03
DETALHE DO PANORAMA DE FISSURAÇÃO DA VIGA I-50-N-WR

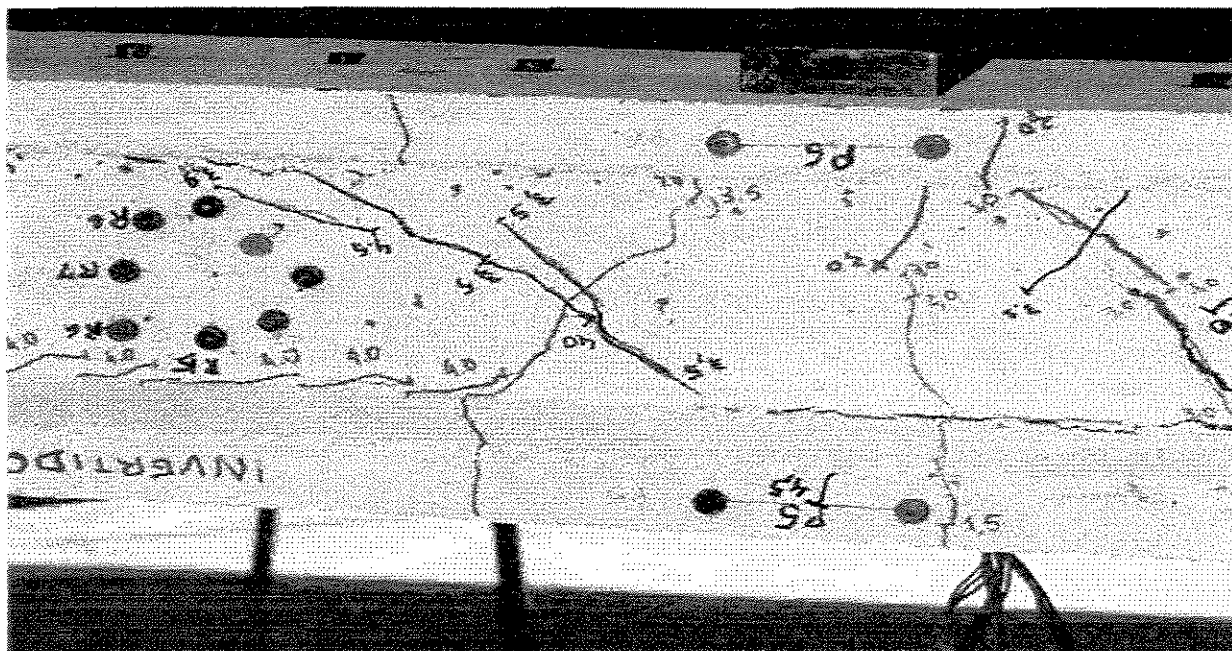


FIGURA 5.04
DETALHE DO PANORAMA DE FISSURAÇÃO DA VIGA I-50-I-WR-2,5

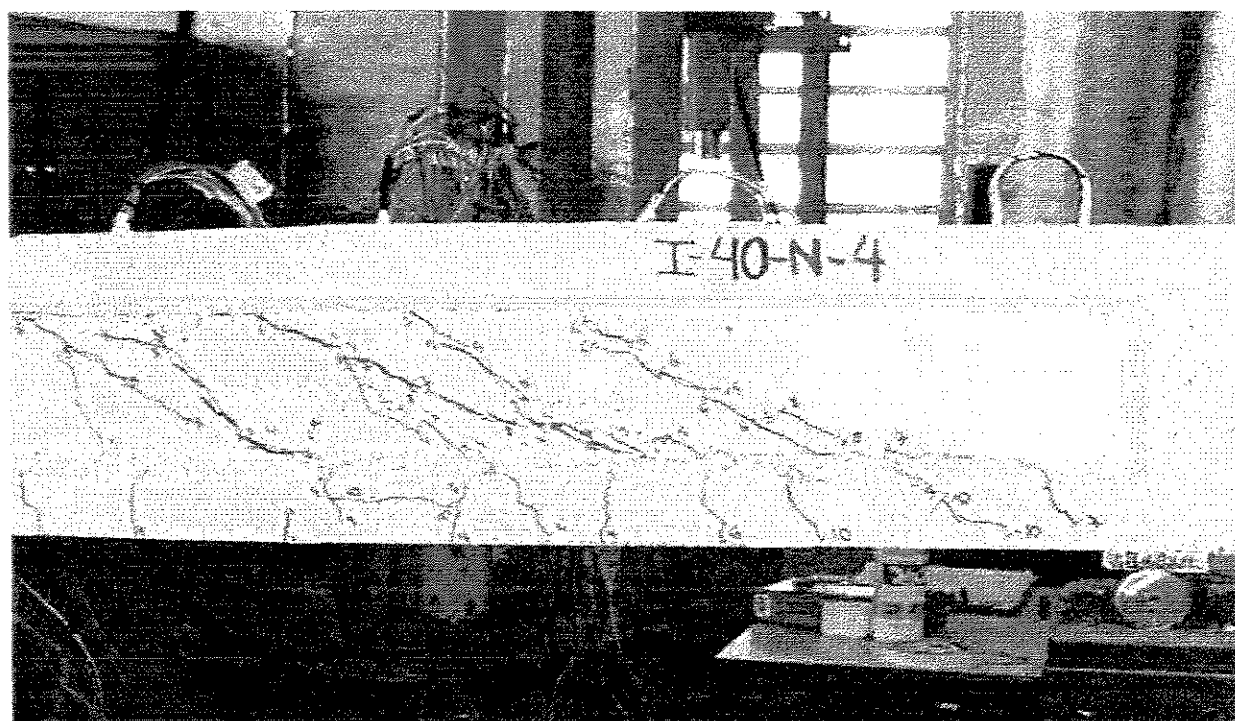


FIGURA 5.05
DETALHE DO PANORAMA DE FISSURAÇÃO DA VIGA I-40-N-R-4

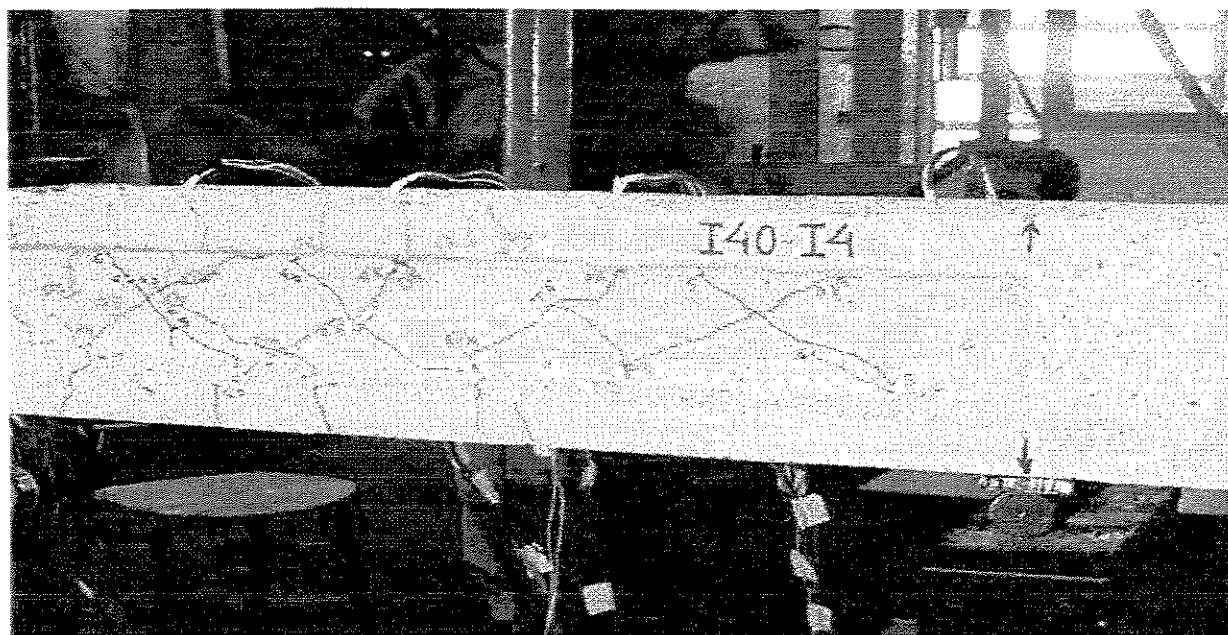


FIGURA 5.06
DETALHE DO PANORAMA DE FISSURAÇÃO DA VIGA I-40-I-R-4

5.2 ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal das vigas desta pesquisa era constituída por barras de 12,5mm, sendo 2 barras superiores e 2 inferiores nas 12 vigas com $a/d = 2,5$, e 3 barras superiores e 3 inferiores nas 2 vigas com $a/d = 4$.

Os pontos instrumentados nas barras permitiram a determinação da variação da tensão nestas barras durante o ensaio das vigas.

As deformações medidas na armadura longitudinal, revelaram um comportamento coerente das tensões, nesta armadura, em função do tipo de carregamento a que foi solicitada cada viga.

Observando as figuras 4.08 a 4.14 deste trabalho, vale ressaltar que o carregamento reverso acarretou uma redução na capacidade resistente à flexão da viga. Para vigas com igual resistência à compressão do concreto e para uma mesma intensidade de carga, a viga submetida a carregamento invertido apresentou um valor de tensão, na armadura longitudinal, até 20% superior ao da viga semelhante, com carregamento sem inversão.

Estudos posteriores, com respeito ao comportamento à flexão de vigas de concreto de alta resistência submetidas à carregamento reverso serão de grande valia.

5.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

No caso das vigas ensaiadas, com igual geometria e armação, a evolução dos deslocamentos verticais foi influenciada pelo tipo de carregamento e pela resistência à compressão do concreto.

Para uma mesma resistência à compressão do concreto, a viga com carregamento invertido se mostrou bem mais flexível que a outra sem inversão. (Figs. 4.21 a 4.27).

Mantendo-se fixo o tipo de carregamento, os resultados foram muito interessantes. Para as vigas com carregamento invertido uma elevação da resistência à compressão do concreto, praticamente, não alterou a rigidez da viga. O mesmo não ocorreu para as vigas com carregamento sem inversão, onde uma resistência à compressão maior significou uma rigidez maior para a viga.

O ocorrido pode ser explicado pelo fato de que nas vigas com carregamento invertido o concreto apresenta-se fissurado no banzo comprimido e qualquer contribuição ao aumento de rigidez advinda do mesmo, parece, que pode ser descartada.

Nas vigas com carregamento sem inversão, o concreto do banzo comprimido não estava fissurado, daí a contribuição do mesmo, proporcional à sua resistência à compressão, na rigidez da viga.

5.4 VALORES ÚLTIMOS DE CARGA

Todas as vigas, independente da relação a/d adotada, alcançaram a ruptura por esforço cortante (figs. 5.07, 5.08, 5.09, 5.10 e 5.11).

Pelas tabelas 4.02, 4.03 e 4.04, nota-se que o valor da carga última de ruptura ao esforço cortante das vigas foi influenciado pela existência de armadura transversal, pelo tipo de carregamento e pela resistência à compressão do concreto das vigas.

Em relação à série de vigas com $a/d=2,5$, as vigas armadas ao cisalhamento alcançaram a ruptura por esforço cortante com uma carga bem maior que as vigas sem armadura de alma.

Para as vigas sem armadura de alma, foi observado que o valor da carga última foi tanto maior quanto maior a resistência à compressão do concreto para as vigas com carregamento sem inversão e praticamente não teve alteração para as vigas com carregamento invertido, independentemente da resistência à compressão do concreto.

No caso das vigas desta pesquisa, sem armadura de alma, com armadura longitudinal idêntica, o efeito pino pode ser considerado constante para todas as vigas. Desta maneira, eventual acréscimo de resistência ao esforço cortante seria oferecida pelo concreto do banzo comprimido e engrenamento dos agregados. O fato da carga última não ter sido alterada em função da variação da resistência à compressão do concreto, para as vigas submetidas à carregamento reverso, pode significar que a fissuração intensa do banzo comprimido inviabiliza qualquer contribuição do concreto ou do engrenamento dos agregados, na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, sem armadura de alma, submetidas à carregamento reverso.

Pode ser observado, também, que para as vigas armadas ao esforço cortante, o valor da carga última não teve grande alteração em função do tipo de carregamento ou da resistência à compressão do concreto; um aumento de resistência à compressão do concreto de 100% incrementa a resistência ao cisalhamento em torno de 10% somente.

O observado acima pode significar que para cargas próximas àquela de ruptura por esforço cortante em vigas de concreto de alta resistência, a parcela de contribuição na resistência ao esforço cortante oferecida pelo concreto do banzo comprimido ou pelo engrenamento dos agregados é irrelevante quando comparada a parcela oferecida pelo efeito pino da armadura longitudinal e, principalmente, pela armadura de cisalhamento.

Para as vigas armadas ao esforço cortante foi observado uma diminuição de aproximadamente 10% entre a resistência ao cisalhamento última de uma viga submetida a carregamento reverso e a de viga semelhante submetida a carregamento sem inversão. Esta pequena diferença, levando-se em consideração as observações anteriores quanto à não colaboração do banzo comprimido ou do engrenamento dos agregados na resistência ao esforço cortante das vigas submetidas a carregamentos reversos, estaria relacionada às deformações residuais da armadura de alma, que reduziriam o valor do carregamento de início de escoamento desta armadura nas vigas submetidas a carregamento reverso em relação à mesma viga submetida a carregamento sem inversão.

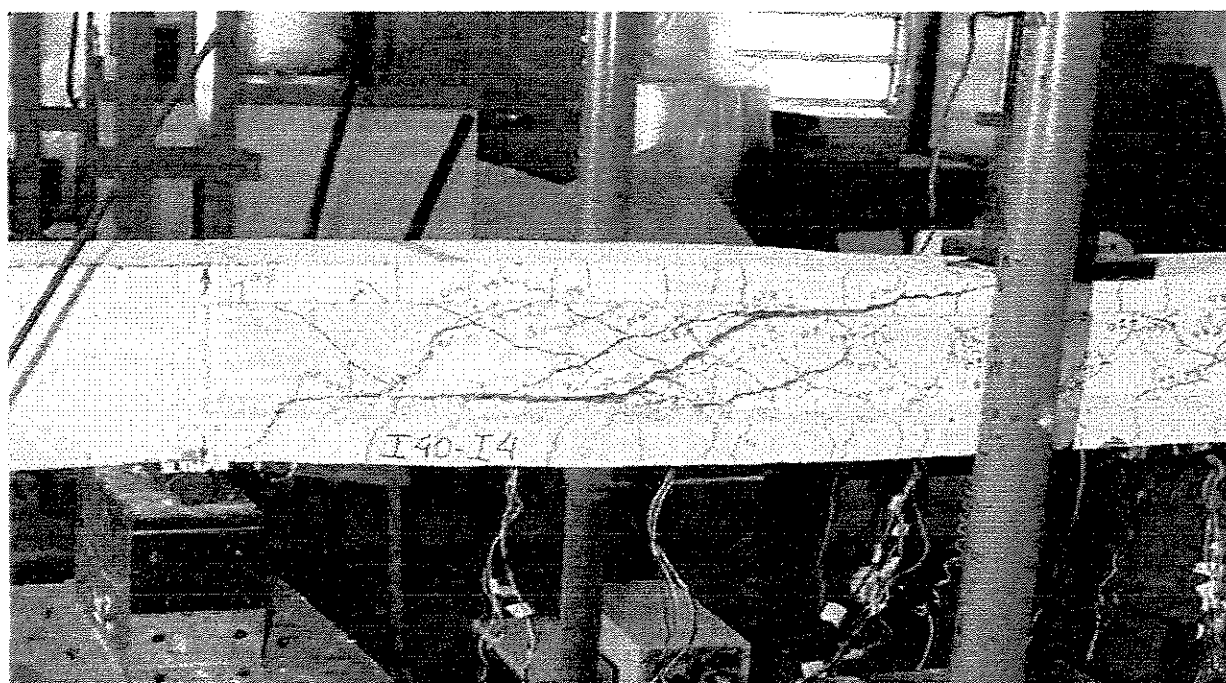


FIGURA 5.07
DETALHE DE RUPTURA DA VIGA I-40-I-R-4

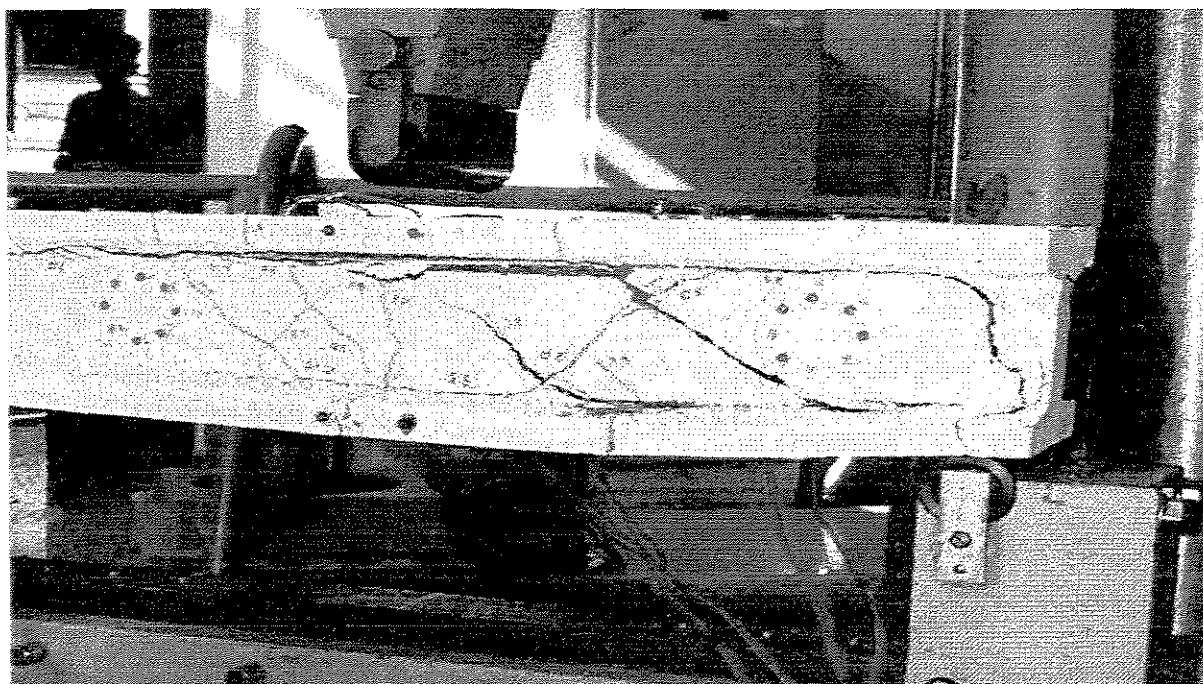


FIGURA 5.08
DETALHE DE RUPTURA DA VIGA I-70-I-WR-2,5

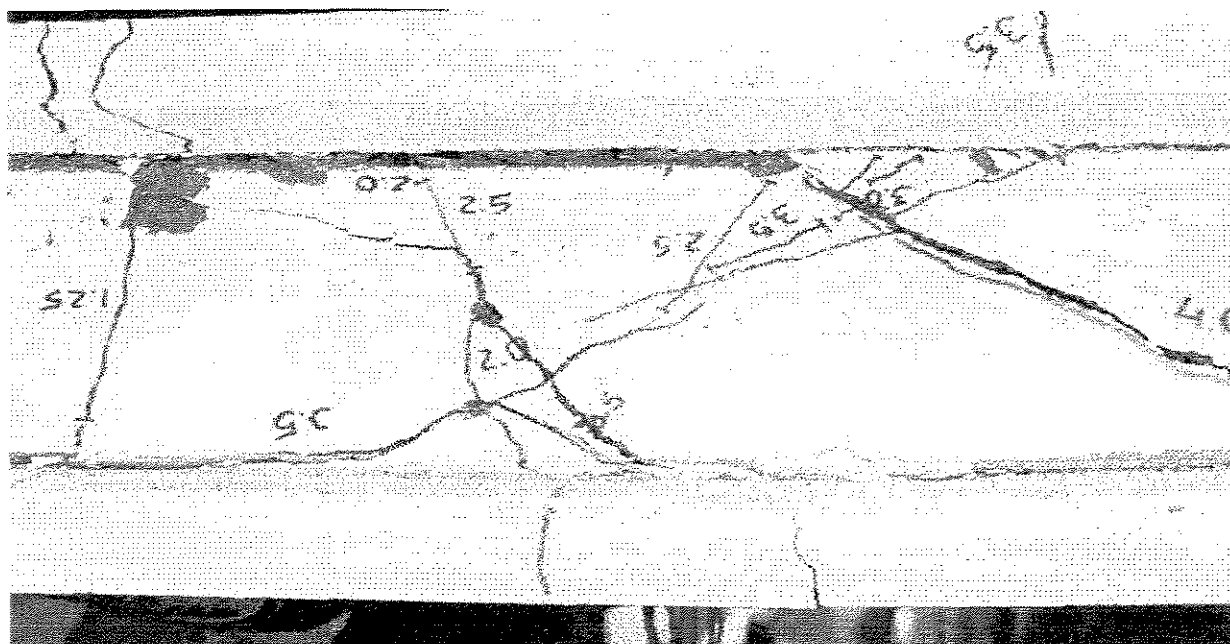


FIGURA 5.09
DETALHE DE RUPTURA DA VIGA I-100-I-WR-2,5



FIGURA 5.10
DETALHE DE RUPTURA DA VIGA I-100-N-R-2,5

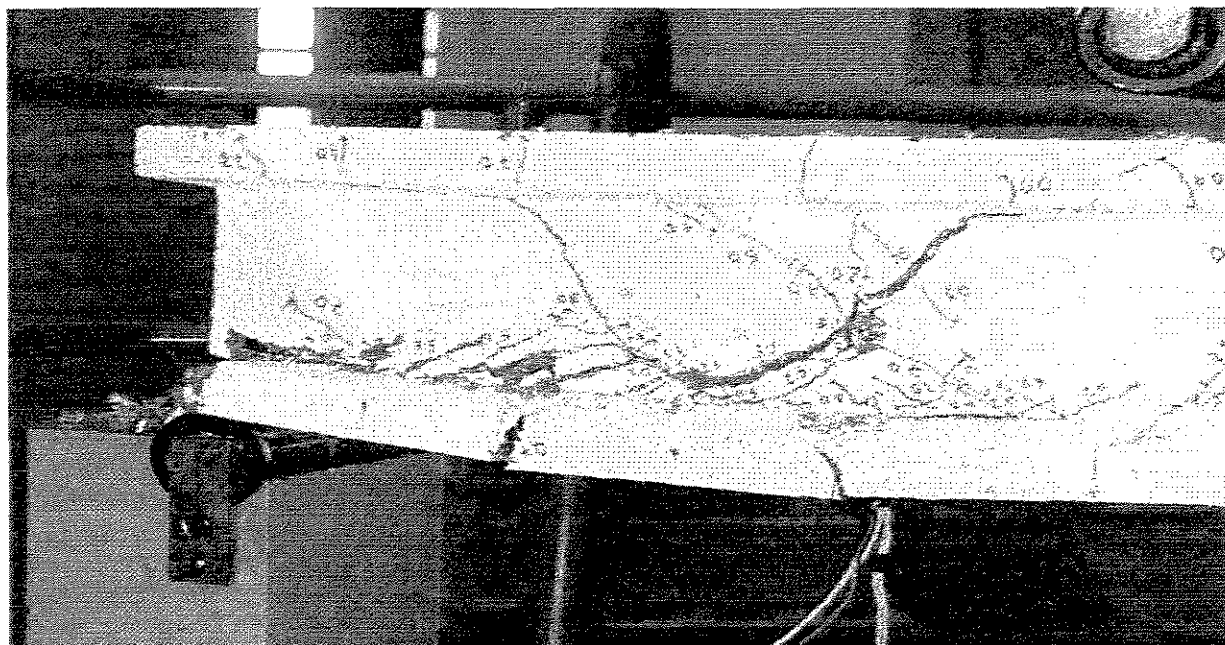


FIGURA 5.11
DETALHE DE RUPTURA DA VIGA I-100-N-R-2,5

5.5 ARMADURA TRANSVERSAL

As figuras 5.12 e 5.14 ilustram a evolução das tensões na armadura de alma das vigas ensaiadas.

O padrão de evolução das tensões nos estribos, para todas as vigas, foi o mesmo. Enquanto o esquema resistente de treliça não foi mobilizado, o crescimento da tensão nos estribos foi muito lento. Somente após a fissuração é que o esquema resistente de treliça começou a se manifestar e a armadura de alma começou a ser mobilizada. A partir da mobilização dos estribos, o crescimento da tensão acompanhou, de maneira aproximada, o crescimento previsto pela analogia clássica de treliça.

As vigas submetidas à carregamento normal, sem inversão, tiveram uma evolução similar da tensão na armadura de alma, independentemente da resistência à compressão do concreto das mesmas. O mesmo pode ser dito das vigas submetidas à carregamento reverso. Desta maneira, pode-se concluir que, para as vigas ensaiadas, a resistência à compressão do concreto teve pouca influência na resistência ao esforço cortante. Nos parece que a contribuição oferecida pelo concreto do banzo comprimido e pelo engrenamento dos agregados, na resistência ao esforço cortante de vigas em concreto de alta resistência com armadura de alma, pode ser muito pequena.

Entretanto, pode-se observar que em nenhuma etapa de carregamento das vigas as tensões nos estribos foram superiores aos valores previstos pela analogia clássica da treliça, mesmo para as vigas submetidas à carregamentos invertidos. Este fato comprova que, embora a contribuição oferecida pelo concreto do banzo comprimido e pelo engrenamento dos agregados possa ser irrelevante, existe ainda a colaboração de outros mecanismos alternativos, que não o formado pela armadura de alma, na resistência ao esforço cortante de vigas de concreto de alta resistência submetidas à carregamento reverso ou não. O efeito de pino da armadura longitudinal pode ser colocado como um grande colaborador.

Analisando a evolução das tensões na armadura de alma das vigas ensaiadas, pode-se constatar que para cargas próximas ao valor último, a parcela de contribuição oferecida pelos chamados mecanismos alternativos na resistência ao esforço cortante não teve grande alteração em função do tipo de carregamento, reverso ou normal.

Este fato poderia sugerir um procedimento de dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto de alta resistência submetidas à carregamento reverso similar ao das vigas submetidas à carregamentos sem inversão. Entretanto, observando a evolução das tensões na armadura de alma para cargas próximas à de serviço percebe-se uma redução da contribuição dos chamados mecanismos alternativos, na resistência ao esforço cortante, em torno de 50% (figura 5.13). Esta redução da contribuição dos mecanismos alternativos, observada anteriormente para carregamentos próximos ao de serviço para vigas com $a/d = 2,5$, não se repetiu para as vigas com $a/d=4$ ensaiadas (figura 5.14). Para estas últimas vigas, esta diferença se manteve, aproximadamente, constante em 20%.

A observação das figuras 5.13 e 5.14 nos faz concluir que a parcela de contribuição do banzo comprimido, engrenamento dos agregados e também a contribuição "indireta" de eventual cortante transmitida diretamente aos apoios, é muito pequena face a contribuição oferecida pelo efeito pino da armadura longitudinal na resistência ao esforço cortante dos chamados mecanismos alternativos.

Desta maneira, pode-se concluir que existe uma diminuição da resistência ao esforço cortante nas vigas em concreto de alta resistência submetidas à carregamento reverso, em relação à mesma viga submetida à carregamento sem inversão. Esta redução mostrou-se significativa, mas, insuficiente para aproximar o comportamento, ao esforço cortante destas vigas, do modelo clássico da treliça.

Estudos posteriores, com variação das taxas e do detalhamento das armaduras longitudinal e transversal e principalmente do incremento de carga para o carregamento invertido serão de grande valia para estabelecer, com clareza, os mecanismos e a parcela de contribuição de

cada um deles, na resistência ao esforço cortante de vigas de concreto de alta resistência submetidas à carregamento reverso.

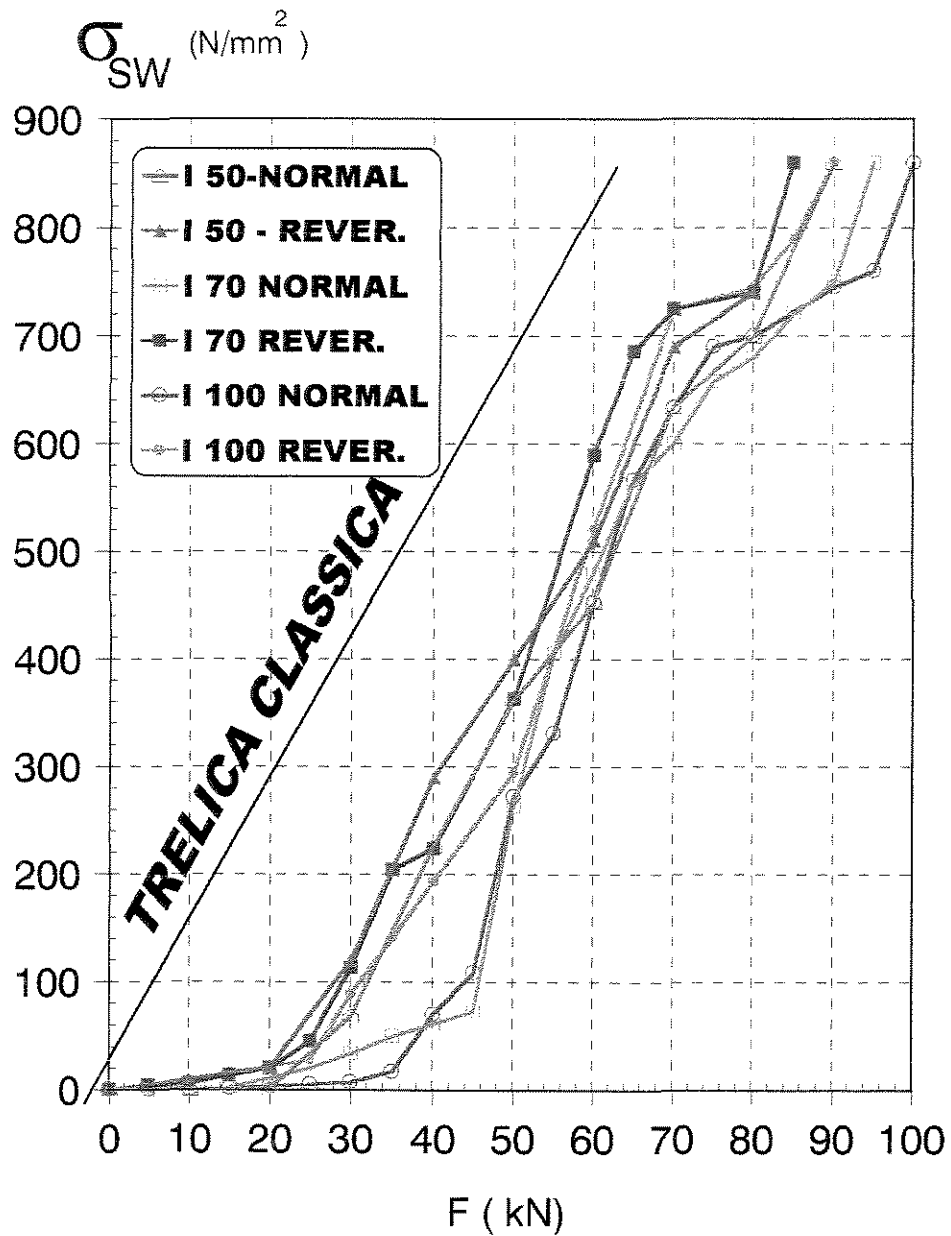


FIGURA 5.12
EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA TRANSVERSAL DAS VIGAS COM $a/d=2,5$

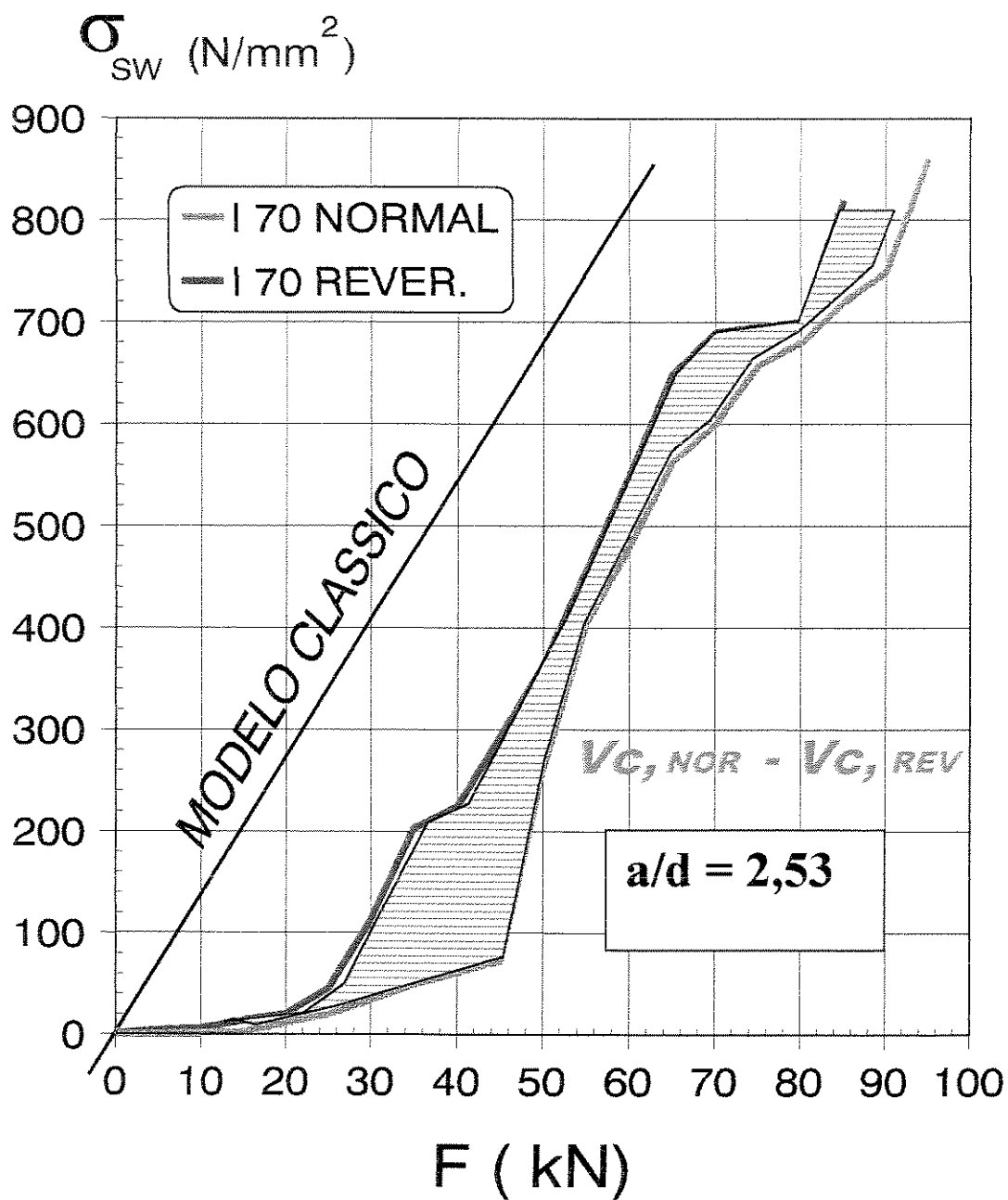


FIGURA 5.13
DIFERENÇA DA PARCELA DE CONTRIBUIÇÃO DO CONCRETO ENTRE AS VIGAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO NORMAL E REVERSO

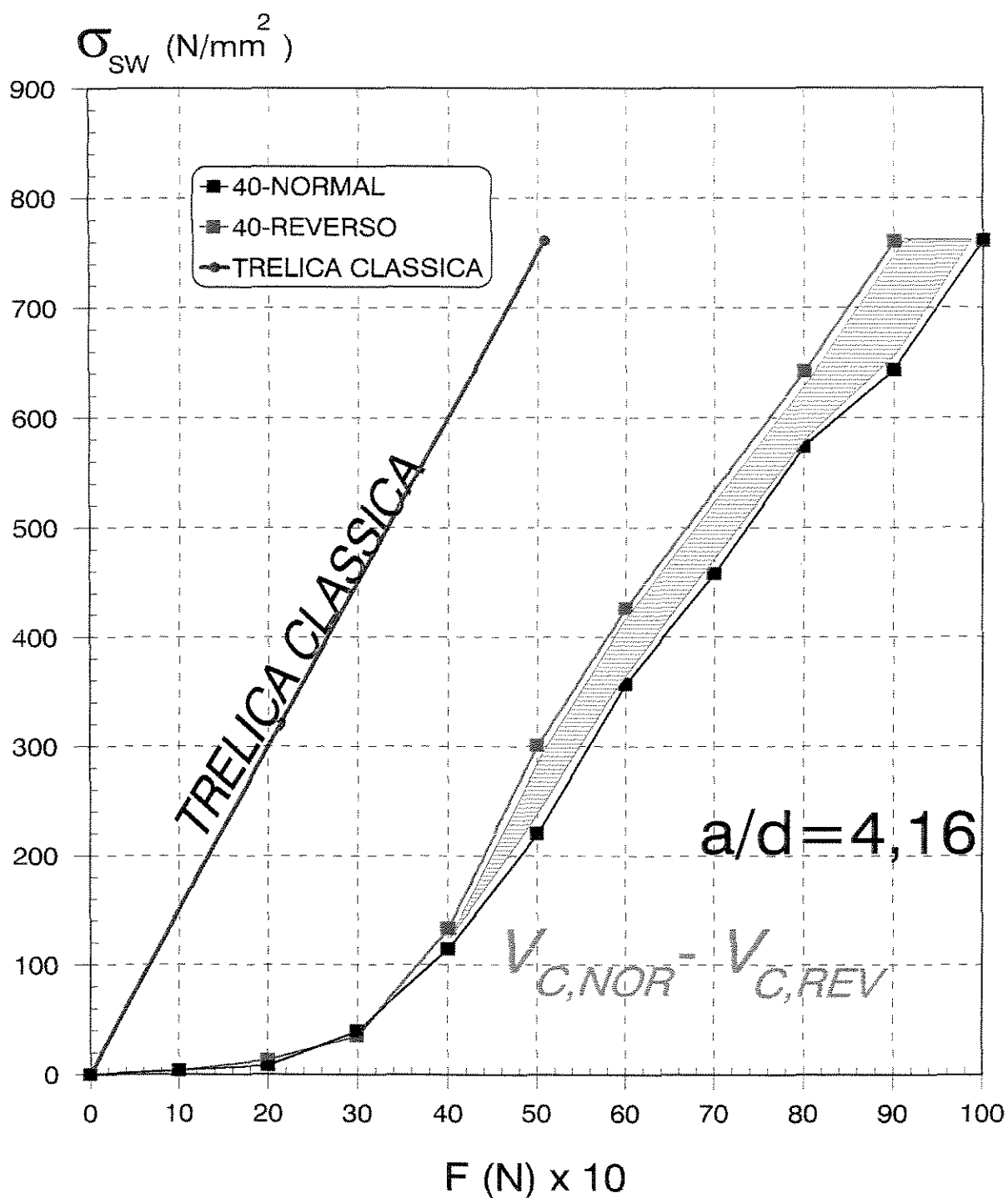


FIGURA 5.14
VARIAÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA TRANSVERSAL DAS VIGAS COM $a/d=4$ E
DIFERENÇA DA PARCELA DE CONTRIBUIÇÃO DO CONCRETO

5.6 PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

Com relação a procedimentos normatizados de dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto submetidas a carregamento reverso, constatou-se que:

a) a Norma Brasileira NBR 6118⁴, não estabelece critérios para o dimensionamento ao cisalhamento de vigas submetidas à carregamento reverso;

b) a Norma Americana ACI 318² estabelece que no dimensionamento destes elementos não seja considerada nenhuma contribuição dos chamados mecanismos alternativos na resistência ao esforço cortante;

c) o Código Europeu, o CEB 1990¹⁸, estabelece uma redução do ângulo de inclinação das bielas, θ , para as vigas submetidas a reversão de carregamento em relação ao ângulo θ adotado no dimensionamento ao esforço cortante de vigas sem inversão de carregamento;

As figuras 5.15 e 5.16 ilustram a comparação dos procedimentos normatizados descritos anteriormente em relação aos resultados obtidos neste trabalho. Para o ângulo de inclinação das bielas, θ , de acordo com os procedimentos do CEB 1990¹⁸ foi adotado o valor de 33° para a viga sem inversão de carregamento. Para este valor de θ adotado resultou, conforme a equação 2.11 deste trabalho, uma inclinação de 38,86° para as bielas da viga com inversão de carregamento.

Pela análise das figuras 5.15 e 5.16 pode-se concluir que:

a) os procedimentos do ACI 318² para o dimensionamento de vigas de concreto submetidas a carregamento reverso são muito conservadores quando sugerem que seja desprezada qualquer contribuição de mecanismos alternativos na resistência ao cisalhamento;

b) tendo em vista o resultado da viga I-70-I-R-2,5, figura 5.15, utilizar o mesmo procedimento da NBR 6118⁴, para o dimensionamento de vigas de concreto submetidas a

carregamento reverso, adotado para as vigas sem inversão de carregamento pode ser contra a segurança para carregamentos próximos ao valor último;

c) os procedimentos do CEB 1990¹⁸ para $\theta = 38,8^\circ$ foram os que mais se mostraram satisfatórios em relação aos resultados obtidos neste trabalho.

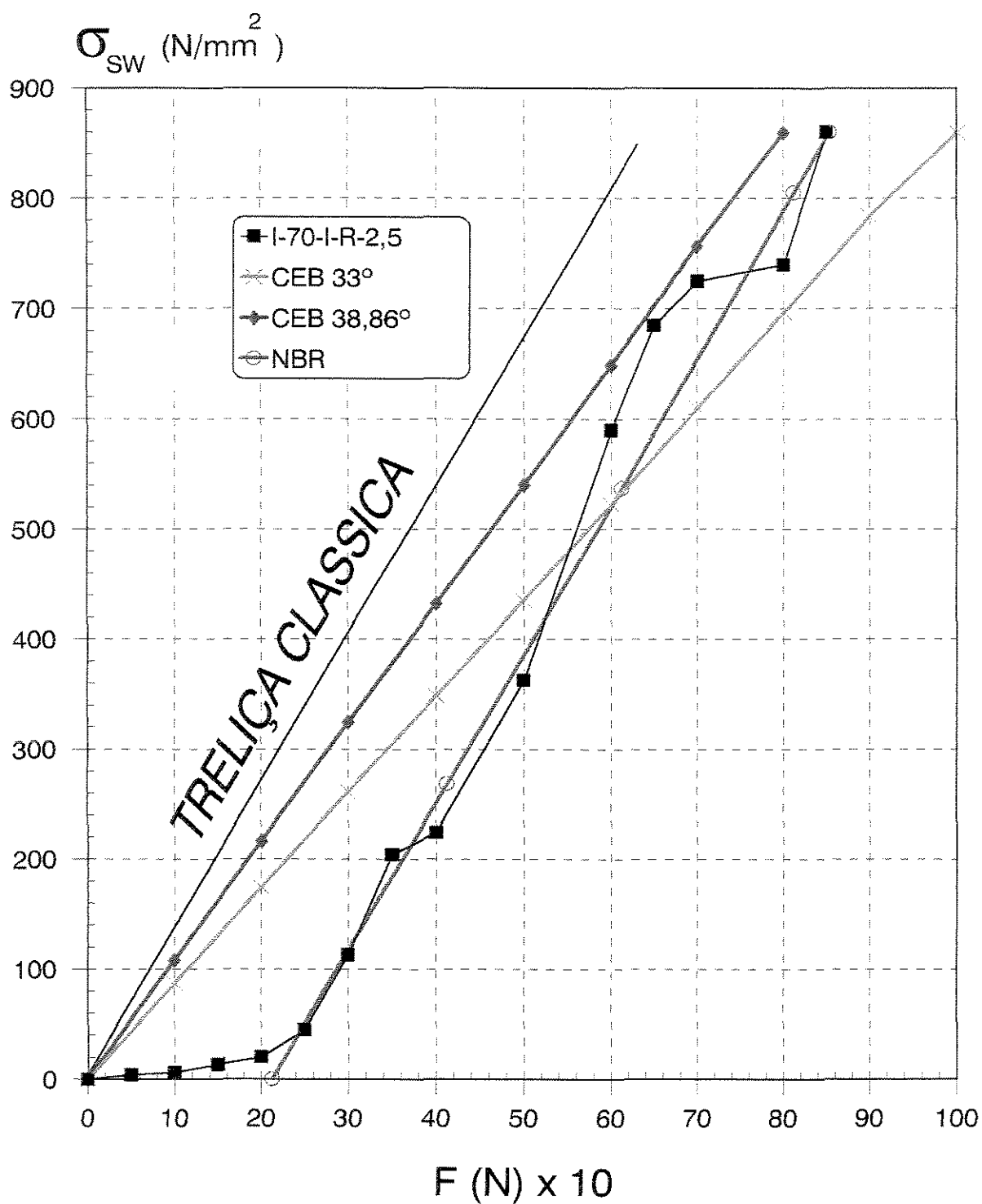


FIGURA 5.15
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-70-I-R-2,5 COMPARADO COM VALORES DE NORMA

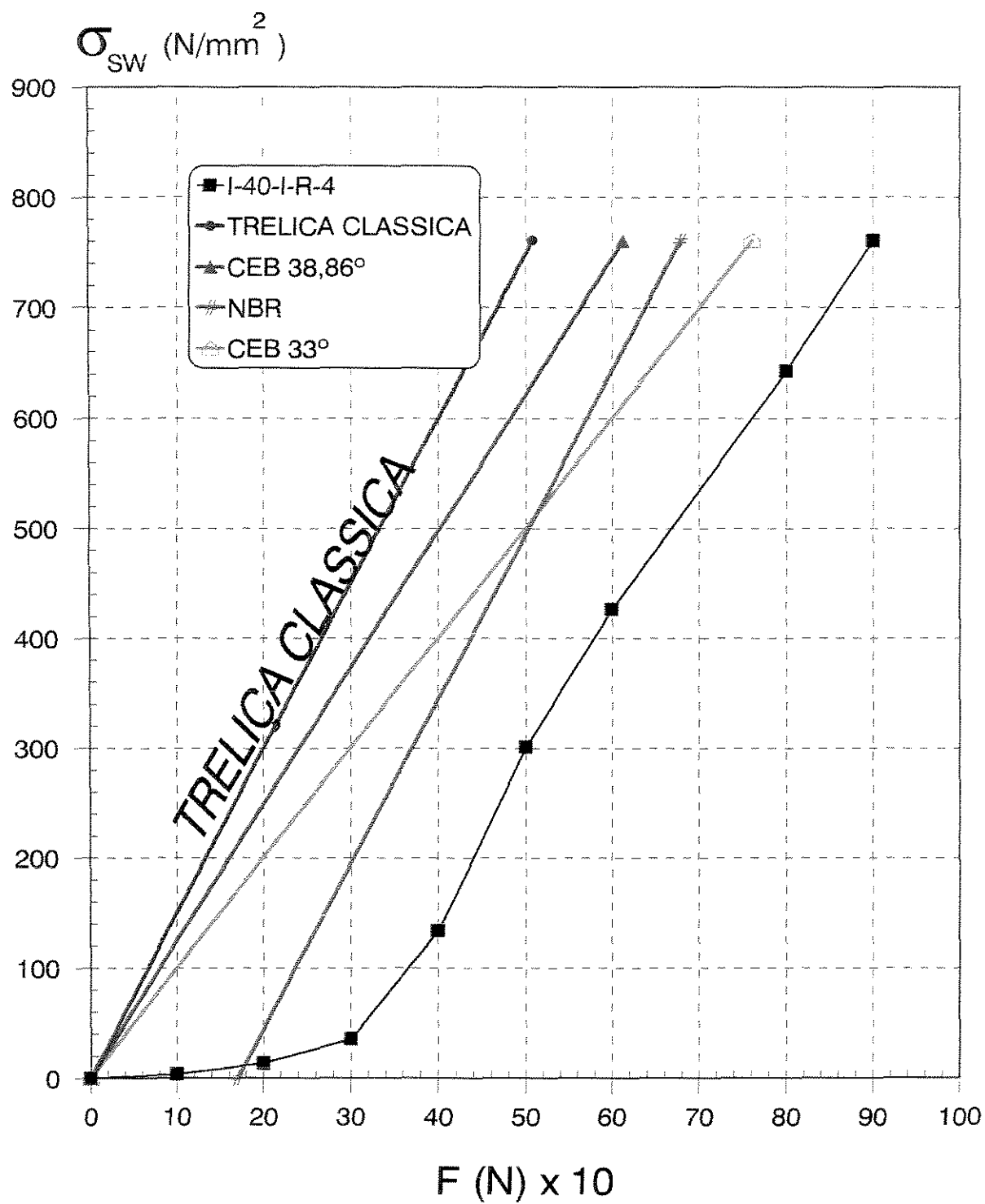


FIGURA 5.16
TENSÃO NOS ESTRIBOS DA VIGA I-40-I-R-4 COMPARADO COM VALORES DE
NORMA

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES OBTIDAS

Pode ser concluído que existe uma redução da resistência ao esforço cortante em vigas de concreto de alta de resistência submetidas a carregamento reverso, em relação à viga semelhante sem inversão de carregamento. Esta redução mostrou-se significativa, em torno de 10 a 20%, mas insuficiente para aproximar o comportamento ao cisalhamento destas vigas ao do modelo clássico da treliça, onde o esforço cortante seria admitido como resistido somente pela armadura de alma.

Pela análise dos resultados desta pesquisa pode ser observado que a parcela de contribuição, na resistência ao esforço cortante, oferecida pelo concreto do banzo comprimido e engrenamento dos agregados é muito pequena quando comparada à parcela de contribuição oferecida pelo efeito pino da armadura longitudinal.

Com relação aos procedimentos de dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto submetidas à carregamento reverso, pode-se concluir que os procedimentos da Norma Americana ACI 318² são muito conservativos, e que o dimensionamento pelo Código Europeu, CEB 1990¹⁸, com θ aproximado de 38,8°, parece ser o mais indicado.

6.2 OBSERVAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos nesta pesquisa são apenas parciais, insuficientes para mostrar com clareza o comportamento de vigas de concreto armado de alta resistência quando submetidas a carregamento reverso.

Frente ao grande número de fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado, trabalhos posteriores, com variação das taxas de armadura longitudinal e transversal e, principalmente, do incremento de carregamento empregado, serão de grande importância para o estudo do cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas a carregamento reverso.

BIBLIOGRAFIA

- 01-ACHARYA, D. N. , KEMP, K. O. Significance of dowel forces on the shear failure of rectangular reinforced concrete beams without web reinforcement. **Journal of the A.C.I.**, V.62, N.10, p.1265-1279, Oct. 1965.
- 02-AGOSTINI, L. R. S. **Pilares de concreto de alta resistência**. São Paulo: EPUSP, USP, 1992. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica , Universidade de São Paulo, 1992.
- 03-ALATORRE, G., CASILLAS, J. Shear strength behavior of concrete beams subjected to alternate loads. In: **International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements**. R.I.L.E.M., México, p.15 - 17 Sep1966.
- 04-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, Detroit. **ACI 318-86**: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, 1986, 113 p.
- 05-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE. State-of-the-Art report on high-strength concrete: Report N 363. **Journal of the A.C.I.**, V.81, N.4, p.364-411, July-Aug. 1984.
- 06-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE. Research needs for high-strength concrete: Report N 363. **A.C.I. Material Journal**, V.84, N.6, p.559-561, Nov.-Dec. 1987.

- 07-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Shear and diagonal tension: Report N 326. **Journal of the A.C.I.**, V.59, N.1/N.3, p.1-30, 277-334, 356-396, Jan./Mar. 1962.
- 08-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS COMMITTEE 426. The shear strength of reinforced concrete members. **Journal of the Structural Division**, V.99, N.S76, p.1091-1187, June 1973.
- 09-ARROYO, J.M.S. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência, armadas ao esforço cortante, submetidas a carregamento reverso**. Campinas: FEC, UNICAMP, 1998.Trabalhode Iniciação Científica – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1998.
- 10-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978, 76p.
- 11-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989, 71p.
- 12-BREEN, J. E. et al. Proposed revisions to: building code requirements for reinforced concrete. **ACI Structural Journal (American Concrete Institute)**, v.85, n.6, Nov-Dec 1988, p.645-674
- 13-BRESLER, B., SCORDELIS, A. C. **Journal of the A.C.I.**, V.60, N.1, p.51-72, Jan. 1963.
- 14-BRESLER, B., MAC. GREGOR, J. G. Review of concrete beams failing in shear. **Journal of the Structural Division**, V.93, N.ST1, p.343-372, Feb. 1967.
- 15-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.**, V.78, N.3, p.171-178, May-June 1981.

- 16-CEB-FIP. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures. **CEB Bulletin d'Information**, N. 124/125, 1978.
- 17-CEB-FIP. Response of reinforced concrete critical regions under large amplitude reversed actions. **CEB Bulletin d'Information**, Prague, n. 161, p.121-169 Oct. 1986.
- 18-CEB-FIP. CEB-FIP Model Code 1990: Final Draft. **CEB Bulletin d'Information**, N.203/204/205, July 1991.
- 19-CLARKE, J. L. Shear capacity of high strength concrete beams. **Concrete - Journal of the Concrete Society**, V.21, N.3, p.24-28, Mar. 1987.
- 20-ELZANATY, A. H., NILSON, A. H., SLATE, F. O. Shear capacity of prestressed concrete beams using high-strength concrete. **Journal of the A.C.I.**, V.83, N.2, p.359-368, May-June 1986.
- 21-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.**, V.83, N.2, p.290-296, Mar.-Apr. 1986.
- 22-FENWICK, R. C. PAULAY, T. Mechanisms of shear resistance of concrete beams. **Journal of the Structural Division**, V.94, N.ST10, p.2325-2350, Oct.1968.
- 23-FERNANDES, G. B. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência**. São Paulo: EPUSP, USP, 1992. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1992.
- 24-FERNANDES, G. B. **Estado Limite Último para Solicitações Tangenciais - Esforço cortante em Vigas de Concreto Armado**. Campinas: Departamento de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, 1985.

- 25-FERREIRA, G.C.S. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência, sem armadura de alma, submetidas a carregamento reverso.** Campinas: FEC, UNICAMP, 1998. Trabalho de Iniciação Científica – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1998.
- 26-FIP-CEB. Working group on high-strength concrete. **FIP-CEB Bulletin d'Information**, N.197, Oct. 1990.
- 27-FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais.** São Paulo: Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1984.
- 28-GATTESCO, N. et al. Low Cycle Fatigue Test on Stud Shear Connectors. **Journal of Structural Engineering**, v.123, n.2, feb 1997, p.145-150
- 29-GOMIERO, P. F. **Armadura reduzida para cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência.** Campinas: FEC, UNICAMP, 1994. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1994.
- 30-GROB, J. THURLIMANN, B. Ultimate strength and design of reinforced concrete beams under bending and shear. **IABSE Publications**, Zurich, N.36 - II, p.105-120, 1976.
- 31-HELLAND, S. The use of high strength concrete. In: **30ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON**, 1988, Rio de Janeiro.
- 32-HISADA, T., OHMORI, N., BESSHO, S. Earthquake Design Considerations in Reinforced Concrete Columns. **Kajima Institute of Construction Technology**, Tokyo, Japan, Jan 1972.

- 33-HOFBECK, J. A., IBRAHIM, I. O., MATTOCK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the A.C.I.**, V.66, N.2, p.119-128, Feb. 1969.
- 34-HSIUNG, W., FRANTZ, G. C. Transverse stirrup spacing in RC beams. **Journal of the Structural Engineering**, V.111, N.2, p.353-362, Feb. 1985.
- 35-IYENGAR, K. T. S. R., RANGAN, B. V., PALONISWAMY, R. Some factors affecting shear strength of reinforced concrete beams. **Indian Concrete Journal**, V.42, p.499-505, Dec. 1968.
- 36-KANI, G. N. J. A rational theory for the function of web reinforcement. **Journal of the A.C.I.**, V.66, N.3, p.185-197, Mar. 1969.
- 37-KANI, G. N. J. Basic facts concerning shear failure. **Journal of the A.C.I.**, V.63, N.6, p.675-692, June, 1966.
- 38-KANI, G. N. J. The riddle of shear failure and its solution. **Journal of the A.C.I.**, V.61, N.4, p.441-467, Apr. 1964.
- 39-KOTSOVOS, M. D. Behavior of beams with shear span-to-depth ratios greater than 2.5. **Journal of A.C.I.**, V.83, N.6, p.1026-1034, Nov.-Dec. 1986.
- 40-KOTSOVOS, M. D. Behavior of reinforced beams with shear span-to-depth ratios between 1.0 and 2.5. **Journal of A.C.I.**, V.81, N.3, p.279-286, May-June 1984.
- 41-KOTSOVOS, M. D. Compressive force path concept: basis for reinforced concrete ultimate limit state design. **A.C.I. Structural Journal**, V.85, N.1, p.68-75, Jan.-Feb. 1988.

- 42-KOTSOVOS, M. D., LEFAS, L. D. Behavior of reinforced concrete beams designed in compliance with the concept of compressive-force path. **A.C.I. Structural Journal**, V.87, N.2, p.127-139, Mar.-Apr. 1990.
- 43-KREFELD, W. J., THURSTON, C. W. Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams. **Journal of the A.C.I.**, V.63, N.3, p.325-344, March 1966.
- 44-LEFAS, I. D., KOSTOVOS, M. D. Strenght and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals. **ACI Structural Journal**, v.87, n.6, p 716-726, Nov.-Dec. 1990.
- 45-LEONHARDT, F., WALTHER, R. The Stuttgart shear tests 1961. **Cement and Concrete Association**, London, 1964, Translation 111, 134p.
- 46-LEONHARDT, F. Shear in concrete structures. **CEB Bulletin d'Information** N.126, p.66-124, June 1978.
- 47-LEONHARDT, F. Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs. **Magazine of Concrete Research**, V.17, N.53, p.187-198, Dec.1965.
- 48-LEONHARDT, F. Shear and torsion in prestressed concrete. In: VI F.I.P. Congress, Prague, 1970, **Lecture Session IV**.
- 49-LEONHARDT, F. La réduction de la couture d'effort tranchant dans les structures en béton armé. **CEB Bulletin d'Information**, N.49, Paris, 1965.
- 50-LEVI, F., MARRO, P. Shear tests up to failure of beams made with normal and high strength concrete. **CEB Bulletin d'Information**, N.193, p.12-23, Dec.1989.

- 51-MARTÍN-PÉREZ, B., PANTAZOPOULOU, S.J.. Mechanics of Concrete Participation in Cyclic Shear Resistance of RC. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n.6, p. 633-641, Jun1998.
- 52-MATTOCK, A. H., HAWKINS, N. M. Research on shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the Prestressed Concrete Institute**, V.17, N.2, Mar.-Apr. 1972.
- 53-MORENO JR., A., L. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas a flexo-compressão**. São Paulo: EPUSP, USP, 1996. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1996.
- 54-MORSCH, E. **Teoria y práctica del hormigón armado**. Barcelona: G.Gili, 1948.
- 55-MPHONDE, A. G., FRANTZ, G. C. Shear tests of high and low strength concrete beams without stirrups. **Journal of the A.C.I.**, V.81, N.4, p.350-357, July-Aug. 1984.
- 56-MPHONDE, A. G., FRANTZ, G. C. Shear tests of high and low strength concrete beams with stirrups. **American Concrete Institute SP-87**, Detroit, 1987, p.179-197.
- 57-MPHONDE, A. G. Use of stirrup effectiveness in shear design of concrete. **A.C.I. Structural Journal**, V.86, N.5, p.541-545, Sept.-Oct. 1989.
- 58-OZCEBE, G., SAATCIOGLU, M. Hysteretic shear model for reinforced concrete members. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n.1, p.132-148, Jan. 1989.
- 59-PAULAY, T. Coupling beams of reinforced concrete shear walls. **Journal of the Structural Division**, V.97, N.ST3, p.2407-2419, Sep.1971.
- 60-PINTO JR, N. O. **Flexão de vigas de concreto de alta resistência**. São Paulo: EPUSP, USP, 1993. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993.

- 61-PRIESTLEY, M.J.N. et al. Seismic Shear Strenght of Reinforced Concrete Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, n.8, p. 2310-2329, Aug 1994.
- 62-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.
- 63-SARSAN, K. F., AL - MUSAWI, J. M. S. Shear design of high and normal strength concrete beams with web reinforcement. **ACI Structural Jounal**, V.89, N.6, p. 658-664, Nov.-Dec. 1992.
- 64-SAATCIOGLU, M., OZCEBE, G. Response of reinforced concrete columns to simulated sismic loading. **ACI Structural Journal**, v. 86, n.1, p 3-12, Jan.-Feb. 1989.
- 65-STEVENS, N. J. et al. Reinforced concrete subjected to reversed cyclic shear: experiments and constitutive model. **ACI Structural Journal (American Concrete Institute)**, v.88, n.2. Mar-Apr 1991, p.135-146
- 66-TASSIOS, T.P. Physical and mathematical models for re-design of damaged structures. In: IABSE SYMPOSIUM, Venezia, 1983, **Introductory Report**.
- 67-TAYLOR, H. P. J. Basic behavior in shear and the model code provisions for members without shear reinforcement. **CEB Bulletin d'Information**, N.126, p.126-140, June 1978.
- 68-TAYLOR, R. Some shear tests on reinforced concrete beams without web reinforcement. **Magazine of Concrete Research**, V.13, N.36, p.145-154, Nov.1960.
- 69-THURLIMANN, B. Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. **CEB Bulletin d'Information**, N.126, p.16-37, June 1978.

- 70-VECCHIO, F.J. COLLINS, M.P. The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses. **Report n. 82-03**, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 1982.
- 71-WARSZAWSKI, A. et al. Economic Evaluation of Design codes – Case of Seismic Design. **Journal of structural Engineering**, v.122, n.12, dec 1996. P.1400-1408
- 72-WIGHT, J., SOZEN, M. Strenght decay of R.C. columns under shear reversals. **Journal of Structural Division**, v. 101, n.ST5, p. 1053-1065, May 1975.
- 73-XIAO, Y. et al. Seismic performance of high strenght concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v.124, n.3, mar 1998, p.241-251.

ABSTRACT

The experimental investigation here described had its motivation in doubts lifted about the shear strength behavior of high strength concrete beams subjected to alternate loads. It were experimentally analyzed 14 beams. A first series constituted by 6 beams without web reinforcement and a second series constituted by 8 beams with this reinforcement. For this work, the concrete compression strength, the shear span and the type of load, normal or alternate, were the adopted variables. It was observed in the tests that the behavior of the beams subjected to alternate loads was not significantly altered by the variation of concrete compression strength and the application of reversed loads can reduce the shear strength of the beams in up to 50%.

Key words: alternate loads, shear, high strength concrete, beams.