

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM VARIAÇÃO DE
ALTURA NO TRAMO**

Carla Ferrara de Souza

Campinas

1999



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

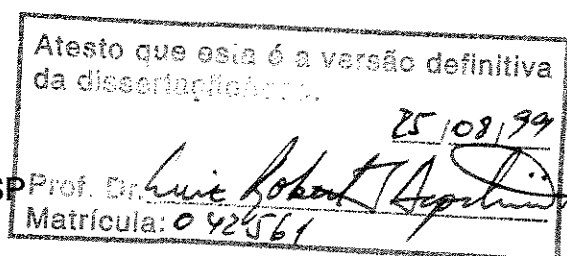
VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM VARIAÇÃO DE ALTURA NO TRAMO

Carla Ferrara de Souza

Orientador : Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

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



UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	TIUMCAMP
	So89v
V.	Ex.
TOMBO BC/	38932
PROC.	229199
C	☐
D	☒
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	09/10/99
N.º GPD	

CM-00126429-B

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

So89v Souza, Carla Ferrara de
Vigas de concreto armado com variação de altura no tramo. / Carla Ferrara de Souza.--Campinas, SP: [s.n.], 1999.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Vigas de concreto. 2. Construção civil. 3. Concreto armado. I. Agostini, Luiz Roberto Sobreira de. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

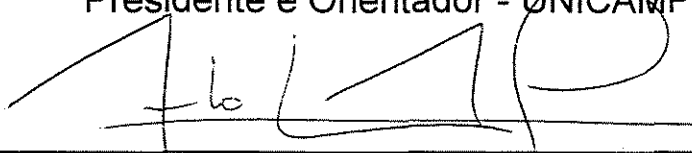
**VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM VARIAÇÃO DA
ALTURA DA SEÇÃO NO TRAMO**

Autor : Carla Ferrara de Souza

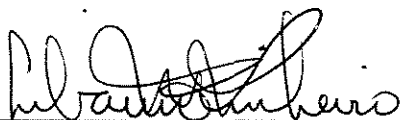
Dissertação de mestrado aprovada pela banca examinadora constituída
por:



Prof. Dr. Luiz Roberto de Sobreira Agostini
Presidente e Orientador - UNICAMP



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
FEC - UNICAMP



Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro
EESC - USP - São Carlos

Campinas - SP - Brasil

Aos meus pais, Raul e Angela, às minhas irmãs, Andréa e Cláudia, e à minha avó, Luigina, como prova do meu amor e eterna gratidão.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela eficiente orientação e dedicação durante a execução deste trabalho.

Aos Professores Doutores Gilson Battiston Fernandes e Newton de Oliveira Pinto Júnior, pelo incentivo e sugestões durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Construção Civil, pela colaboração na execução dos ensaios.

Aos professores, colegas e funcionários do Departamento de Estruturas da UNICAMP, pelo apoio e amizade durante todo o curso.

Ao suporte oferecido pela CNPQ através da concessão da bolsa de mestrado.

À Ciminias S.A.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Em especial, agradeço a Deus, pelo amor, proteção e iluminação durante todo o transcurso da minha vida.

“Quanto mais se alarga a perspectiva científica, mas difícil torna-se a compreensão do universo sem Deus.”

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xi
RESUMO	xv
 1 INTRODUÇÃO	 1
 2 ANÁLISE TEÓRICA DA DESCONTINUIDADE PRESENTE NA VARIAÇÃO DE ALTURA DA SEÇÃO ATRAVÉS DO MODELO BIELAS E TIRANTES	 5
2.1 Analogia da Treliça Clássica e Generalizada	6
2.2 Modelo bielas e tirantes	9
2.3 Fundamentos do Projeto do Modelo Bielas e Tirantes	15
2.4 Método do Caminho das Cargas	17
2.5 Dimensionamento das Bielas, Tirantes e Nós	23
 3 ANÁLISE TEÓRICA DE APOIO DE ALTURA REDUZIDA EM VIGAS DE CONCRETO (DENTE GERBER) E SUA ANALOGIA COM A VARIAÇÃO DE ALTURA NO TRAMO	 29
3.1 Analogia apresentada na NBR 9062 ^[5]	33
3.2 Analogia apresentada por Leonhardt ^[14]	34

3.3 Analogia apresentada por Burke ^[7]	37
3.4 Modelo Solução apresentado por Fusco ^[12]	41
3.5 Modelo apresentado por Schlaich ^[16]	43
 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	 45
4.1 Detalhes das Vigas e Esquemas de Carregamento	49
4.1.1 Viga V1	50
4.1.2 Viga V2	51
4.1.3 Viga V3	52
4.1.4 Viga V4	53
4.1.5 Viga V5	54
4.1.6 Viga V6	55
4.2 Materiais Empregados	61
4.3 Execução das Vigas	65
4.4 Instrumentação	66
4.5 Equipamentos Utilizados nos Ensaios	72
4.6 Carregamento e Condições de Apoio	74
4.7 Proposta dos Ensaios	75
4.7.1 Dimensionamento à flexão	76
4.7.2 Dimensionamento ao cisalhamento	88
4.7.3 Cálculo e definições das taxas de armadura transversal na região da descontinuidade da viga	91
4.7.3.1 Definições	91
4.7.3.2 Cálculos	92
 5 RESULTADOS DOS ENSAIOS	 97
5.1 Viga V1	99
5.2 Viga V2	105
5.3 Viga V3	114
5.4 Viga V4	123

5.5 Viga V5	135
5.6 Viga V6	149
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	163
6.1 Carregamento último	164
6.1.1 - Estribos T1	164
6.1.2 - Estribos T2	165
6.1.3 - Estribos T3	166
6.1.4 - Estribos T4	167
6.1.5 - Estribos T5	168
6.1.6 - Estribos T6	169
6.1.7 - Armaduras L1	170
6.1.8 - Armaduras longitudinais de flexão L4	171
6.1.9 - Armaduras longitudinais de flexão L5	172
6.1.10 - Armaduras de pele L6	173
6.1.11 - Armaduras longitudinais de ancoragem L7, L8 e L9	174
6.1.12 - Armaduras de suspensão inclinadas D1 e D2	175
6.1.13 - Deformações no concreto	176
6.2 Deslocamentos verticais	177
6.3 Processo de fissuração	178
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	189
ABSTRACT	193

LISTA DE FIGURAS

2.1 - Trajetórias das tensões principais em consolos e dentes Gerber segundo LEONHARDT ^[14]	6
2.2 - Analogia da Treliza de Ritter - Mörsch	7
2.3 - Analogia da Treliza Generalizada segundo LEONHARDT ^[14]	9
2.4 - Regiões D (áreas hachuradas) com distribuição não-linear de tensões em (a) descontinuidades geométricas; (b) descontinuidades estáticas e/ou geométricas, segundo SCHLAICH ^[16]	12
2.5 - Trajetórias das tensões em uma região B e próxima a descontinuidades (regiões D), segundo SCHLAICH ^[16]	13
2.6 - Procedimento para a divisão de uma viga com redução de seção em regiões B e D, segundo SCHLAICH ^[16]	14
2.7 - Identificação das regiões B e D para uma viga retangular com redução de seção, segundo SCHLAICH ^[16]	15
2.8 - Região D típica : trajetórias das tensões e modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH ^[16]	17
2.9 - Método do caminho das cargas : (a) estrutura e suas cargas, (b) caminho das cargas através da estrutura, (c) o modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH ^[16]	18
2.10 - Método do caminho das cargas, incluindo um "v de retorno": (a) estrutura e suas cargas, (b) caminho das cargas na estrutura, (c) o modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH ^[16]	19
2.11 - Trajetória de esforços, segundo SCHAFFER ^[17]	20

2.12 - (a) Limite do espalhamento das tensões de compressão. (b) Problema de flexão com força cortante, segundo FUSCO ^[12]	22
2.13 - Desdobramento de bielas muito longas, segundo FUSCO ^[12]	22
2.14 - Campos básicos de compressão : (a) o “leque”, (b) a “garrafa”, (c) o “prisma”, segundo FERNANDES ^[11]	24
2.15 - Tipos de nós : 1 - nó contínuo, 2 - nó singular, segundo FERNANDES ^[11]	27
3.1 - Dente de apoio, segundo a NBR 9062 ^[5]	30
3.2 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE ^[7]	31
3.3.- Pontos importantes no dimensionamento dos dentes Gerber, segundo BURKE ^[7]	32
3.4 - Esquema de armação, segundo a NBR 9062 ^[5]	34
3.5 - Modelos de treliça para a avaliação dos esforços internos, segundo LEONHARDT ^[13]	35
3.6 - Tipos de armaduras inclinadas possíveis para dentes de apoio, segundo LEONHARDT ^[13]	36
3.7 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE ^[7]	37
3.8 - Dente Gerber com armadura (estribos) inclinada, segundo BURKE ^[7] ..	38
3.9 - Esquemas resistentes referentes ao dente da figura 3.8, segundo BURKE ^[7]	39
3.10 - Esquema de armação do dente Gerber com barra dobrada, segundo BURKE ^[7]	40
3.11 - Funcionamento básico dos consolos curtos e das articulações Gerber, segundo FUSCO ^[12]	41
3.12 - Articulações Gerber, segundo FUSCO ^[12]	42
3.13 - Dente Gerber e modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH ^[16]	43

3.14 - Combinação de dois modelos para dentes Gerber; melhor que modelos individuais, segundo SCHAFFER ^[17]	44
4.1 - Detalhe da viga V1 e esquema de carregamento	49
4.2 - Detalhe das vigas V2 a V6 e esquema de carregamento	50
4.3 - Geometria e detalhes de armação da viga V1	56
4.4 - Geometria e detalhes de armação da viga V2	57
4.5 - Geometria e detalhes de armação da viga V3	58
4.6 - Geometria e detalhes de armação da viga V4	59
4.7 - Geometria e detalhes de armação da viga V5 (= viga V6)	60
4.8 - Análise granulométrica dos agregados	61
4.9 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 5,0 mm de aço CA-60B	63
4.10 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 6,3 mm de aço CA-60B	63
4.11 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 8,0 mm de aço CA-50B	64
4.12 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 12,5 mm de aço CA-50A	64
4.13 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V1	67
4.14 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V2	67
4.15 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V3	68
4.16 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V4	68
4.17 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V5	68
4.18 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a viga V6	69
4.19 - Posicionamento das pastilhas para definição das deformações no concreto - VIGAS V5 e V6	72
4.20 - Posicionamento da viga V2 no pórtico do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP, antes do início do ensaio	74

4.21 - Seção transversal com armadura simples, seus esforços e deformações, segundo FUSCO ^[12]	77
4.22 - Viga V1	92
4.23 - Viga V2	93
4.24 - Viga V3	94
5.1 - Curva carga x flecha - VIGA V1	101
5.2 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V1	101
5.3 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V1	102
5.4 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, nas posições L1f e L1t - VIGA V1	102
5.5 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal da parte da viga de altura 15 cm, nas posições L2f e L2t - VIGA V1	103
5.6.- Curva carga x deformação na armadura longitudinal da parte da viga de altura 20 cm nas posições L3f e L3t - VIGA V1	103
5.7 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1 e T2 - VIGA V1	104
5.8 - Curvas comparativas curva x deformação nas armaduras longitudinais de flexão nas posições L1, L2 e L3 - VIGA V1	104
5.9 - Curva carga x flecha - VIGA V2	107
5.10 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V2	107
5.11.- Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V2	108
5.12 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V2	108
5.13 - Curva carga x deformação no estribo na posição T5 - VIGA V2	109
5.14 - Curva carga x deformação no estribo na posição T6 - VIGA V2	109
5.15 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V2	110
5.16 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de maior altura (20 cm) na posição L3 - VIGA V2	110

5.17 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L4 - VIGA V2	111
5.18 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L5 - VIGA V2	111
5.19 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V2	112
5.20 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras longitudinais nas posições L1, L3, L4 e L5 - VIGA V2	112
5.21 - Evolução do processo de fissuração da VIGA V2	113
5.22 - Curva carga x flecha - VIGA V3	116
5.23 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V3	117
5.24 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V3	117
5.25 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V3	118
5.26 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V3	118
5.27 - Curva carga x deformação no estribo na posição T5 - VIGA V3	119
5.28 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V3	119
5.29 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L4 - VIGA V3	120
5.30 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L5 - VIGA V3	120
5.31 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T5 - VIGA V3	121
5.32 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras longitudinais nas posições L1, L4 e L5 - VIGA V3	121
5.33 - Evolução do processo de fissuração da VIGA V3	122
5.34 - Curva carga x flecha - VIGA V4	126
5.35 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V4	126
5.36 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V4	127
5.37 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V4	127

5.38 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V4	128
5.39 - Curva carga x deformação no estribo na posição T6 - VIGA V4	128
5.40 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V4	129
5.41 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V4	129
5.42 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V4	130
5.43 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de altura 10 cm, na posição L4 - VIGA V4	130
5.44 - Curva carga x deformação da armadura de pele presente na viga de altura igual a 10 cm, na posição L6 - VIGA V4	131
5.45 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V4	132
5.46 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V4	132
5.47 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L4 e L6 - VIGA V4	133
5.48 - Evolução do processo de fissuração da viga V4	134
5.49 - Curva carga x flecha - VIGA V5	137
5.50 - Curva carga x deformação no concreto da viga V5	138
5.51 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V5	138
5.52 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V5	139
5.53 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V5	139
5.54 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V5	140
5.55 - Curva carga x deformação no estribo na posição T6 - VIGA V5	140
5.56 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V5	141
5.57 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V5	141

5.58 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V5	142
5.59 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L4 - VIGA V5	142
5.60 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L5 - VIGA V5	143
5.61 - Curva carga x deformação da armadura de pele na posição L6 - VIGA V5	143
5.62 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L7 - VIGA V5	144
5.63 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L8 - VIGA V5	144
5.64 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L9 - VIGA V5	145
5.65 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V5	146
5.66 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V5	146
5.67 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, na ancoragem, nas posições L1, L7, L8 e L9 - VIGA V5	147
5.68 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L4, L6, L7, L8 e L9 - VIGA V5	147
5.69 - Evolução do processo de fissuração da viga V5	148
5.70 - Curva carga x flecha - VIGA V6	151
5.71 - Curva carga x deformação no concreto da viga V6	152
5.72 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V6	152
5.73 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V6	153
5.74 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V6	153
5.75 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V6	154
5.76 - Curva carga x deformação no estribo na posição T6 - VIGA V6	154

5.77 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V6	155
5.78 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V6	155
5.79 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V6	156
5.80 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de altura 20 cm, na posição L3 - VIGA V6	156
5.81 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L4 - VIGA V6	157
5.82 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L5 - VIGA V6	157
5.83 - Curva carga x deformação da armadura de pele na posição L6 - VIGA V6	158
5.84 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L7 - VIGA V6	158
5.85 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L8 - VIGA V6	159
5.86 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L9 - VIGA V6	159
5.87 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V6	160
5.88 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V6	160
5.89 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, na ancoragem, nas posições L1, L7, L8 e L9 - VIGA V6	161
5.90 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L3, L4, L5, L6, L7, L8 e L9 - VIGA V6	161
5.91 - Evolução do processo de fissuração da viga V6	162

6.1 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T1	163
6.2 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T2	164
6.3 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T3	165
6.4 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T4	166
6.5 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T5	167
6.6 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T6	168
6.7 - Curvas comparativas carga x deformação na ancoragem da armadura longitudinal de flexão L1	169
6.8 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura longitudinal de flexão L4	170
6.9 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura longitudinal de flexão L5	171
6.10 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura de pele L6	172
6.11 - Curvas comparativas tensão x deformação das armaduras longitudinais de ancoragem L7, L8 e L9 das vigas V5 e V6.	173
6.12 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras de suspensão inclinadas D1 e D2	174
6.13 - Curvas comparativas carga x deformação no concreto	175
6.14 - Evolução das flechas	176
6.15 - Evolução do processo de fissuração da viga V2	178
6.16 - Evolução do processo de fissuração da viga V3	179
6.17 - Evolução do processo de fissuração da viga V4	180
6.18 - Evolução do processo de fissuração da viga V5	181
6.19 - Evolução do processo de fissuração da viga V6	182

LISTA DE TABELAS

4.1 - Composição adotada da mistura de concreto de resistência usual	48
4.2 - Composição adotada da mistura de concreto de alta resistência	48
5.1 - Diâmetros e taxas das armaduras utilizadas nas vigas	98
5.2 - Resumo das principais cargas e das resistências do concreto das vigas	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a	distância entre a face do canto reentrante e o ponto de aplicação da carga F_d ou braço de alavanca da reação vertical
a_o	distância da face externa do dente ao ponto de aplicação de carga
a_1	comprimento do dente
a_2	distância entre a face externa do dente à face externa da almofada
e	distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro da armadura de suspensão
c	distância entre o ponto de aplicação da carga e o início da ancoragem da armadura de suspensão inclinada
A_o	comprimento da almofada
B_o	largura da almofada
b	largura do dente
b_f	largura da mesa da seção transversal de uma viga T
b_w	largura da alma da seção transversal
h	altura do dente
d	distância entre a face inferior do dente ao baricentro da armadura superior comprimida da viga
d'	distância do centro de gravidade da armadura tracionada até a borda tracionada da seção

z	distância entre o centro de gravidade da armadura de flexão tracionada do dente e o ponto de aplicação de R_c , que é o centro de gravidade da área de concreto comprimido
h_v	altura da viga
d_v	distância entre a face inferior da viga e a armadura de flexão superior
z_v	distância entre o centro de gravidade da armadura de flexão tracionada da viga e o ponto de aplicação de R_c , que é o centro de gravidade da área de concreto comprimido
x	distância da linha neutra até a borda comprimida da seção transversal
α	inclinação da armadura de suspensão inclinada
β	variável de classificação do dente segundo BURKE ^[7]
γ_s	coeficiente de minoração da resistência do aço ($\gamma_s = 1,15$ em geral, conforme a NBR 6118 ^[11])
ϕ	diâmetro nominal do aço
ϕ_e	diâmetro do estribo mais próximo da descontinuidade (dente)
$\phi_{A\ inc}$	diâmetro da armadura inclinada
$\phi_{A\ p}$	diâmetro da armadura de pele
ε_s	deformação na armadura tracionada no início do escoamento
E_s	módulo de elasticidade do aço
ρ	taxa geométrica da armadura
ρ_e	taxa da armadura de suspensão mais próxima da descontinuidade (dente)
$\rho_{A\ inc}$	taxa de armadura inclinada em relação à taxa do estribo (ρ_e)
$\rho_{A\ p}$	taxa geométrica de armadura de pele
σ_e	tensão efetiva da armadura
q	carregamento distribuído
A	resultante do carregamento distribuído
B	resultante do carregamento distribuído
C	compressão
T	tração

P	força cortante aplicada à viga durante o ensaio
F	força cortante aplicada à viga
F_d	força cortante aplicada no dente
$F_{d,a}$	parte de F_d atribuída à armadura de suspensão inclinada
V	carga última vertical total
H_d	força horizontal para reações de apoio devido a efeitos de coação
R	reação de apoio
R_s	resultante de tração na armadura tracionada
R'_s	resultante de compressão na armadura comprimida
R_{sd}	força resistida pelo tirante
R_{sv}	força resistida pela armadura de suspensão vertical
R_{si}	força resistida pela armadura de suspensão inclinada
R_{cb}	parcela da força cortante transmitida ao apoio por meio da biela de compressão
R_{cs}	força resistida pelo concreto da biela de compressão secundária
R_c	força resistida pelo concreto do banzo comprimido
R_t	força resistida pela armadura de flexão tracionada
A_s	área da armadura tracionada
A'_s	área da armadura comprimida
$A_{s,tir}$	área da armadura do tirante
$A_{s,v}$	área da armadura de suspensão vertical
$A_{s,i}$	área da armadura de suspensão inclinada
A_{cc}	área de concreto comprimido
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_y	resistência de escoamento do aço à tração
f_{yd}	resistência de cálculo de escoamento do aço à tração
f_{yk}	resistência característica de escoamento do aço à tração
f_t	resistência à tração do concreto

f_{td}	resistência de cálculo à tração do concreto
f_{tk}	resistência característica à tração do concreto
l	vão livre
l_b	comprimento de ancoragem da armadura
r_2	raio interno de dobramento na ancoragem superior da armadura de suspensão inclinada
r_3	raio interno de dobramento na ancoragem inferior da armadura de suspensão inclinada
r_4	raio interno de dobramento da alça ou gancho superior da armadura de suspensão inclinada
M	momento fletor
M_u	valor último do momento fletor

Souza, Carla Ferrara. Vigas de Concreto Armado com Variação da Altura no Tramo. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1999. 193 p. Dissertação.

Apresenta-se neste trabalho um estudo experimental da técnica de armar regiões de vigas com variação localizada da altura da seção transversal no tramo.

Por meio dos resultados obtidos, analisou-se o comportamento estrutural da região de descontinuidade da viga, variando-se a quantidade e a disposição das armaduras em modelos executados com concreto de resistência usual, e também um modelo com concreto de alta resistência, fazendo-se comparações entre eles.

Verificou-se que a diferença de comportamento entre os modelos executados está intimamente relacionada à rigidez do concreto empregado e seu mecanismo resistente. Sendo o concreto de alta resistência de rigidez mais elevada, foi obtido um melhor desempenho da técnica de armar em relação aos modelos executados com concreto de resistência usual. Um esquema de armadura de suspensão mista apresentou melhor desempenho, assim como a presença de armadura de pele, sendo a eficiência dos mecanismos resistentes dependentes da quantidade da carga a ser resistida.

Palavras - chave : dente; variação de altura em vigas; modelos bielas e tirantes; concreto armado.

1 - INTRODUÇÃO

As propostas arquitetônicas de diversos projetos de edificações residenciais e comerciais exigem do projetista de estruturas, em alguns casos particulares, o dimensionamento de vigas de concreto armado com variação da altura da seção transversal ao longo do tramo.

Essa variação de altura da seção transversal da viga no tramo gera uma descontinuidade geométrica e um distúrbio na trajetória das tensões no interior da viga.

Neste trabalho estudou-se o comportamento, sob carga vertical, deste tipo de viga de concreto armado, sem se considerarem as forças horizontais que podem ocorrer quando são restringidas as deformações horizontais acidentais ou intencionais.

Tendo-se por base os modelos bielas e tirantes, as vigas são subdivididas em regiões B e D, sendo que na região B é considerada plana a distribuição de tensões (válida a hipótese de Bernoulli), enquanto que na região D a distribuição de tensões é significativamente não - linear, difícil de ser analisada, e, portanto, a técnica de armar usada para esta região geralmente está ligada à experiência do projetista.

Sendo a descontinuidade decorrente da variação da altura no tramo da viga definida como uma região D, foi proposto um projeto de pesquisa que, através de ensaios de modelos, verificaria qual a forma mais adequada de armar a região de descontinuidade.

Em decorrência, foram propostas armaduras baseadas em estudos teóricos, levando-se em conta a analogia da treliça de Ritter - Mörch, os modelos bielas e tirantes e alguns ensaios realizados por outros pesquisadores em dentes Gerber.

O interesse deste trabalho é devido à escassez de informação experimental em que se apoiam os métodos empregados no dimensionamento de vigas de concreto com variação da altura no tramo. Com a finalidade de se estabelecerem critérios de dimensionamento e técnica de armar, foi necessário analisar o comportamento deste tipo de estrutura em condições de serviço, ou seja, no estado de utilização.

Analizou-se o problema de descontinuidade em vigas de concreto armado com resistência à compressão dentro de padrões considerados usuais, com diferentes taxas e disposições de armaduras. Também foi analisada uma viga de concreto de alta resistência (em torno de 80 MPa), com o objetivo de definir uma técnica adequada de armar a região da descontinuidade. As vigas foram ensaiadas para avaliar seu comportamento à flexão simples.

Durante os ensaios observou-se que as vigas apresentavam um estado limite de utilização decorrente de deformações (flechas) excessivas. Tendo-se por base os resultados encontrados nos primeiros ensaios, a pesquisa caminhou objetivando analisar uma técnica de armar a região do dente que evitasse uma fissuração inadequada (restrição de abertura de fissuras) num estado considerado de utilização.

Procurando obedecer este novo enfoque no desenvolvimento da pesquisa, foram analisadas vigas com diferentes técnicas de armar.

Dos resultados pode-se propor a relação altura do dente e altura da viga igual a $\frac{1}{2}$, independente da resistência à compressão do concreto, e uma técnica de armar a região do dente, usando um esquema de armadura de suspensão mista: estribos e

barras inclinadas, acrescidos de armadura de pele principalmente na parte da viga de menor altura, que garantirá a segurança do estado limite de utilização quanto às aberturas de fissuras.

Com este trabalho propõe-se aos engenheiros projetistas uma contribuição no sentido de realizar o dimensionamento e o detalhamento das armaduras destes tipos de estruturas visando funcionalidade e economia.

2 - ANÁLISE TEÓRICA DA DESCONTINUIDADE PRESENTE NA VARIAÇÃO DE ALTURA DA SEÇÃO ATRAVÉS DO MODELO BIELAS E TIRANTES

As propostas arquitetônicas de diversos projetos de edifícios residenciais e comerciais exigem do projetista de estruturas, em alguns casos particulares, o dimensionamento de vigas de concreto armado com variação localizada da altura da seção transversal ao longo do tramo.

Atualmente, o problema é a escassez de informação experimental em que se apoiam os métodos empregados no seu dimensionamento. Para estabelecerem-se critérios de dimensionamento para estes tipos de vigas, é necessário prever sua resistência e seu comportamento sob condições de serviço.

A existência de um canto reentrante na viga e de um carregamento concentrado neste ponto ocasiona um distúrbio na trajetória dos esforços principais, conforme figura 2.1. Logo, no dimensionamento desta região, devem ser levados em consideração vários aspectos como dimensão do dente e disposição das armaduras, entre outras.

Como não existem estudos específicos que tratem da variação localizada da altura da seção transversal de uma viga no meio do tramo, apresentar-se-á a variação do modelo de treliça, mostrando sua aplicação neste tipo de região da estrutura onde a

distribuição de tensões é significativamente não linear (regiões de descontinuidade), bem como alguns estudos realizados em dentes Gerber, a fim de encontrar uma solução modelo que seja possível de ser aplicada na viga em estudo.

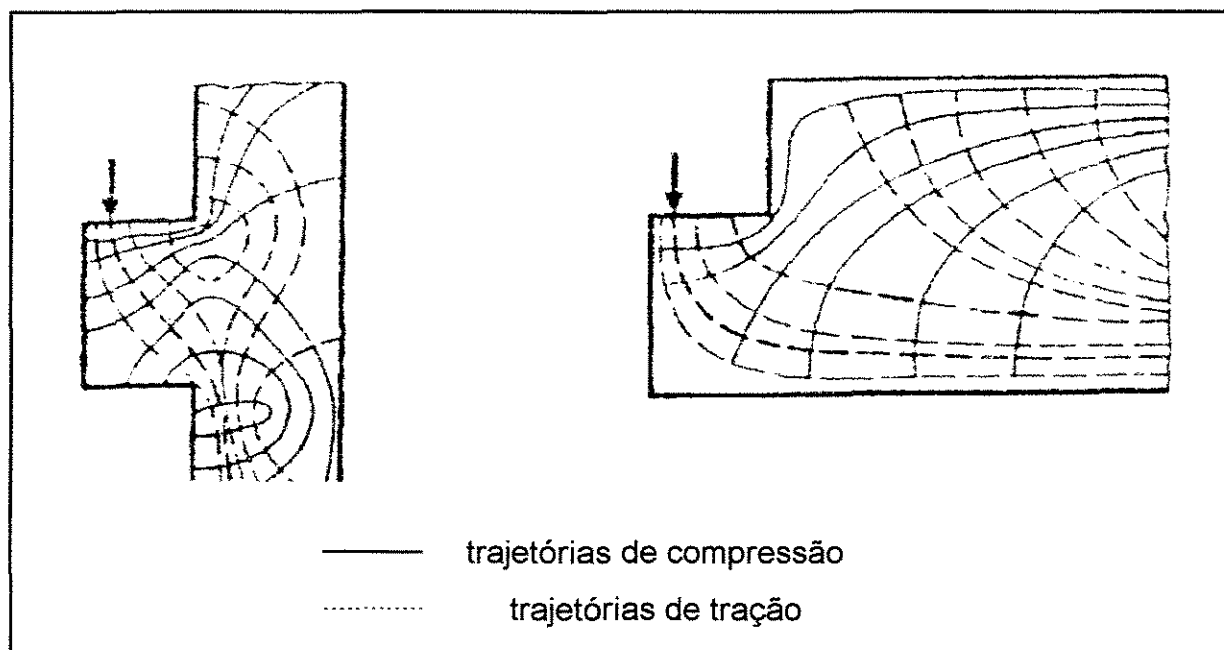


FIGURA 2.1 - Trajetórias das tensões principais em consolos e dentes Gerber, segundo LEONHARDT^[14]

2.1 ANALOGIA DA TRELIÇA : CLÁSSICA E GENERALIZADA

Nas peças de concreto armado com armadura longitudinal e transversal sujeitas à flexão e à força cortante, as fissuras que se formam na alma são normais às tensões principais de tração existentes antes do concreto fissurar e separam a alma dessas peças em elementos de concreto denominados bielas.

A configuração das fissuras e o modo como se comportam os elementos resistentes das peças de concreto armado depois que o concreto fissura fez com que RITTER (Zurique) e MÖRSCH (Stuttgart) formulassem a analogia de treliça com banzos paralelos, diagonais comprimidas inclinadas de 45° com os banzos e barras (diagonais ou montantes) tracionadas inclinadas de um ângulo α com os banzos (figura 2.2), conforme a armadura transversal adotada.

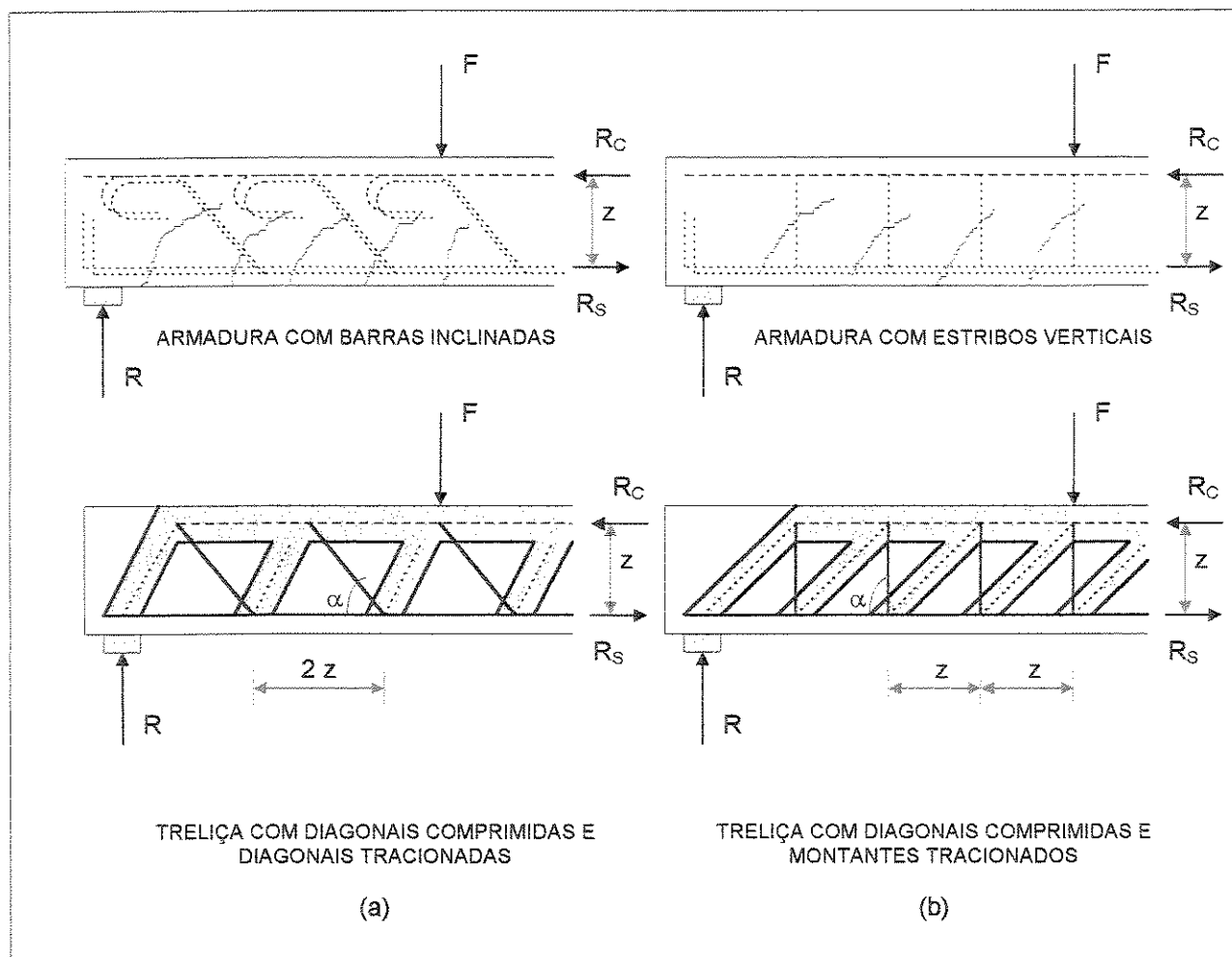


FIGURA 2.2 - Analogia da Treliça de Ritter - Mörsch

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

zona comprimida de concreto comportam-se, respectivamente, como o banzo tracionado e o banzo comprimido de uma treliça. As bielas de concreto separadas pelas fissuras comportam-se como diagonais comprimidas e as barras da armadura transversal comportam-se como montantes ou diagonais tracionadas da treliça (figura 2.2).

A analogia da treliça clássica foi proposta por W. RITTER e E. MÖRSCH por volta de 1900. Com essa idealização e por meio da análise de resultados de ensaios, MÖRSCH desenvolveu uma teoria para cálculo das armaduras transversais que mereceu reconhecimento mundial.

Entretanto, muitas coisas mudaram desde aquela época. As resistências do aço e do concreto duplicaram, o melhor efeito de aderência dos aços nervurados tornou as barras redondas lisas superadas e a experiência de ensaios cresceu sensivelmente. Para isso, muito contribuíram os ensaios realizados em Stuttgart sob a direção de F. LEONHARDT^[14].

Como resultado dos ensaios de cisalhamento realizados em Stuttgart, a analogia da treliça de MÖRSCH, com banzos paralelos e diagonais comprimidas inclinadas de 45°, foi ampliada de tal forma que o comportamento estrutural real é atualmente considerado admitindo-se uma treliça com banzo comprimido inclinado e com diagonais comprimidas de inclinação variável e menos inclinadas do que 45°. Desta forma, chega-se à analogia da treliça generalizada, em que a inclinação dos elementos comprimidos depende da relação de rigidez (expressa por b_f / b_w , onde b_f é a largura da mesa de uma viga T e b_w é a largura da alma de uma viga T) e do grau de armação ao cisalhamento (figura 2.3).

Para o dimensionamento das armaduras transversais essas treliças não são apropriadas, por serem hiperestáticas internamente e exigirem cálculo muito trabalhoso, mas são úteis para a representação do comportamento estrutural. Além

disso, para dimensionar a viga a partir desse modelo seria necessário definir a inclinação das diagonais comprimidas. Na prática, o dimensionamento se faz conforme um modelo simplificado, como aquele adotado pela NBR 6118^[1].

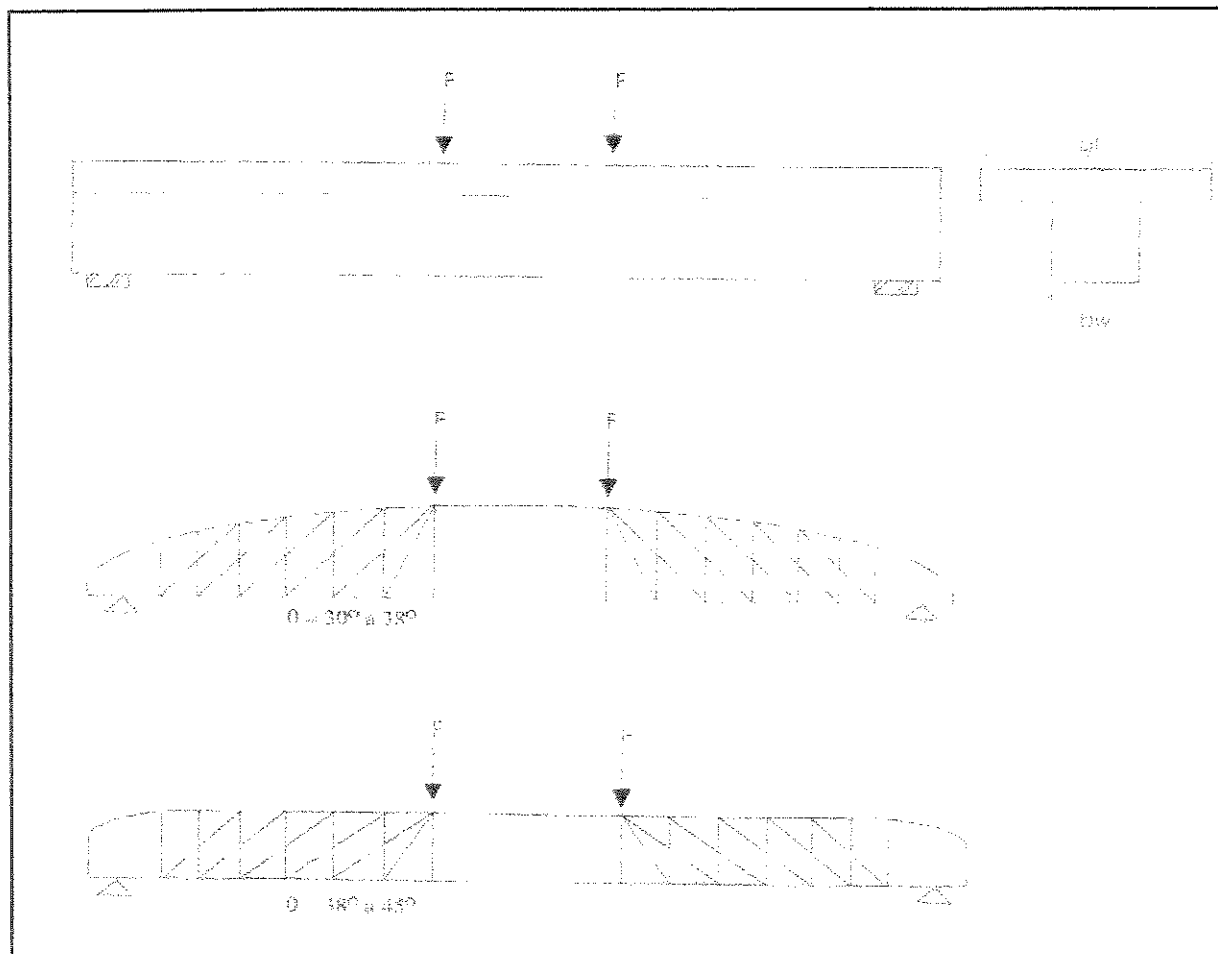


FIGURA 2.3 - Analogia da Trelíça Generalizada, segundo Leonhardt^[14]

2.2 MODELO BIELAS E TIRANTES

O modelo clássico de treliça é hoje considerado pelos pesquisadores como racional e apropriado para o projeto de vigas de concreto armado com carregamento

de ruptura na flexão, cisalhamento e torção. Entretanto, um projeto baseado no modelo de treliça, adotado nas normas atuais, pode cobrir somente certas partes da estrutura. O modelo de treliça não é aplicável nas descontinuidades estáticas ou geométricas, como é o caso de regiões com cargas concentradas, nós de pórticos, consolos, regiões com furos ou aberturas, apoios, carregamentos indiretos e rebaixos. Por esta razão, são empregados na prática procedimentos baseados em resultados experimentais, regras de execução e experiências passadas para solucionar tais casos.

No projeto de uma estrutura todas as suas partes componentes são de igual importância para o seu comportamento e segurança. Assim, uma concepção aceitável de cálculo deve ser válida e consistente para todas as partes da estrutura. Face ao exposto, foi então proposta uma generalização da analogia de treliça, a fim de aplicá-la na forma de modelo bielas e tirantes para todas as partes da estrutura. Esta proposta é justificada pelo fato de que as estruturas de concreto armado suportam cargas através de um conjunto de campos de tensões de compressão (bielas), os quais são distribuídos e inter-conectados por tirantes tracionados. Os modelos bielas e tirantes concentram todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas que se unem por nós. Este modelo pode ser desenvolvido de acordo com o caminho das forças internas nas estruturas, de modo que sejam satisfeitas as condições de segurança e de utilização. São estabelecidas limitações para as solicitações dos materiais constitutivos das barras (aço no tirante e concreto na biela).

Desta forma, o método permite obter um claro entendimento do comportamento do concreto estrutural.

Para a aplicação do método, as estruturas são inicialmente divididas em regiões B e D. As regiões B são aquelas onde é válida a hipótese de Bernoulli (distribuição plana de tensões), suas forças internas ou tensões são obtidas a partir dos momentos, forças cortantes e forças normais, as quais advêm da análise estática da estrutura. Esta teoria adotada para a região B não é aplicável para as regiões D,

onde a distribuição de deformações é significativamente não - linear. As regiões D são aquelas onde existem cargas concentradas, cantos de quadros e outras descontinuidades. Pode-se ver na figura 2.4 exemplos de descontinuidades.

As trajetórias das tensões nas regiões B são suaves enquanto que nas regiões D, próximas às descontinuidades, apresentam uma mudança brusca de direção (figura 2.5). A intensidade das tensões decresce rapidamente à medida que se distancia das regiões de aplicação das cargas. Este comportamento permite a identificação dos limites das regiões B e D na estrutura.

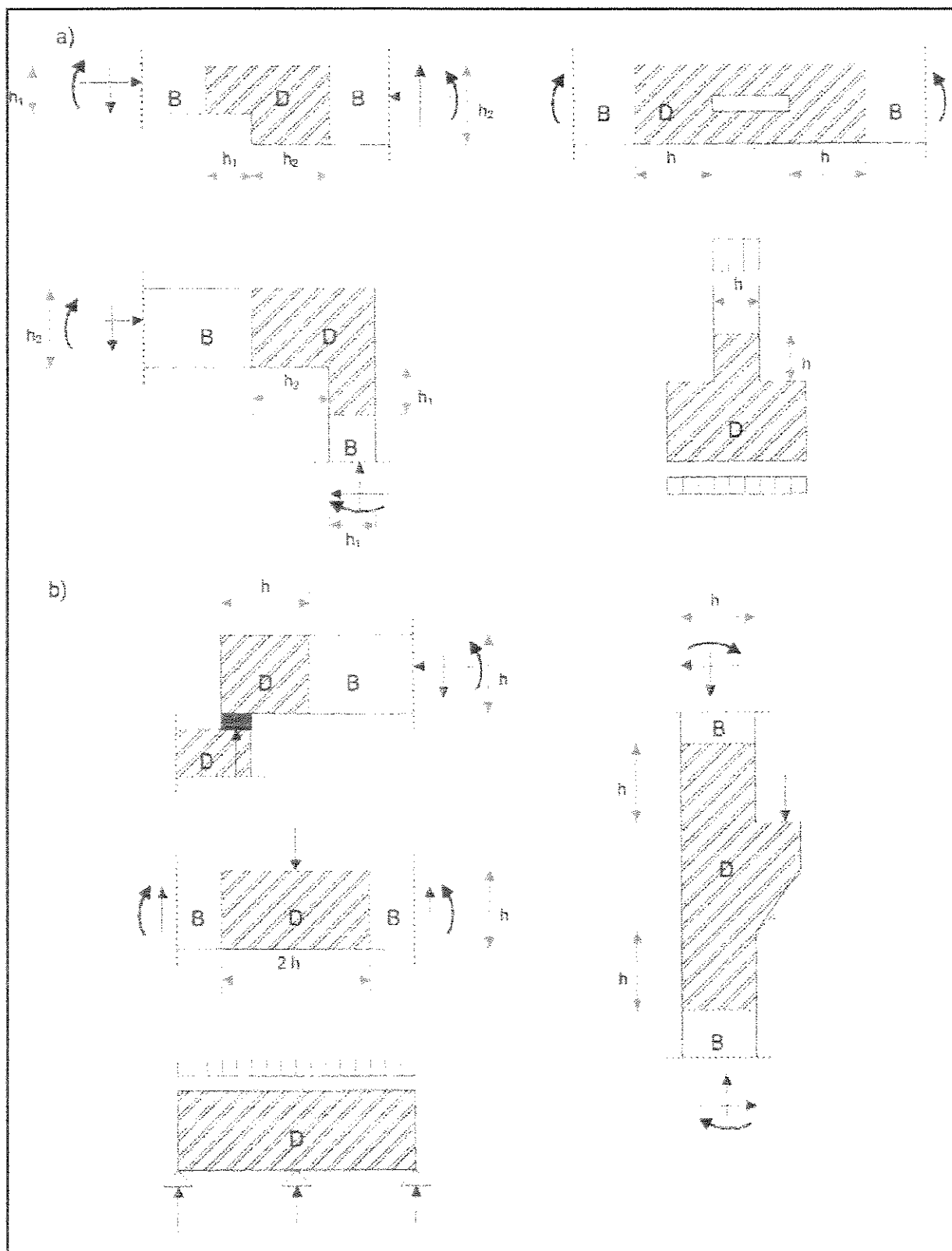


FIGURA 2.4 - Regiões D (áreas hachuradas) com distribuição não-linear de tensões em (a) descontinuidades geométricas; (b) descontinuidades estáticas e/ou geométricas, segundo SCHLAICH^[16]

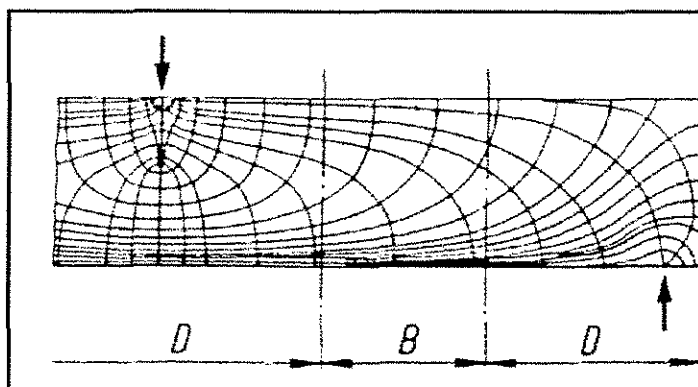


FIGURA 2.5 - Trajetórias das tensões em uma região B e próxima a descontinuidades (regiões D), segundo SCHLAICH^[16]

SCHLAICH et al^[16] propõem um procedimento para encontrar a divisão entre as regiões B e D, graficamente explicado na figura 2.6, que consiste em adotar, para estruturas com descontinuidades, um modelo equivalente onde devem ser respeitadas as condições de contorno reais e as hipóteses de Bernoulli. Esta identificação é um método racional para a classificação de estruturas ou partes delas relacionando-se com seu comportamento no carregamento :

- substituir a estrutura real (a) por uma estrutura fictícia (b) a qual é carregada de modo que concorde com a hipótese de Bernoulli e satisfaça o equilíbrio das forças seccionais;
- escolhe-se um estado próprio de equilíbrio de tensões (c) que, se superposto a (b), satisfaça as condições de contorno de (a);
- aplicando o princípio de Saint - Venant em (c) observa-se que as tensões são negligenciáveis a uma certa distância do equilíbrio de forças. Esta distância define o limite da região D.

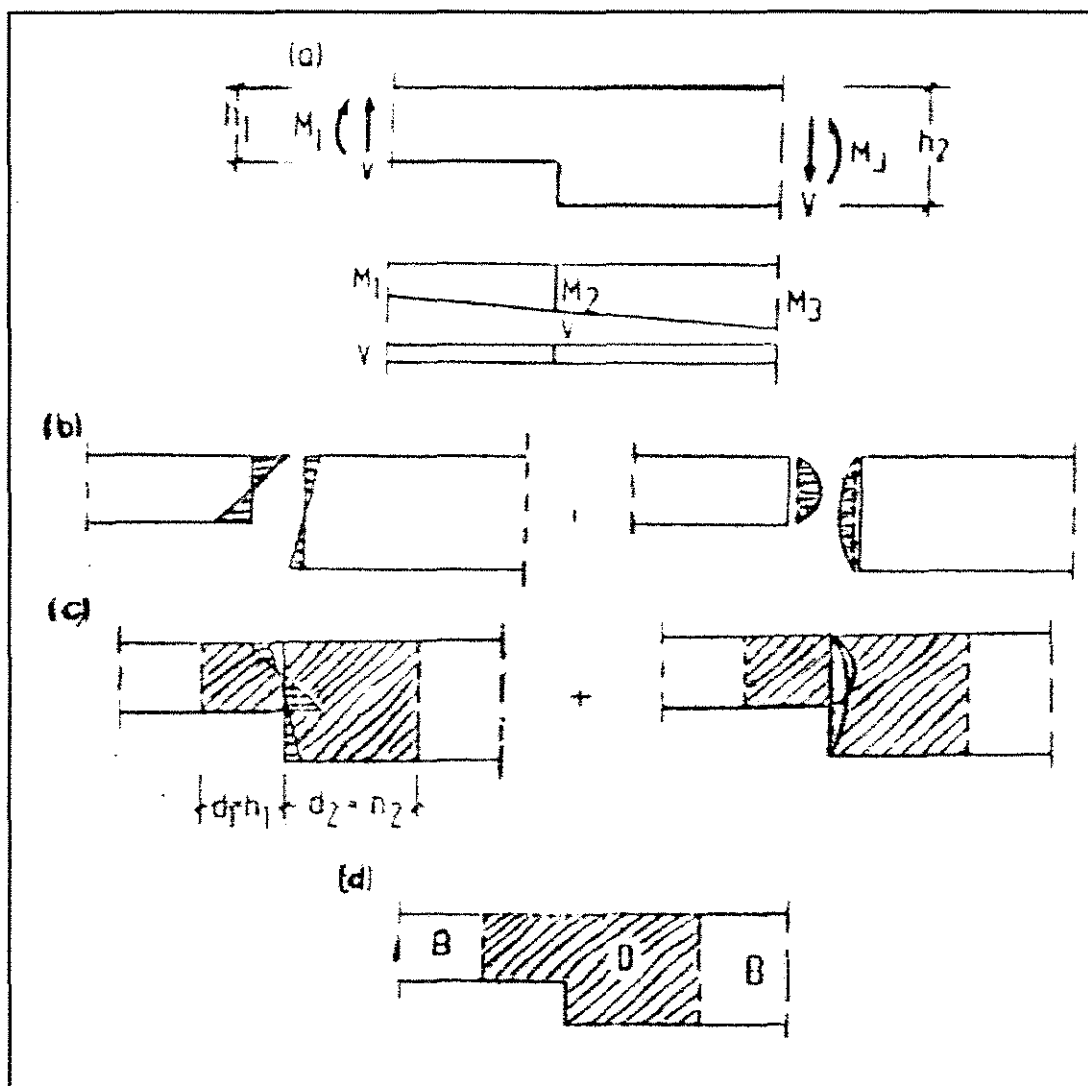


FIGURA 2.6 - Procedimento para a divisão de uma viga com redução de seção em regiões B e D, segundo SCHLAICH^[16]

Não é necessária muita precisão na determinação do limite entre as duas regiões. Elas podem ser adotadas em função da altura da peça, a partir do ponto de aplicação da carga ou da descontinuidade.

Portanto, considera-se a subdivisão da estrutura em regiões B e D de considerável valor para o entendimento das forças internas na estrutura, sendo que para uma exata classificação, a geometria e o carregamento devem ser considerados.

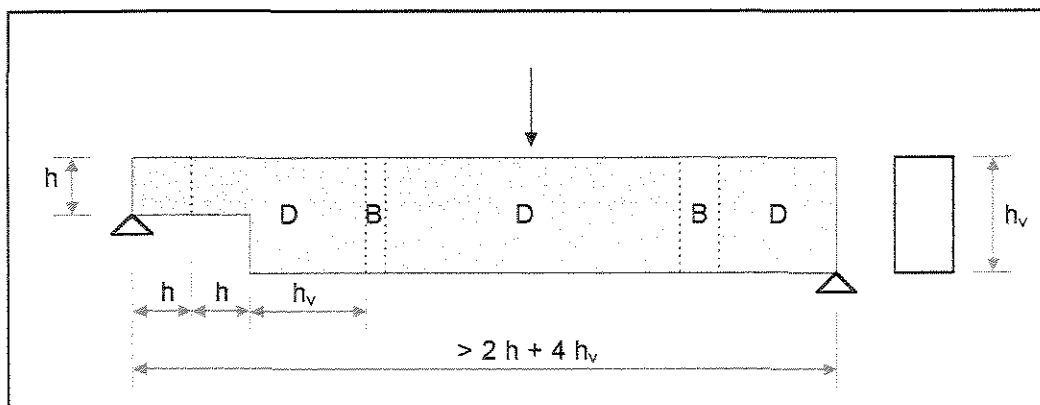


FIGURA 2.7 - Identificação das regiões B e D para uma viga retangular com redução de seção, segundo SCHLAICH^[16]

2.3 FUNDAMENTOS DO PROJETO DO MODELO BIELAS E TIRANTES

Após subdividir a estrutura em regiões B e D é conveniente efetuar uma análise estrutural global que permitirá determinar todos os esforços seccionais e reações de apoio. A seguir, deve-se proceder ao dimensionamento das regiões B, o que permitirá obter todas as forças de contorno nas regiões D.

Uma vez determinados os esforços seccionais nas regiões B e os esforços no contorno das regiões D, pode-se iniciar a modelagem das bielas e dos tirantes.

As bielas representam campos de compressão no concreto, enquanto que os tirantes geralmente representam uma ou várias camadas de armadura tracionada. Ocasionalmente, os tirantes podem representar campos de tração no concreto.

Nas regiões D, as bielas, tirantes e nós serão dimensionados para resistir e transmitir as forças internas e calculados para satisfazer o equilíbrio entre estas e as cargas aplicadas, através do seguinte procedimento :

- a) concentrar os campos de tensões em linhas retas resultantes, as quais passam a se constituir nas bielas e tirantes; suas interligações são feitas através de nós;
- b) calcular as forças nas bielas e tirantes satisfazendo o equilíbrio; estas são as forças internas;
- c) dimensionar as bielas, tirantes e nós para estas forças internas, com a conveniente consideração das limitações de abertura de fissuras.

Neste método, devido às considerações de plasticidade, no caso do concreto que apresenta limitadas deformações plásticas, o modelo deve ser adotado de modo que a capacidade de deformação não seja excedida em ponto algum da seção, antes que o estado de tensões assumido seja atingido no resto da estrutura.

Nas regiões de concentração de tensão, os critérios de flexibilidade são satisfeitos adaptando as bielas e tirantes na direção das forças internas. Nas demais regiões, as bielas e tirantes podem sofrer variações quanto à direção, pois a própria estrutura se adapta ao sistema estrutural interno assumido. Certamente, em todos os casos, uma análise e uma verificação da segurança devem ser feitas utilizando o modelo finalmente encontrado.

Para as regiões B fissuradas, o procedimento proposto conduz a um modelo de treliça clássica ou de treliça generalizada segundo LEONHARDT^[14]. Para as regiões D é necessário desenvolver um modelo bielas e tirantes para cada caso.

O modelo da região D, para casos complexos, fica facilitado fazendo-se a determinação do campo de tensões em regime elástico com a ajuda de programas computacionais desenvolvidos através do Método dos Elementos Finitos.

A direção das bielas pode ser tomada de acordo com a direção média das tensões principais de compressão, ou as mais importantes bielas e tirantes podem ser localizados no centro de gravidade dos correspondentes diagramas de tensões (figura 2.8).

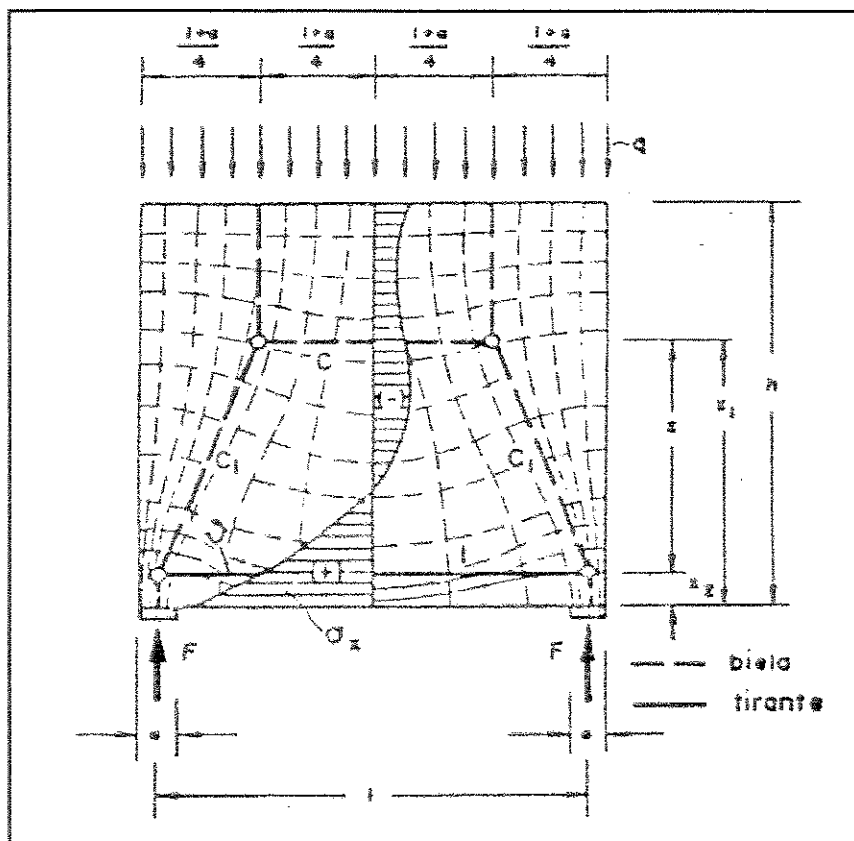


FIGURA 2.8 - Região D típica : trajetórias das tensões e modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH^[16]

Não se dispondo da análise numérica elástica, o modelo bielas e tirantes pode ser desenvolvido utilizando o “método do caminho das cargas”, descrito a seguir.

2.4 MÉTODO DO CAMINHO DAS CARGAS

Através da determinação de todas as cargas e reações que atuam na região D, deve-se assegurar, primeiramente, o equilíbrio externo da região. As cargas da região

D, em um contorno adjacente a uma região B, são tomadas do dimensionamento da região B (figura 2.9).

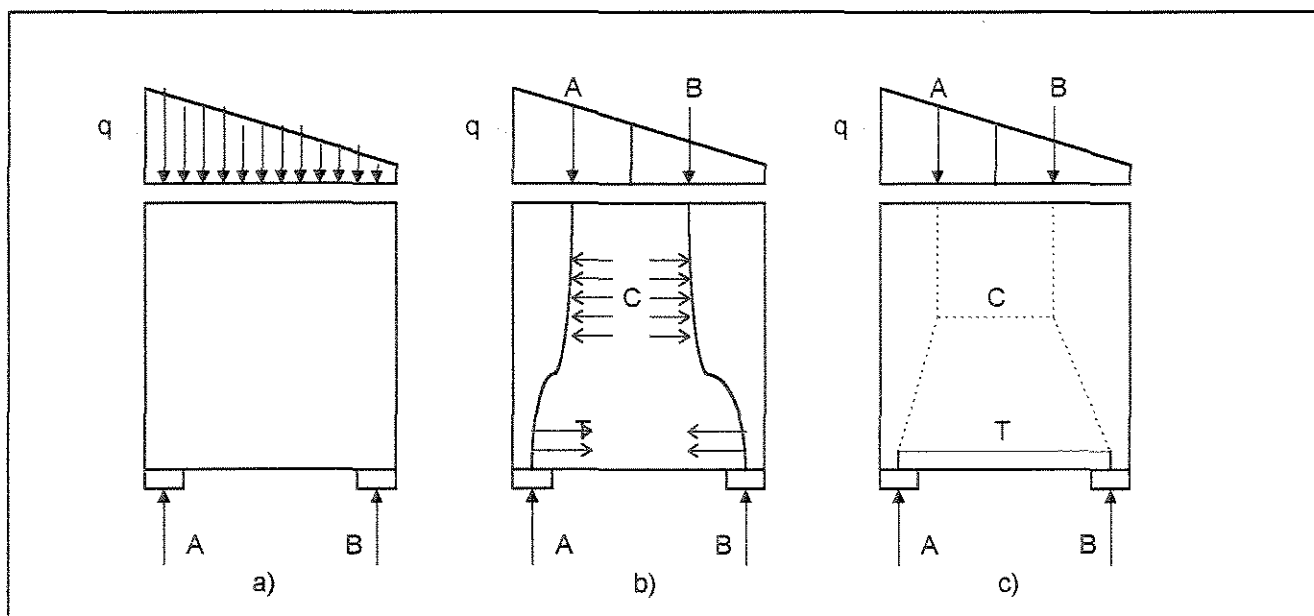


FIGURA 2.9 - Método do caminho das cargas : (a) estrutura e suas cargas, (b) caminho das cargas através da estrutura, (c) o modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH^[16]

O diagrama de tensões é subdividido em partes tais que as cargas de um lado da estrutura encontrem sua contraparte no outro, considerando que o caminho da carga conectando lados opostos não cruzará com outros. Cada caminho de carga inicia e termina no centro de gravidade do correspondente diagrama de tensões e tem a direção das cargas aplicadas ou reações. As cargas tendem a tomar o menor caminho reto entre elas. As curvaturas se concentram próximas a concentração de tensões (reações de apoio ou cargas concentradas).

Pode haver alguns casos em que o diagrama de tensões não seja completamente esgotado com o caminho descrito pela carga, sobrando resultantes que penetram na estrutura, conforme figura 2.10.

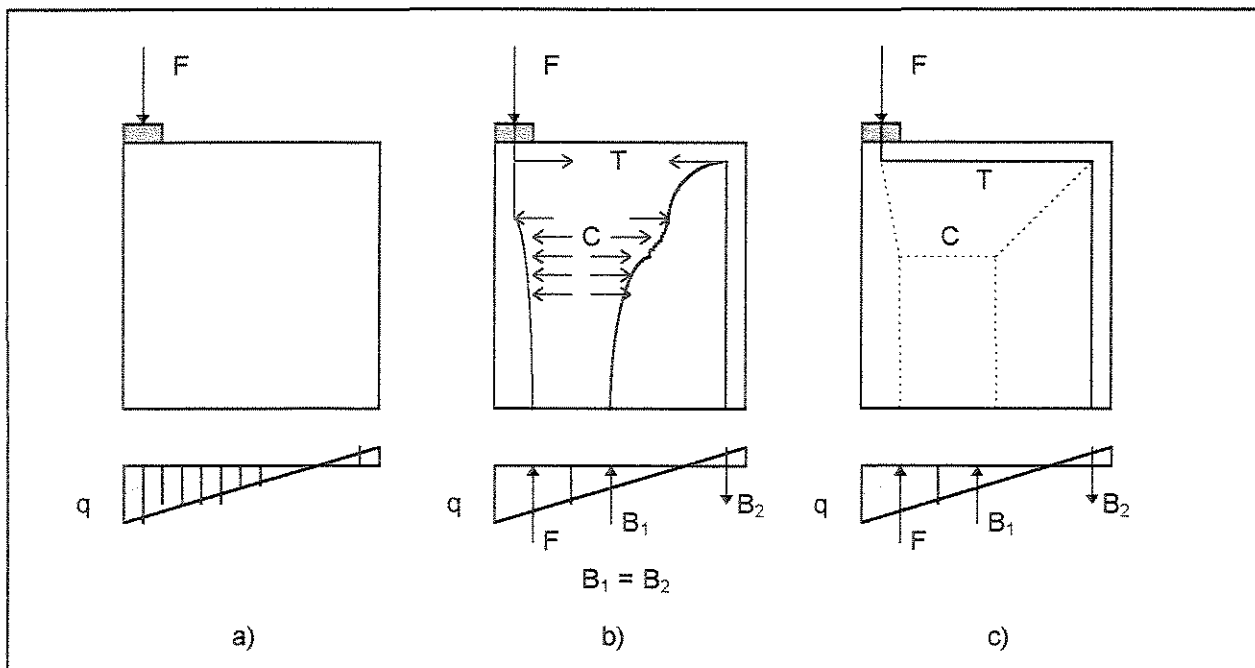


FIGURA 2.10 - Método do caminho das cargas, incluindo um "v de retorno": (a) estrutura e suas cargas, (b) caminho das cargas na estrutura, (c) o modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH^[16]

Após desenhar todos os caminhos das cargas com curvas suaves e substituí-las por retas, outras bielas e tirantes devem ser adicionados para garantir o equilíbrio transversal entre nós.

Os tirantes devem ser dispostos de acordo com considerações práticas de arranjo das armaduras (geralmente paralelos à superfície do concreto) e requisitos de distribuição de fissuras.

Assim, a partir do campo de tensões, adota-se um sistema isostático de bielas e tirantes que substitui o efeito dos esforços atuantes. Este modelo é apresentado na figura 2.11.

Os ângulos entre bielas e tirantes, especialmente nos casos onde são aplicadas grandes cargas, devem ser maiores que 45° , preferencialmente 60° .

A geometria de um modelo para um tipo de carregamento particular não pode ser utilizada em outro tipo de carregamento sem que sejam feitas modificações necessárias.

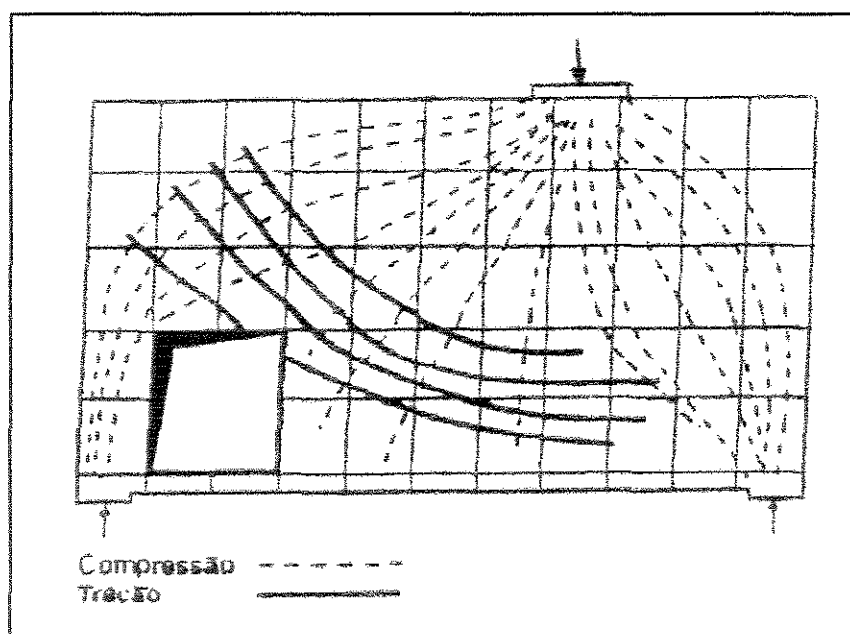


FIGURA 2.11 - Trajetória de esforços, segundo SCHAFER^[17]

Dúvidas podem surgir quando da escolha do modelo em meio a inúmeras possibilidades. É aconselhável perceber que as cargas tendem a utilizar o caminho que contenha menos esforços e deformações. Como os tirantes de aço deformam-se mais que as bielas de concreto, um modelo com o menor número possível de tirantes de pequenos comprimentos deve ser adotado, pois torna-se mais eficaz.

Na figura 2.12-a está mostrado que, no caso do espalhamento das tensões de compressão não ficar determinado por condições de contorno da face regularizada, o ângulo θ de inclinação das bielas comprimidas ficará sempre no intervalo:

$$\arctg \left(\frac{1}{2} \right) \leq \theta \leq \arctg (2)$$

No caso contrário, em que as condições de contorno determinam a inclinação das bielas, embora as bielas diretas ainda possam se formar até inclinações da ordem de $\theta = \arctg 3$, isto não deve ser utilizado, pois estas inclinações são obtidas à custa de intensa fissuração da peça. A inclinação $\theta = \arctg 2$ deve ser considerada como um máximo absoluto, e a partir daí, como na figura 2.12-b, o problema deve ser tratado como um caso de flexão com cisalhamento.

Nas situações em que as bielas tenham comprimentos muito grandes quando comparadas com as dimensões da zona de perturbação de tensões, convém desdobrá-las, admitindo a existência de tirantes secundários de solidarização conforme figura 2.13. Neste caso, a inclinação das bielas secundárias em relação à direção geral de caminhamento dos esforços deve ser:

$$\arctg \frac{2}{3} \leq \theta \leq \arctg \frac{3}{2}.$$

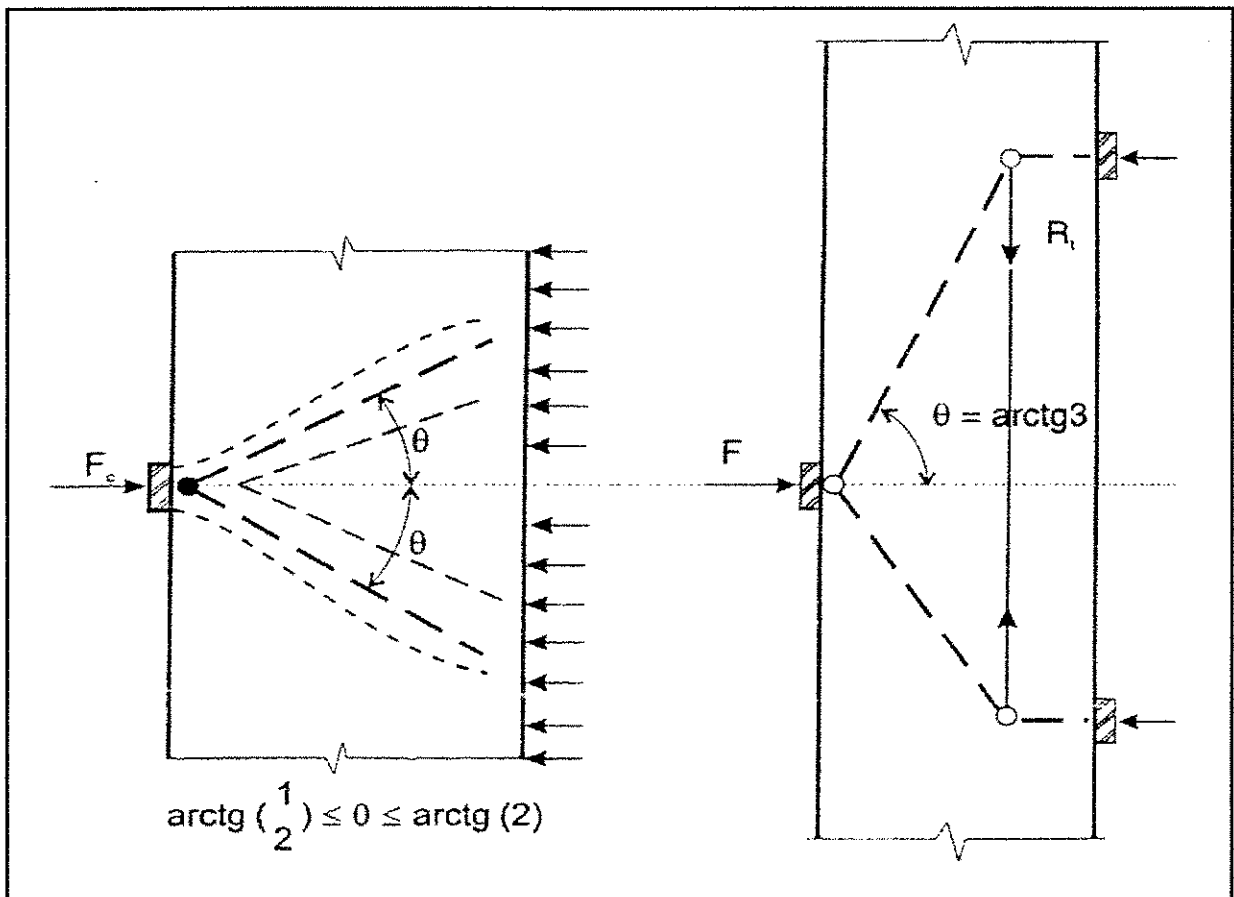


FIGURA 2.12 - (a) Limite do espalhamento das tensões de compressão. (b) Problema de flexão com força cortante, segundo FUSCO^[12]

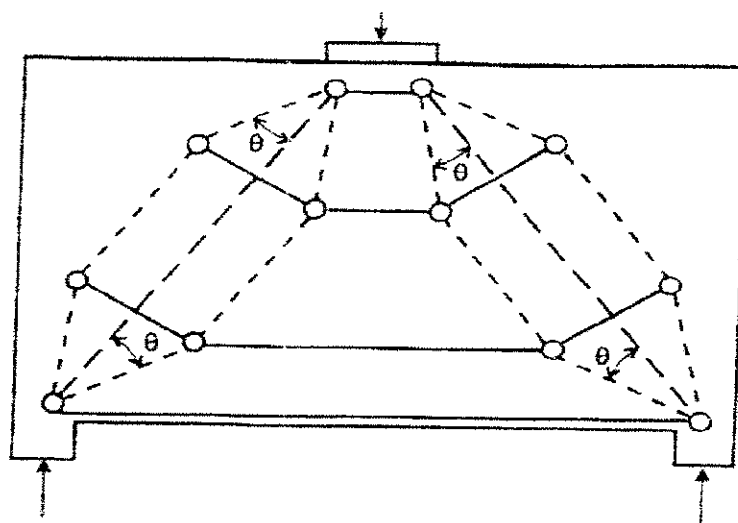


FIGURA 2.13 - Desdobramento de bielas muito longas, segundo FUSCO^[12]

De qualquer forma não existe uma solução única e exata para a modelagem. A substituição das curvas de tensão na definição do modelo pode gerar vários esquemas diferentes.

2.5 DIMENSIONAMENTO DAS BIELAS , TIRANTES E NÓS

Além de definir o comprimento das bielas e tirantes, é necessário garantir que as cargas sejam transferidas entre eles através da verificação das regiões dos nós. Existe uma estreita relação entre o detalhamento dos nós e a resistência das bielas e tirantes, pois este detalhamento afeta diretamente a trajetória das cargas.

As bielas no modelo são resultantes de campos de tensões. Para cobrir todos os casos de campos de tensões de compressão, incluindo aqueles das regiões B, são suficientes três configurações típicas :

- a) campo de tensões em forma de “leque” (figura 2.14-a). Não desenvolve tensões transversais;
- b) campo de tensões em forma de “garrafa” (figura 2.14-b), com sua protuberante trajetória de tensões desenvolvendo consideráveis tensões transversais;
- c) campo de tensões “prismático” ou “paralelo” (figura 2.14-c), um caso especial muito frequente dos campos de tensões precedentes.

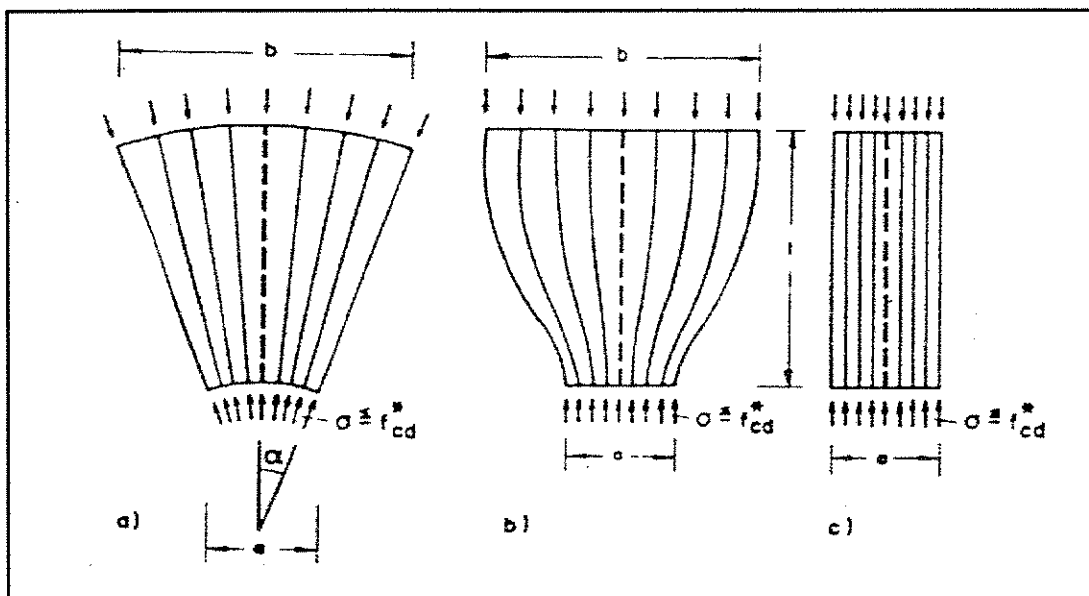


FIGURA 2.14 - Campos básicos de compressão : (a) o “leque”, (b) a “garrafa”, (c) o “prisma”, segundo FERNANDES^[11]

Nas regiões D são encontrados os campos em forma de “leque” e de “garrafa”, onde cargas concentradas são introduzidas na estrutura. O campo “prismático” é típico das regiões B.

As bielas são dimensionadas por suas dimensões, determinadas a partir da definição da geometria de cada uma delas. As seções críticas das bielas podem ser determinadas pelas condições de contorno da peça ou pelo arranjo das armaduras.

As seções críticas estão sempre junto aos nós das bielas, uma vez que, pelo efeito da regularização, as tensões diminuem à medida que se consideram pontos cada vez mais afastados dos nós.

Essas seções críticas podem ser consideradas como submetidas a estados planos de tensão com confinamento ou a estados simples de compressão. Em certos

casos é preciso também considerar estados simples de compressão, mas sujeitos à fissuração por efeito de tensões tangenciais.

No dimensionamento prático, para todos os campos de tensão, adotam-se os seguintes valores de resistência para o concreto :

$f_{cd}^* = 1,0 f_{cd}$ para estado uniaxial de tensões não perturbado;

$f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$ para regiões comprimidas com fissuras paralelas à tensão de compressão, com abertura normal de fissuras;

$f_{cd}^* = 0,6 f_{cd}$ para regiões comprimidas com fissuras inclinadas;

$f_{cd}^* = 0,4 f_{cd}$ para fissuras inclinadas com aberturas exageradas.

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão obtidos por ensaios de compressão uniaxial.

Sendo seguida a teoria da elasticidade durante a modelagem, não são esperadas fissuras inclinadas.

O aumento da resistência, devido a um estado de tensões de compressão bi ou tridimensional, pode ser levado em consideração, se tensões transversais de compressão agem simultaneamente e são consideradas seguras.

Ambas as direções transversais devem ser consideradas, antes de se decidir sobre um dos valores dados de resistência.

Normalmente as forças nos tirantes são suportadas por armaduras. A tensão de tração no concreto pode ser utilizada no equilíbrio de forças somente no caso de não haver fissuras progressivas. Os tirantes são dimensionados à tração simples e suas extremidades devem ser adequadamente ancoradas, por aderência ou por dobramentos. O centro de gravidade da armadura deve coincidir com o do modelo.

Os nós representam regiões onde ocorrem desvios na direção das forças. Existem dois tipos de nós para serem analisados : nós “espraiados” ou “contínuos” e nós “singulares” (figura 2.15).

Os nós “contínuos”, onde as tensões do concreto se encontram entre si ou com as barras de armadura, não são críticos.

Os nós “singulares”, onde as forças concentradas são aplicadas, devem ser cuidadosamente definidos para equilibrar as forças de bielas e tirantes sem deformações excessivas. Estes nós surgem também em descontinuidades geométricas (no caso, cantos reentrantes de vigas), representando as concentrações de tensões.

O dimensionamento dos nós “singulares” é descrito de maneira sintetizada a seguir:

- a) ajustar a geometria do nó às forças aplicadas;
- b) verificar se as pressões no concreto no interior do nó estão dentro de limites estabelecidos;
- c) garantir a segurança da ancoragem dos tirantes no interior dos nós.

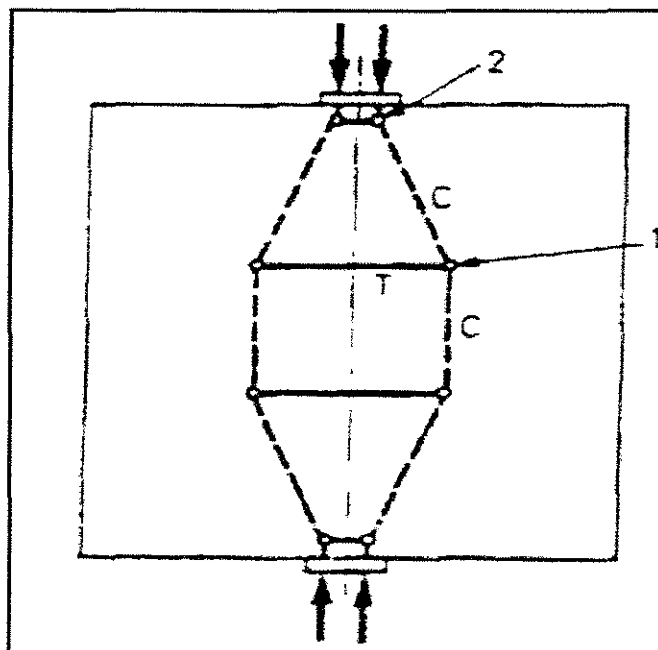


FIGURA 2.15 - Tipos de nós : 1 - nó contínuo, 2 - nó singular, segundo FERNANDES^[11]

A distribuição das tensões em nós singulares é geralmente tão complicada que não pode ser analisada individualmente. Experiências mostram que alguns tipos de nós repetem-se inúmeras vezes em diferentes tipos de estruturas e podem ser definidos com segurança levando-se em conta critérios de geometria e resistência.

3 - ANÁLISE TEÓRICA DE APOIO DE ALTURA REDUZIDA EM VIGAS DE CONCRETO (DENTE GERBER) E SUA ANALOGIA COM A VARIAÇÃO DE ALTURA NO TRAMO

Serão propostas algumas considerações sobre o comportamento e esquemas resistentes de dentes Gerber, devido à semelhança que apresentam com o modelo a ser estudado nesta pesquisa.

A NBR 9062^[5] classifica o dente Gerber segundo uma relação a/d , onde “a” é a distância entre a face inferior do canto reentrante e o ponto da carga aplicada, e “d” é a distância entre a face inferior do dente à armadura superior, assemelhando-o a um consolo, conforme figura 3.1.

Para consolos curtos essa relação é representada por $0,5 < a/d \leq 1,0$ e o dimensionamento se faz segundo o modelo físico de uma treliça. No caso dessa relação ser representada por $a/d > 1$, o dimensionamento se faz aplicando-se o disposto na NBR 6118^[1] para flexão e força cortante. E para consolos muito curtos, $a/d \leq 0,5$, o dimensionamento se faz supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte, podendo-se considerar o efeito favorável de engrenamento dos agregados desde que a interface seja atravessada por barras de aço perpendiculares.

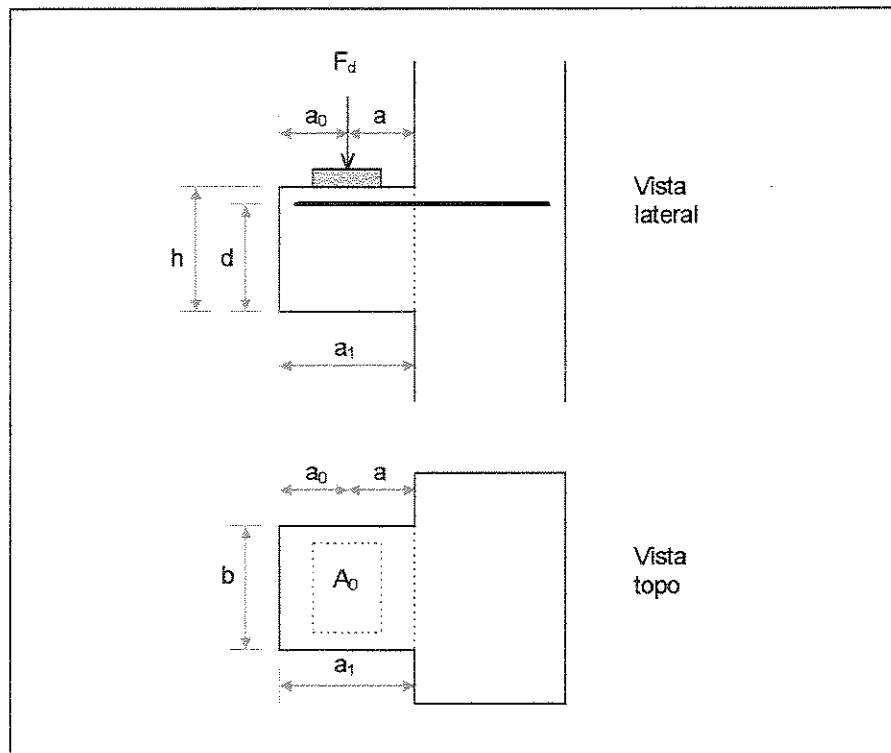


FIGURA 3.1 - Dente de apoio, segundo a NBR 9062^[5]

BURKE^[7] também classifica os dentes Gerber em função de uma variável β , segundo sua dimensão, conforme figura 3.2 :

- dentes altos $\beta > 60^\circ$
- dentes usuais $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$
- dentes longos $30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$

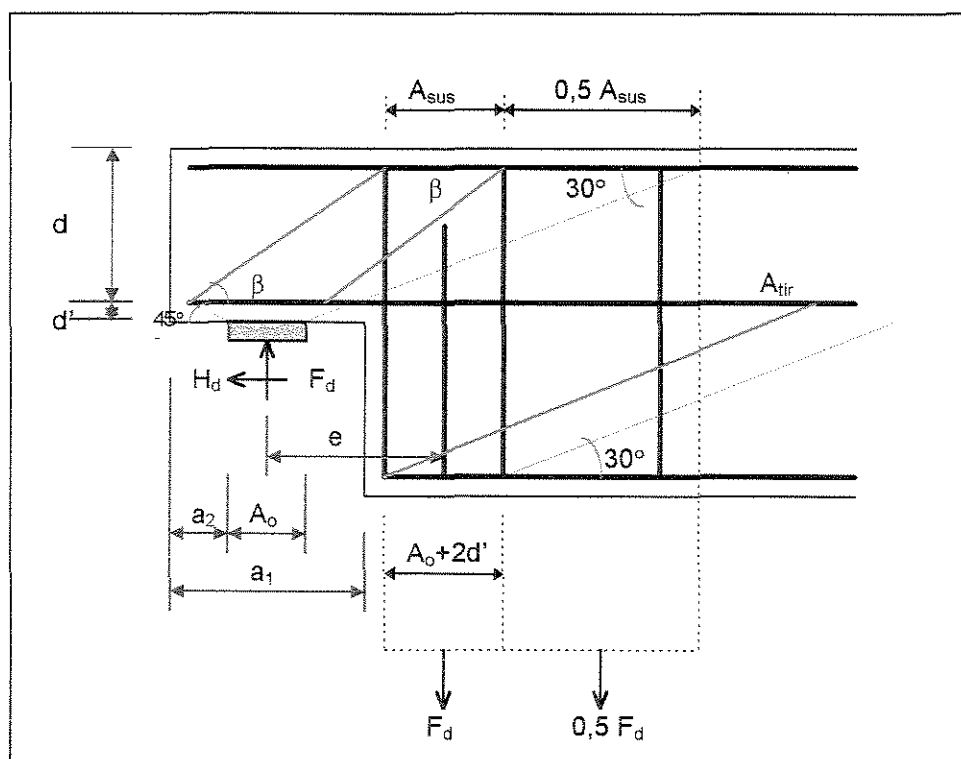


FIGURA 3.2 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE^[7]

Levando-se em consideração a teoria proposta por SCHLAICH^[16] para a definição do limite da região D e baseada no princípio de Saint-Venant, em que as tensões são negligenciáveis a uma distância do equilíbrio de forças definida pela relação largura/altura de uma unidade (figura 2.7), e considerando-se também pesquisas realizadas por LEONHARDT^[14], em que um melhor aspecto de fissuração foi obtido para uma relação de altura do dente/altura do elemento a ser apoiado (viga) igual a $\frac{1}{2}$, parece claro que a proposta de dimensionamento apresentada por BURKE^[7] enquadra-se dentro dos dentes usuais, onde $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$. Portanto, as propostas de modelagem de dentes Gerber apresentadas a seguir seguirão o modelo acima.

Quanto aos esquemas resistentes, usa-se pendurar a força cortante em cima do dente com estribos verticais ou com barras ou estribos inclinados, ou ainda com a combinação dos dois casos.

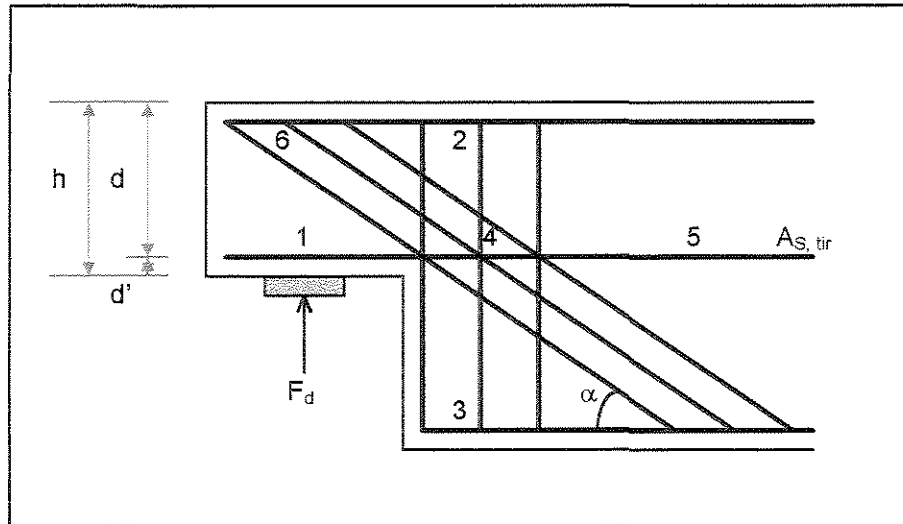


FIGURA 3.3 - Pontos importantes no dimensionamento dos dentes Gerber, segundo BURKE^[7]

A armadura inclinada pode ser colocada para inibir a abertura exagerada de fissura do canto reentrante perto do nó 4, conforme apresentado na figura 3.3. O comportamento do dente parece sugerir a concentração da armadura de suspensão junto ao ângulo reentrante (nó 4) e, ao mesmo tempo, é desejável que ocorra uma distribuição das tensões no canto inferior da viga (nó 3). Com a colocação de armadura inclinada acredita-se melhorar o desempenho do dente em função da diminuição das solicitações no nó 3, além da diminuição da abertura da fissura principal do ângulo reentrante (nó 4). Portanto a presença da armadura inclinada é desejável.

Os modelos de treliça adotados para o cálculo da armadura dos dentes Gerber surgiram da observação da fissuração dos dentes de concreto armado. Um critério de

dimensionamento consiste em avaliar a resistência correspondente aos possíveis tipos de armação e ruptura.

Dentro destes esquemas de armação, uma análise tem sido feita levando-se em conta os seguintes pontos (ver figura 3.3):

- o tipo de armadura de suspensão;
- a armadura usada no tirante 1-5, a qual deve ser usada principalmente para ancoragem do dente;
- o detalhamento da biela de compressão 1-2;
- armadura de cisalhamento do dente.

3.1 ANALOGIA APRESENTADA NA NBR-9062 ^[5]

Segundo a NBR 9062^[5], os estribos de suspensão devem ser dispostos concentrados na extremidade da viga adjacente ao dente de apoio, e podem ser distribuídos em uma distância $x = d_v/4$ na forma de estribos fechados que envolvam a armadura longitudinal da viga, conforme figura 3.4. Se forem usadas barras verticais adequadamente ancoradas nas suas extremidades e protegidas do risco de fendilhamento do concreto nas suas dobras, estas não poderão absorver mais que 0,4 F_d , e deve existir armadura de suspensão capaz de resistir à totalidade das cargas verticais aplicadas no dente (F_d) com tensão f_{yd} , sendo esta tensão inferior a 435 MPa.

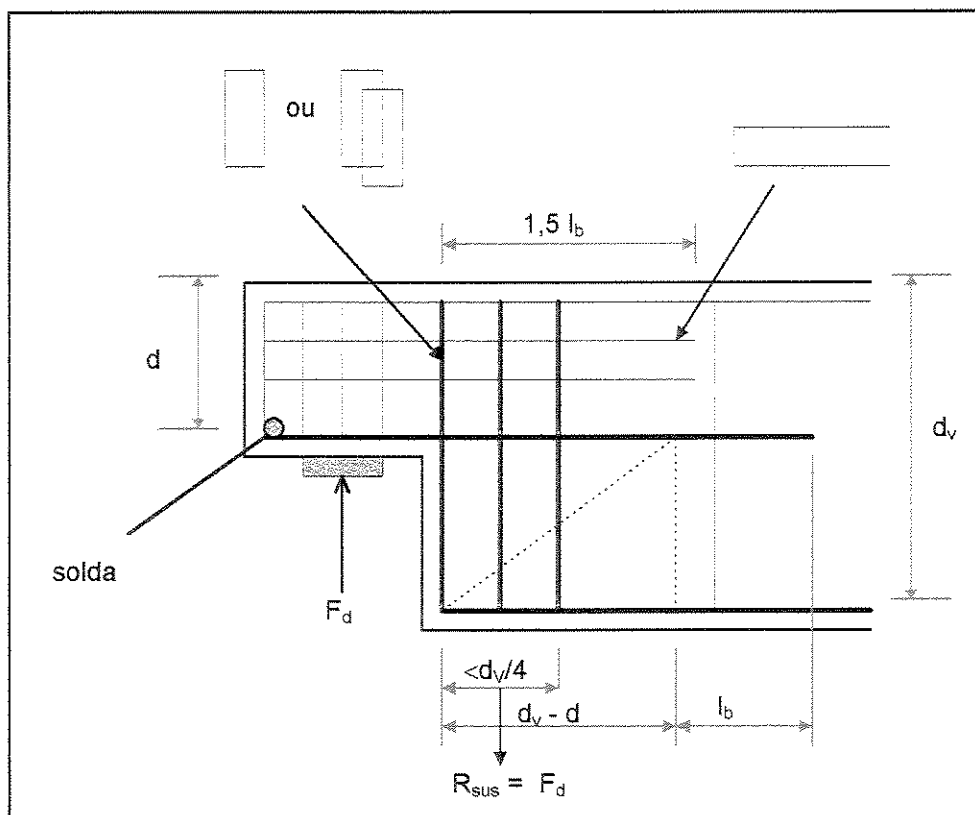


FIGURA 3.4 - Esquema de armadura segundo a NBR 9062^[5]

A NBR 9062^[5] admite, ainda, assemelhar o dente de apoio a um consolo curto, com $0,5 < a/d \leq 1,0$ (conforme figura 2.1), cuja armadura de suspensão é definida pela equação [3.1] :

$$R_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d} \right) \cdot F_d \quad \Rightarrow \quad A_{s,v} = \frac{R_{sv}}{f_{yd}} \quad [3.1]$$

3.2 ANALOGIA APRESENTADA POR LEONHARDT ^[14]

Segundo LEONHARDT^[14], nos esquemas resistentes usa-se pendurar a força cortante em cima do dente com estribos verticais (caso a, figura 3.5, para força

correspondente R_{sv}) ou com barras ou estribos inclinados (caso b, figura 3.5, para a força R_{si}), ou ainda a combinação dos dois casos. O fluxo de forças torna-se mais claro através de um modelo idealizado de treliça apresentado na figura 3.5.

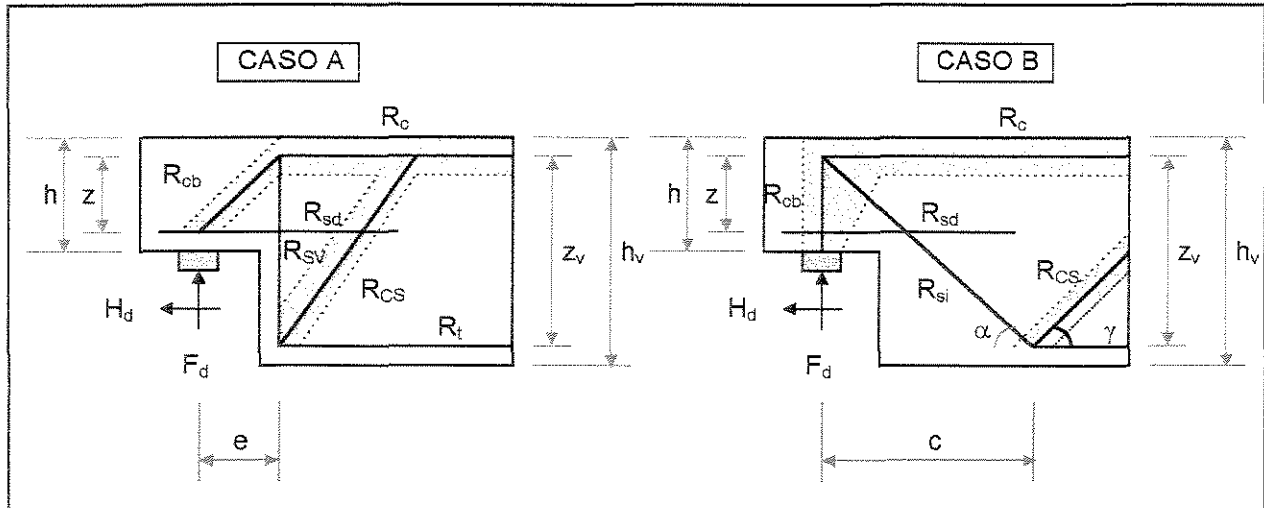


FIGURA 3.5 - Modelos de treliça para a avaliação dos esforços internos segundo LEONHARDT^[14]

LEONHARDT^[14] recomenda a utilização da seguinte equação para cálculo da força resistida pela armadura de suspensão vertical:

$$R_{sv} = F_d \cdot 0,35 \cdot \frac{h_v}{h} \leq F_d \quad [3.2]$$

A parcela $0,35 \cdot h_v/h$ é devida ao fato de que as barras de suspensão não suportam toda a força cortante, porque uma outra parcela é transmitida diretamente ao apoio pela inclinação da força do banzo comprimido R_c , sendo que esta última deve aumentar com o aumento da altura do dente.

LEONHARDT^[14] adota a seguinte equação para cálculo da força resistida pela armadura de suspensão inclinada:

$$R_{si} = \frac{F_d}{\sin \alpha} = F_d \cdot \sqrt{2} \quad , \quad \text{para } \alpha = 45^\circ \quad [3.3]$$

Para armaduras inclinadas normalmente se dispõe de barras dobradas do banzo tracionado, com inclinação igual ou inferior a 45° , ou estribos inclinados. Essas barras inclinadas penduram a carga nelas apoiada diretamente no banzo comprimido, sobre o apoio.

Segundo LEONHARDT^[14] a maior capacidade resistente foi obtida com uma combinação dos casos (a) e (b) da figura 3.5, conforme mostrado na figura 3.6.

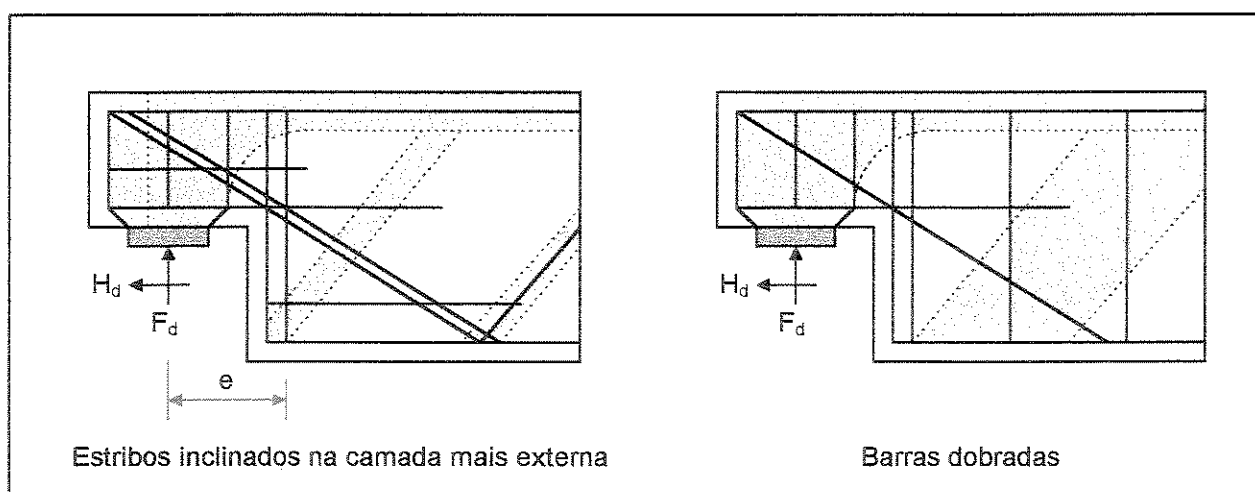


FIGURA 3.6 - Tipos de armaduras inclinadas possíveis para dentes de apoio, segundo LEONHARDT^[14]

Nesse caso, a parcela atribuída à armadura inclinada deve ser grande, para grandes valores de h/h_v (altura do dente/altura da viga), e pequena, para pequenos valores de h/h_v . É recomendado então para uma combinação dos casos (a) e (b) da figura 3.5 :

$$(A_{s,v} + A_{s,inc} \cdot \sin \alpha) \cdot \sigma_e = F_d \quad \text{com} \quad A_{s,v} \cdot \sigma_e \geq 0,3 F_d \quad [3.4]$$

Admite-se que o esquema resistente da armadura de suspensão inclinada seja mais rígido e tende a pegar mais carga ($\cong 70\% F_d$).

3.3 ANALOGIA APRESENTADA POR BURKE^[7]

Para BURKE^[7] deve-se limitar a carga vertical de projeto (ver figura 3.7):

- para dentes altos e dentes usuais em que $e/d < 1$:

$$F_d \leq 0,20 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \left(2,5 - 1,5 \cdot \frac{e}{d}\right) \cdot \left(1 - 0,6 \cdot \frac{H_d}{V}\right) \quad [3.5]$$

- para dentes usuais em que $e/d \geq 1$:

$$F_d \leq 0,20 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - 0,6 \cdot \frac{H_d}{V}\right) \quad [3.6]$$

onde: $V \leq 0,85 \cdot \left[6,5 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot (1 - 0,5 \cdot a/d) \cdot (1000 \cdot \rho)^{1/3}\right]$

(unidades em libras peso, polegadas e $\sqrt{f_c}$ em psi)

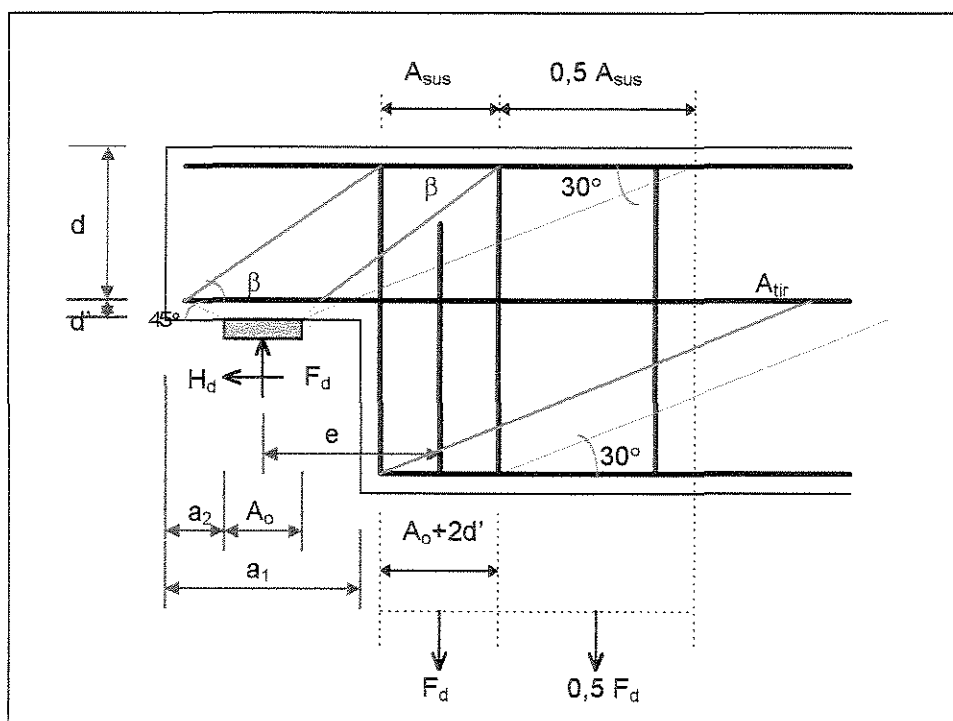


FIGURA 3.7 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE^[7]

Quanto à disposição da armadura de suspensão, para dentes altos e usuais, a primeira armadura se encontra distribuída em uma faixa de largura $A_o + 2d'$, onde " A_o " é o comprimento da almofada, e deverá ser dimensionada para suportar a carga F_d . A segunda armadura de suspensão, calculada para resistir a $0,5 F_d$, está em faixa indicada na figura 3.7 e é calculada tirando-se uma linha a 45° da extremidade externa da almofada até encontrar o baricentro do tirante de área $A_{s,tir}$; deste ponto traça-se uma linha inclinada de um ângulo " β " até encontrar o primeiro estribo da primeira armadura de suspensão, e por este ponto traça-se uma horizontal até interceptar uma linha inclinada de 30° que parte da extremidade interna da almofada; marca-se a faixa $A_o + 2d'$ em que será colocada a primeira " $A_{s,v}$ " e no restante será colocado " $A_{s,v}/2$ " se superar a armadura que inicia o processo de ruptura nos casos usuais.

BURKE^[7] sugere dimensionar os dentes Gerber com armadura de suspensão inclinada, conforme figura 3.8, supondo a sobreposição dos dois esquemas resistentes (a) e (b) exemplificados na figura 3.9.

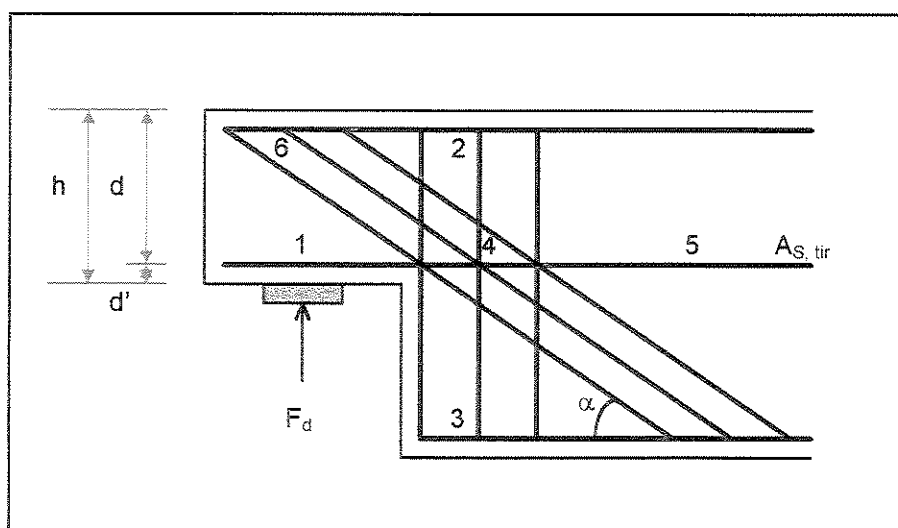


FIGURA 3.8 - Dente Gerber com armadura (estribos) inclinada, segundo BURKE^[7]

BURKE^[7] admite a substituição parcial ou total dos estribos inclinados por alças ou barras dobradas, conforme figura 3.10, ou equivalente, desde que se respeitem as condições de (a) a (g):

- a) $4 \phi_{s,inc} \leq r_2$, eventualmente permite-se raio de gancho;
- b) $r_3 \geq 10 \phi_{s,inc}$ para CA-50 ou 60;
- c) $A_{s,inc} \geq 0,5 A_{s,tir}$;
- d) $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$;
- e) se o gancho superior ou alça se desenvolver em plano vertical paralelo ao eixo da viga, deve ser colocada uma armadura transversal no mínimo igual a $0,3 A_{s,inc}$ face convenientemente ancorada;
- f) a armadura inclinada será interna aos estribos e ficará distante pelo menos $3 \phi_{s,inc}$ da face se terminar em gancho ou alça paralela a essa face;
- g) se o gancho ou alça estiver em plano perpendicular à biela 1-2, o raio interno r_4 pode ser o prescrito para ganchos pela NBR 6118^[1], item 6.3.4.1 .

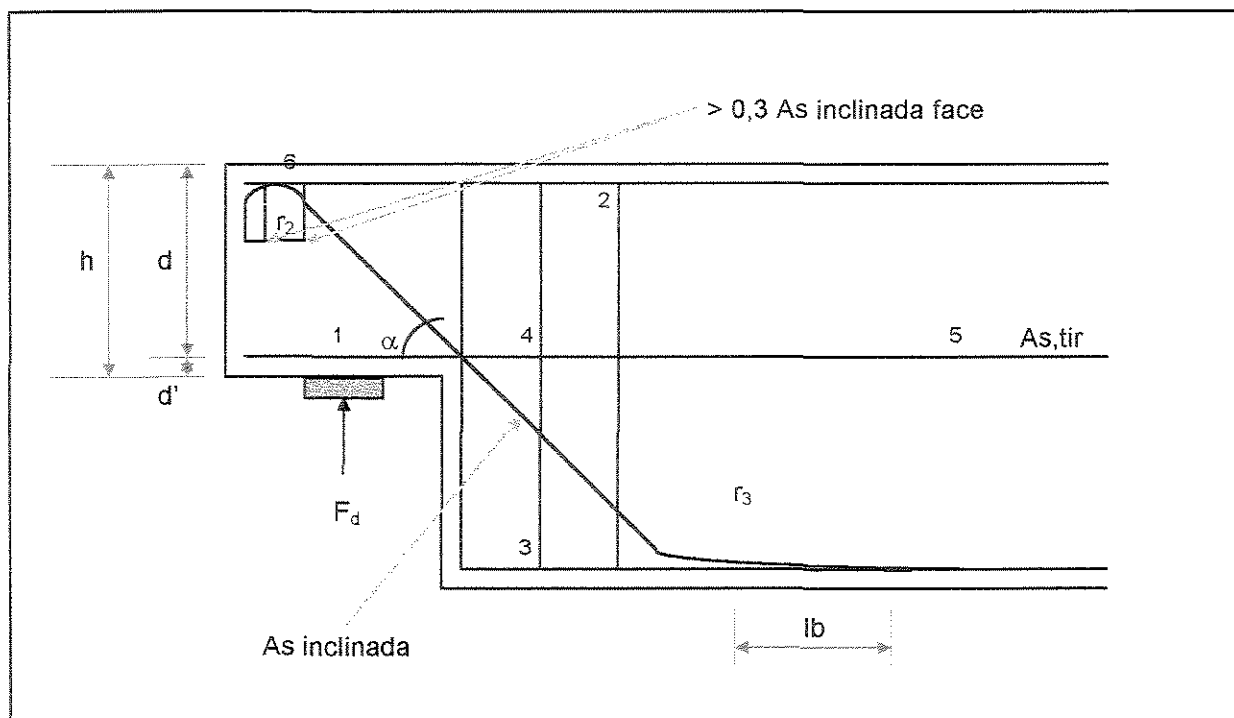


FIGURA 3.10 - Esquema de armação do dente Gerber com barra dobrada, segundo BURKE^[7]

3.4 MODELO SOLUÇÃO APRESENTADO POR FUSCO^[12]

Segundo FUSCO^[12], nas articulações Gerber as bielas diagonais comprimidas tendem a se espalhar no leque delimitado pelas inclinações de $\text{arctg } 1/2 = 26^\circ$ e $\text{arctg } 2 = 63^\circ$ em relação à direção da força recíproca que existe entre eles, conforme figuras 3.11 e 3.12.

A geometria das articulações Gerber acarreta a necessidade de armaduras de suspensão em ambos os dentes, sendo recomendável dimensioná-las para uma carga 20% maior que a força a ser teoricamente transmitida.

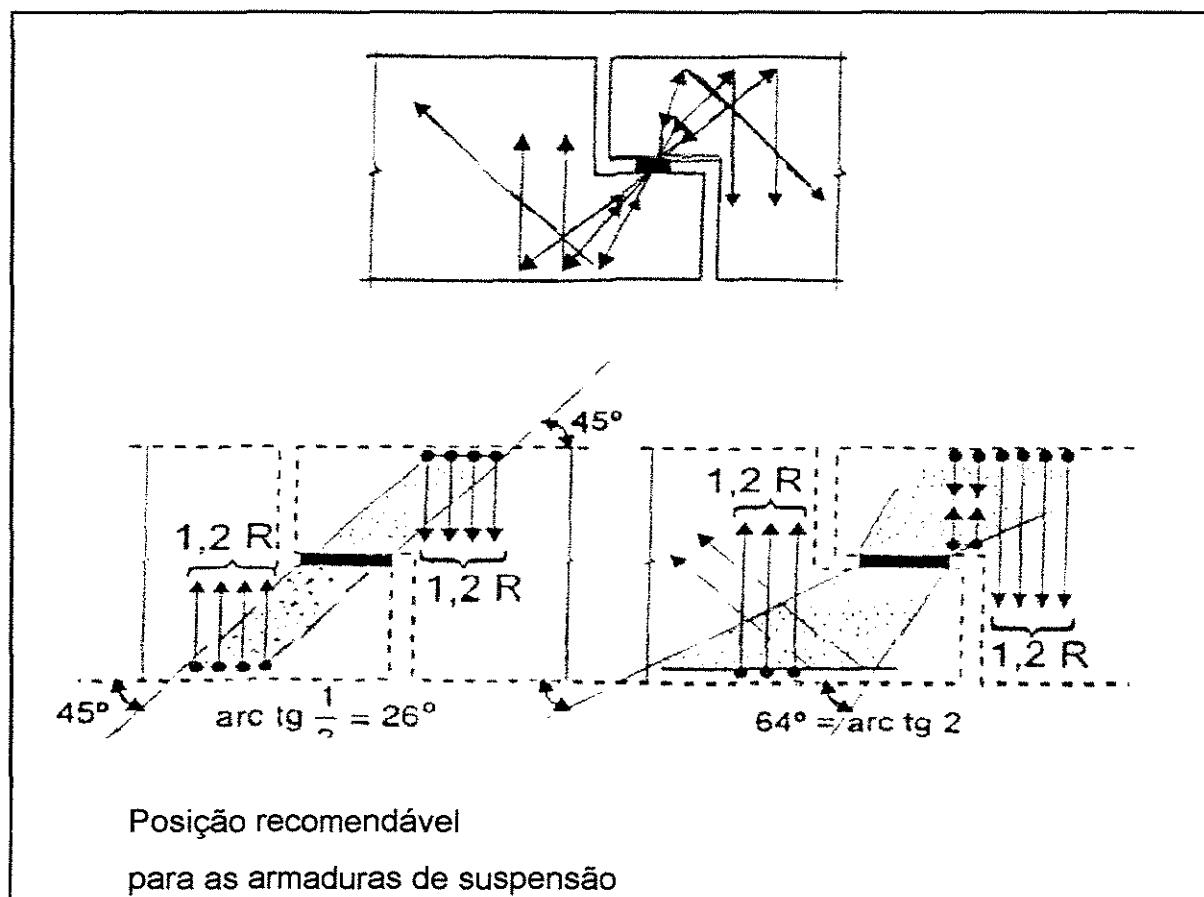


FIGURA 3.11 - Funcionamento básico dos consolos curtos e das articulações Gerber, segundo FUSCO^[12]

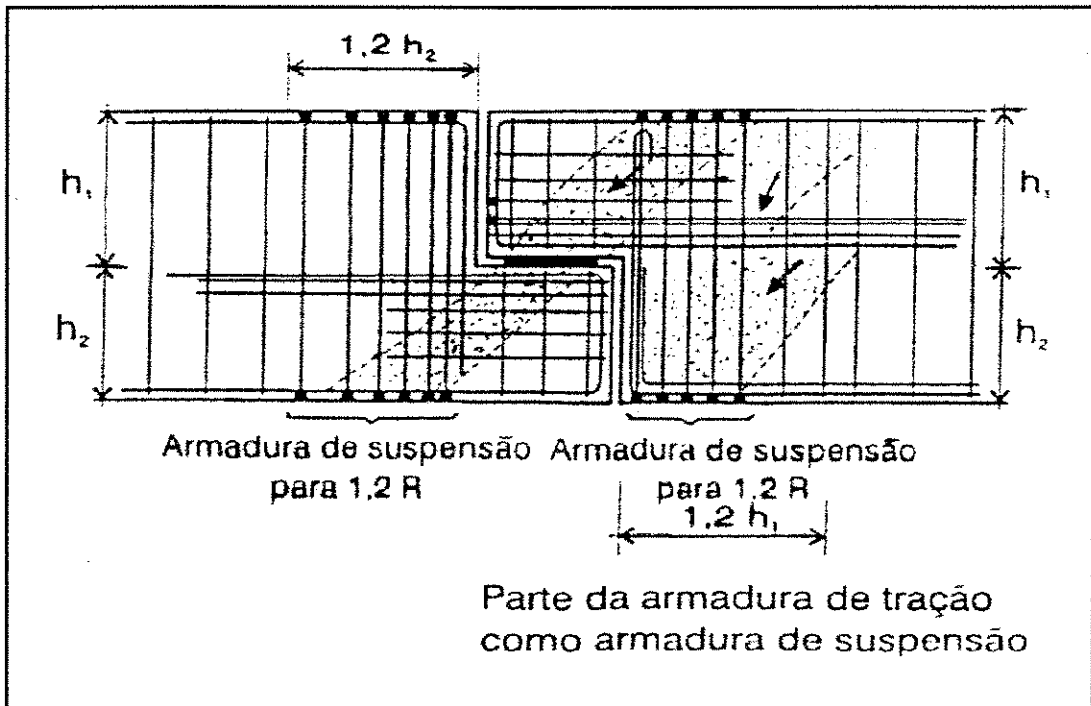


FIGURA 3.12- Articulações Gerber, segundo FUSCO^[12]

3.5 MODELO APRESENTADO POR SCHLAICH^[16]

Segundo SCHLAICH et al^[16], no caso do dente Gerber é comum a prática de suspender a reação F da viga, conforme observado na figura 3.13, junto ao apoio de seção reduzida ($T_1 = F$). Mas o modelo completo de bielas e tirantes revela que não é suficiente apenas adicionar T_1 para a armadura de cisalhamento regular a qual equivale à força do tirante vertical (montante) $t_3 = F/l_3$. De fato, há forças de transição vertical adicionais $T_2 = F$, porque as forças dos tirantes horizontais T na redução de seção precisam ser ancoradas. A força no tirante T_2 é distribuída sobre um comprimento $l_2 < l_3$ e portanto t_2 é considerada maior que t_3 . Se, como de costume, uma força adicional horizontal H_d age na redução, a quantidade necessária de estribos verticais deve aumentar.

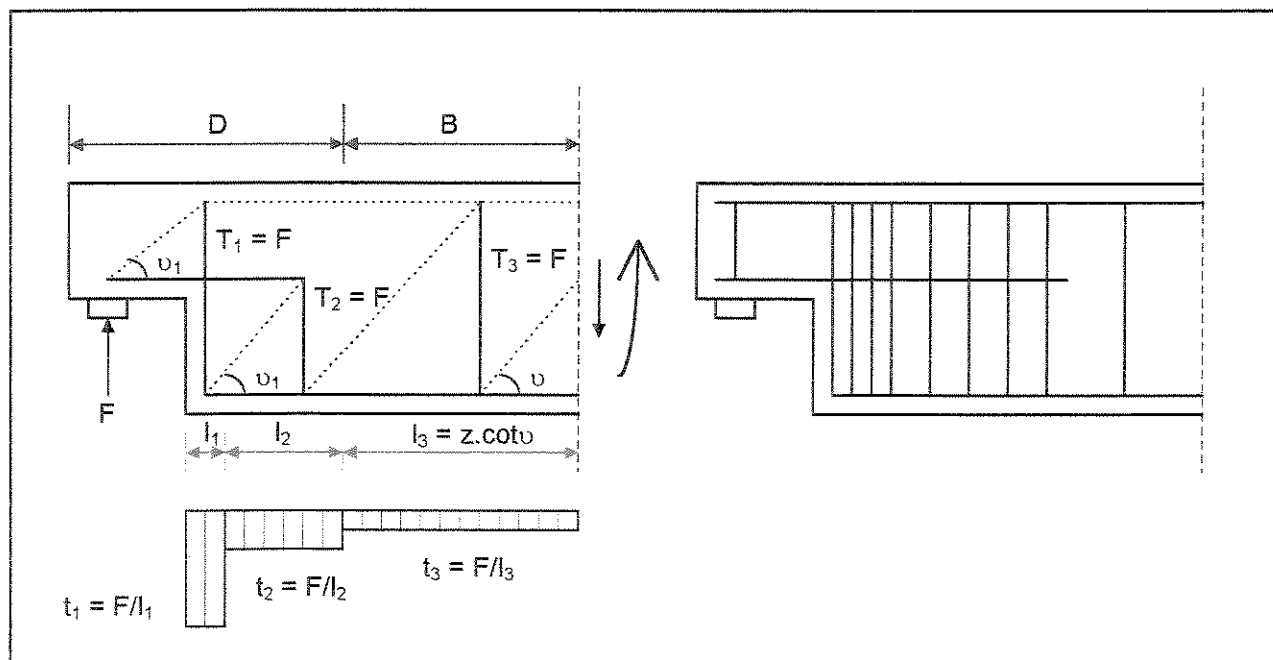


FIGURA 3.13 - Dente Gerber e modelo bielas e tirantes, segundo SCHLAICH^[16]

Segundo SCHAFER^[17], a superposição de dois modelos só é possível se o modelo combinado satisfizer as condições de ângulos razoáveis entre bielas e tirantes. Pela combinação de dois modelos simples é possível, às vezes, desenvolver um modelo melhor, mas modelos complicados (figura 3.14). Ao invés de se investigar um modelo hiperestático com resistências representativas das bielas e tirantes, é normalmente mais adequado distribuir os carregamentos em dois modelos simples com a resistência esperada em proporção dos modelos individuais.

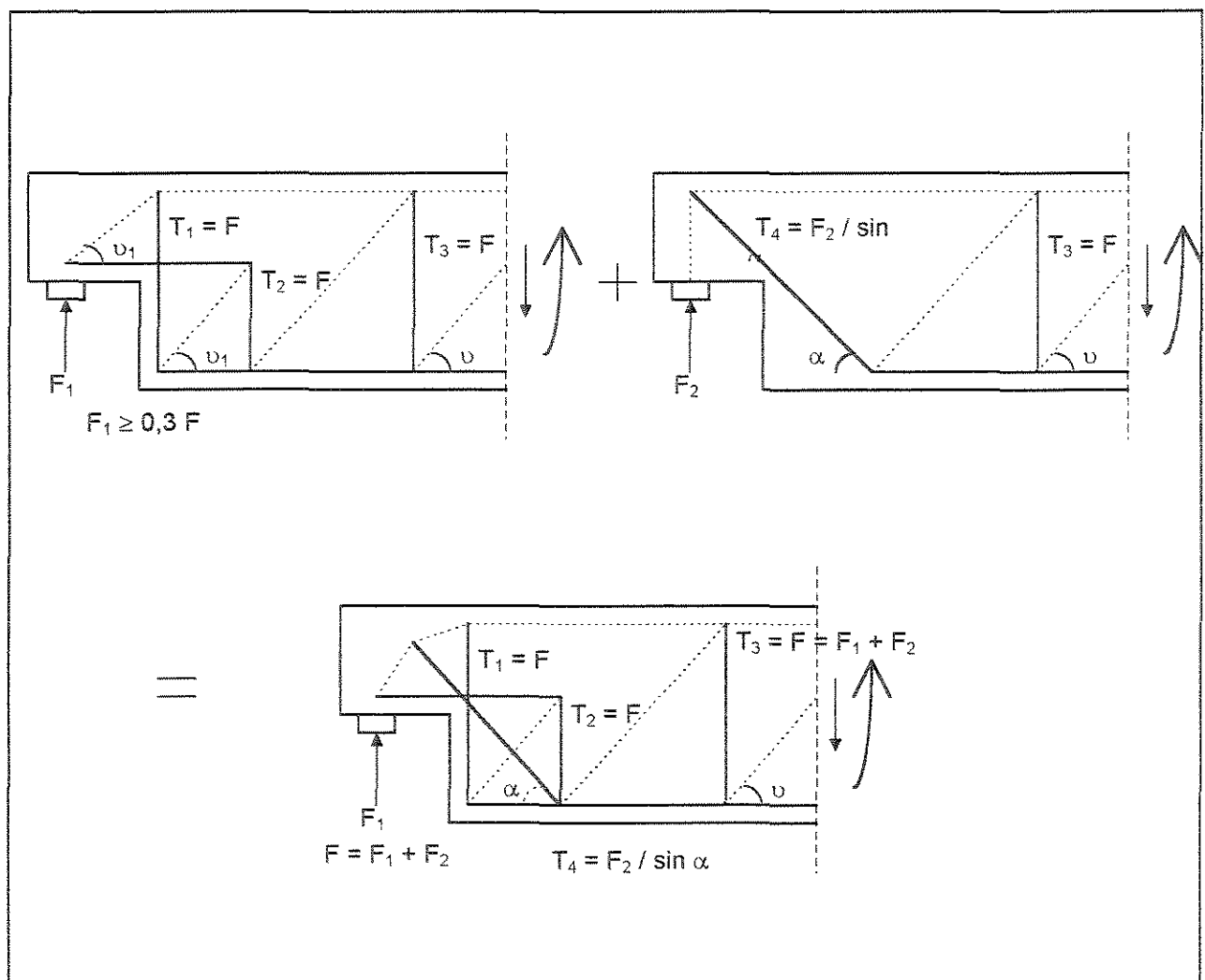


FIGURA 3.14 - Combinação de dois modelos para dentes Gerber; melhor que modelos individuais, segundo SCHAFER^[17]

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

Investigações experimentais relativas ao comportamento de vigas de concreto armado com redução da seção transversal ao longo do vão são escassas.

O programa experimental que aqui se descreve teve seu início motivado por uma necessidade maior de dados sobre o comportamento de vigas de concreto de resistência usual e de alta resistência com redução da seção no vão, sujeitas a flexão e cisalhamento.

A análise dos resultados de pesquisas realizadas anteriormente em dentes Gerber mostrou que bons resultados foram obtidos com armaduras inclinadas e estribos verticais.

Na definição da técnica de armar, para esse tipo de peça, procurou-se uma analogia entre as pesquisas em dentes Gerber e o modelo bielas e tirantes, apresentados anteriormente.

Como o objetivo é analisar a viga através do Estado Limite de Utilização, definem-se a seguir os Estados Limites, que são “aquelas situações que, ao serem ultrapassadas por uma estrutura ou por uma de suas partes, colocam essa estrutura fora de utilização normal, de forma efetiva ou convencional”, ou seja, a estrutura torna-se imprópria para o uso normal.

Os estados limites podem ser:

a) Estados limites últimos (de ruína): são aqueles que correspondem aos valores máximos da capacidade portante de uma estrutura. Segundo a norma NBR 6118^[1] o estado limite último pode ser atingido por:

- ruptura do concreto;
- deformação plástica excessiva da armadura (que é convencionalizada como um alongamento máximo de 10 ‰ na armadura tracionada);
- instabilidade.

b) Estados limites de utilização (de serviço): são aqueles que correspondem aos diferentes critérios de desempenho para assegurar utilização normal e durabilidade da estrutura. Pode ser atingido segundo a norma NBR 6118^[1] por :

- estado de formação de fissuras;
- estado de fissuração inaceitável;
- estado de deformação excessiva.

Com base nos conceitos de estados limites, numa primeira etapa foram executadas e ensaiadas três vigas com armaduras verticais, variando-se a altura do dente para verificar se tal armadura, posicionada na região de descontinuidade da peça, funcionava como armadura de suspensão. Já na segunda etapa, foram executadas e ensaiadas duas vigas com armaduras verticais e inclinadas posicionadas na região da descontinuidade. Finalmente, a última viga ensaiada foi executada com concreto de alta resistência e armadura mista na região do dente. Para identificação de cada viga foi adotada a seguinte nomenclatura:

- VIGA V1 : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 18 MPa, com armadura vertical e com dente de $\frac{1}{4}$ da maior altura da viga.

- **VIGA V2** : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 18 MPa, com armadura vertical e com dente de $\frac{1}{2}$ da maior altura da viga.
- **VIGA V3** : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 18 MPa, com armadura vertical, com armadura de pele e com dente de $\frac{1}{2}$ da maior altura da viga.
- **VIGA V4** : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 18 MPa, com armadura mista vertical e inclinada, com armadura de pele e com dente de $\frac{1}{2}$ da maior altura da viga.
- **VIGA V5** : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 18 MPa, com armadura mista vertical e inclinada, com armadura de pele e com dente de $\frac{1}{2}$ da maior altura da viga.
- **VIGA V6** : viga moldada com concreto de alta resistência à compressão de aproximadamente 80 MPa, com armadura mista vertical e inclinada, com armadura de pele e com dente de $\frac{1}{2}$ da maior altura da viga.

O traço de concreto de resistência usual adotado na execução das vigas foi de 1 : 2,1 : 2,9 , respectivamente para cimento : agregado miúdo (areia) : agregado graúdo (pedra 1); e a relação água / cimento foi igual a 0,6.

O traço de concreto de alta resistência adotado na execução da viga V6 foi de 1 : 1,1 : 1,7 , respectivamente para cimento : agregado miúdo (areia) : agregado graúdo (pedra 1); a relação água / cimento foi igual a 0,3 ; a parcela de sílica ativa foi de 15 % sobre o material cimentante e a de superplastificante foi de 1,5 % .

As tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as composições e as propriedades desses concretos:

TABELA 4.1 - Composição adotada da mistura de concreto de resistência usual

CONCRETO USUAL	
MATERIAIS	MISTURA 1
Cimento - CPII (kg)	28,0
Agregado Miúdo (kg)	59,1
Agregado Graúdo (kg)	81,5
Água / cimento	0,6

TABELA 4.2 - Composição adotada da mistura de concreto de alta resistência

CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	
MATERIAIS	MISTURA 2
Cimento CPV - ARI (kg)	45,8
Agregado Miúdo (kg)	50,4
Agregado Graúdo (kg)	77,9
Água (litros)	13,5
Microsílica (15% cimento) (kg)	6,9
Superplastificante (1,5% cimento) (kg)	3,15
Água / material cimentante	0,3

4.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTO

Foram executadas seis vigas de concreto, com redução da altura da seção no tramo. A altura do dente foi de $\frac{1}{4}$ da maior altura da seção transversal da viga para a viga V1, e $\frac{1}{2}$ para as demais vigas executadas.

As vigas tinham seção retangular e suas dimensões e esquema de carregamento são apresentados nas figuras 4.1 e 4.2. O comprimento total dessas vigas foi fixado em 180 cm, e seu vão entre apoios em 150 cm.

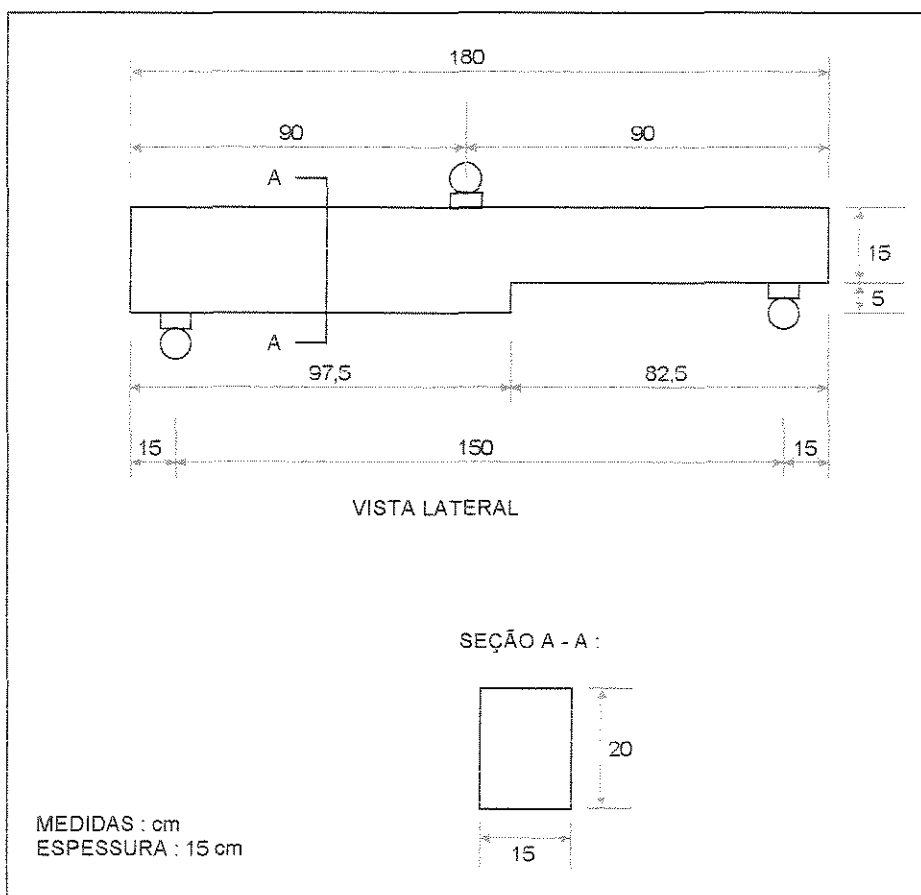


FIGURA 4.1 - Detalhe da viga V1 e esquema de carregamento

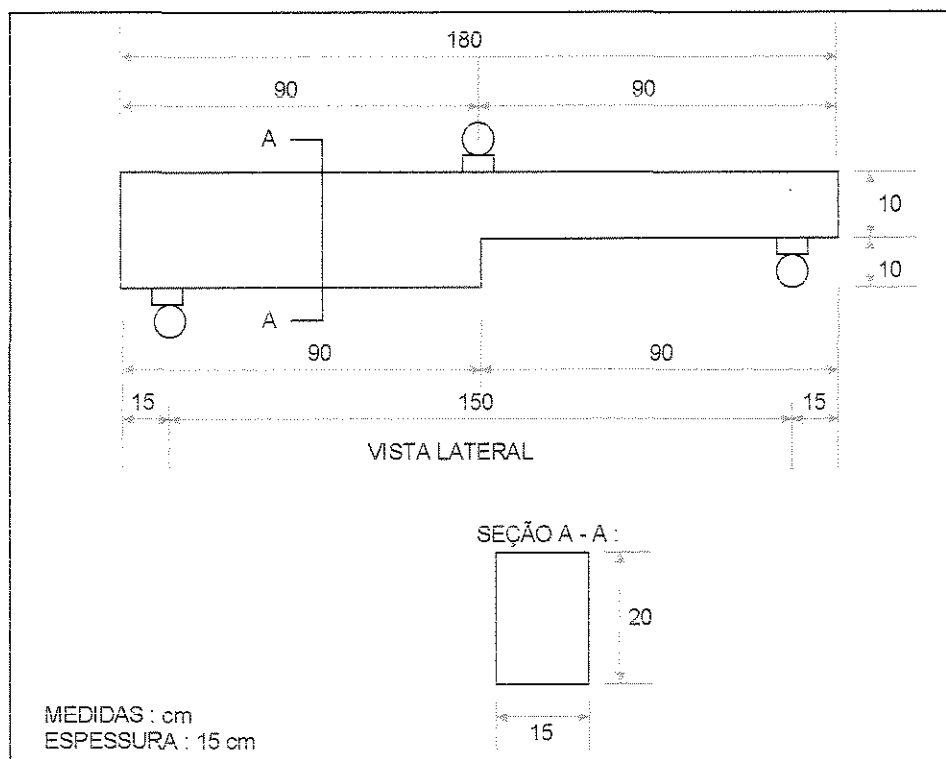


FIGURA 4.2 - Detalhe das vigas V2 a V6 e esquema de carregamento

As vigas foram carregadas com uma carga concentrada equidistante dos apoios. Os detalhes das armaduras e esquemas de carregamento estão indicados nas figuras 4.3 a 4.7.

4.1.1 - VIGA V1

A viga V1 foi dimensionada à flexão de acordo com a NBR 6118^[1], como sendo uma viga de seção transversal de 15 x 15 cm e vão livre de 150 cm. A armadura longitudinal calculada foi apenas repetida na parte da viga de altura 20 cm, com o objetivo de que a ruptura se desse por flexão primeiramente na parte da viga de altura 15 cm (figura 4.3).

Portanto, a armadura longitudinal da viga foi composta por duas barras de aço CA-50A, com 12,5 mm de diâmetro, para as duas partes da viga de alturas diferentes. O que corresponde a uma taxa de armadura longitudinal $\rho_l = 1,7 \%$ em relação à parte da viga de altura igual a 15 cm, e $\rho_{ll} = 0,8 \%$ em relação à de 20 cm; referidas à largura “ b_w ” e à altura total “ h ” de cada seção.

A armadura transversal constou de 16 estribos com dois ramos de diâmetro 5,0 mm de aço CA-60B, com espaçamento a cada 15 cm ao longo da viga e a cada 5 cm nas regiões próximas às descontinuidades e junto aos apoios.

Duas barras de 6,3 mm de diâmetro, justapostas, foram utilizadas como armadura de flexão superior em todas as vigas ensaiadas.

A ancoragem da armadura longitudinal da parte da viga com menor altura na outra parte foi de 50 cm a partir da variação de altura da seção, nas vigas V1, V2, V3 e V4, respeitando o que foi prescrito na NBR 6118^[1].

O recobrimento da armadura pelo concreto, para todas as vigas, variou de 10 a 15 mm.

4.1.2 - VIGA V2

A viga V2 foi dimensionada à flexão de acordo com a NBR 6118^[1], sendo o cálculo dividido em duas etapas. Na 1ª etapa, a parte da viga de altura igual a 10 cm foi dimensionada como se fosse uma viga isolada de vão livre igual à 150 cm. Na 2ª etapa, o mesmo foi feito para a parte da viga de altura 20 cm (figura 4.4).

Assim, a armadura longitudinal da parte da viga com altura de 10 cm foi composta por três barras de aço CA-50B, com 8,0 mm de diâmetro, que corresponde a uma taxa de armadura longitudinal $\rho_l = 1,0 \%$. A armadura da outra parte de altura 20 cm foi composta por três barras de aço CA-60B, com 5,0 mm de diâmetro, com taxa de armadura longitudinal $\rho_{ll} = 0,2 \%$; referidas à largura " b_w " e à altura total " h " da seção.

A armadura transversal constou de 16 estribos com dois ramos de diâmetro igual a 5,0 mm de aço CA-60B, com espaçamento a cada 15 cm ao longo da viga e a cada 6,5 cm próximo aos apoios. Na região do dente, exatamente, dois estribos estão espaçados de 6 cm.

4.1.3 - VIGA V3

O dimensionamento e detalhamento das armaduras da viga V3 foram os mesmos realizados para a viga V2 (figura 4.5).

Apenas adicionou-se mais uma armadura transversal que constituiu um estribo de dois ramos de diâmetro igual a 5,0 mm de aço CA-50B, colocado na parte da viga de maior altura, com espaçamento de 5 cm em relação ao estribo localizado mais próximo do dente, a fim de verificar sua colaboração na suspensão da carga.

Além disso, foi dimensionada uma armadura de pele de acordo com a NBR 6118^[1], cujo objetivo foi o de evitar a propagação muito rápida das fissuras em direção ao topo da viga, na parte da viga de altura igual a 10 cm.

A necessidade de se colocar uma armadura de pele foi devido à observação superficial do processo de fissuração da viga durante o ensaio.

Essa armadura de pele foi composta por duas barras de aço CA-60B, com 5,0 mm de diâmetro, que corresponde a uma taxa de armadura $\rho = 0,13 \%$. Localizada a meia altura, ou seja, a 5 cm da face da viga.

4.1.4 - VIGA V4

A viga V4 foi dimensionada como a viga V2, à flexão e ao cisalhamento, adicionando uma taxa maior de armadura de pele e estribos inclinados no canto reentrante da viga (figura 4.6).

Essa armadura de pele foi composta por quatro barras de aço CA-60B, com 5,0 mm de diâmetro, colocadas duas em cada lado da parte da viga de menor altura (10 cm), o que corresponde a uma taxa de armadura $\rho = 0,26 \%$.

A finalidade de se aumentar a taxa de armadura de pele foi a de verificar se com esse aumento seria melhorada as condições de utilização da peça pela inibição da propagação exagerada das fissuras, assim como definir uma taxa para o ensaio desta mesma viga usando concreto de alta resistência.

A armadura transversal inclinada adotada foi constituída por duas barras de 5,0 mm de diâmetro de aço CA-60B, posicionadas de cada lado da viga em questão na região da descontinuidade (dente), cujo objetivo foi o de evitar uma abertura exagerada das fissuras no canto reentrante da viga. A taxa desta armadura é de $\rho_{A\ inc} = 0,60$ em relação à taxa de armadura vertical ρ_v (ver item 4.7.3).

4.1.5 - VIGA V5

A viga V5 foi dimensionada à flexão e ao cisalhamento como a viga V2 (figura 4.7).

A armadura de pele utilizada foi a mesma da viga V4, composta por quatro barras de aço CA-60B, com 5,0 mm de diâmetro, colocadas duas em cada lado da parte da viga de menor altura (10 cm), o que corresponde a uma taxa de armadura $\rho = 0,26 \%$.

Manteve-se a mesma taxa de armadura de pele utilizada na viga V4, pois esta funcionou como era esperado, melhorando as condições de utilização da peça com a inibição do processo de fissuração.

A armadura transversal inclinada adotada foi constituída por duas barras de 6,3 mm de diâmetro de aço CA-60B, posicionadas de cada lado da viga na região da descontinuidade (dente), com o objetivo de melhorar a inibição da abertura da fissura principal neste ponto. A taxa desta armadura é de $\rho_{A \text{ inc}} = 0,76$ em relação à taxa de armadura vertical ρ_v (ver item 4.7.3).

A ancoragem da armadura de flexão da parte da viga de menor altura na outra parte foi aumentada com a finalidade de verificar a inexistência de solicitação nesta armadura.

4.1.6 - VIGA V6

O esquema de armação da viga V6 foi executado da mesma maneira que o esquema da viga V5, mas o concreto utilizado na sua confecção foi um concreto de alta resistência ($\cong 80$ MPa) (figura 4.7).

Com a armação da viga V6 adotada, foi feito o cálculo de verificação, à flexão, da seção retangular da viga, chegando a uma carga de ruptura de 18,69 kN (ver item 4.7.2).

Isto foi realizado com o objetivo de verificar se o aumento da resistência do concreto influi no comportamento da peça, em relação ao estado de utilização.

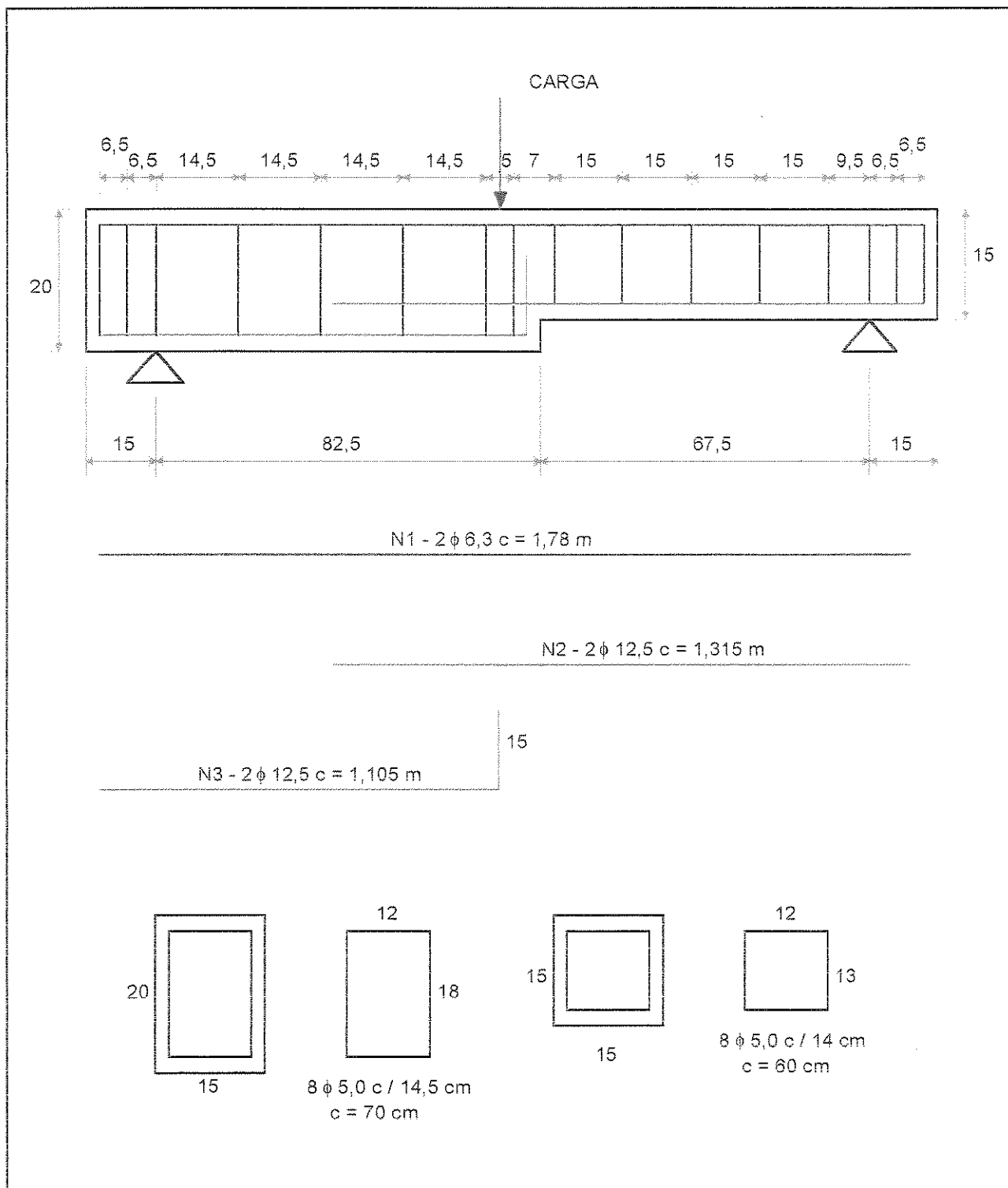


FIGURA 4.3 - Geometria e detalhes de armação da VIGA V1

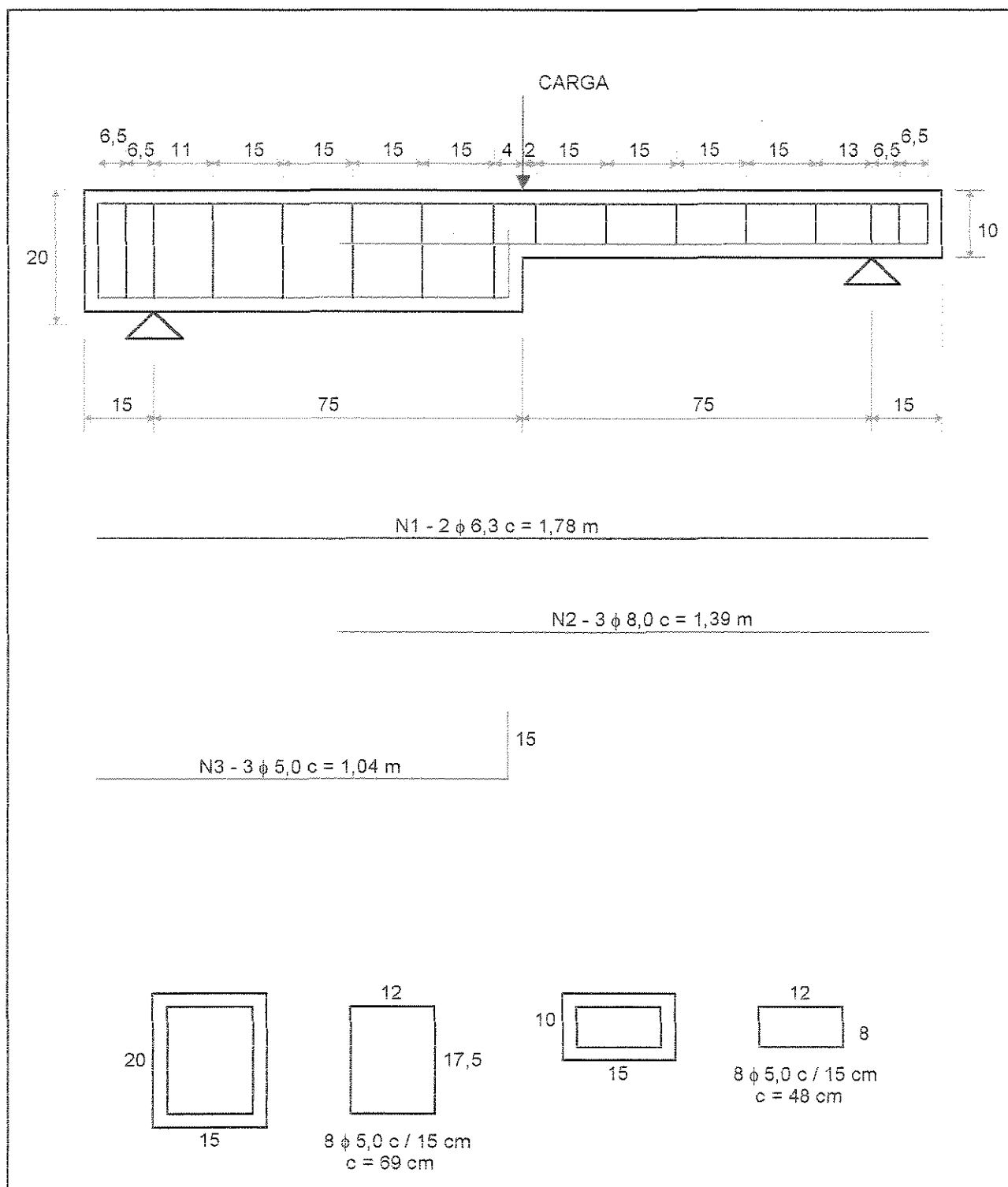


FIGURA 4.4 - Geometria e detalhes de armação da VIGA V2

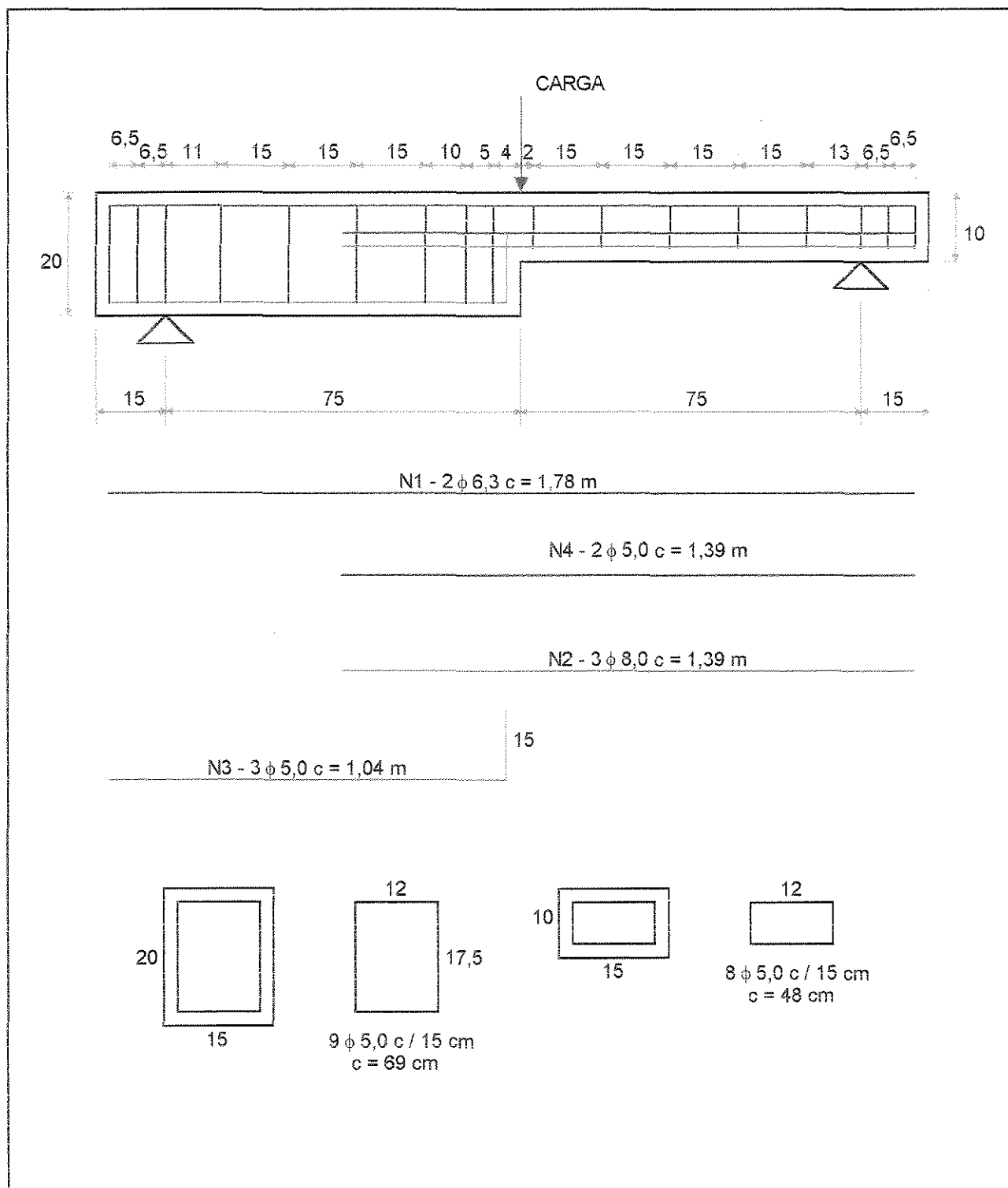


FIGURA 4.5 - Geometria e detalhes de armação da viga V3

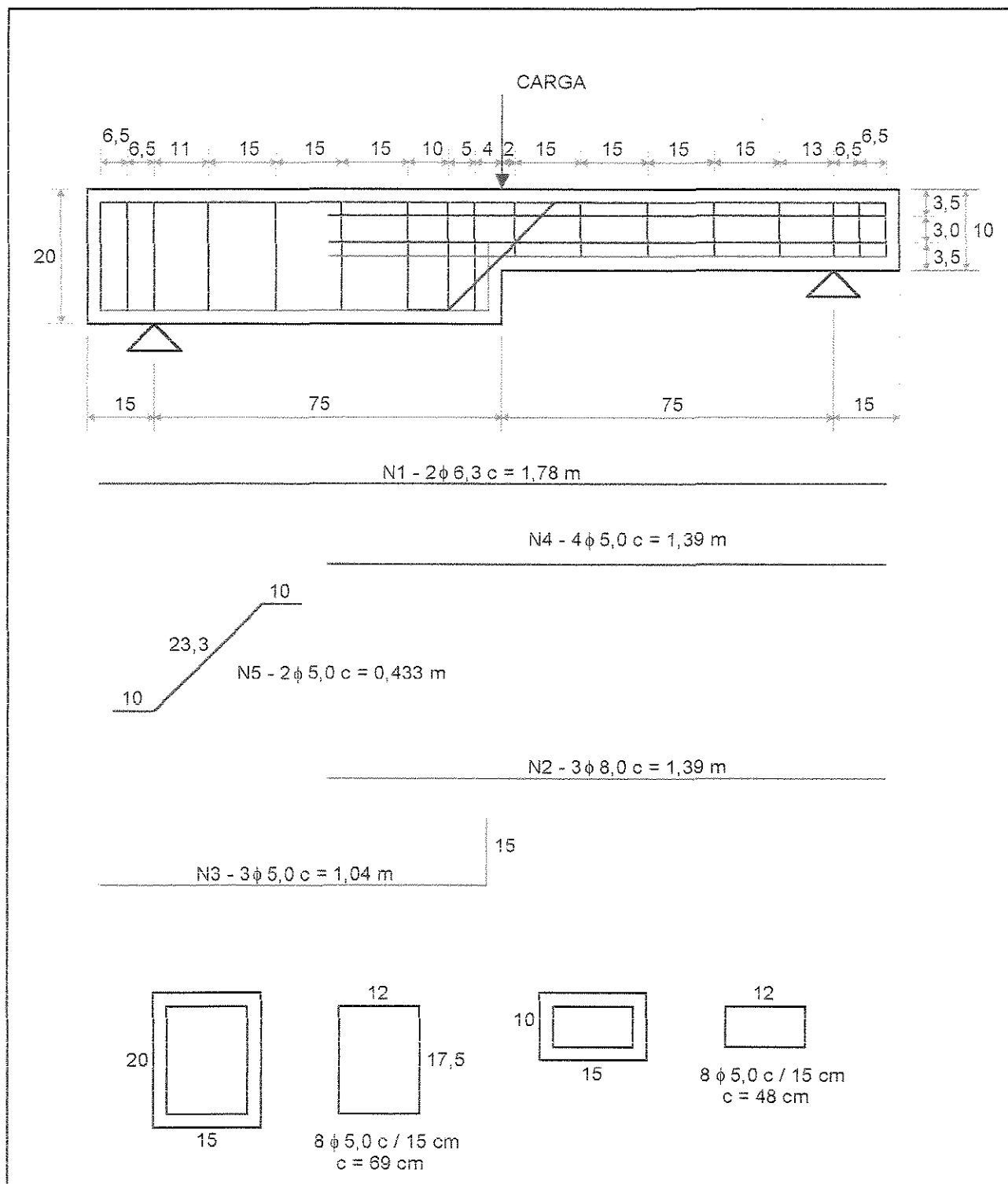


FIGURA 4.6 - Geometria e detalhes de armação da viga V4

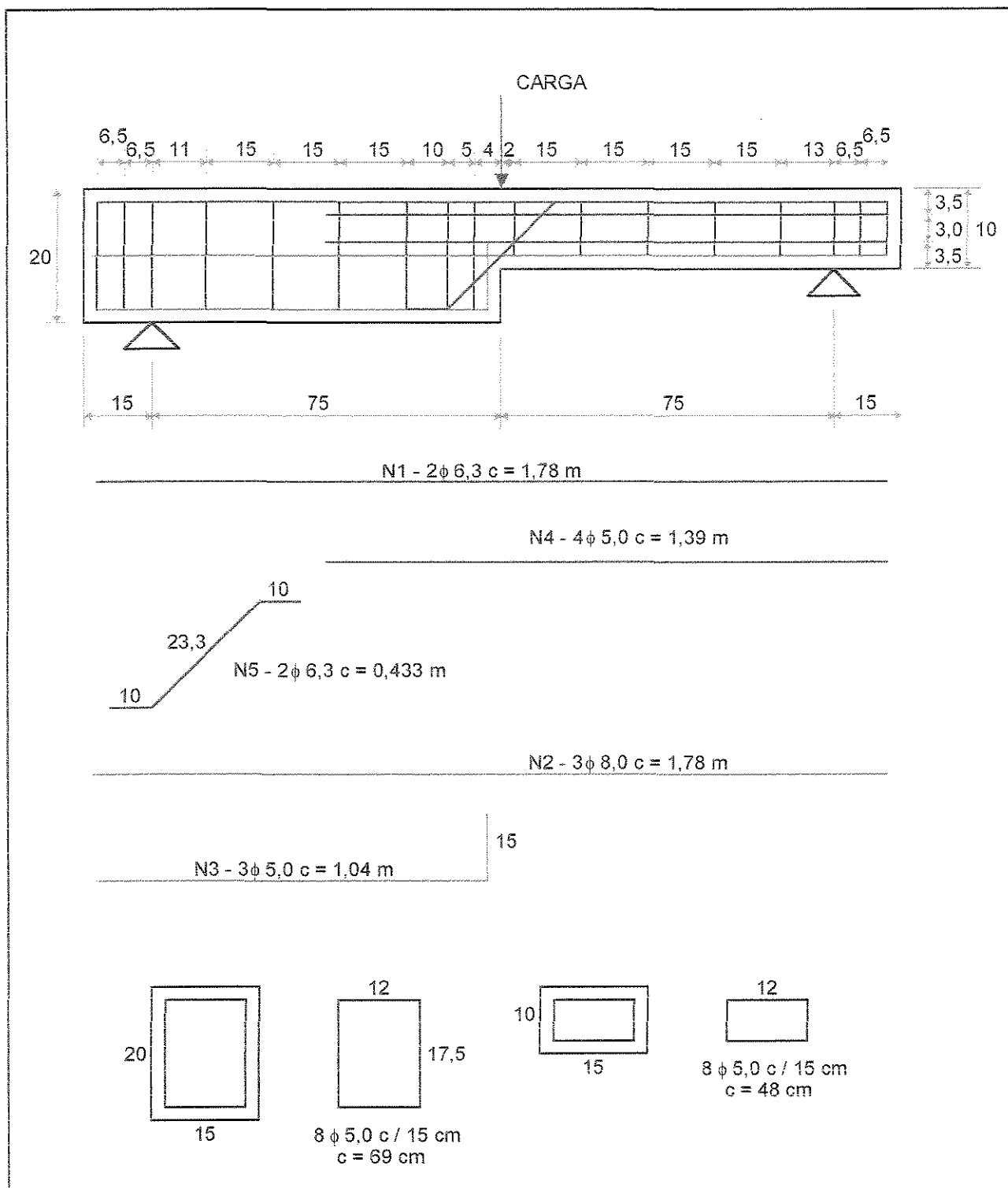


FIGURA 4.7 - Geometria e detalhes de armação da viga V5 (= viga V6)

4.2 - MATERIAIS EMPREGADOS

Com base nos resultados dos ensaios de concretos feitos anteriormente em corpos - de - prova, foi adotado para os experimentos com concreto de resistência usual o traço apresentado na mistura 1, e para os experimentos com concreto de alta resistência foi adotada a mistura 2. Nestas misturas os cimentos utilizados foram: cimento CPII - E - 32, nos concretos de resistência usual, e CPV - ARI PLUS da CIMINAS, nos concretos de alta resistência. A sílica ativa utilizada foi a SILMIX, tipo ND (não densificada) da CCM. Os demais componentes foram: areia característica da região, com diâmetro máximo igual a 2,4 mm e com módulo de finura MF = 2,29 mm; agregado graúdo constituído de brita 1 com diâmetro máximo igual a 19,0 mm e módulo de finura MF = 6,53 mm; e o superplastificante empregado na viga de alta resistência foi o ADIMENT.

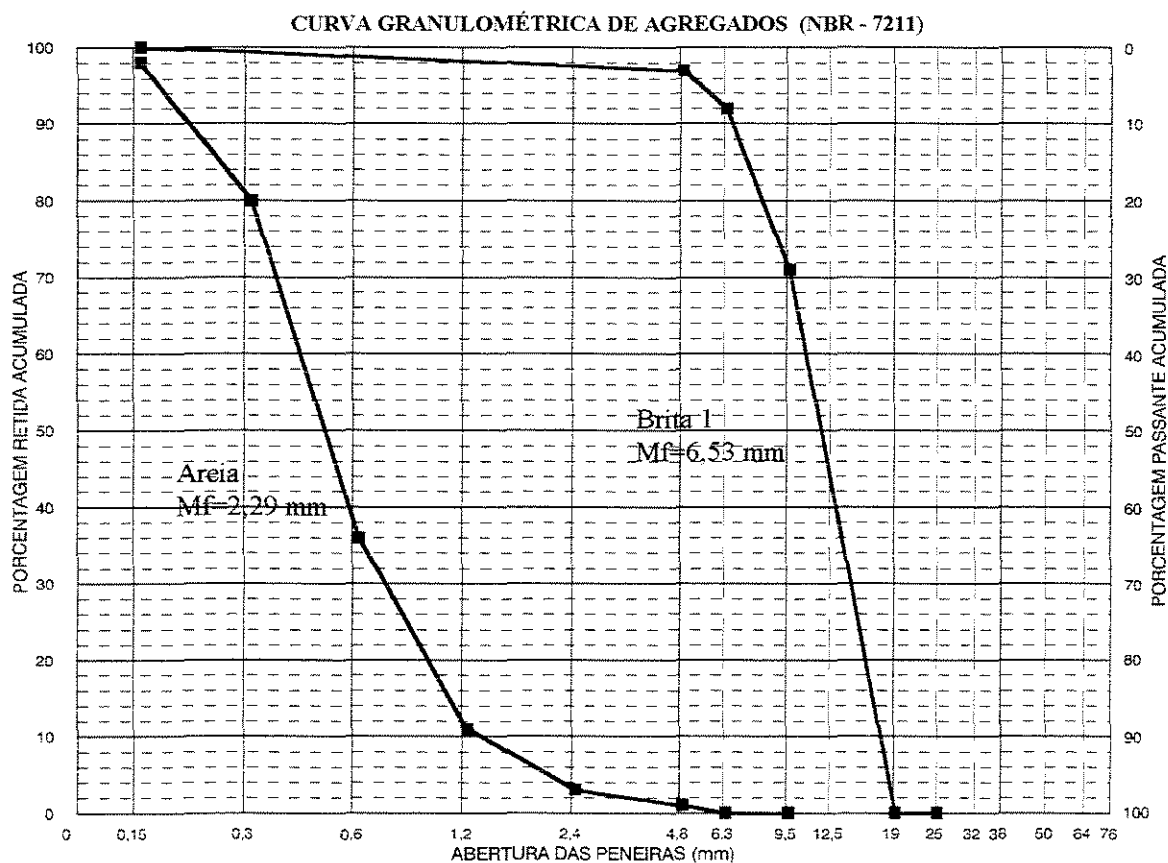


FIGURA 4.8 - Análise granulométrica dos agregados

As composições granulométricas dos agregados são apresentadas na figura 4.8.

Os corpos - de - prova de concreto, de dimensões 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, foram conservados dentro de sacos plásticos por aproximadamente duas semanas. Ao serem ensaiados, apresentaram uma resistência à compressão de aproximadamente 26,0 MPa (vigas V1 e V2); 20,8 MPa (viga V3); 23,9 MPa (viga V4) e 30,3 MPa (viga V5) para os concretos de resistência usual. Devido às dimensões do corpo - de - prova as prensas disponíveis no laboratório não conseguiram levar o ensaio até a ruptura, atingindo uma carga de 100,0 kgf (viga V6) para o concreto de alta resistência, aos 14 dias. Os corpos - de - prova foram moldados com as vigas para controle da resistência. As diferenças nas resistências dos concretos usuais são decorrentes de vários fatores, entre eles, serem de diversas procedências.

Foram retiradas amostras das barras de aço utilizadas na armadura, para serem ensaiadas à tração. As deformações foram medidas por meio de extensômetros elétricos. Os diagramas tensão - deformação e as características mecânicas dos aços estão apresentados nas figuras 4.9 a 4.12.

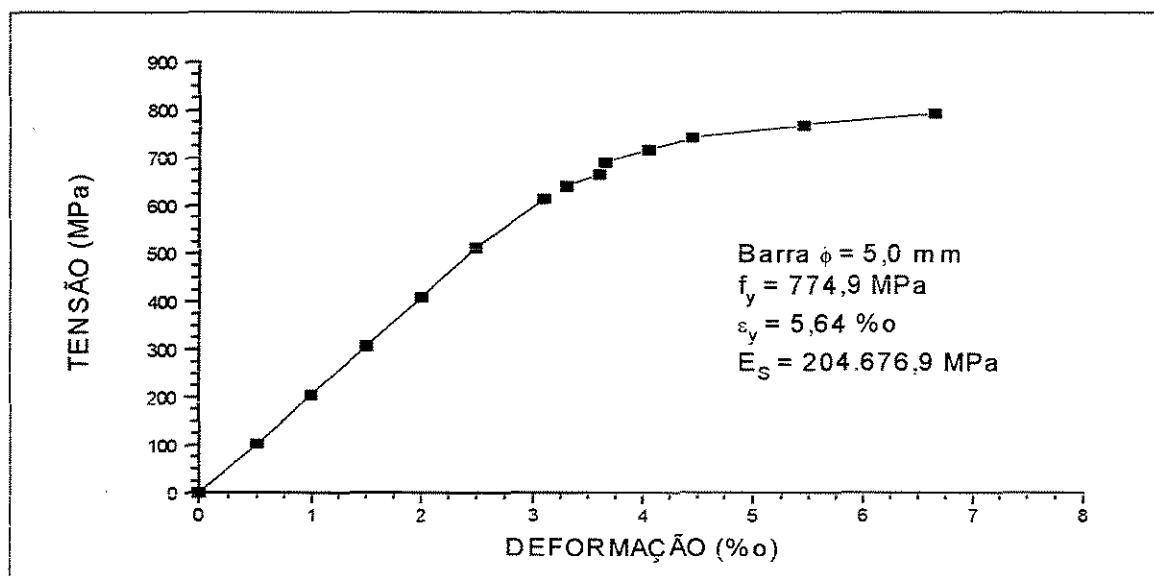


FIGURA 4.9 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 5,0 mm de aço CA-60B

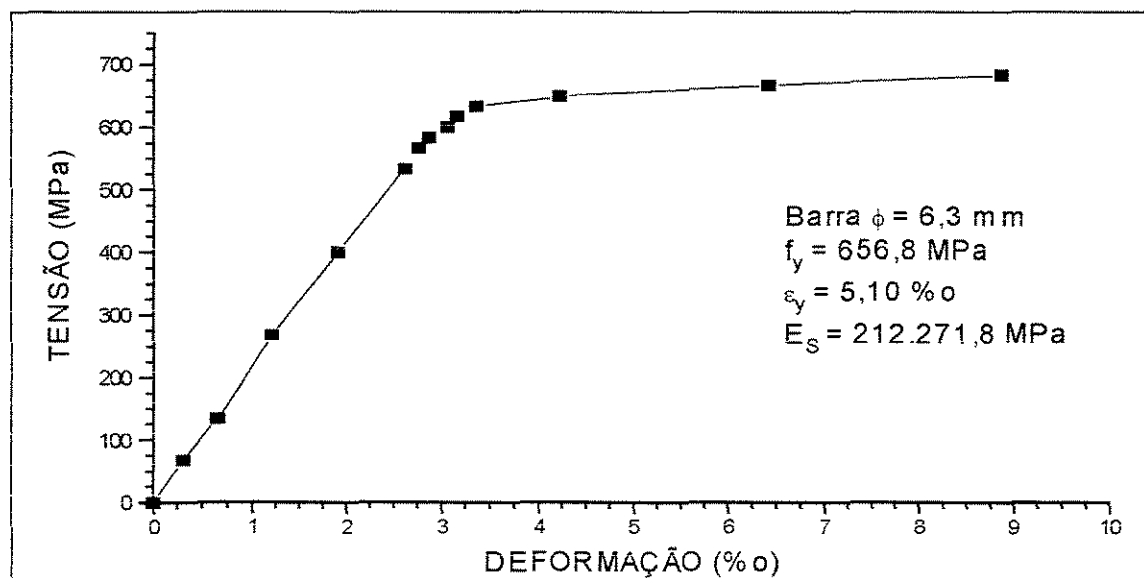


FIGURA 4.10 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 6,3 mm de aço CA-60B

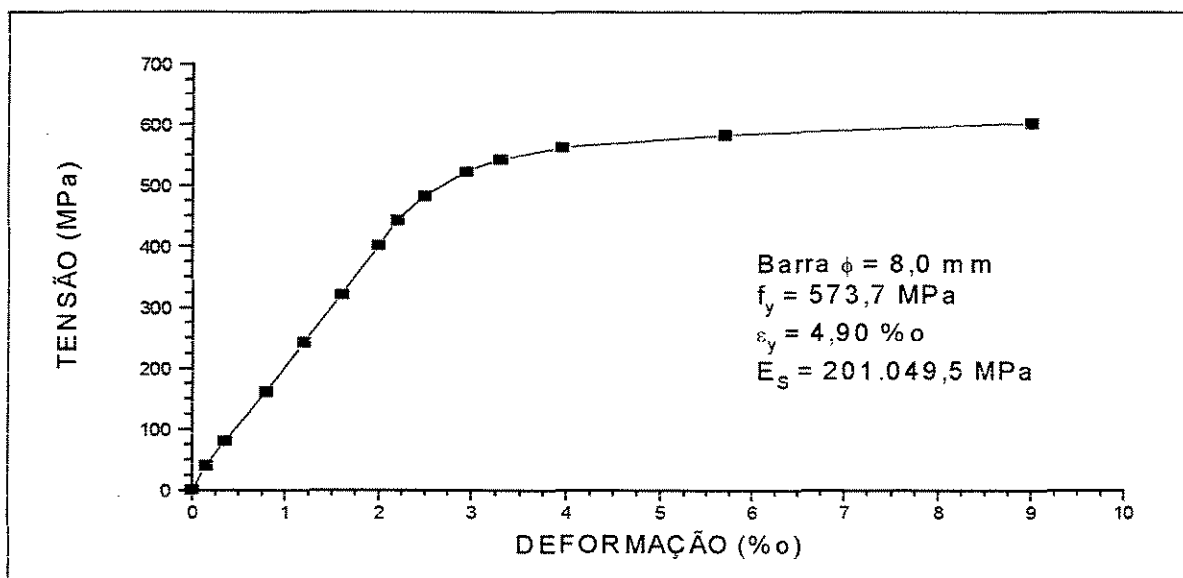


FIGURA 4.11 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 8,0 mm de aço CA-50B

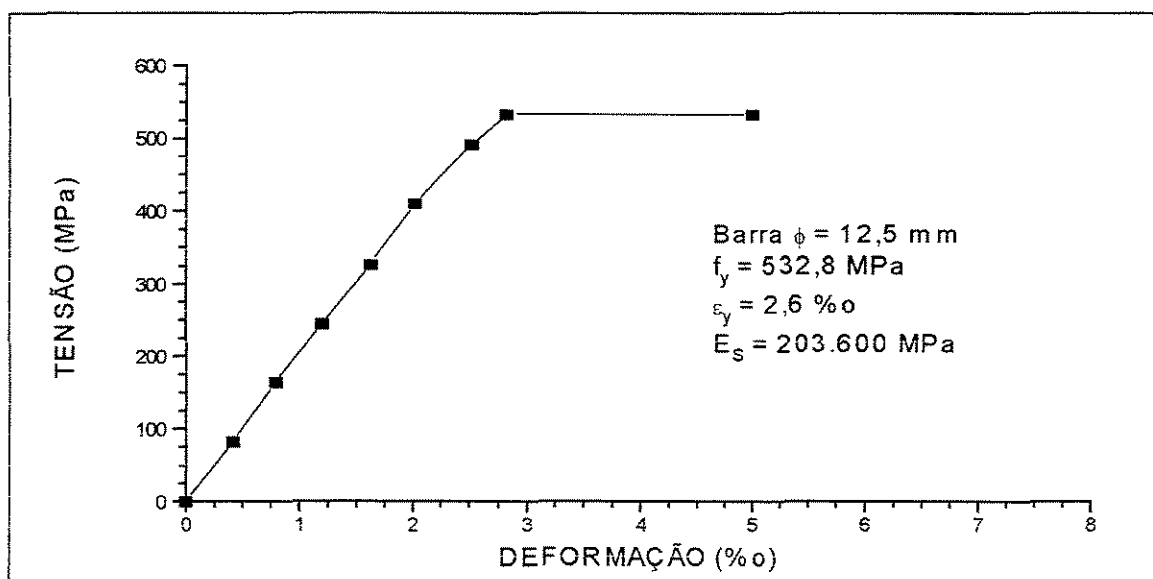


FIGURA 4.12 - Diagrama tensão - deformação das barras de diâmetro 12,5 mm de aço CA-50A

4.3- EXECUÇÃO DAS VIGAS

Os agregados utilizados nas vigas ensaiadas foram secados antes da execução do concreto.

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

A água utilizada era dividida em três partes. A primeira parte era conservada em estado natural, e as outras duas eram misturadas, cada uma, com metade do superplastificante previsto na mistura.

Os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado e com capacidade para produzir 150 litros de concreto. Eram colocados na seguinte ordem:

- para o concreto de resistência usual: brita 1, 1/3 da água, cimento, 1/3 da água, areia e 1/3 restante da água.
- para o concreto de alta resistência: pedra britada 1, 1/3 da água no estado natural, 1/2 mistura de cimento com microssílica, 1/3 da água com 1/2 do superplastificante, a outra 1/2 da mistura de cimento com microssílica, a areia e 1/3 restante da água com 1/2 do superplastificante.

O tempo de mistura na betoneira foi de 10 a 15 minutos para atingir a trabalhabilidade desejada.

As vigas foram moldadas em fôrmas de madeira, que receberam previamente uma demão de óleo nas suas superfícies internas com o propósito de facilitar a desmoldagem.

A fôrma tinha seção retangular com 150 mm de largura e 200 mm de altura com 1800 mm de comprimento. Para se obter a redução de seção no meio do vão da viga, foram feitos enchimentos de madeira, com largura 150 mm, comprimento de 900 mm, altura de 50 mm para a viga V1 e altura de 100 mm para as demais vigas (V2 a V6).

No adensamento do concreto foi utilizado um vibrador de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro.

Após a concretagem, as vigas e os corpos - de - prova permaneciam cobertos com lona de plástico. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e cobertos com a lona até 14 dias de idade.

Para cada viga foram confeccionados 3 corpos - de - prova, os quais foram ensaiados aos 14 dias, verificando-se assim a resistência à compressão do concreto.

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

4.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Para as medidas de deformações nas armaduras foram usados extensômetros elétricos com base de 5 mm de comprimento e resistência de $119,8 \pm 0,2 \Omega$, e na fixação dos mesmos usou-se adesivo à base de cianocrilato, após o que foram isolados e impermeabilizados com fita plástica isolante.

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

- letra L : quando tratava-se de um ponto na armadura longitudinal;
- letra T : quando tratava-se de um ponto na armadura transversal.

Essa codificação era seguida de um número, o qual identifica a posição dos extensômetros conforme definido nas figuras 4.13 a 4.18.

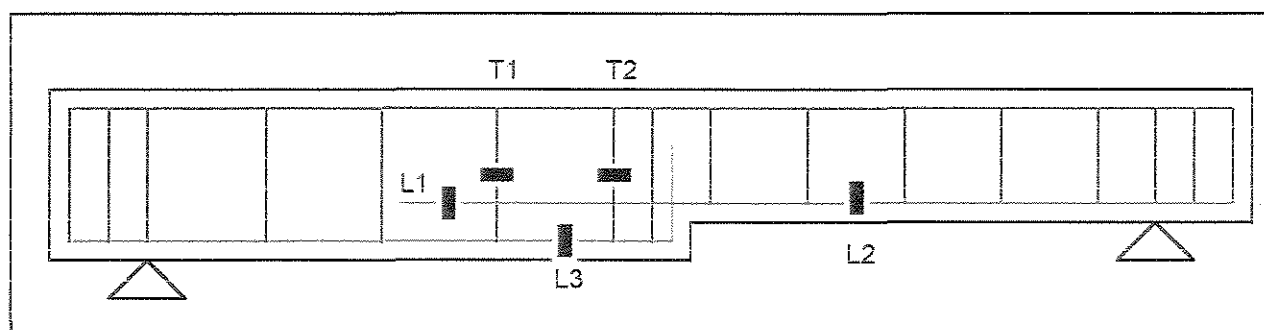


FIGURA 4.13 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V1

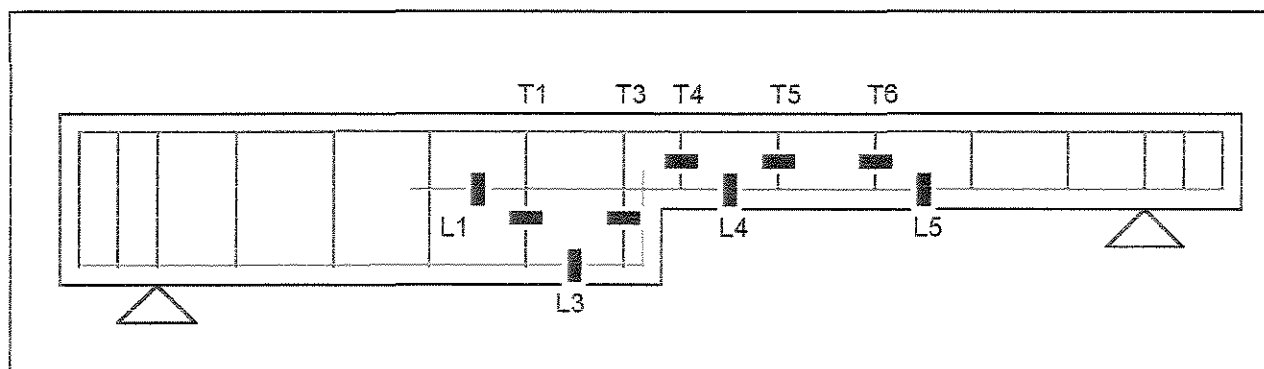


FIGURA 4.14 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V2

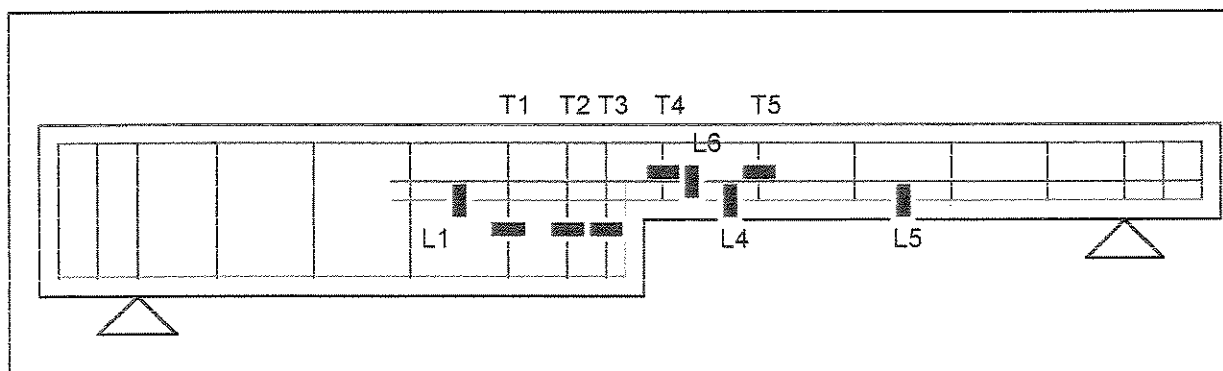


FIGURA 4.15- Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V3

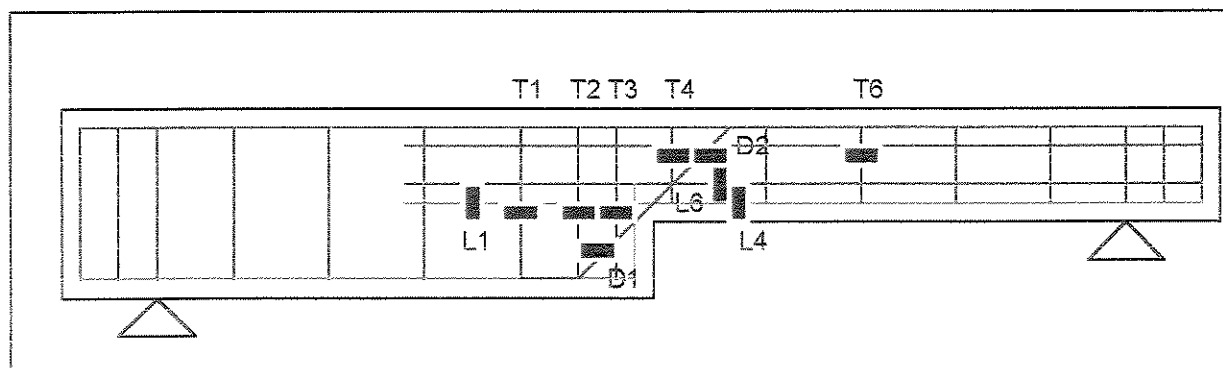


FIGURA 4.16 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V4

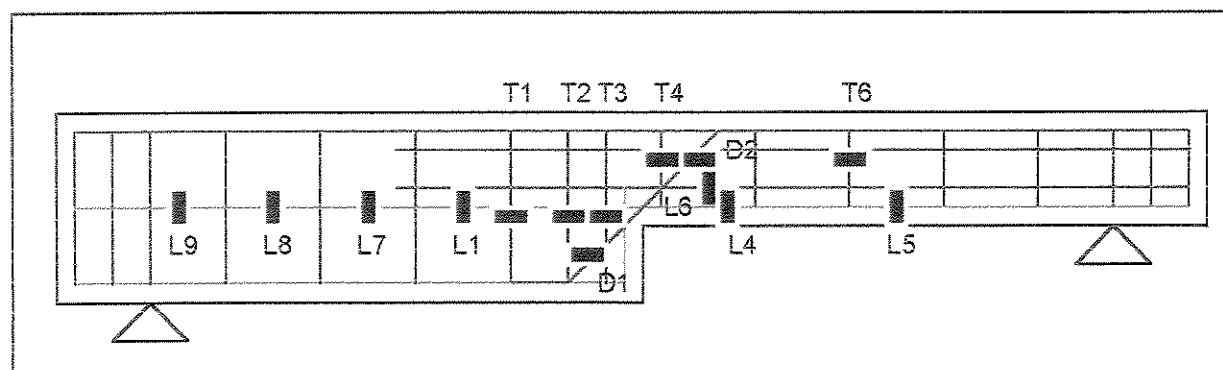


FIGURA 4.17 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V5

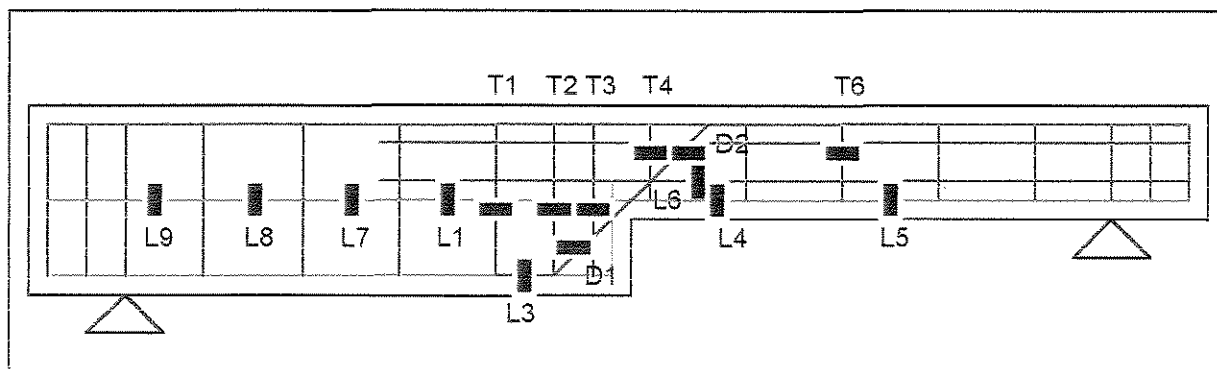


FIGURA 4.18 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para a VIGA V6

Na instrumentação das armaduras longitudinais da viga V1 menciona-se também a face em que os extensômetros elétricos foram posicionados. Esta menção é feita junto à letra e ao número descritos, seguida de mais uma letra que, em relação ao observador, define-se por:

- f : armadura da face frontal;
- t : armadura da face traseira.

Nas demais vigas ensaiadas suprimiu-se a colocação dos extensômetros nas duas faces da viga, devido à semelhança dos resultados obtidos no primeiro ensaio realizado.

A instrumentação da armadura longitudinal da parte da viga de menor altura na posição L2 será encontrada apenas na viga V1, a primeira a ser ensaiada, pois decidiu-se suprimi-la nas demais vigas, devido à necessidade de dados mais precisos, preferindo-se, para isso, as posições L4 e L5 presentes em todas as outras vigas ensaiadas.

A instrumentação da armadura longitudinal da parte da viga de maior altura na posição L3 será encontrada, além da viga V6 (executada com concreto de alta resistência), somente nas vigas V1 e V2, pois decidiu-se suprimi-la nas demais vigas,

devido ao resultado apresentado nestes dois primeiros ensaios, ou seja, a armadura longitudinal na posição L3 apresentou tensões de tração muito pequenas, as quais dispensavam seu monitoramento.

A instrumentação da armadura de pele na posição L6 é encontrada nas vigas V3 a V6.

A instrumentação da armadura inclinada nas posições D1 e D2 é encontrada nas vigas V4, V5 e V6, sendo que o estribo na posição D1 está localizado na face frontal da viga, enquanto que o estribo na posição D2 localiza-se na face traseira.

A ancoragem da armadura longitudinal da parte da viga de menor altura foi instrumentada, nas vigas V5 e V6, além da posição L1 presente em todas as outras, nas posições L7, L8 e L9, com o objetivo de verificar em que ponto a ancoragem está realmente sendo realizada, ou seja, ponto de tensão nula na armadura.

A partir do primeiro ensaio realizado, viga V1, com a instrumentação de apenas dois estribos, T1 e T2, observou-se a necessidade de maiores dados para a caracterização da suspensão, portanto foram instrumentados mais estribos nas outras vigas.

A instrumentação do estribo na posição T5 é apenas encontrada nas vigas V2 e V3.

A instrumentação do estribo na posição T6 é encontrada nas vigas V2, V4, V5 e V6.

As flechas foram medidas através de dois defletômetros mecânicos instalados no meio do vão da viga, um em cada face, para a viga V1. Para as demais vigas (V2 a V6), utilizou-se de apenas um defletômetro mecânico instalado no meio do vão da viga

e entre as duas faces, devido à semelhança obtida nos resultados da primeira viga ensaiada.

As deformações no concreto foram medidas ao longo das diagonais, perpendiculares à bissetriz do canto reentrante tracionado, por meio de extensômetro mecânico tipo Tensotast - Huggenberger, com base de medida de 100 mm de comprimento, conforme esquema da figura 4.19, somente para as vigas V5 e V6. Para a criação das bases de medida, foram utilizadas pastilhas de aço coladas com adesivo à base de cianocrilato, na superfície do concreto.

Ao longo das diagonais, perpendiculares à bissetriz, os pontos instrumentados são identificados pela letra C, seguida de um número, cuja ordenação obedece o posicionamento conforme figura 4.19, totalizando portanto três medidas para cada fase de carregamento.

Essa medição, adotada apenas nas vigas V5 e V6, foi necessária para se verificar a evolução da abertura da fissura principal no canto reentrante da viga (dente).

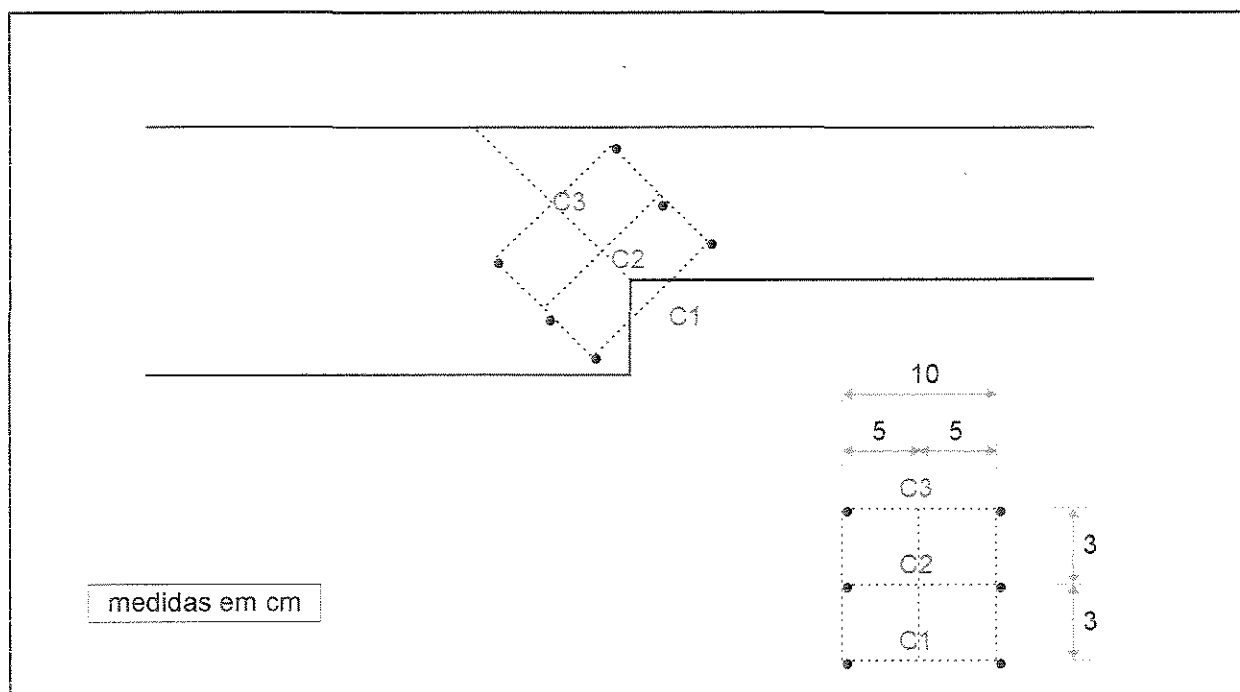


FIGURA 4.19 - Posicionamento das pastilhas para medida das deformações no concreto - VIGA V5

4.5 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

O sistema de aplicação de cargas utilizado nos ensaios foi um pórtico de aço fixado à laje de reação do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP.

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

Sobre cada um desses blocos estava colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço, que compunham um apoio fixo em um extremo e um móvel no outro.

As vigas foram carregadas com uma carga concentrada aplicada exatamente no meio do vão, ou seja, a 750 mm dos apoios. Essa carga era aplicada através de uma viga de transferência, constituída por dois perfis I 8" x 4", de aço, justapostos e presos entre si por parafusos e porcas. Essa viga de transferência de cargas, interposta à célula de carga e à viga de concreto, transferia a carga do macaco hidráulico para uma placa de aço com 150 mm de largura que se apoiava sobre a viga de concreto em toda a sua largura.

A figura 4.20 mostra a viga V2 posicionada no pórtico do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP, antes do início do ensaio.

Foi empregada uma célula de carga para a medição das cargas, a qual era constituída por um cilindro de aço instrumentado com extensômetros elétricos de resistência calibrado até 150 kN.

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

Os extensômetros elétricos usados na medição das deformações nas armaduras eram ligados à caixa de comutação Huggenberger conectada ao indicador de deformações Tepic - Huggenberger.

As cargas e as deformações eram registradas no aquisitor de dados pelo software SYSTEM 5000.

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

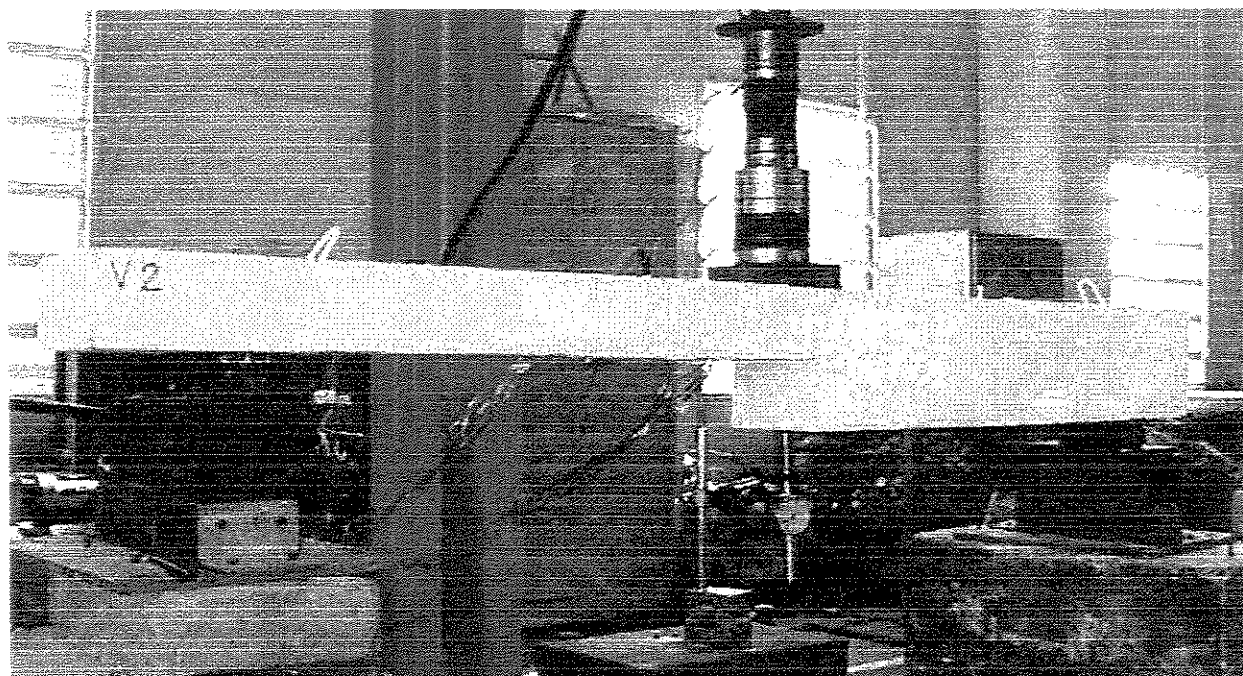


FIGURA 4.20 - Posicionamento da viga V2 no pórtico do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP, antes do início do ensaio.

4.6 - CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE APOIO

Os apoios tinham liberdade de rotação e liberdade de translação no sentido de se afastarem um do outro somente em uma direção. Isto foi feito, usando-se um apoio móvel e outro fixo, para que não se perdesse o ensaio por um afastamento excessivo entre apoios devido à deformação localizada que o dente pudesse apresentar.

A carga foi aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, com capacidade de 250 kN, com incrementos que variaram de 1,0 kN a 2,5 kN. Para cada estágio de carga, foram feitas leituras das deformações dos extensômetros e das flechas verticais. Uma observação do panorama de fissuração foi efetuada após as leituras, sendo a sua evolução marcada com tinta preta na superfície de concreto.

4.7 - PROPOSTA DOS ENSAIOS

Primeiramente foi feita uma previsão analítica da carga que, na flexão, produzisse o escoamento da armadura longitudinal das vigas propostas. Para tanto, admitiu-se uma resistência nominal de 20 MPa para o concreto de resistência usual, e para o aço da armadura longitudinal admitiu-se o limite de escoamento $f_y = 532,8$ MPa (diâmetro de 12,5 mm) e $f_y = 573,7$ MPa (diâmetro de 8,0 mm) obtidos em ensaios de corpos - de - prova. Admitiu-se também, as hipóteses da NBR 6118^[1] e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto, sendo na tensão de cálculo (σ_{cd}) o f_c despidido do coeficiente de redução.

Para uma armadura longitudinal adotada de 2 ϕ de 12,5 mm de diâmetro, ou seja, com área total de $2,50 \text{ cm}^2$, o valor teórico encontrado para o momento último foi de $M_u = 1503,81 \text{ kN.cm}$ para a viga V1. Através do valor teórico do momento último, determinou-se o valor teórico da força cortante para o escoamento da armadura longitudinal. O valor encontrado foi $P = 40,10 \text{ kN}$. Com base no valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal, foi calculada a armadura transversal necessária, que correspondeu a estribos de ϕ 5,0 mm a cada 14 cm e 14,5 cm.

Para uma armadura longitudinal adotada de 3 ϕ de 8,0 mm de diâmetro ($A_s = 1,50 \text{ cm}^2$) e 3 ϕ de 5,0 mm de diâmetro ($A_s = 0,573 \text{ cm}^2$), respectivamente para as partes da viga de alturas iguais a 10 cm e 20 cm, o valor teórico encontrado para o momento último foi de 593,38 kN.cm; 569,65 kN.cm; 585,23 kN.cm; 606,67 kN.cm e 700,69 kN.cm, respectivamente para as vigas V2 a V6. Através do valor teórico do momento último, determinou-se o valor teórico da força cortante, igual a 15,82 kN; 15,19 kN; 15,61 kN; 16,18 kN e 18,69 kN, respectivamente para as vigas V2 a V6. Com base no valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da

armadura longitudinal, foi calculada a armadura transversal necessária que correspondeu a estribos de ϕ 5,0 mm a cada 15 cm.

A seguir apresenta-se o dimensionamento à flexão das vigas.

4.7.1 - DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

O cálculo foi feito desprezando-se a presença da armadura superior, ou seja, desprezou-se a resultante de compressão (R'_s) na armadura comprimida (A'_s).

Portanto, a verificação foi realizada para seção retangular com armadura simples, isto é, a seção que possui armadura somente do lado tracionado.

Desprezou-se, no cálculo, o coeficiente de redução ($= 0,85$) da resistência do concreto.

Nos casos de verificação conhecem-se as dimensões da seção de concreto (b_w , h , d), a área da seção transversal da armadura (A_s) e as resistências de cálculo do concreto ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_s$). Procura-se o momento último M_u ou o momento máximo M que a seção poderá suportar em serviço.

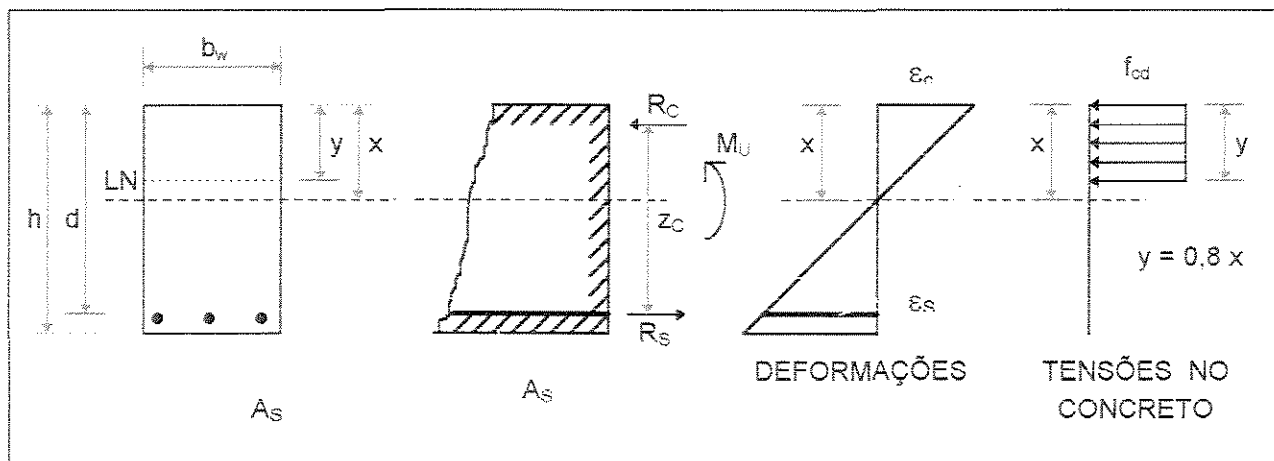


FIGURA 4.21 - Seção transversal com armadura simples, seus esforços e deformações, segundo FUSCO ^[12]

O dimensionamento da armadura longitudinal de flexão das vigas ensaiadas foi feito utilizando um método simplificado. Este método conta com a utilização de tabelas conforme a NBR 6188^[1].

• VIGA V1

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 5 cm;
- concreto : $f_c = 26,0 \text{ MPa} = 2,60 \text{ kN} / \text{cm}^2$
- aço CA - 50 A, $f_{yk} = 532,8 \text{ MPa} = 53,28 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$A_s = 2,50 \text{ cm}^2$, correspondente a 2 ϕ 12,5 mm.

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^o)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^o) \quad , \text{onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cc} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 2,60 = 2,5 \cdot 53,28$$

$$A_{cc} = 51,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$51,23 = y \cdot 15$$

$$y = 3,42 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 51,23 \cdot 2,60 \cdot \left(13,0 - \frac{3,42}{2} \right)$$

$$M = 1503,81 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4} \quad , \quad \text{onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$1503,81 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 40,10 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

• VIGA V2

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 10 cm;
- concreto : $f_c = 26,0 \text{ MPa} = 2,60 \text{ kN} / \text{cm}^2$
- aço CA - 50 B, $f_{yk} = 573,7 \text{ MPa} = 57,37 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$, que corresponde a 3 ϕ 8,0 mm

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^0)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^0) \quad , \text{ onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cc} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 2,60 = 1,5 \cdot 57,37$$

$$A_{cc} = 33,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$33,10 = y \cdot 15$$

$$y = 2,21 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 33,10 \cdot 2,60 \cdot \left(8,0 - \frac{2,21}{2} \right)$$

$$M = 593,38 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4}, \quad \text{onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$593,38 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 15,19 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

• VIGA V3

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 10 cm;
- concreto : $f_c = 20,8 \text{ MPa} = 2,08 \text{ kN / cm}^2$
- aço CA - 50 B, $f_{yk} = 573,7 \text{ MPa} = 57,37 \text{ kN / cm}^2$.

$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$, que corresponde a $3 \phi 8,0 \text{ mm}$.

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^o)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^o) \quad , \text{ onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cc} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 2,08 = 1,5 \cdot 57,37$$

$$A_{cc} = 41,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$41,37 = y \cdot 15$$

$$y = 2,76 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 41,37 \cdot 2,08 \cdot \left(8,0 - \frac{2,76}{2} \right)$$

$$M = 569,65 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4} \quad , \quad \text{ onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$569,65 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 15,19 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

Adicionou-se uma armadura de pele conforme necessidade construtiva observada durante os ensaios, devido à rápida propagação das fissuras de flexão que surgiram na face inferior da viga.

• VIGA V4

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 10 cm;
- concreto : $f_c = 23,9 \text{ MPa} = 2,39 \text{ kN} / \text{cm}^2$
- aço CA - 50 B, $f_{yk} = 573,7 \text{ MPa} = 57,37 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$, que corresponde a $3 \phi 8,0 \text{ mm}$.

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^0)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^0) \quad , \text{ onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cv} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 2,39 = 1,5 \cdot 57,37$$

$$A_{cc} = 36,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$36,01 = y \cdot 15$$

$$y = 2,40 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 36,01 \cdot 2,39 \cdot \left(8,0 - \frac{2,40}{2} \right)$$

$$M = 585,23 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4} \quad , \quad \text{onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$585,23 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 15,61 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

Aumentou-se a taxa de armadura de pele, em relação à viga V3, com a finalidade de diminuir ainda mais a propagação das fissuras de flexão que surgiram na face inferior da viga.

Adotou-se estribos inclinados na região da descontinuidade (dente), com o objetivo de inibir a abertura exagerada da fissura principal no canto reentrante da viga.

• VIGA V5

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 10 cm;
- concreto : $f_c = 30,3 \text{ MPa} = 3,03 \text{ kN} / \text{cm}^2$
- aço CA - 50 B, $f_{yk} = 573,7 \text{ MPa} = 57,37 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$, que corresponde a $3 \phi 8,0 \text{ mm}$.

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^0)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^0) \quad , \text{ onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cc} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 3,03 = 1,5 \cdot 57,37$$

$$A_{cc} = 28,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$28,40 = y \cdot 15$$

$$y = 1,90 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 28,40 \cdot 3,03 \cdot \left(8,0 - \frac{1,90}{2} \right)$$

$$M = 606,67 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4}, \quad \text{onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$606,67 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 16,18 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

Manteve-se a mesma taxa de armadura de pele utilizada na viga V3, devido à resultados satisfatórios que foram obtidos durante o ensaio desta viga.

Aumentou-se o diâmetro dos estribos inclinados, em relação à viga V4, de 5,0 mm para 6,3 mm, na região da descontinuidade (dente), com o objetivo de inibir ainda mais a abertura exagerada da fissura principal no canto reentrante da viga.

• VIGA V6

Suas características são :

- viga simplesmente apoiada;
- comprimento : 1,80 m;
- vão livre : 1,50 m;
- altura : 20 cm;
- altura do dente : 10 cm;
- concreto : $f_{ck} = 80 \text{ MPa}$;
- aço CA - 50 B , $f_{yk} = 573,7 \text{ MPa} = 57,37 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$, que corresponde a 3 ϕ 8,0 mm.

$$f_c = 80 \text{ MPa} = 8,0 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Equações de equilíbrio :

$$0 = R_c - R_t \quad (1^0)$$

$$M = R_c \cdot z = R_t \cdot z \quad (2^0) \quad , \text{ onde } z = d - \frac{y}{2}$$

$$R_t = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_c = A_{cc} \cdot f_c$$

Da 1ª equação de equilíbrio :

$$R_c = R_t$$

$$A_{cc} \cdot f_c = A_s \cdot f_{yk}$$

$$A_{cc} \cdot 8,0 = 1,50 \cdot 57,37$$

$$A_{cc} = 10,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = y \cdot b_w$$

$$10,76 = y \cdot 15$$

$$y = 0,72 \text{ cm}$$

$$M = R_c \cdot z = A_{cc} \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M = 10,76 \cdot 8,0 \cdot \left(8,5 - \frac{0,72}{2} \right)$$

$$M = 700,69 \text{ kN.cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4} \quad , \quad \text{onde } l = 150 \text{ cm}$$

$$700,69 = P \cdot \frac{150}{4}$$

$P = 18,69 \text{ kN}$, valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal

O esquema de armação utilizado na execução da viga V6 foi igual ao da viga V5, mas com concreto de alta resistência (aproximadamente 80 MPa), por isso foi necessário fazer a verificação à flexão com o objetivo de encontrar a carga máxima que a seção pode suportar em serviço.

4.7.2 - DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \cdot b_w \cdot \left[\frac{1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \right] , \quad \tau_{wd} = \frac{1/2 \cdot P}{b_w \cdot d}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{f_c}$$

$f_{yd} = 774,9 \text{ MPa} \rightarrow$ estribos de aço com $\phi = 5,0 \text{ mm}$, para todas as vigas ensaiadas

$$\frac{A_{smin}}{s} = 0,07 \cdot b_w$$

a) $P = 2000 \text{ kgf}$, viga V1

$$f_c = 26,0 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{26,0} = 0,765 \text{ MPa} \rightarrow 0,077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2000 - 0,077}{18 \cdot 77,49} \right] = 0,41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

b) $P = 709 \text{ kgf}$, viga V2

$$f_c = 26,0 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{26,0} = 0,765 \text{ MPa} \rightarrow 0,077 \text{ kNf} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 709 - 0,077}{17,5 \cdot 77,49} \right] = 0,147 \text{ cm}^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / m$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

c) $P = 709 \text{ kgf}$, viga V3

$$f_c = 20,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{20,8} = 0,684 \text{ MPa} \rightarrow 0,068 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 709 - 0,068}{17,5 \cdot 77,49} \right] = 0,148 \text{ cm}^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / m$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

d) $P = 709 \text{ kgf}$, viga V4

$$f_c = 23,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{23,9} = 0,733 \text{ MPa} \rightarrow 0,073 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 709 - 0,73}{17,5 \cdot 77,49} \right] = 0,148 \text{ cm}^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / m$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

e) $P = 709 \text{ kgf}$, viga V5

$$f_c = 30,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{30,3} = 0,826 \text{ MPa} \rightarrow 0,083 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 709 - 0,083}{17,5 \cdot 77,49} \right] = 0,147 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

f) $P = 1625 \text{ kgf}$, viga V6

$$f_c = 80,0 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \cdot \sqrt{80,0} = 1,342 \text{ MPa} \rightarrow 0,134 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,07 \cdot 15 = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 50 \left[\frac{1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1625 - 0,134}{17,5 \cdot 77,49} \right] = 0,340 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} < \frac{A_{smin}}{s}, \text{ portanto adota-se } 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0,158 \text{ cm}^2, \text{ adotou-se } \phi 5,0 \text{ mm } (A_s = 0,191 \text{ cm}^2) \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

4.7.3 - CÁLCULO E DEFINIÇÕES DAS TAXAS DE ARMADURA TRANSVERSAL NA REGIÃO DA DESCONTINUIDADE DA VIGA

4.7.3.1 - DEFINIÇÕES

V_{concr} = volume de concreto que envolve a armadura.

V_{arm} = volume de armadura transversal.

$$V_{arm} = A_{st} \cdot (\text{perímetro do estribo})$$

A_{st} = área da armadura do estribo em consideração.

ρ_e = taxa de armadura transversal vertical.

$$\rho_e = \frac{V_{arm}}{V_{concr}}$$

ϕ_e = diâmetro da armadura transversal vertical.

ϕ_{bi} = diâmetro da armadura transversal inclinada.

$\rho_{A\ inc}$ = taxa de armadura transversal inclinada relativa à taxa de armadura transversal vertical.

$\frac{\phi_{bi}}{\phi_e}$ = relação entre a armadura transversal inclinada e a vertical.

Obs: a armadura transversal vertical a ser considerada é a mais próxima do dente, presente na parte da viga de maior altura.

4.7.3.2 - CÁLCULO

• VIGA V1

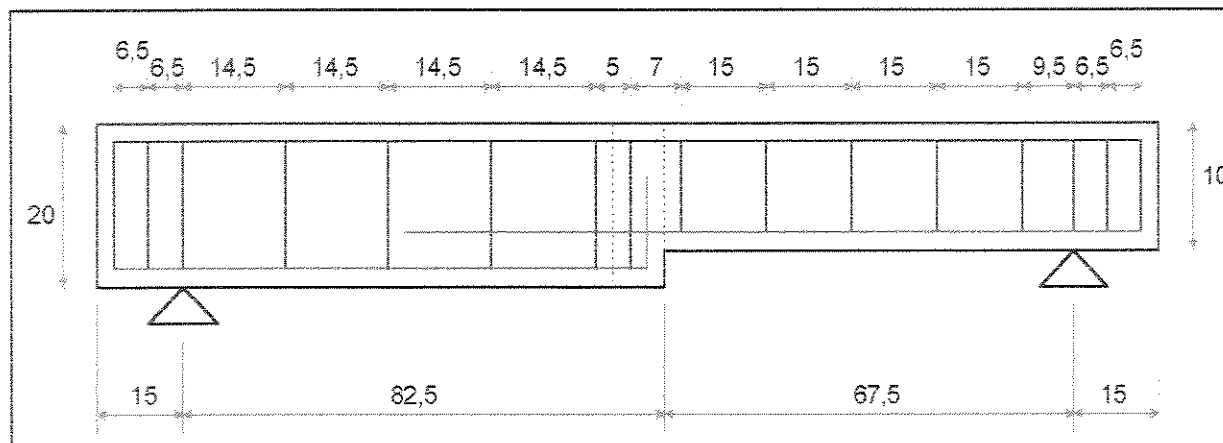
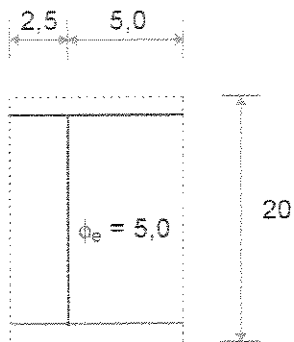


FIGURA 4.22 - Viga V1



Área em destaque

$$b_w = 15 \text{ cm}$$

$$V_{\text{arm}} = A_{\text{st}} \cdot \text{perímetro}$$

$$A_{\text{st}} = 0,196 \text{ cm}^2, \text{ correspondente à área do estribo de } \phi_e = 5,0 \text{ mm}$$

$$V_{\text{arm}} = 0,196 \cdot 60 = 11,76 \text{ cm}^3$$

$$V_{\text{concr}} = 2250 \text{ cm}^3$$

$$\rho_e = \frac{V_{arm}}{V_{concr}} = \frac{11,76}{2250} = 0,0052$$

$$\rho_e = 0,52 \%$$

• VIGA V2

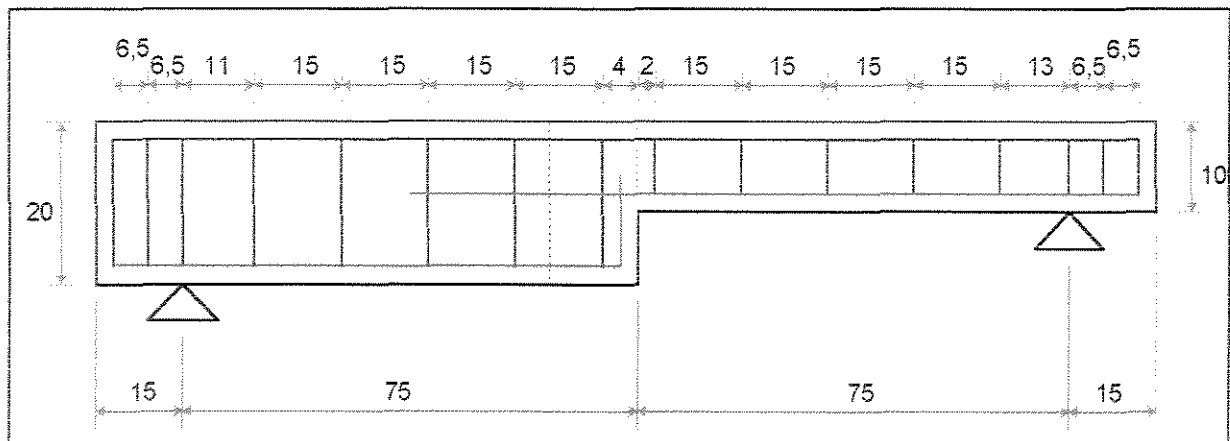
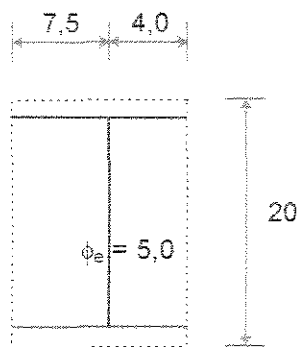


FIGURA 4.23 - Viga V2



Área em destaque

$$b_w = 15 \text{ cm}$$

$$V_{arm} = A_{st} \cdot \text{perímetro}$$

$$A_{st} = 0,196 \text{ cm}^2, \text{ correspondente à área do estribo de } \phi_e = 5,0 \text{ mm}$$

$$V_{arm} = 0,196 \cdot 59 = 11,56 \text{ cm}^3$$

$$V_{concr} = 3450 \text{ cm}^3$$

$$\rho_v = \frac{V_{arm}}{V_{concr}} = \frac{11,56}{3450} = 0,0034$$

$$\rho_v = 0,34 \%$$

• VIGA V3

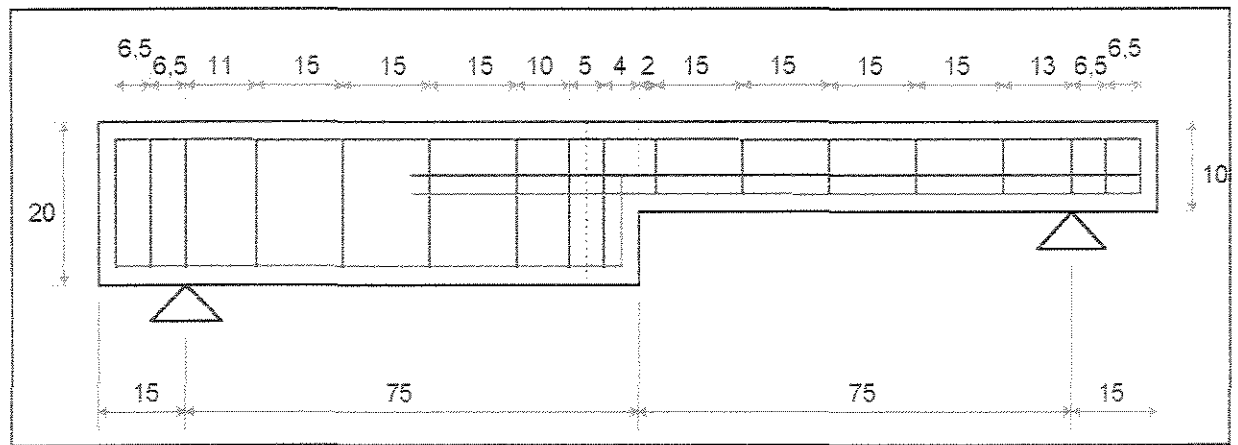
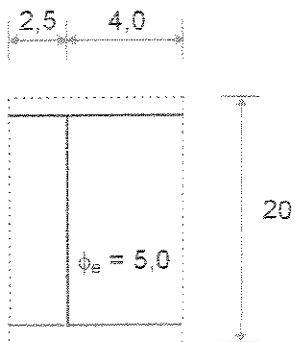


FIGURA 4.24 - Viga V3



Área em destaque

$$b_w = 15 \text{ cm}$$

$A_{st} = 0,196 \text{ cm}^2$, correspondente à área do estribo de $\phi_s = 5,0 \text{ mm}$

$$V_{arm} = 0,196 \cdot 59 = 11,56 \text{ cm}^3$$

$$V_{concr} = 1950 \text{ cm}^3$$

$$\rho_e = \frac{V_{arm}}{V_{concr}} = \frac{11,56}{1950} = 0,0060$$

$$\rho_e = 0,60 \%$$

• VIGA V4

$$\rho_{eV3} = \rho_{eV4} = 0,60 \%$$

$$\phi_{bi} = \phi_e = 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi_{bi}}{\phi_e} = \frac{5,0}{5,0} = 1,0$$

$$\rho_{Ainc} = \rho_e \cdot \frac{\phi_{bi}}{\phi_e} = 0,60 \cdot 1,0 = 0,60 \%$$

• VIGA V5 (= VIGA V6)

$$\rho_{eV4} = \rho_{eV5} = 0,60 \%$$

$$\phi_{bi} = 6,3 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi_{bi}}{\phi_e} = \frac{6,3}{5,0} = 1,26$$

$$\rho_{Ainc} = \rho_e \cdot \frac{\phi_{bi}}{\phi_e} = 0,60 \cdot 1,26 = 0,76 \%$$

5 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo o objetivo principal é descrever os detalhes referentes ao ensaio de cada viga, e apresentar os resultados que foram obtidos através dos ensaios efetuados.

Iniciaram-se os ensaios pelas vigas armadas com estribos verticais na região da descontinuidade, vigas V1 e V2, seguidas pela viga V3 com a introdução da armadura de pele na parte da viga de menor altura (10 cm).

Face aos resultados, partiu-se para uma segunda etapa dos ensaios, nos quais foram analisadas as vigas armadas com estribos verticais e barras inclinadas como armaduras de suspensão, além do aumento da taxa de armadura de pele, vigas V4 e V5.

Com o resultado satisfatório da viga V5, foi ensaiada uma última viga, a V6, usando concreto de alta resistência (em torno de 80 MPa), mas com o mesmo esquema de armação executado na viga V5.

A tabela 5.1 mostra as taxas de armaduras adotadas para as diversas armações utilizadas na região de descontinuidade das vigas (dentes).

TABELA 5.1 - Diâmetros e taxas das armaduras utilizadas nas vigas

VIGAS	ϕ_e (mm)	ρ_e (%)	ϕ_{bi} (mm)	$\rho_{A\ inc}$ (%)	$\phi_{A\ p}$ (mm)	$\rho_{A\ p}$ (%)
V1	5,0	0,52	—	—	—	—
V2	5,0	0,34	—	—	—	—
V3	5,0	0,60	—	—	5,0	0,13
V4	5,0	0,60	5,0	0,60	5,0	0,26
V5	5,0	0,60	6,3	0,76	5,0	0,26
V6	5,0	0,60	6,3	0,76	5,0	0,26

As cargas iniciais de fissuração, de ruptura e de escoamento, bem como as resistências à compressão dos concretos, encontram-se na tabela 5.2.

TABELA 5.2 - Resumo das principais cargas e das resistências do concreto das vigas

VIGAS	$F_{u,calc}$ (kN)	CARGAS (kN)					f_c (14 dias) (MPa)
		Ruptura da viga	Flecha máxima (NBR 6118 ^[1])	Início de Escoamento da armadura de flexão	Primeiras fissuras	Abertura da fissura principal (0,2 mm)	
V1	40,10	35,0	22,13		1,0	—	26,0
V2	15,82	20,0	10,68	19,11	1,0	—	26,0
V3	15,19	20,0	10,14	20,17	3,0	—	20,8
V4	15,61	22,5	10,50	21,00	4,0/6,0	—	23,9
V5	16,18	25,0	13,00	23,90	6,0	18,82	30,3
V6	18,69	35,0	16,28	26,00	5,0	27,87	*

(*) Como não foi possível encontrar a resistência à compressão do concreto de alta resistência, adotou-se um $f_c = 80$ MPa, que corresponde à resistência do concreto obtida em ensaios realizados anteriormente em laboratório utilizando-se o mesmo traço e as mesmas marcas de cimento, sílica ativa e superplastificantes, que foram usados na execução da viga V6.

Como ilustração dos ensaios, apresentam-se nas figuras 4.1 a 4.91 os detalhes da fissuração e os diagramas obtidos para as vigas ensaiadas.

5.1 - VIGA V1

A viga V1 foi armada segundo os modelos de dimensionamento propostos pela NBR 6118^[1], dimensionamento à flexão.

A viga V1 foi executada e ensaiada como parte integrante da disciplina IC601 - Análise Experimental de Estruturas. Com isso a escolha da relação altura do dente/altura da viga igual a $\frac{1}{4}$ foi realizada antes da pesquisa bibliográfica, que indicou melhores resultados para essa relação igual a $\frac{1}{2}$, a qual foi adotada como constante para as demais vigas ensaiadas nesta pesquisa.

A viga V1 foi dimensionada para suportar uma carga de 40,10 kN e executada com concreto de $f_{ck} = 20$ MPa.

A viga V1 foi carregada até atingir a carga máxima de 35,0 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5 kN.

O estribo T1 trabalhou apenas à compressão (figura 5.2).

O estribo T2 trabalhou primeiramente à compressão e depois à tração, mas com deformações muito pequenas, não chegando a funcionar como estribo de suspensão (figura 5.3).

As armaduras longitudinais nas posições L1 e L3 foram pouco tracionadas em relação à posição L2 (figura 5.8).

Devido à baixa solicitação por tração da ancoragem da armadura longitudinal da parte da viga de menor altura na posição L1 (figura 5.4), adotou-se o mesmo comprimento de ancoragem para as vigas V2, V3 e V4. A partir da viga V5 analisou-se melhor essa ancoragem.

A parte da viga mais solicitada foi exatamente a de menor altura (ver posição L2 na figura 5.5), entretanto, parece que a presença da descontinuidade não afetou o comportamento estrutural da peça, que rompeu por flexão.

As figuras 5.2 a 5.8 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A armadura de flexão na posição L2 atingiu o escoamento com a carga de 35,0 kN, e foi mais solicitada que a posição L1 presente na mesma armadura.

A flecha máxima permitida por norma (NBR 6118^[1]), igual a 5,0 mm, foi alcançada com a carga de 22,13 kN. A figura 5.1 mostra a evolução da flecha para a viga V1.

A resistência média à compressão do concreto de 26,0 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos - de - prova cilíndricos, submetidos à compressão axial.

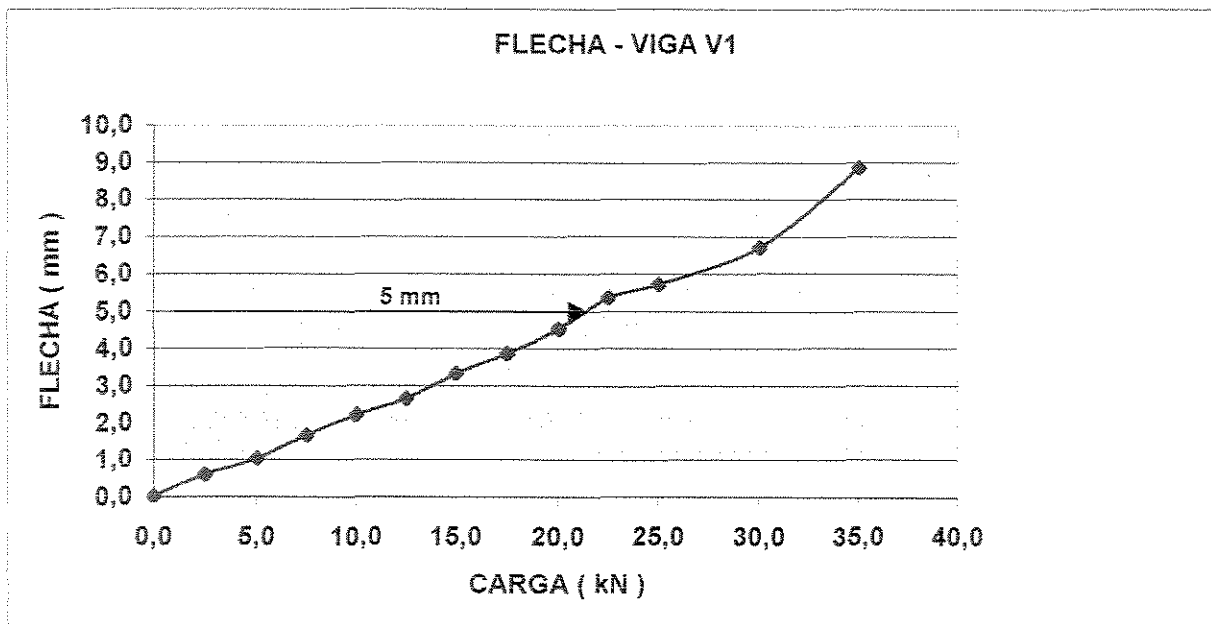


FIGURA 5.1 - Curva carga x flecha - VIGA V1

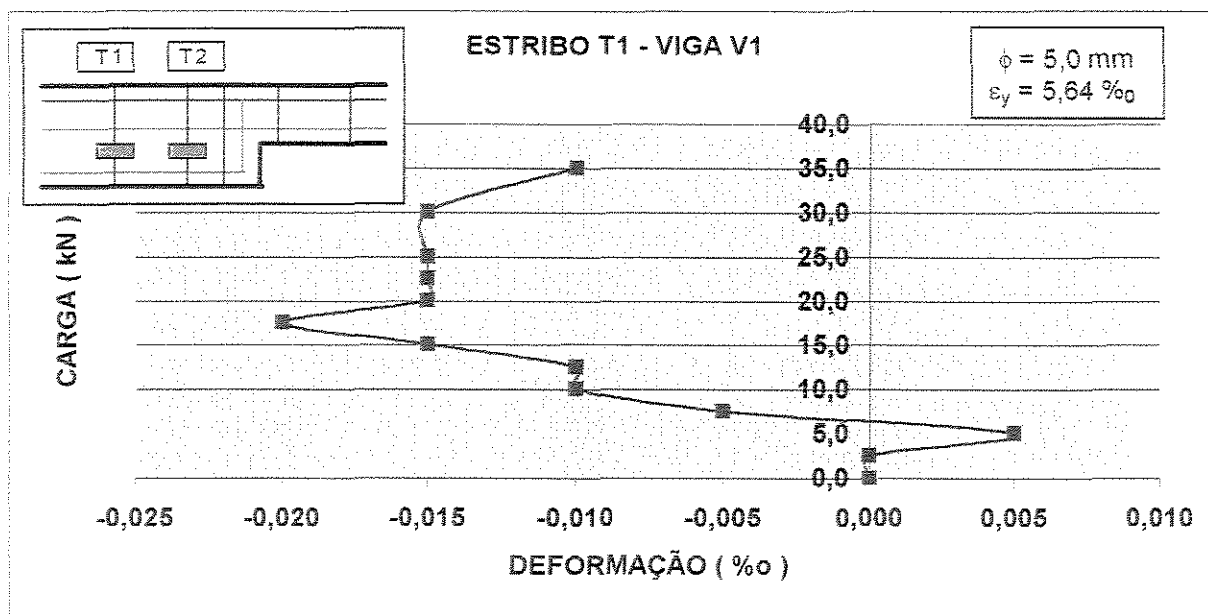


FIGURA 5.2 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V1

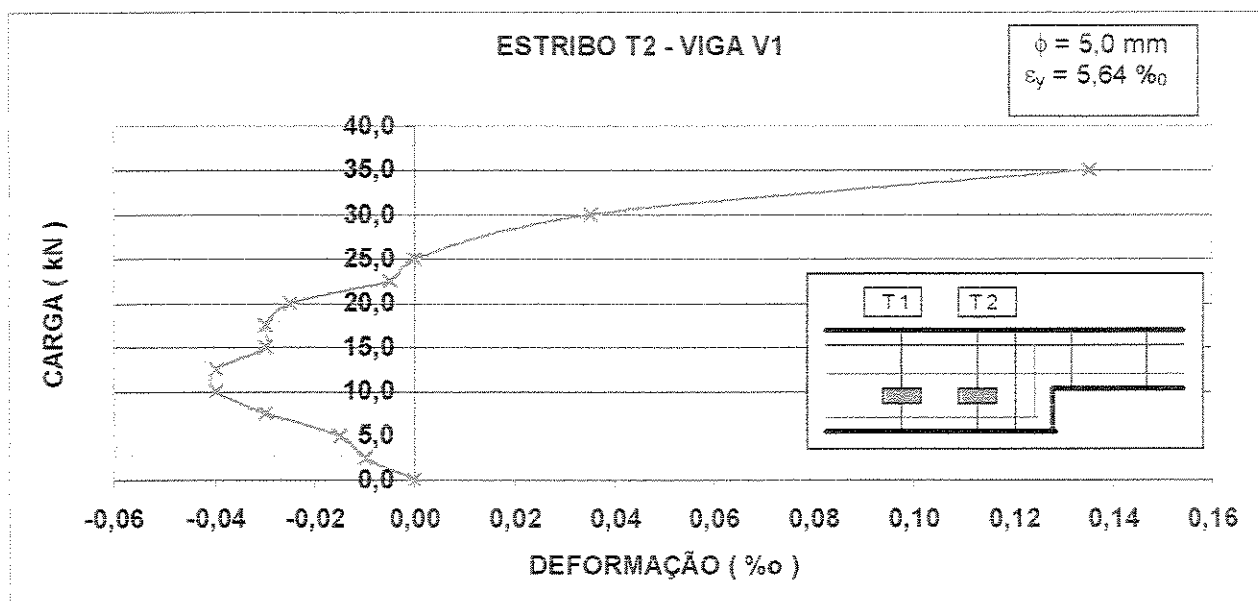


FIGURA 5.3 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V1

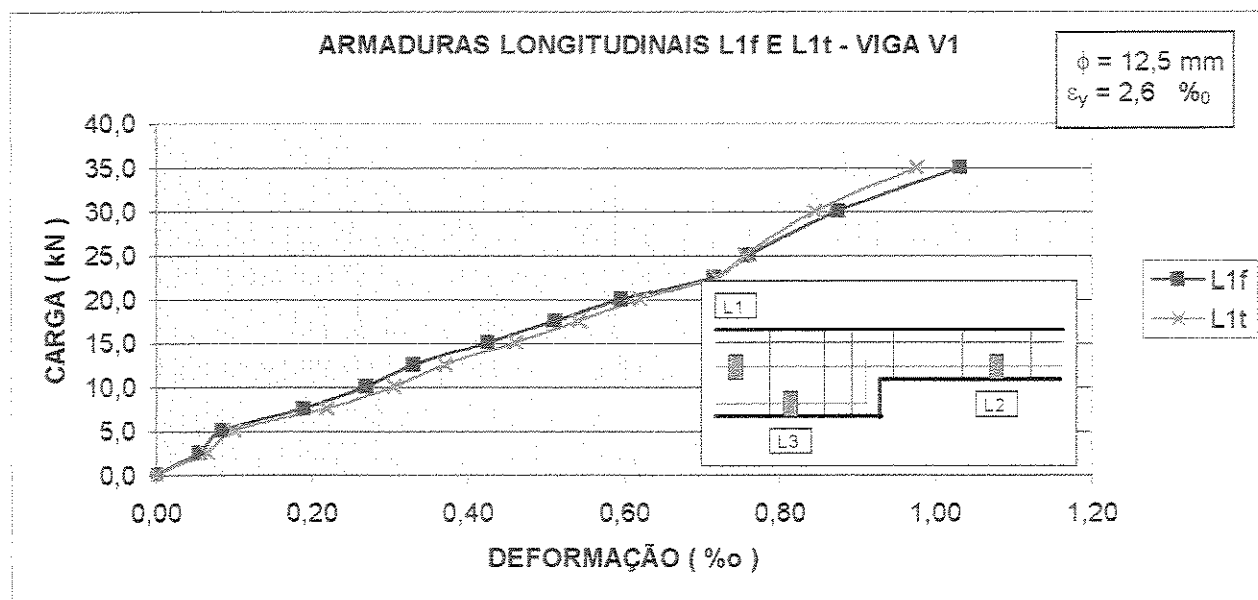


FIGURA 5.4 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, nas posições L1f e L1t - VIGA V1

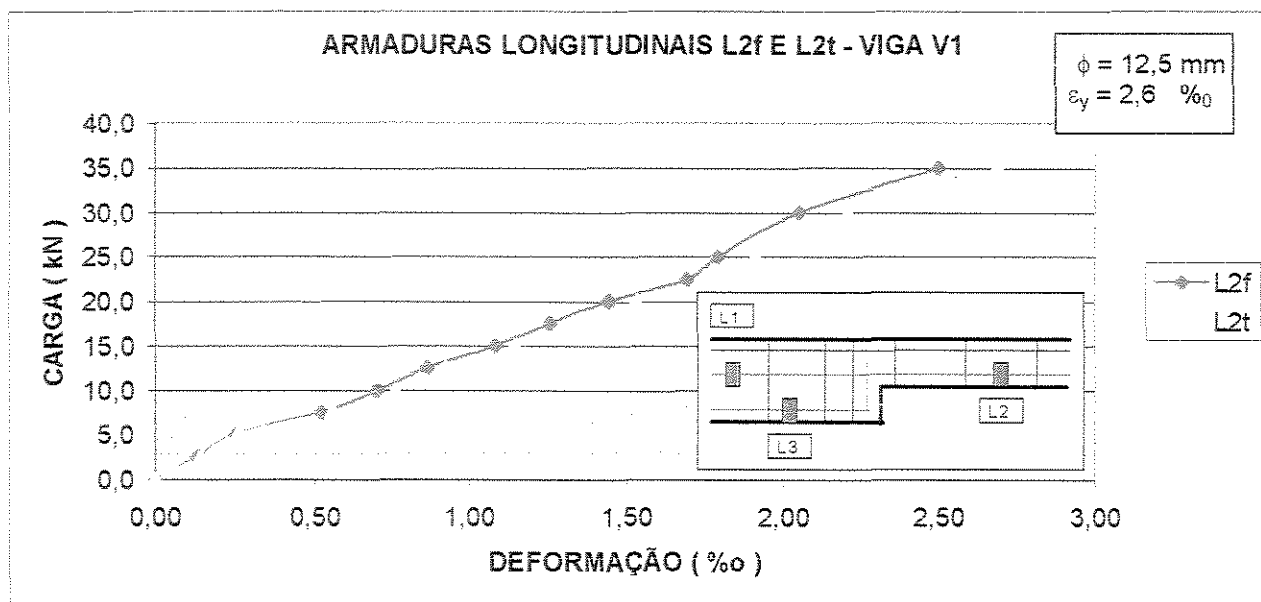


FIGURA 5.5 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal da parte da viga de altura 15 cm, nas posições L2f e L2t - VIGA V1

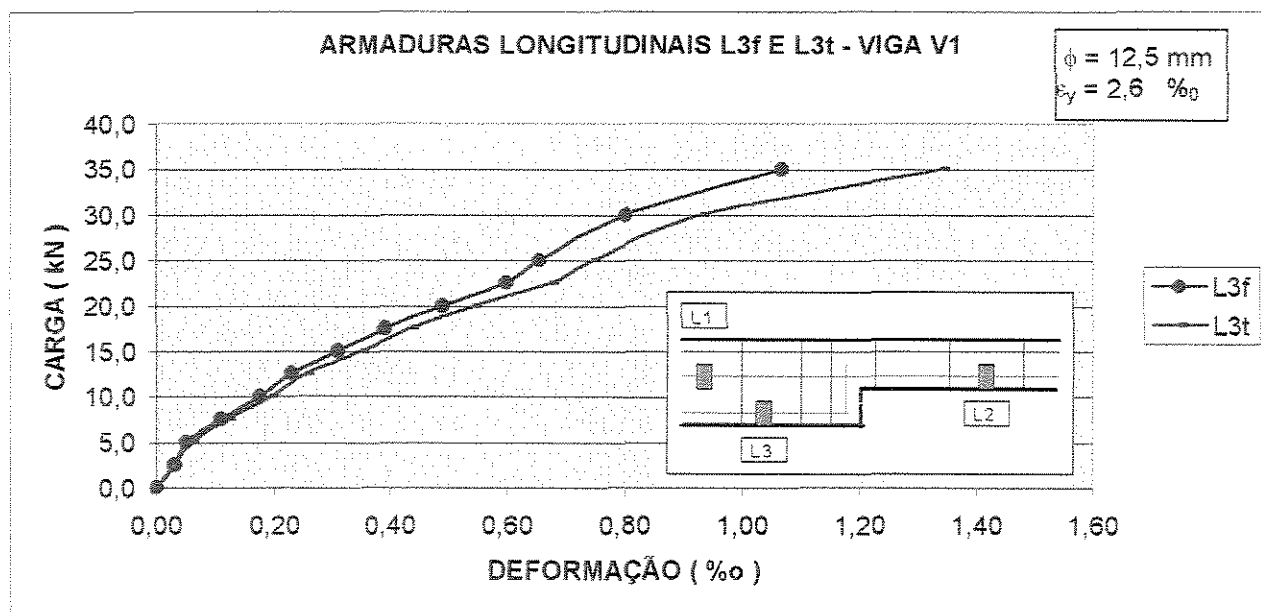


FIGURA 5.6 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal da parte da viga de altura 20 cm nas posições L3f e L3t - VIGA V1

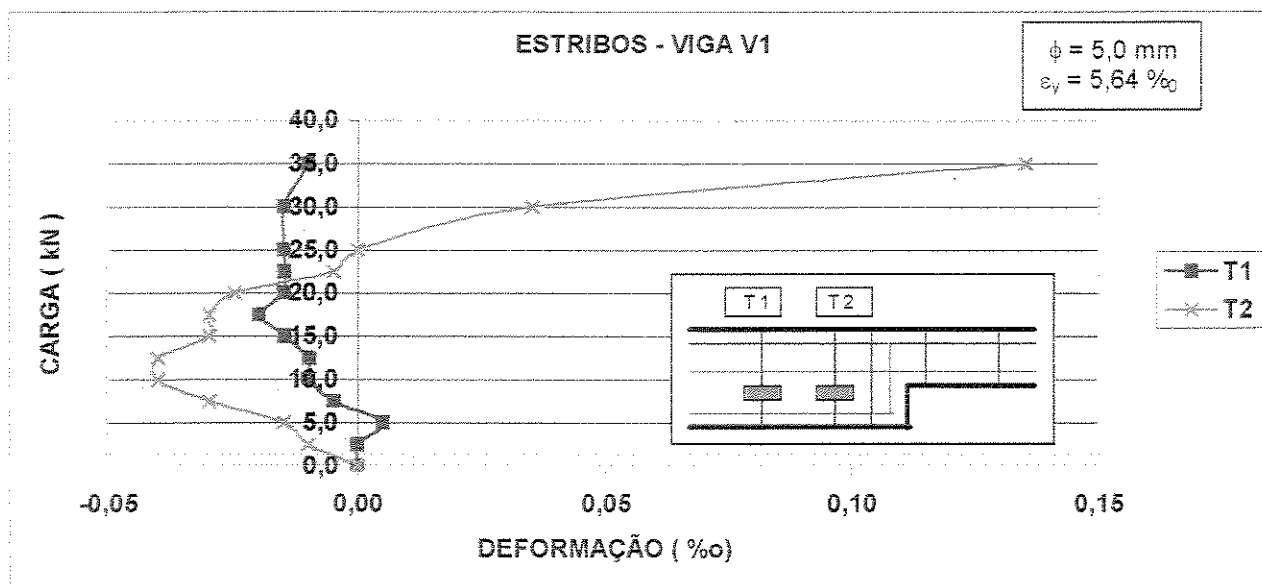


FIGURA 5.7 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1 e T2 - VIGA V1

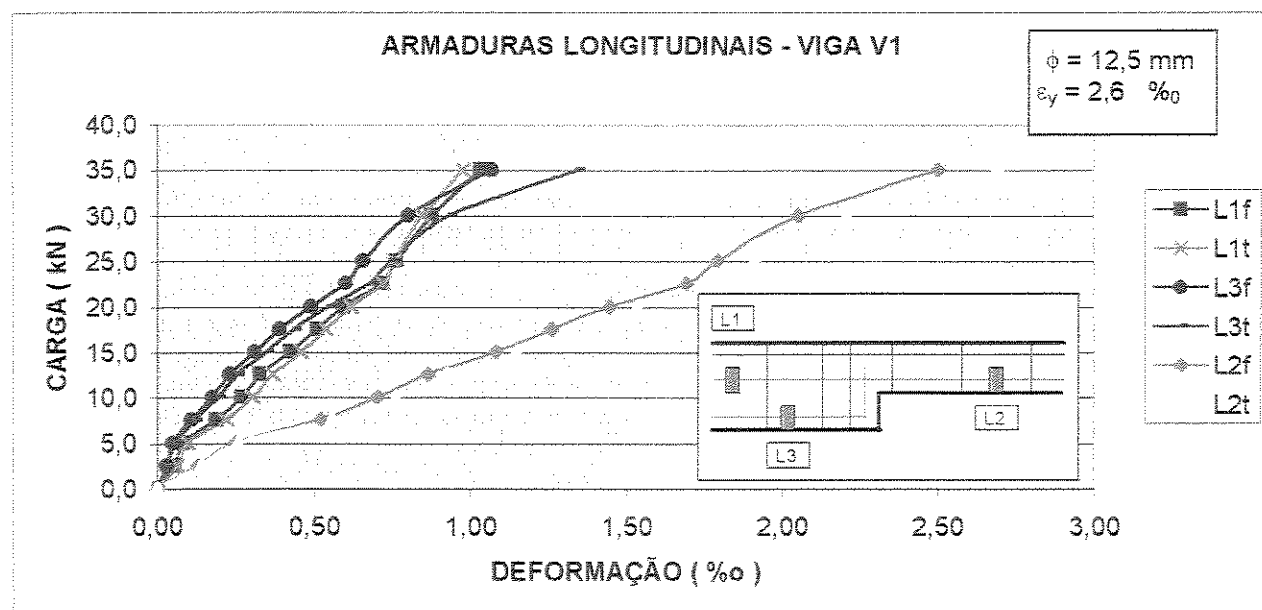


FIGURA 5.8 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras longitudinais de flexão nas posições L1, L2 e L3 - VIGA V1

5.2 - VIGA V2

A viga V2 foi armada segundo os modelos de dimensionamento propostos pela NBR 6118^[1], dimensionamento à flexão.

A viga V2 foi dimensionada para suportar uma carga de 15,82 kN e executada com concreto de $f_{ck} = 20$ MPa.

A viga V2 foi carregada até atingir a carga máxima de 20,0 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 1,0 kN de carga.

O estribo T1 trabalhou apenas à compressão (figura 5.10).

O estribo T3 trabalhou como estribo de suspensão, mas não alcançou a tensão de escoamento do aço. Portanto, a mudança da relação altura do dente/altura da viga de $\frac{1}{4}$ para $\frac{1}{2}$ fez com que esse estribo trabalhasse como era esperado (figura 5.11).

Os estribos T4, T5 e T6 trabalharam como era esperado na flexão, primeiramente à compressão e depois à tração, formando um modelo de treliça (figuras 5.12 a 5.14).

A armadura de flexão na posição L4 atingiu o escoamento com a carga de 19,11 kN, e foi solicitada muito mais que as posições L1 e L3 presentes na mesma armadura (figura 5.20).

A armadura de flexão na posição L3, presente na parte da viga com altura 20 cm, quase não trabalhou. Portanto, foi suprimida essa instrumentação nas demais vigas, pois não é necessário seu monitoramento.

As figuras 5.10 a 5.20 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A fissuração inicial no canto reentrante apresentou uma inclinação quase que vertical de aproximadamente 75° , sendo que as primeiras fissuras apareceram assim que foi aplicada a carga de 1,0 kN.

A evolução da fissuração na viga de menor altura foi muito rápida. A figura 5.21 mostra a evolução da fissuração na viga V2 ensaiada.

A flecha admissível de acordo com a NBR 6118^[1] é neste caso igual a 5,0 mm, e foi alcançada com a carga de 10,68 kN. A evolução da flecha durante o ensaio é mostrada na figura 5.9.

A resistência média à compressão do concreto de 26,0 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos - de - prova cilíndricos, submetidos à compressão axial.

Não pode-se fazer comparações entre as vigas V1 e V2 devido às dimensões diferenciadas dos dentes nas duas vigas ensaiadas.

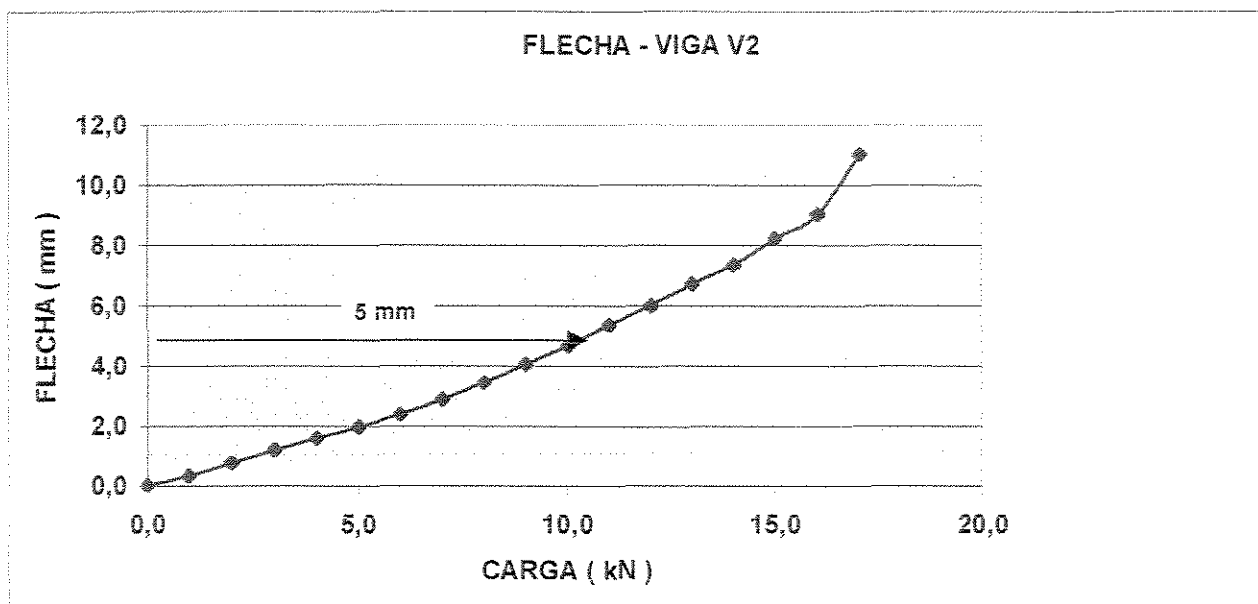


FIGURA 5.9 - Curva carga x flecha - VIGA V2

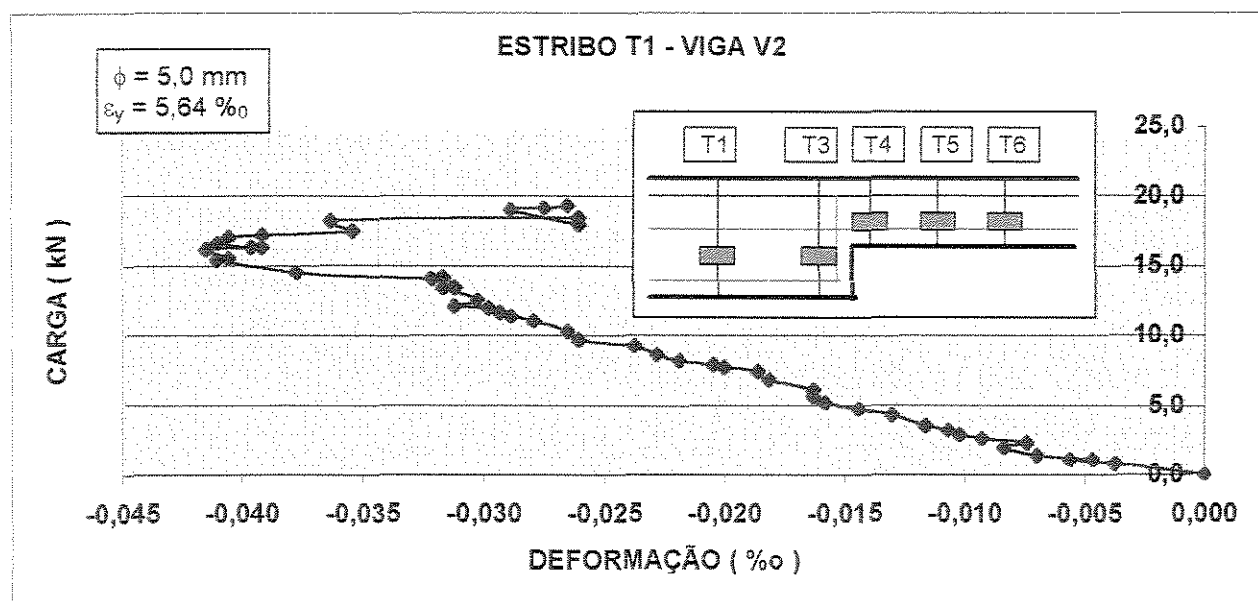


FIGURA 5.10 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V2

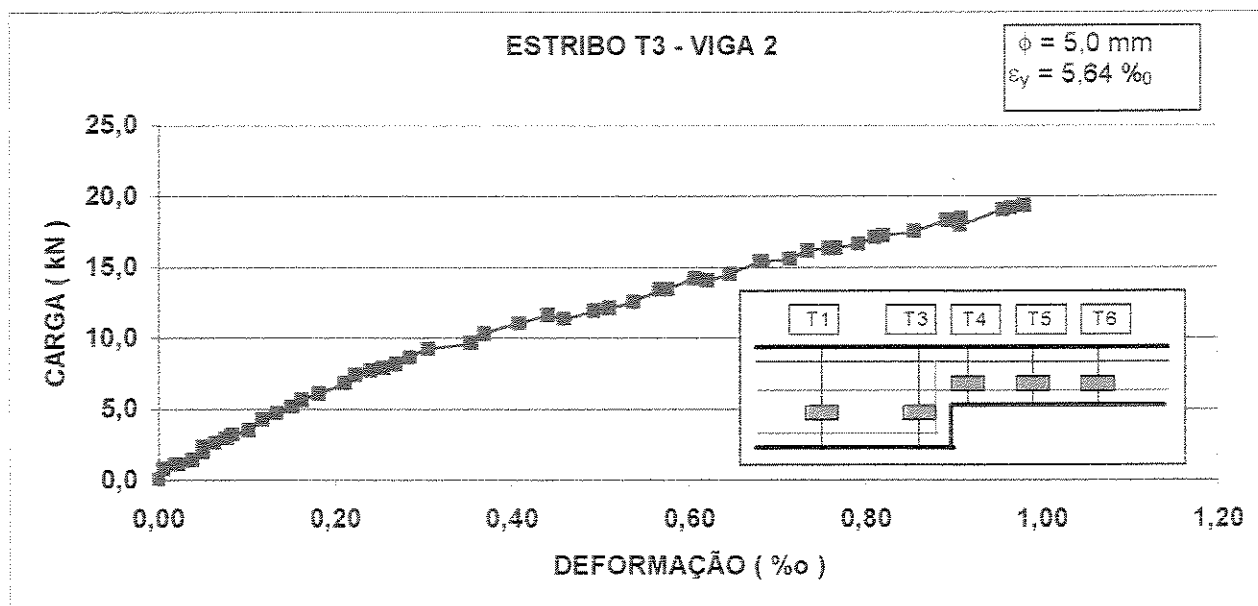


FIGURA 5.11 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V2

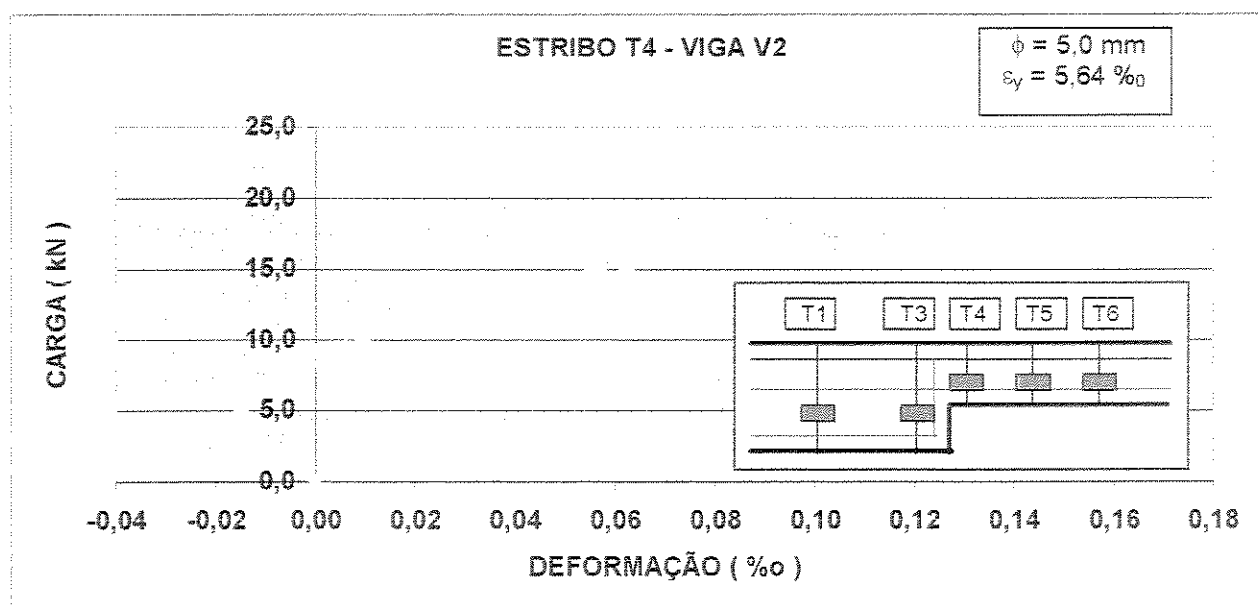


FIGURA 5.12 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V2

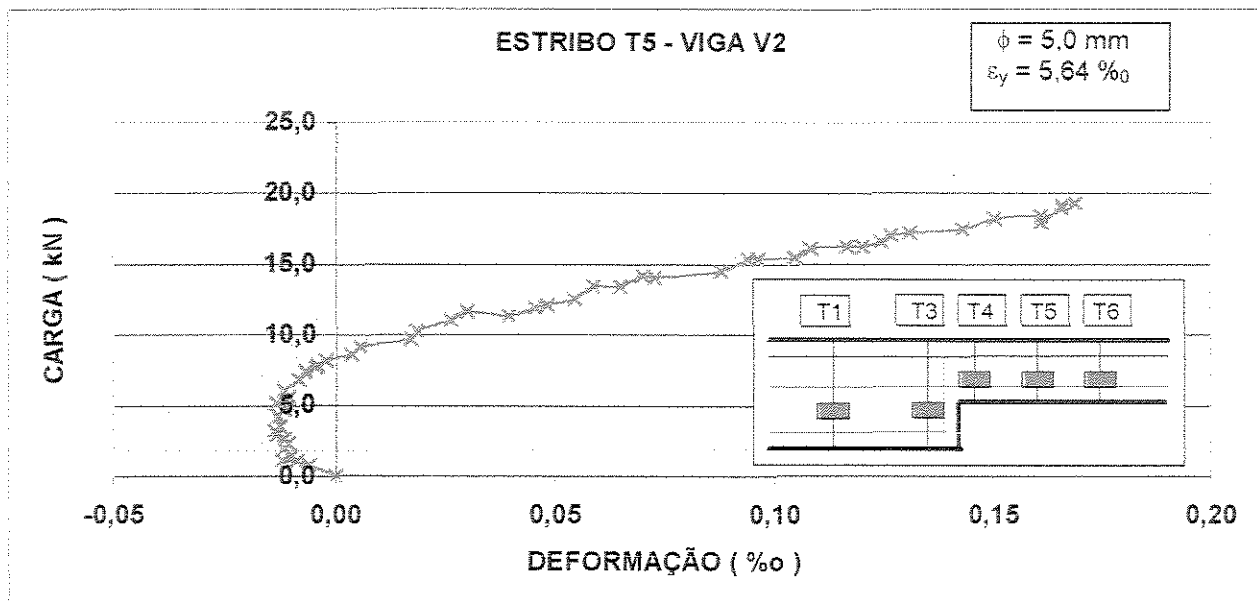


FIGURA 5.13 - Curva carga x deformação no estribo na posição T5 - VIGA V2

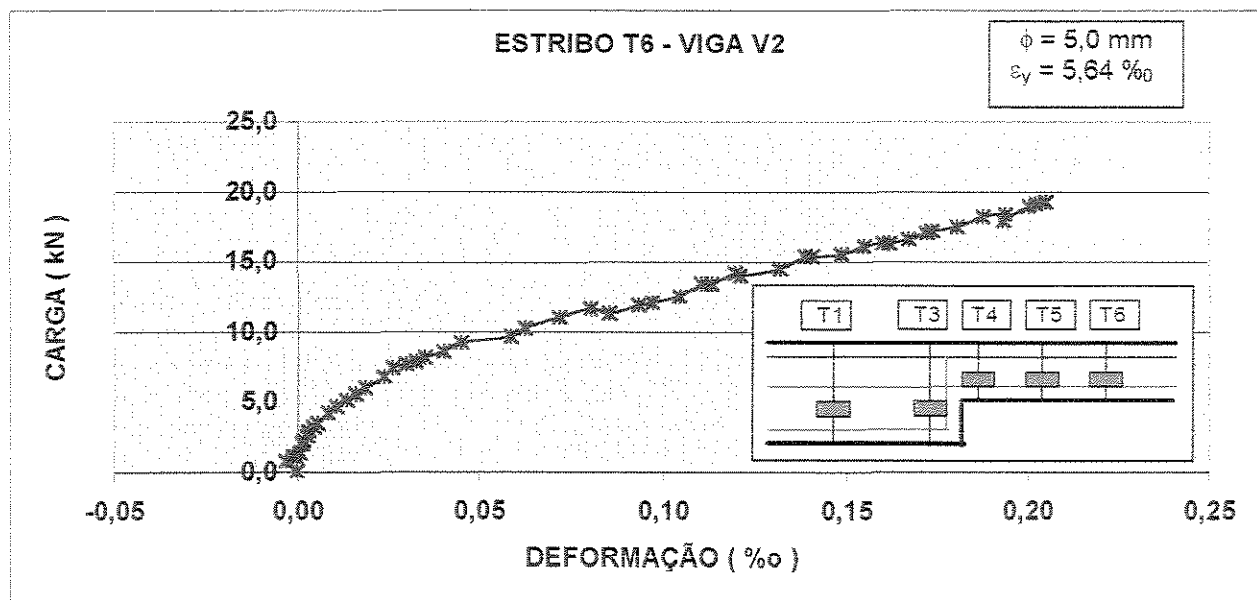


FIGURA 5.14 - Curva carga x deformação no estribo na posição T6 - VIGA V2

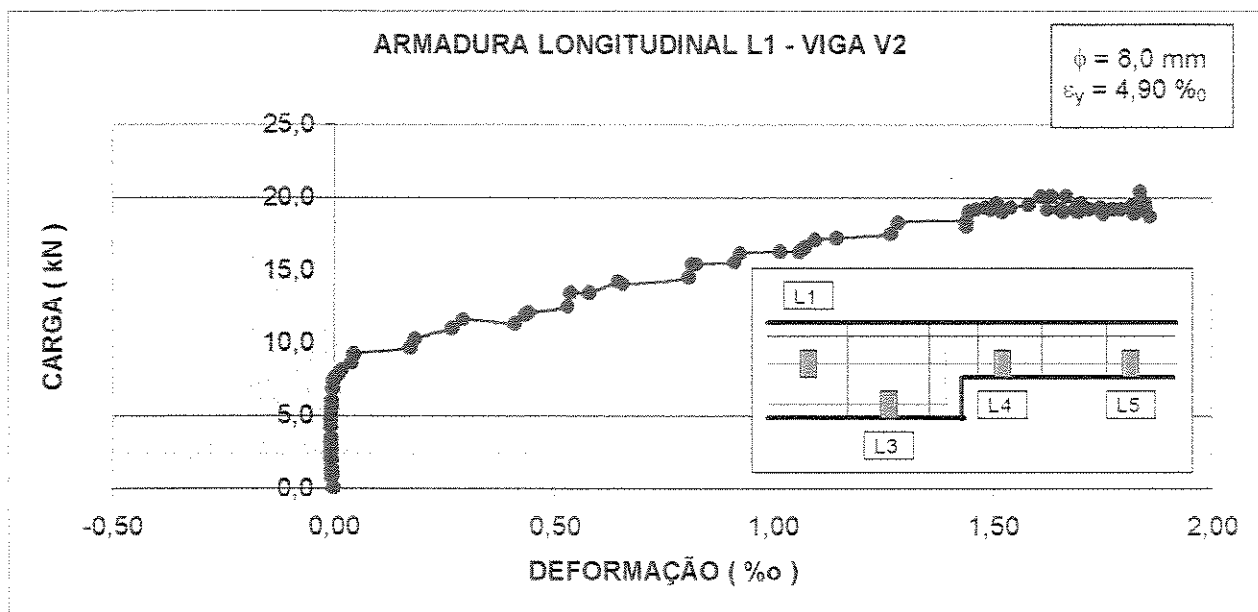


FIGURA 5.15 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V2

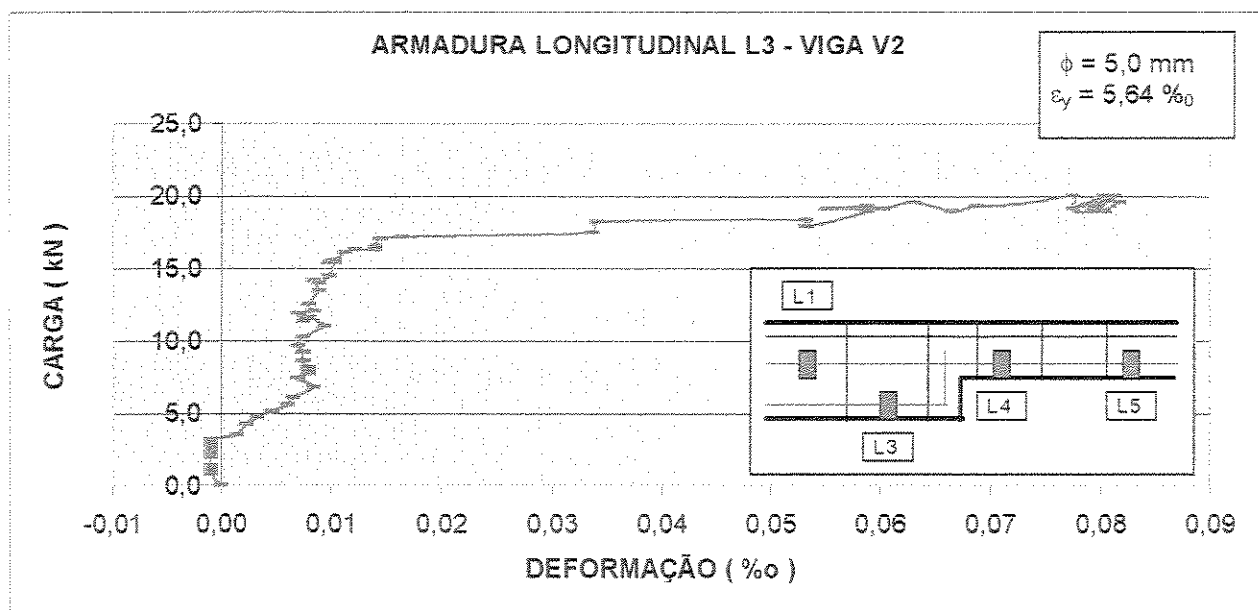


FIGURA 5.16 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de maior altura (20 cm) na posição L3 - VIGA V2

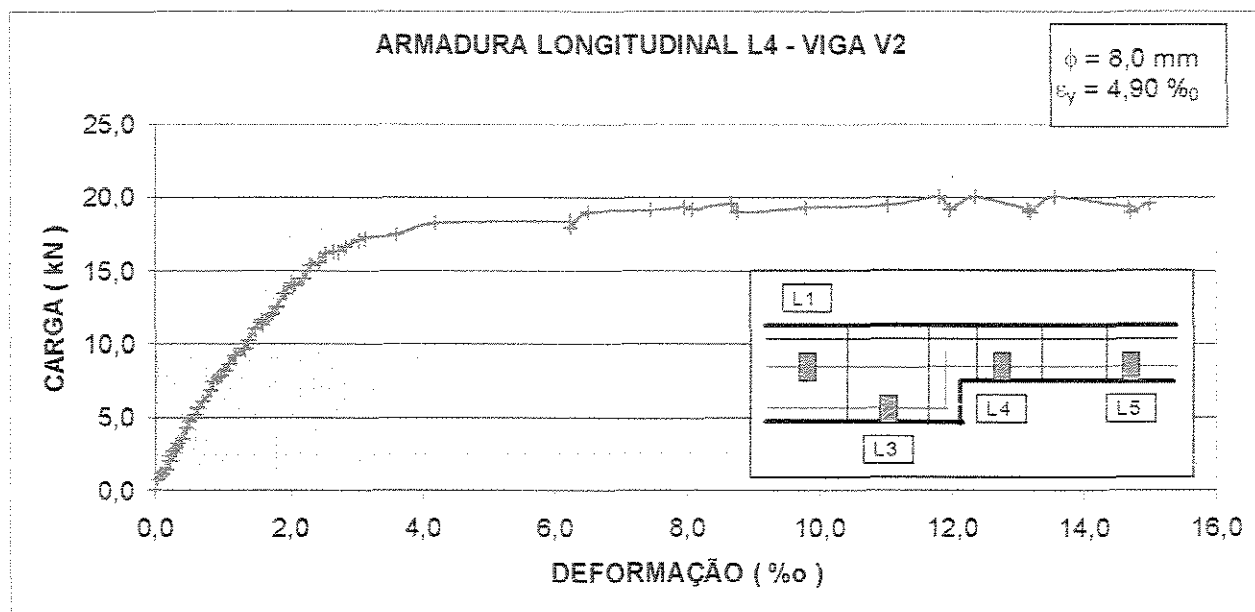


FIGURA 5.17 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L4 - VIGA V2

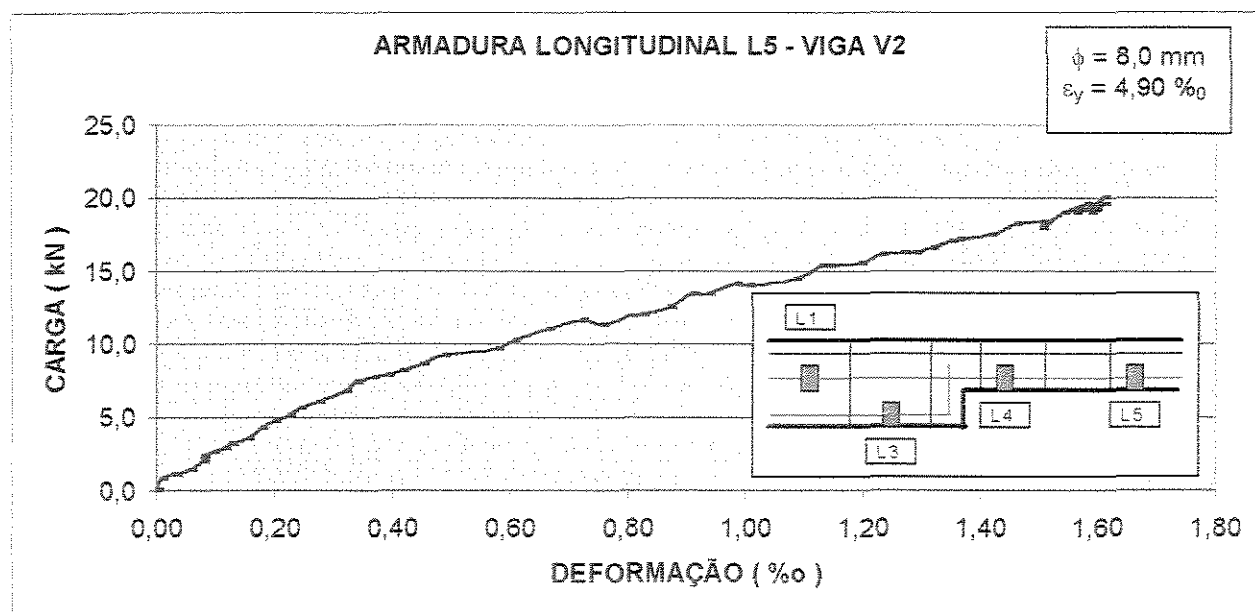


FIGURA 5.18 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L5 - VIGA V2

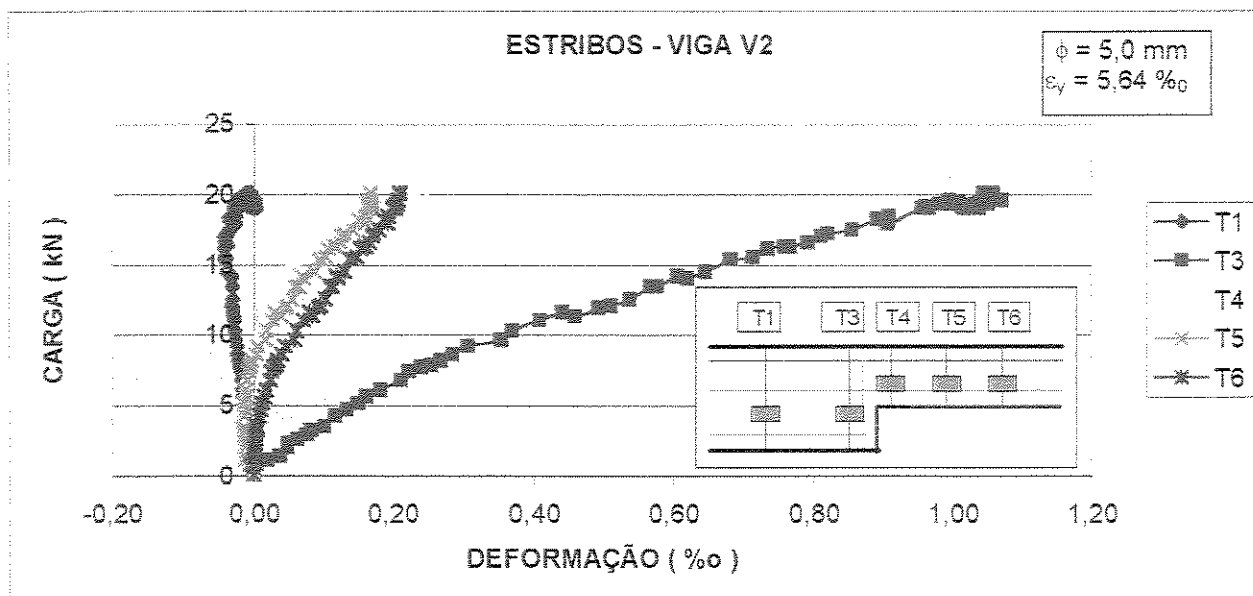


FIGURA 5.19 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1, T3, T4, T5 e T6 - VIGA V2

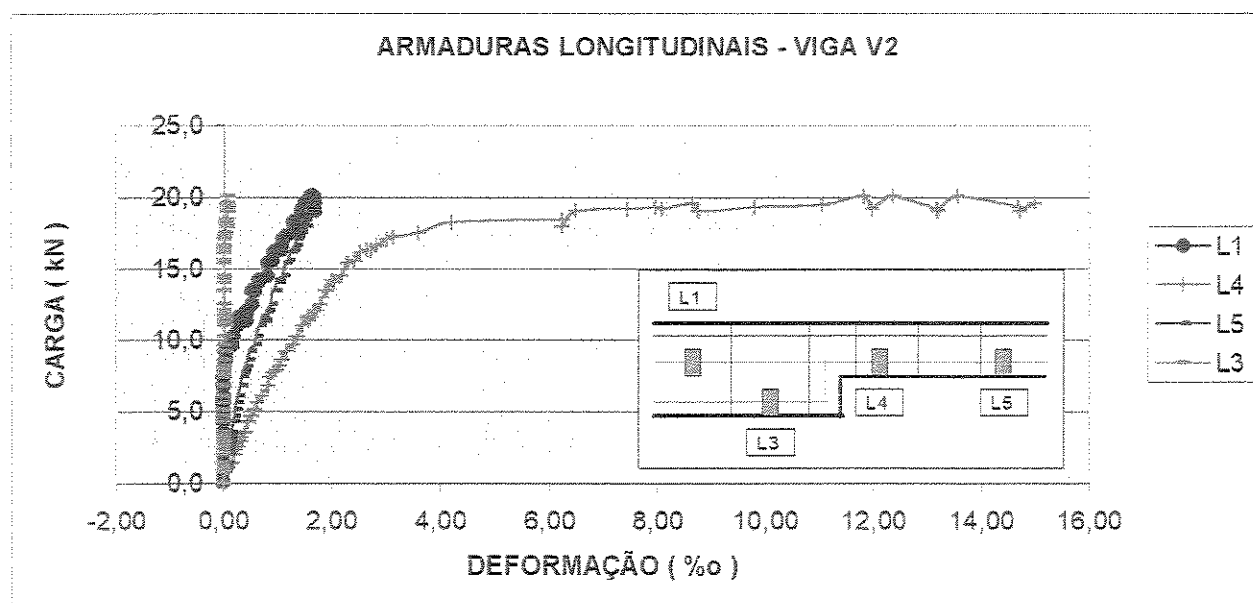


FIGURA 5.20 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras longitudinais nas posições L1, L3, L4 e L5 - VIGA V2

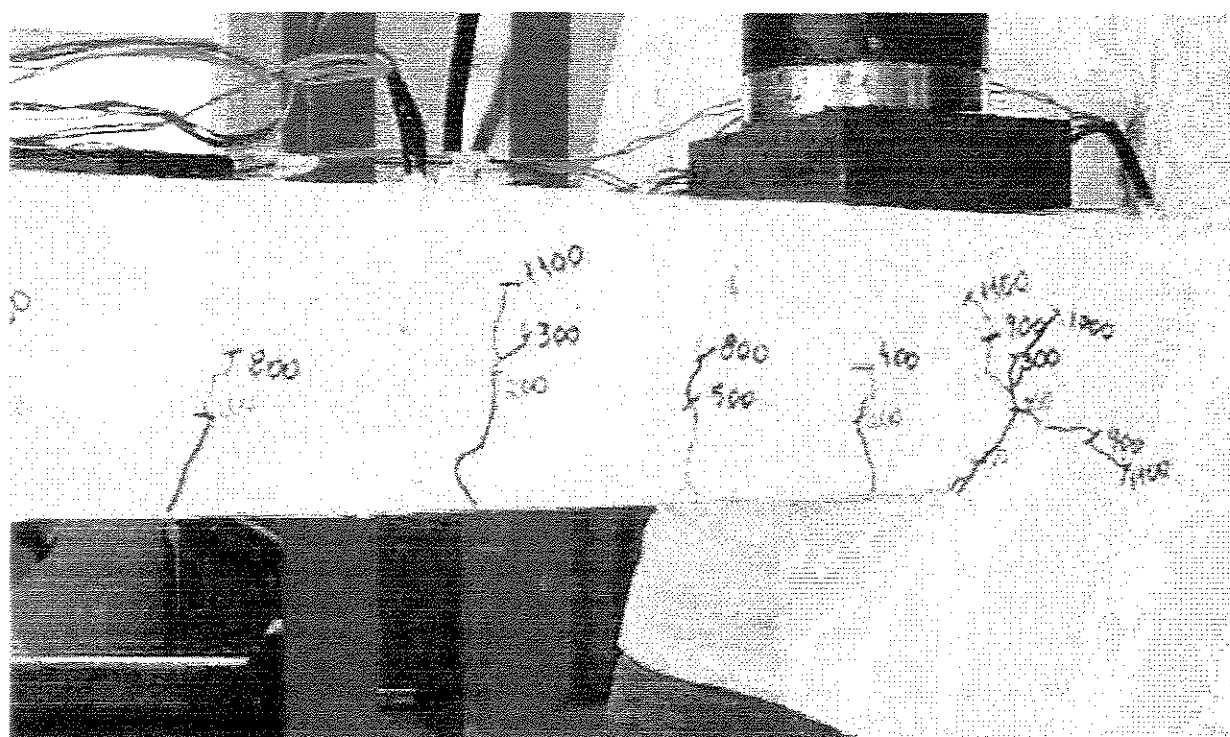
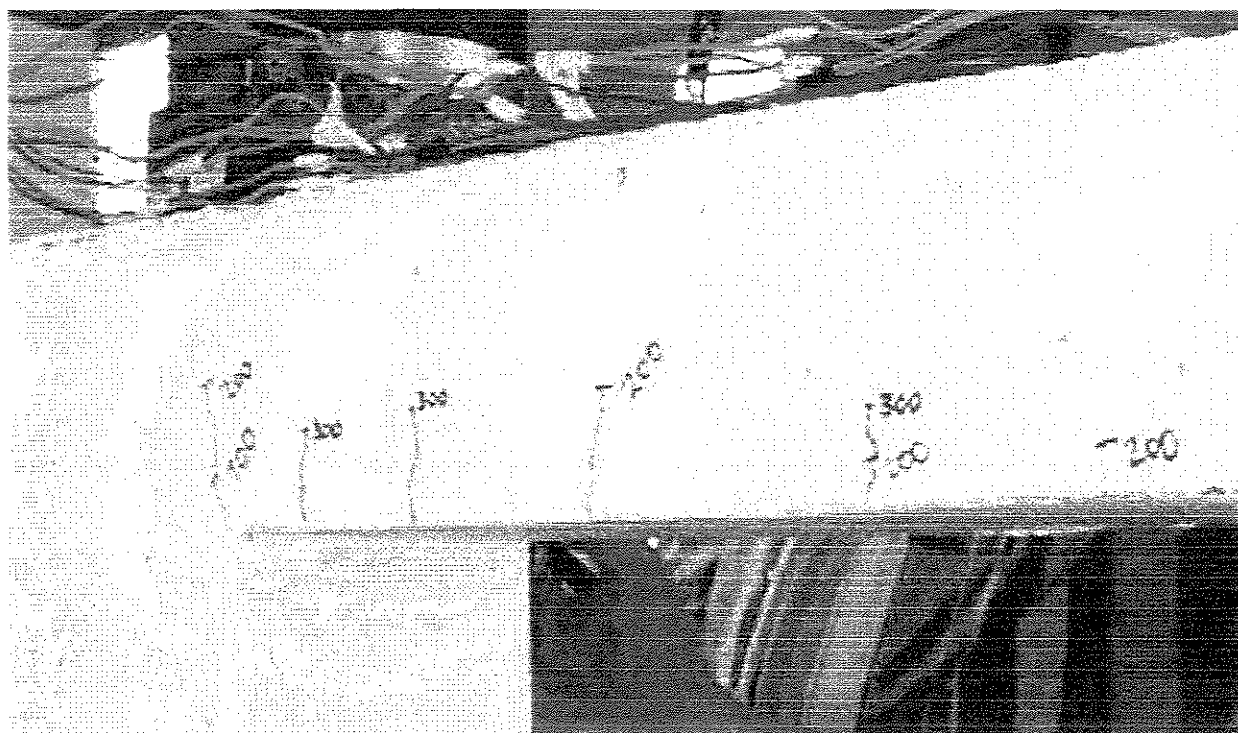


FIGURA 5.21 - Evolução do processo de fissuração da VIGA V2

5.3 - VIGA V3

A viga V3 foi armada como a viga V2, dimensionamento à flexão, com o acréscimo de uma armadura de pele localizada na parte da viga de menor altura (10 cm), com taxa $\rho = 0,13 \%$, com a finalidade de evitar uma propagação muito rápida das fissuras, em direção ao topo da viga.

A viga V3 foi dimensionada para suportar uma carga de 15,19 kN.

A viga V3 foi carregada até atingir a carga máxima de 20,0 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos que variaram de 1,0 kN a 2,0 kN de carga.

O estribo na posição T1 trabalhou apenas à compressão (figura 5.23), equivalente ao estribo T1 da viga V2 (ver figura 5.10).

Os estribos T2, T3, T4 e T5 trabalharam somente à tração, formando um modelo de treliça.

Os estribos nas posições T2 e T3 trabalharam como estribos de suspensão (figuras 5.24 e 5.25), mas não alcançaram a tensão de escoamento do aço. O estribo T3 foi um pouco mais solicitado que o estribo T2.

O estribo na posição T3 da viga V3 foi um pouco menos solicitado que o mesmo estribo da viga V2. Isto se deve à presença do estribo na posição T2 na viga V3, que auxilia na suspensão da carga.

O estribo na posição T4 (figura 5.26) da viga V3 foi mais solicitado que seu correspondente na viga V2 (figura 5.12).

Os estribos na posição T5 das vigas V2 (figura 5.13) e V3 (figura 5.27) foram muito pouco tracionados.

A armadura de flexão na posição L4 atingiu o escoamento com a carga de 20,17 kN, e foi solicitada muito mais que as posições L1 e L5 presentes na mesma armadura (figura 5.32).

As armaduras longitudinais nas posições L1, L4 e L5 das vigas V2 e V3 obtiveram praticamente as mesmas tensões de tração. Isso ocorreu pois o carregamento aplicado durante o ensaio foi o mesmo para as duas vigas, dimensionadas igualmente, portanto a presença de mais um estribo na posição T2 e a armadura de pele na posição L6 não afetaram o comportamento estrutural da peça, apenas redistribuíram as cargas nos estribos e impediram a abertura rápida das fissuras de flexão.

O extensômetro colocado na armadura de pele na posição L6, presente na parte da viga com altura 10 cm, foi danificado quando da concretagem da viga, não sendo possível fazer suas leituras.

As figuras 5.23 a 5.32 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A fissuração inicial no canto reentrante apresentou uma inclinação quase que vertical de aproximadamente 75° , sendo que as primeiras fissuras apareceram assim que foi aplicada a carga de 3,0 kN.

A armadura de pele presente na viga de menor altura trabalhou como era esperado, evitando a rápida propagação das fissuras. Com este resultado aumentou-se a taxa de armadura de pele no próximo ensaio, a fim de verificar sua eficácia e sua

possível utilização nos ensaios de vigas utilizando concretos de alta resistência. A figura 5.33 mostra a evolução da fissuração na viga V3 ensaiada.

A flecha admissível de acordo com a NBR 6118^[1] é neste caso igual a 5,0 mm, e foi alcançada com a carga de 10,14 kN. A evolução da flecha durante o ensaio é mostrada na figura 5.22.

A resistência média à compressão do concreto de 20,8 MPa foi determinada através dos ensaios de três corpos - de - prova cilíndricos, submetidos à compressão axial.

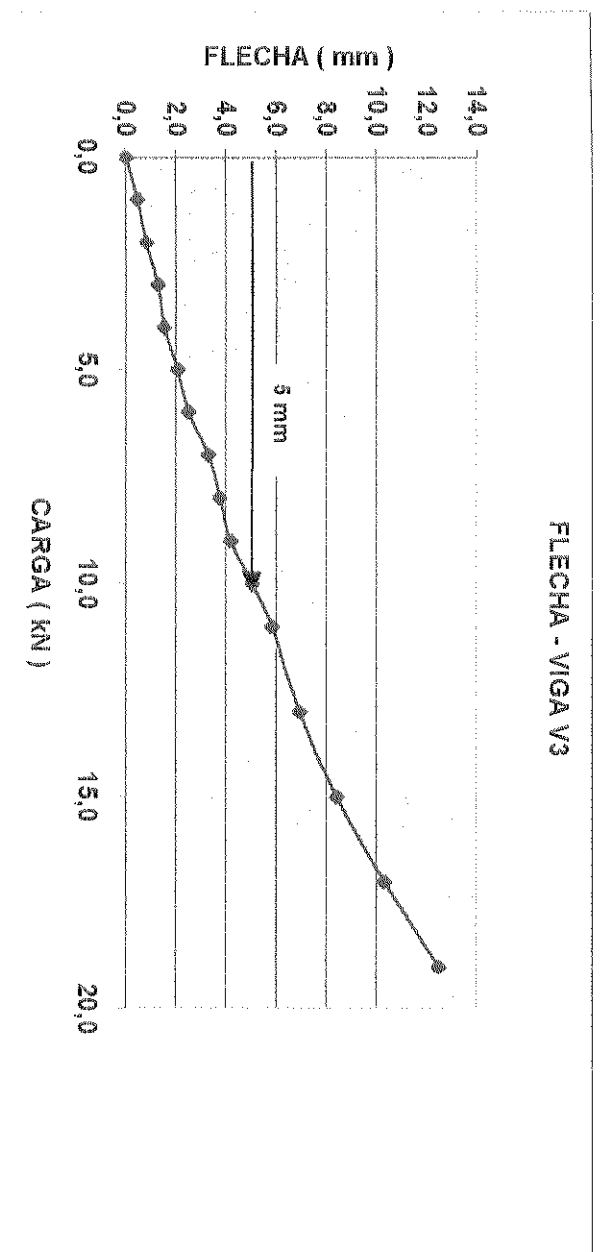


FIGURA 5.22 - Curva carga x flecha - VIGA V3

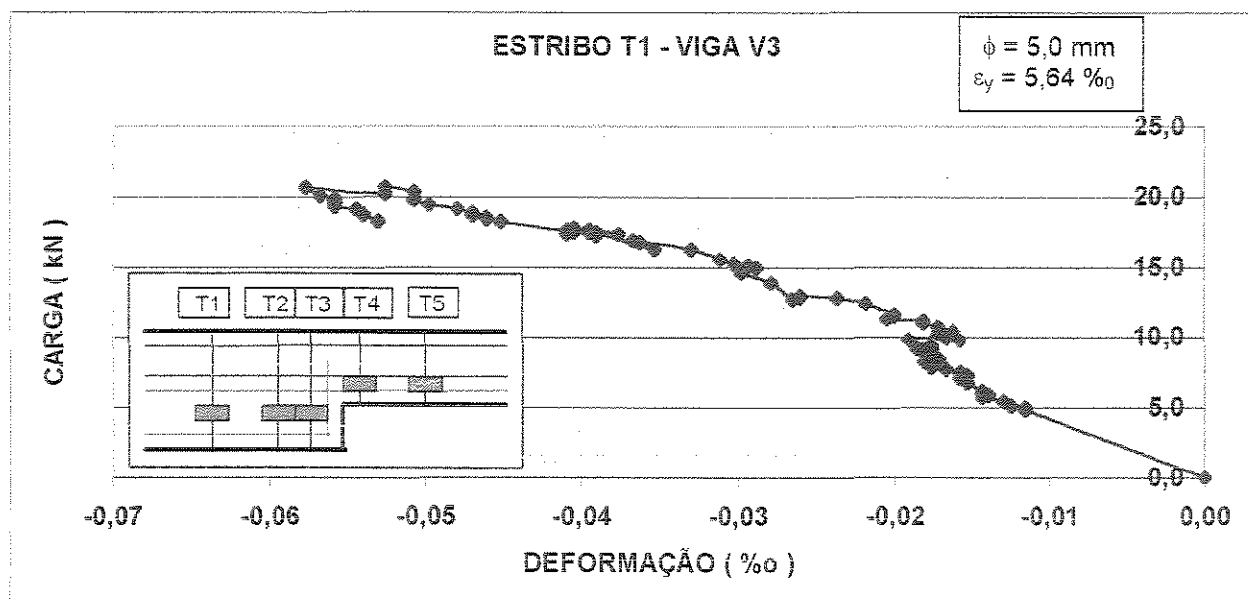


FIGURA 5.23 - Curva carga x deformação no estribo na posição T1 - VIGA V3

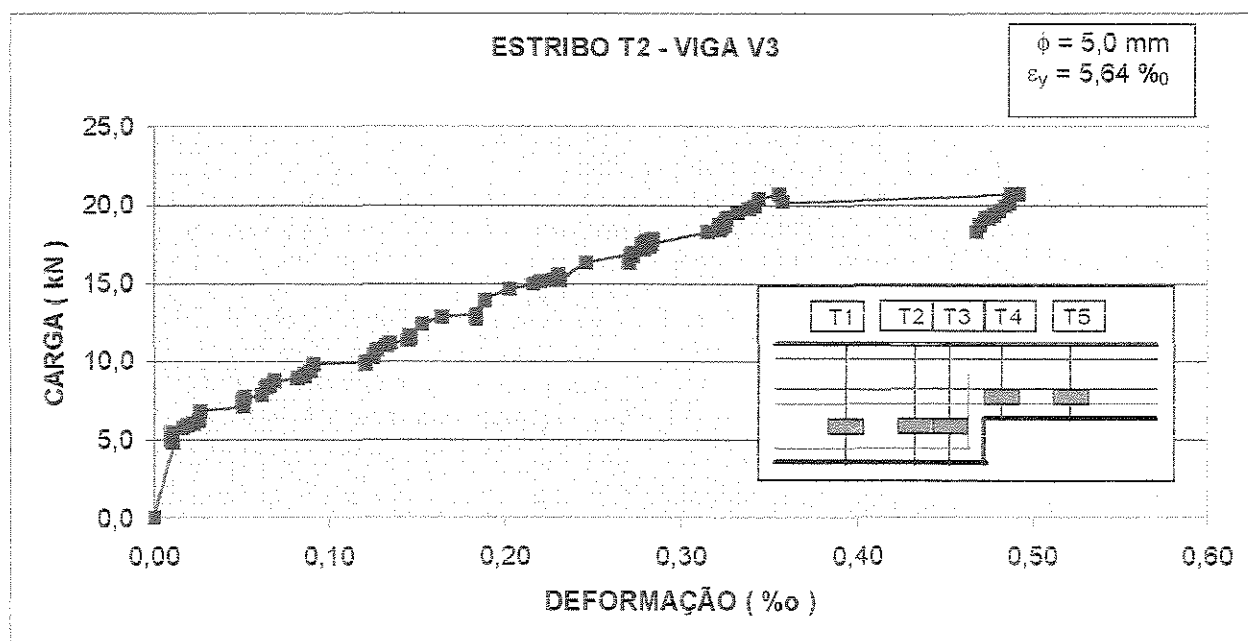


FIGURA 5.24 - Curva carga x deformação no estribo na posição T2 - VIGA V3

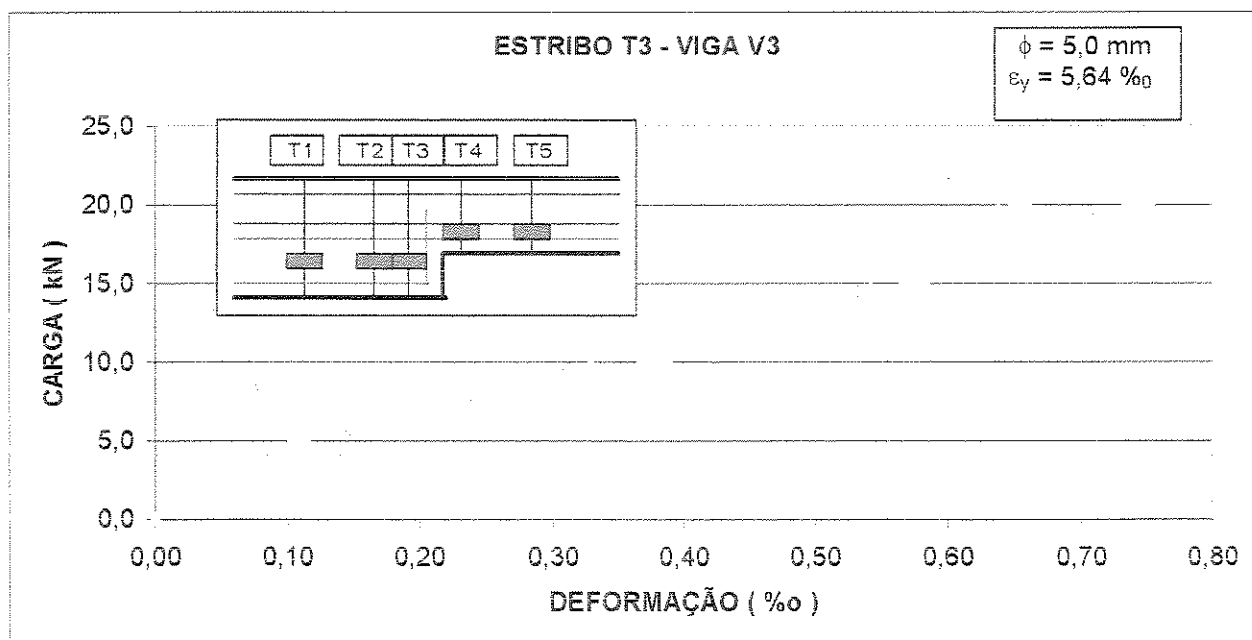


FIGURA 5.25 - Curva carga x deformação no estribo na posição T3 - VIGA V3

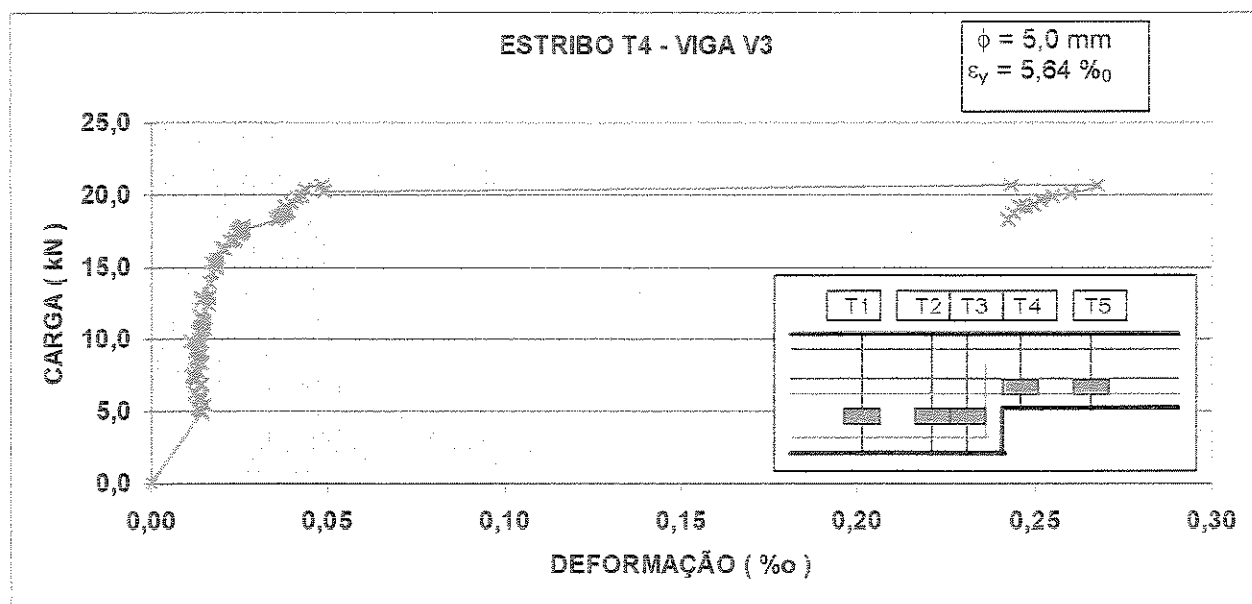


FIGURA 5.26 - Curva carga x deformação no estribo na posição T4 - VIGA V3

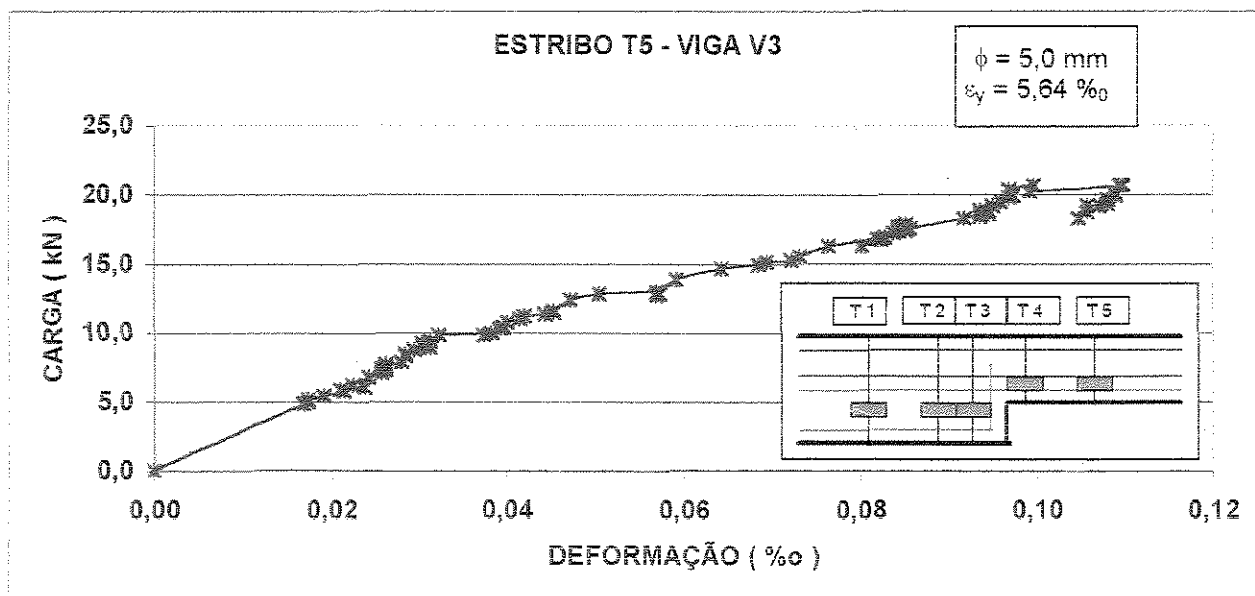


FIGURA 5.27 - Curva carga x deformação no estribo na posição T5 - VIGA V3

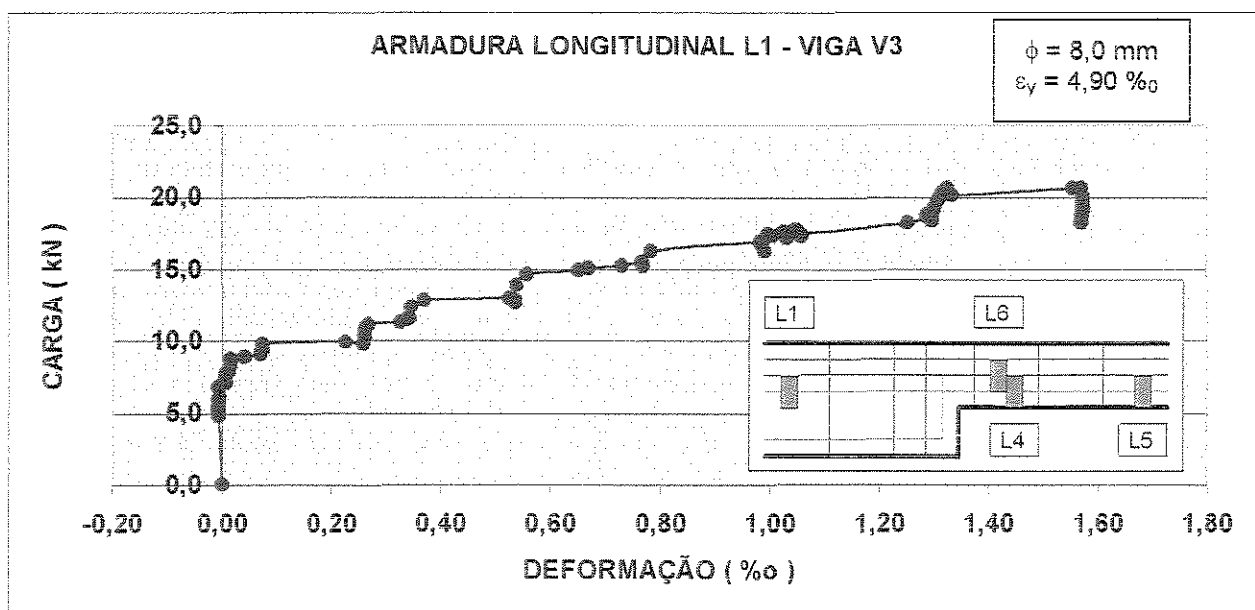


FIGURA 5.28 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V3

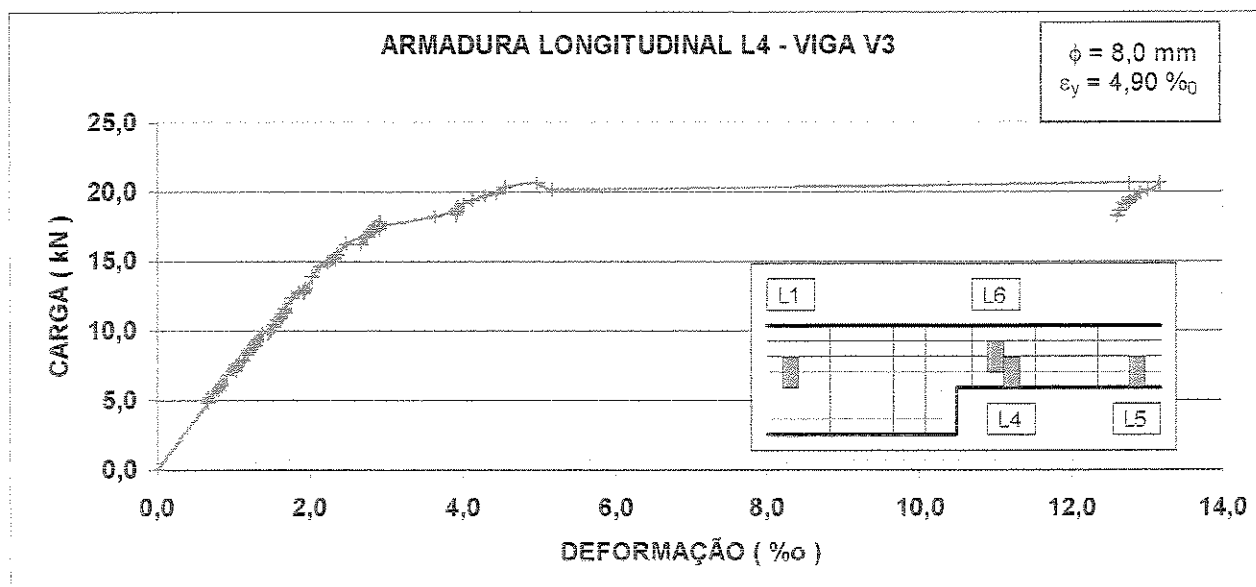


FIGURA 5.29 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L4 - VIGA V3

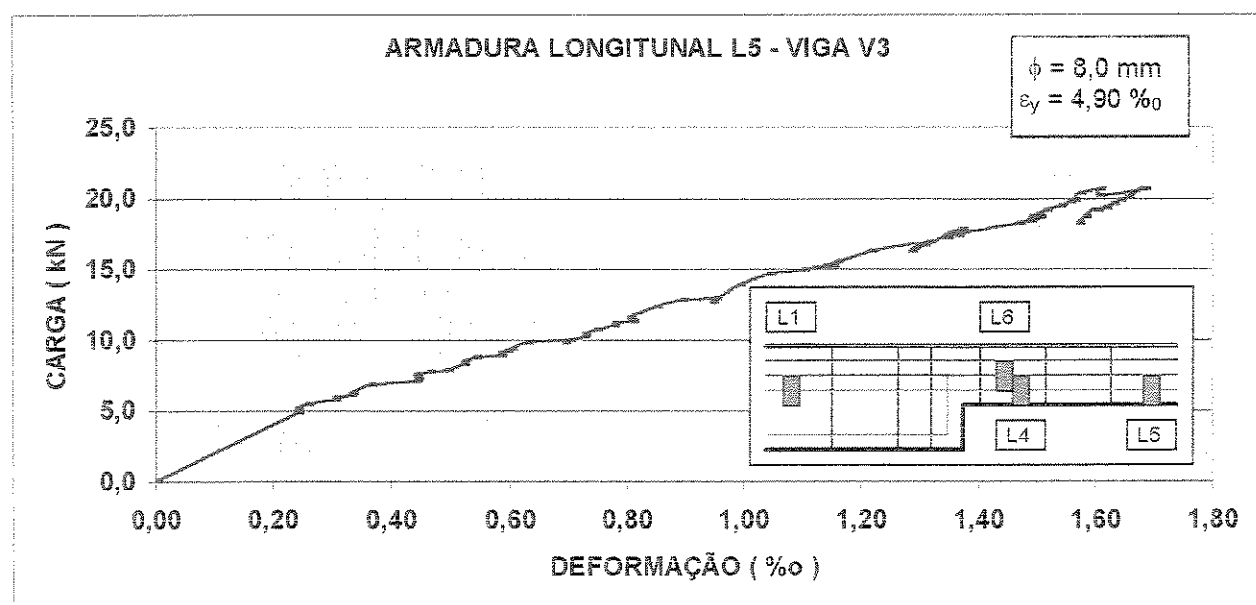


FIGURA 5.30 - Curva carga x deformação na armadura longitudinal situada na parte da viga de menor altura (10 cm) na posição L5 - VIGA V3

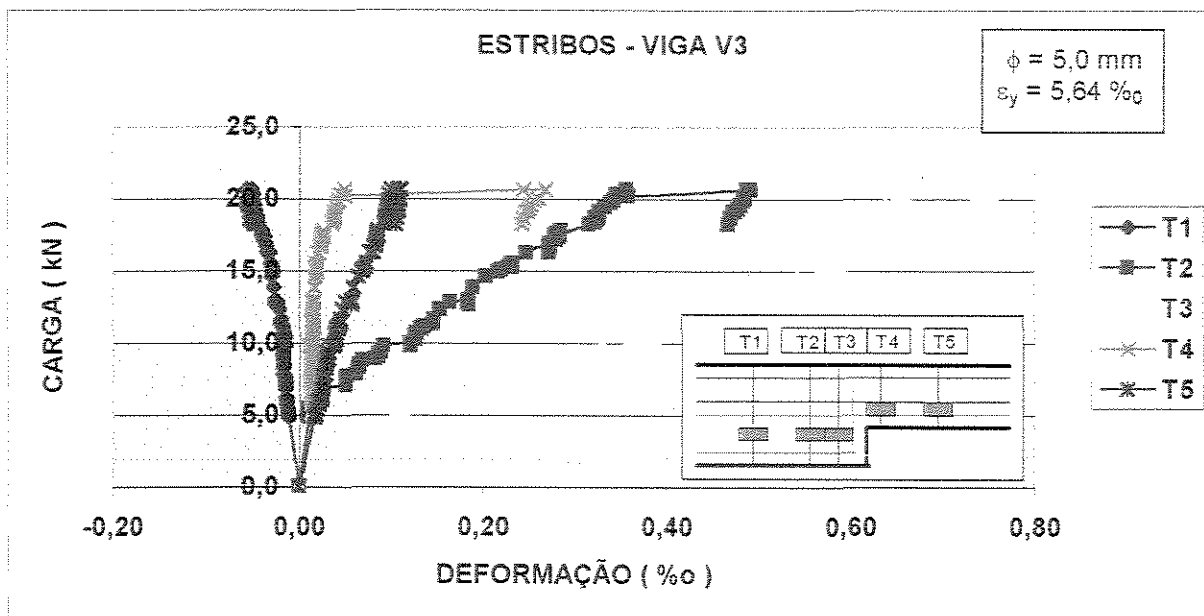


FIGURA 5.31 - Curvas comparativas carga x deformação nos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T5 - VIGA V3

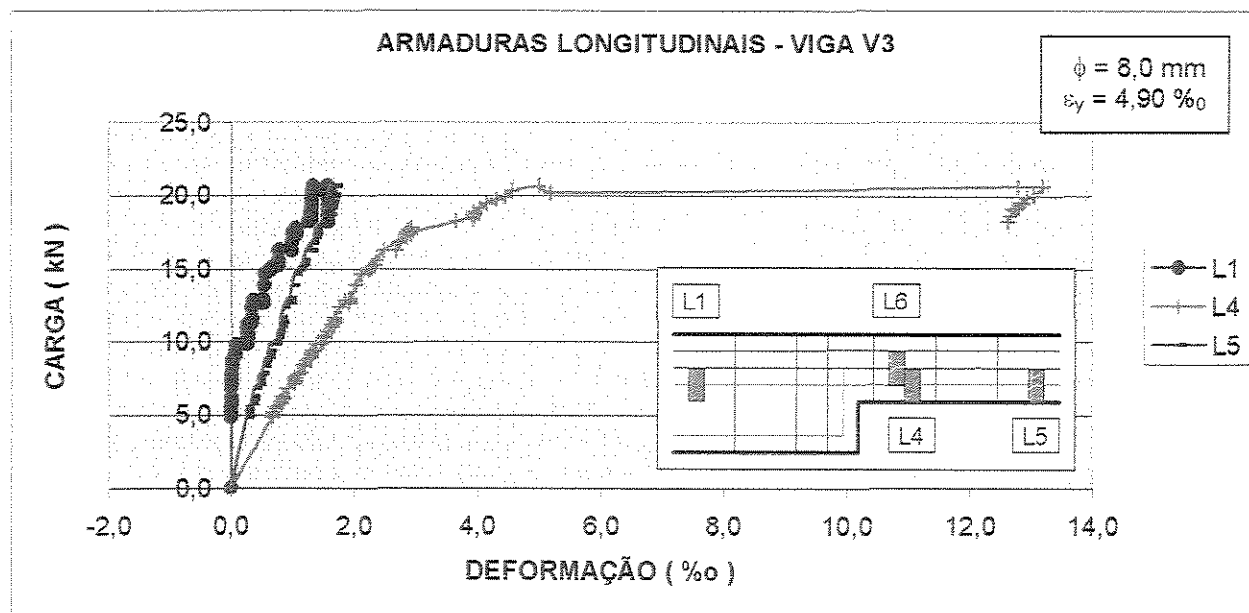


FIGURA 5.32 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras longitudinais nas posições L1, L4 e L5 - VIGA V3

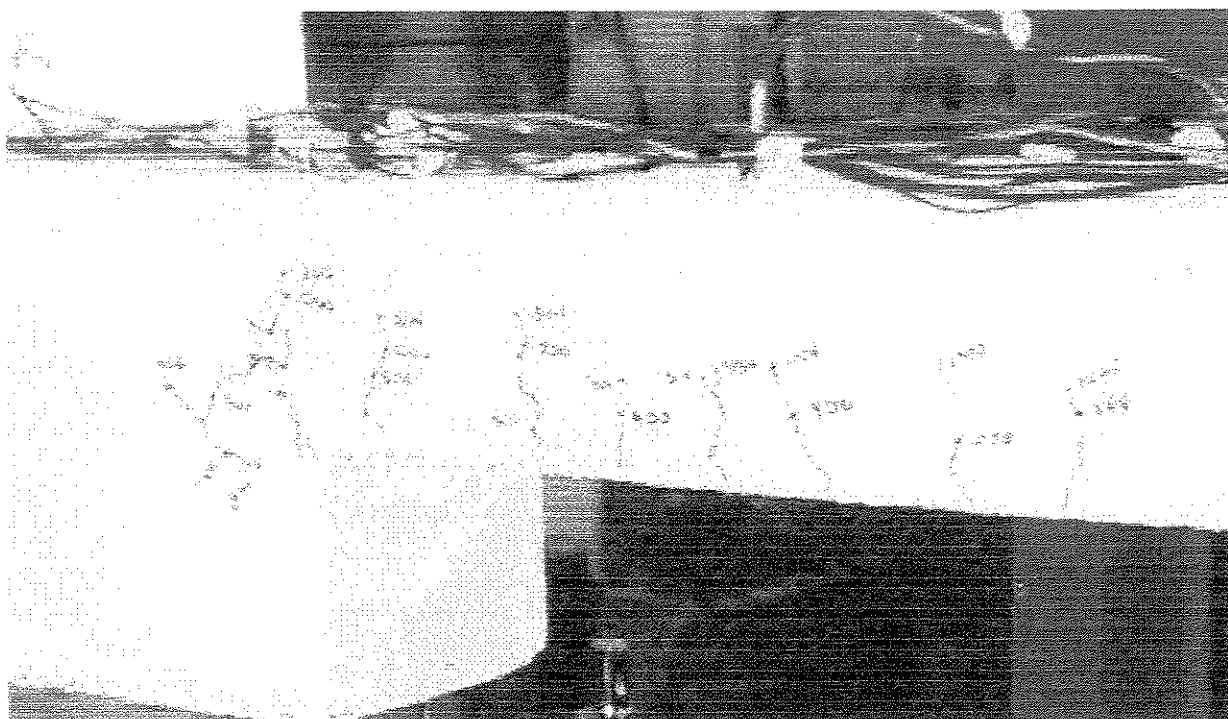
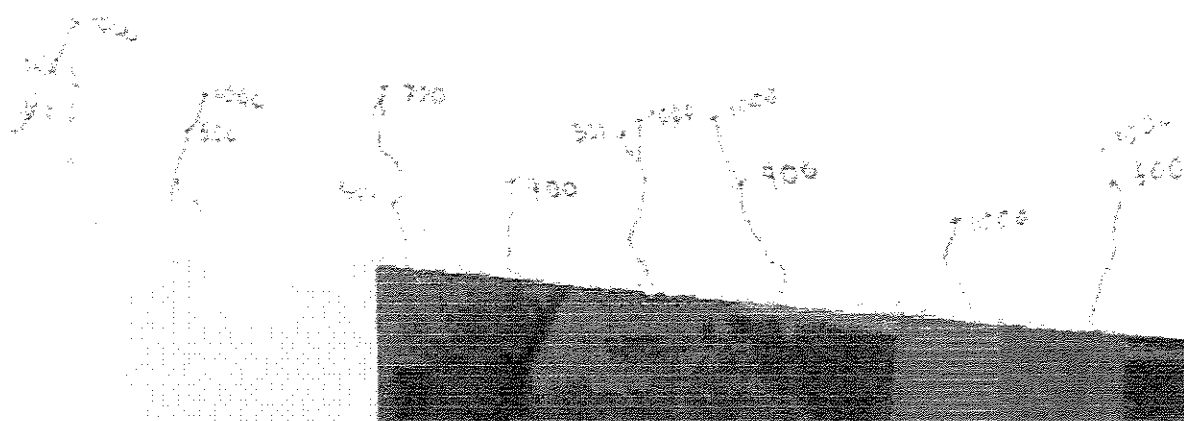


FIGURA 5.33 - Evolução do processo de fissuração da VIGA V3

5.4 - VIGA V4

A viga V4 foi armada como a viga V2, dimensionamento à flexão, com o acréscimo de uma armadura de pele localizada na parte da viga de menor altura, com taxa $\rho = 0,26 \%$ (o dobro da taxa de armadura de pele da viga V3), com a finalidade de inibir a propagação das fissuras.

A viga V4 foi dimensionada para suportar uma carga de 15,61 kN.

A viga V4 foi carregada até atingir a carga máxima de 22,5 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos que variaram de 1,0 kN a 2,0 kN de carga.

O estribo na posição T1 trabalhou apenas à compressão (figura 5.35), com solicitações mínimas em relação à tensão de escoamento do aço utilizado, da mesma maneira que nos outros ensaios realizados anteriormente.

Os estribos nas posições T2 e T3 trabalharam como estribos de suspensão (figuras 5.36 e 5.37), mas não alcançaram a tensão de escoamento do aço. O estribo T3 foi mais solicitado que o estribo T2.

O estribo T2 foi menos solicitado que o seu correspondente da viga V3 (figura 5.24).

O estribo na posição T3 da viga V4 (figura 5.37) foi um pouco menos solicitado que o mesmo estribo da viga V2 (figura 5.11) e praticamente igual ao da viga V3 (figura 5.25).

O estribo na posição T4 (figura 5.38) da viga V4 foi bem mais solicitado que seu correspondente nas vigas V2 (figura 5.12) e V3 (figura 5.26). Isso ocorreu devido à suspensão da carga, realizada pelas armaduras inclinadas, que tracionaram a região onde estava localizado o estribo T4.

O estribo na posição T6 trabalhou à tração formando, juntamente com as armaduras longitudinais, um modelo de treliça e já se encontra na região de regularização de tensões. Por isso as tensões são menores (figura 5.39). Foi solicitado praticamente igual ao mesmo estribo da viga V2.

A armadura longitudinal na posição L1 da viga V4 (figura 5.42) foi um pouco menos solicitada do que a mesma armadura das vigas V2 (figura 5.15) e V3 (figura 5.28). A presença de tensões nesta armadura durante todo o ensaio até à ruptura da peça fez com que se optasse por um aumento do comprimento de ancoragem para a próxima viga a ser ensaiada.

A armadura de flexão na posição L4 atingiu o escoamento com a carga de 21,00 kN (figura 5.43).

As armaduras longitudinais nas posições L1 e L4 das vigas V2, V3 e V4 obtiveram praticamente as mesmas tensões de tração. Isso ocorreu pois o carregamento aplicado durante o ensaio foi o mesmo para as três vigas, dimensionadas igualmente.

A armadura de pele na posição L6 funcionou como armadura de flexão, quase atingindo o escoamento do aço (figura 5.44).

O aumento da taxa de armadura de pele na viga V4 em relação à viga V3 ensaiada anteriormente melhorou as condições de abertura e propagação de fissuras na parte da viga de menor altura, onde esteve localizada.

As armaduras inclinadas trabalharam à tração praticamente com as mesmas tensões, funcionando como armadura de suspensão (figuras 5.46). Em relação aos estribos, as armaduras inclinadas foram mais solicitadas.

A armadura transversal inclinada adotada, posicionada de cada lado da viga na região da descontinuidade (dente), foi eficiente, evitando uma abertura exagerada das fissuras no canto reentrante da viga, bem como retardando o aparecimento dessas fissuras em relação aos ensaios realizados anteriormente. Neste ensaio, as primeiras fissuras apareceram com uma carga de 4,0 kN de um lado da viga e 6,0 kN de outro.

As figuras 5.35 a 5.47 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A figura 5.48 mostra a evolução da fissuração na viga V3 ensaiada.

A flecha admissível de acordo com a NBR 6118^[1] é neste caso igual a 5,0 mm, e foi alcançada com a carga de 10,50 kN. A evolução da flecha durante o ensaio é mostrada na figura 5.34.

A resistência média à compressão do concreto de 23,9 MPa foi determinada através dos ensaios de três corpos - de - prova cilíndricos, submetidos à compressão axial.

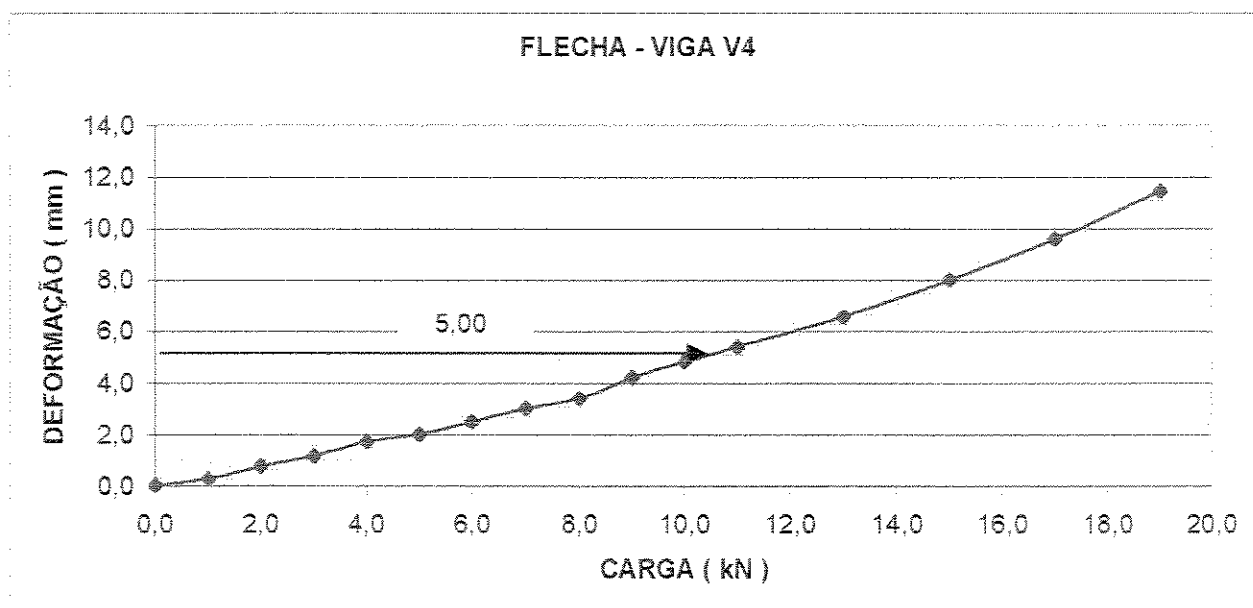


FIGURA 5.34 - Curva carga x flecha - VIGA V4

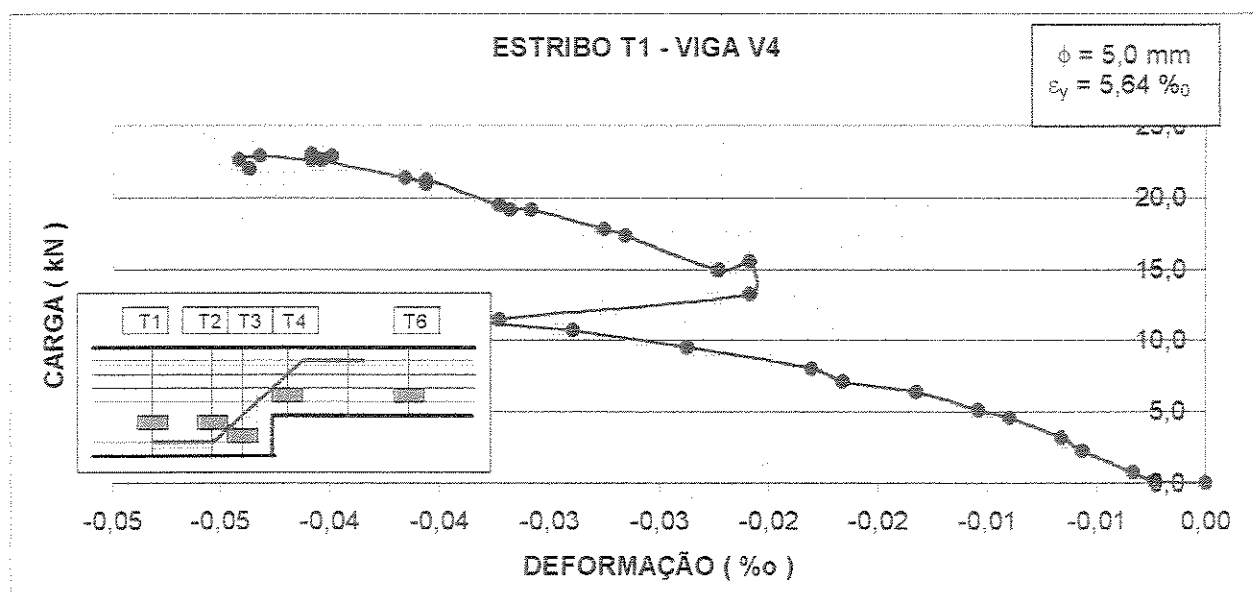


FIGURA 5.35 - Curva carga x deformação do estribo na posição T1 - VIGA V4

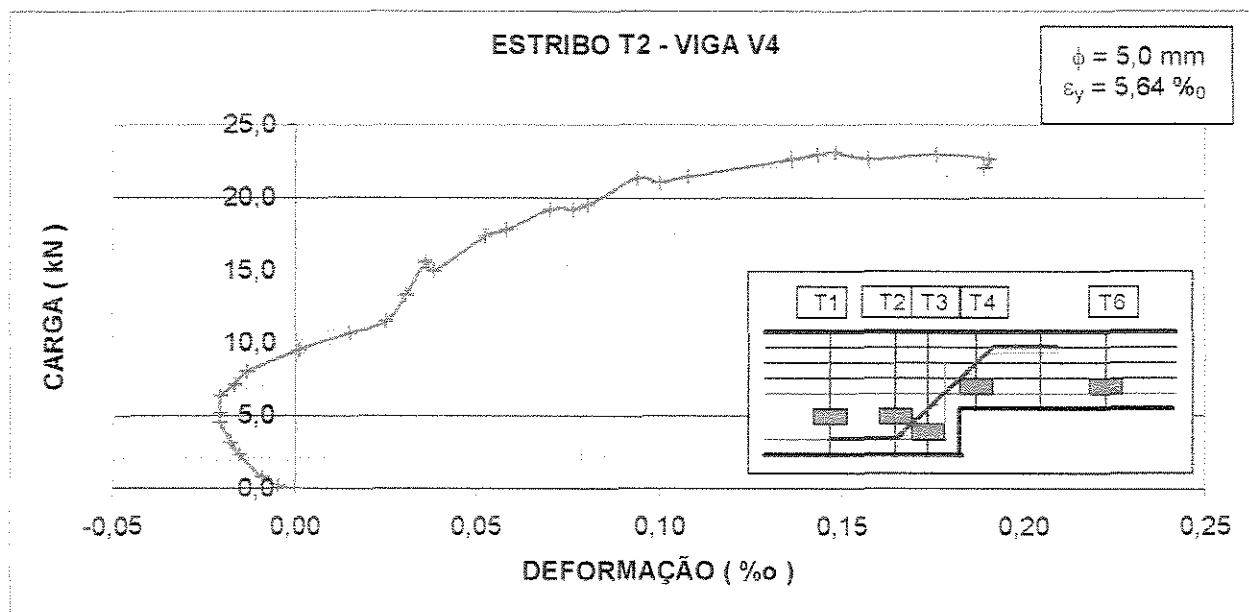


FIGURA 5.36 - Curva carga x deformação do estribo na posição T2 - VIGA V4

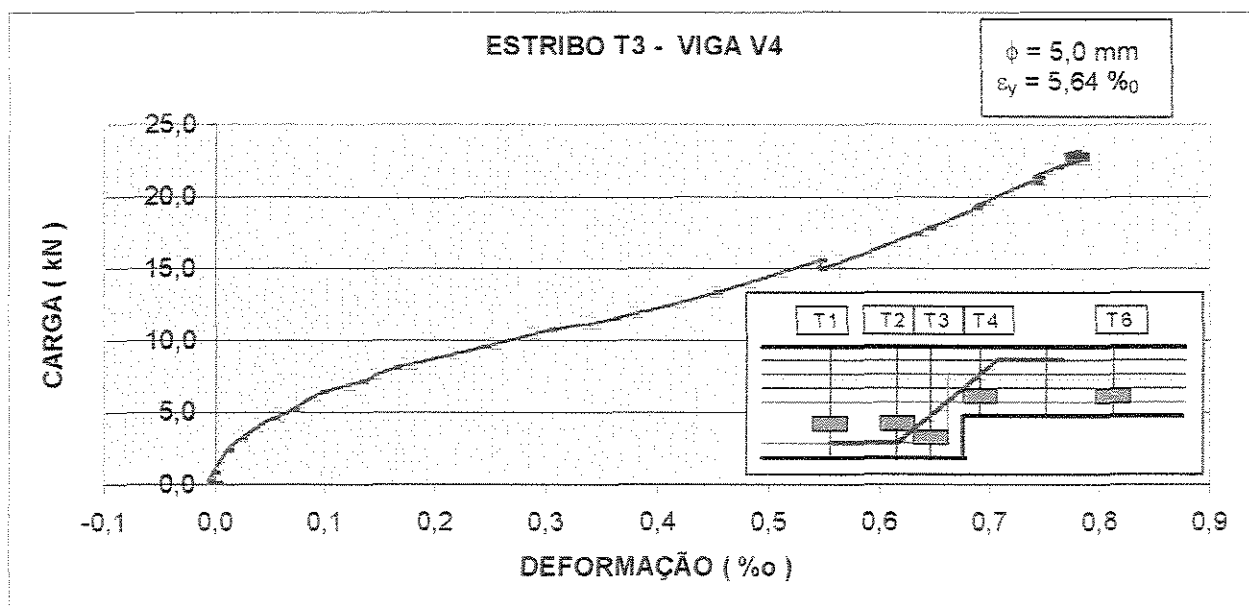


FIGURA 5.37 - Curva carga x deformação do estribo na posição T3 - VIGA V4

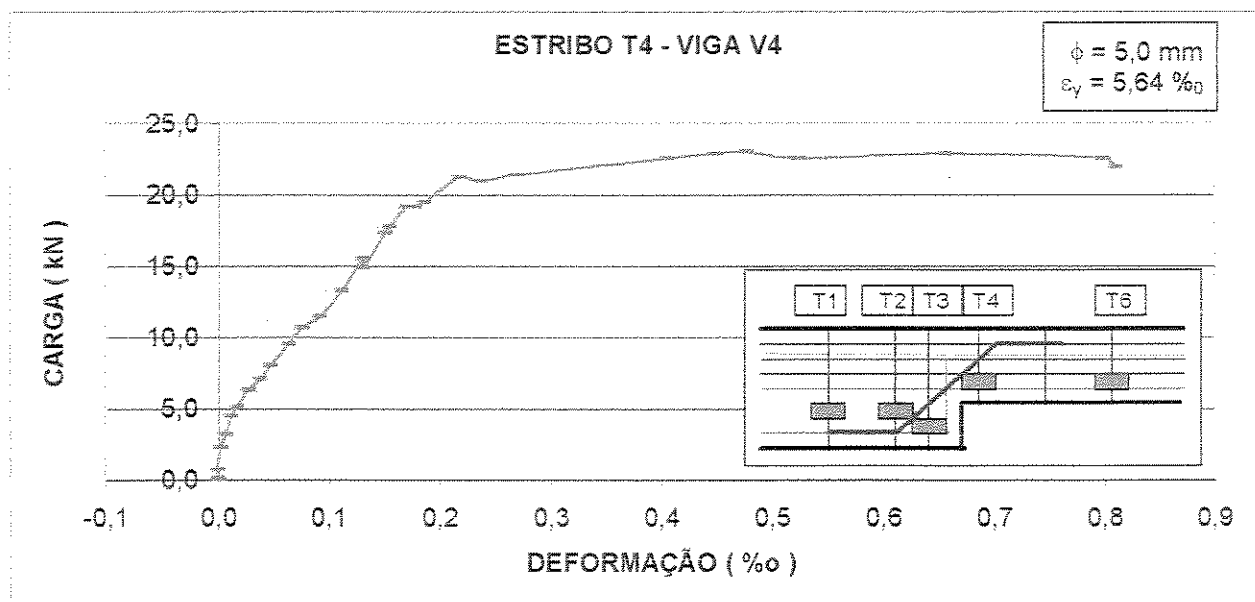


FIGURA 5.38 - Curva carga x deformação do estribo na posição T4 - VIGA V4

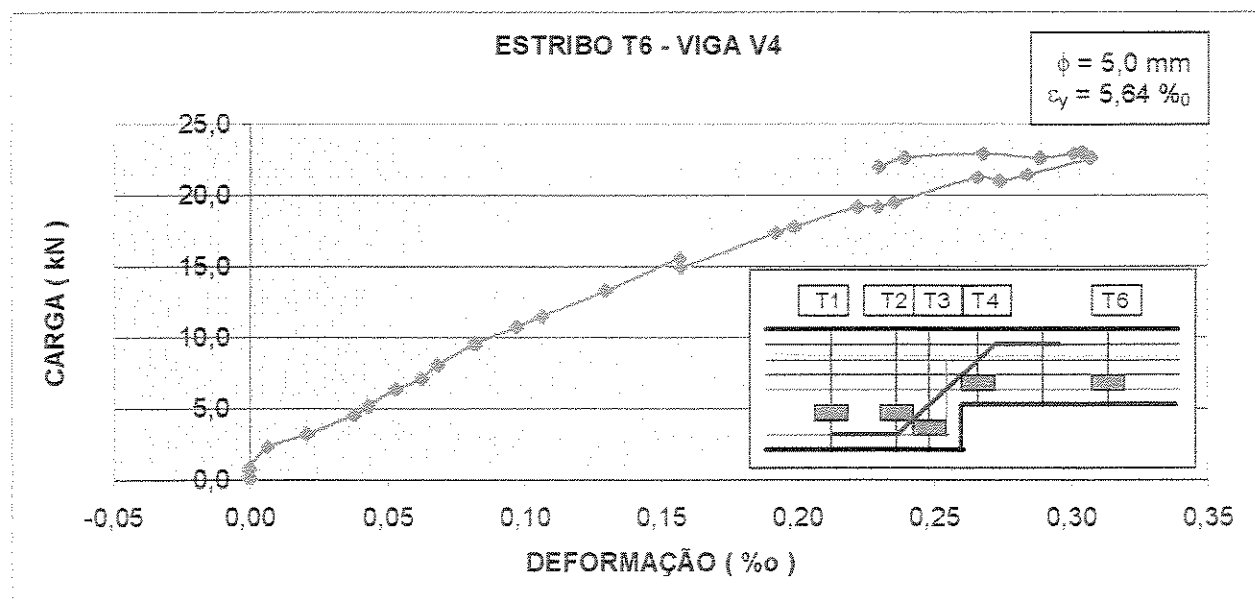


FIGURA 5.39 - Curva carga x deformação do estribo na posição T6 - VIGA V5

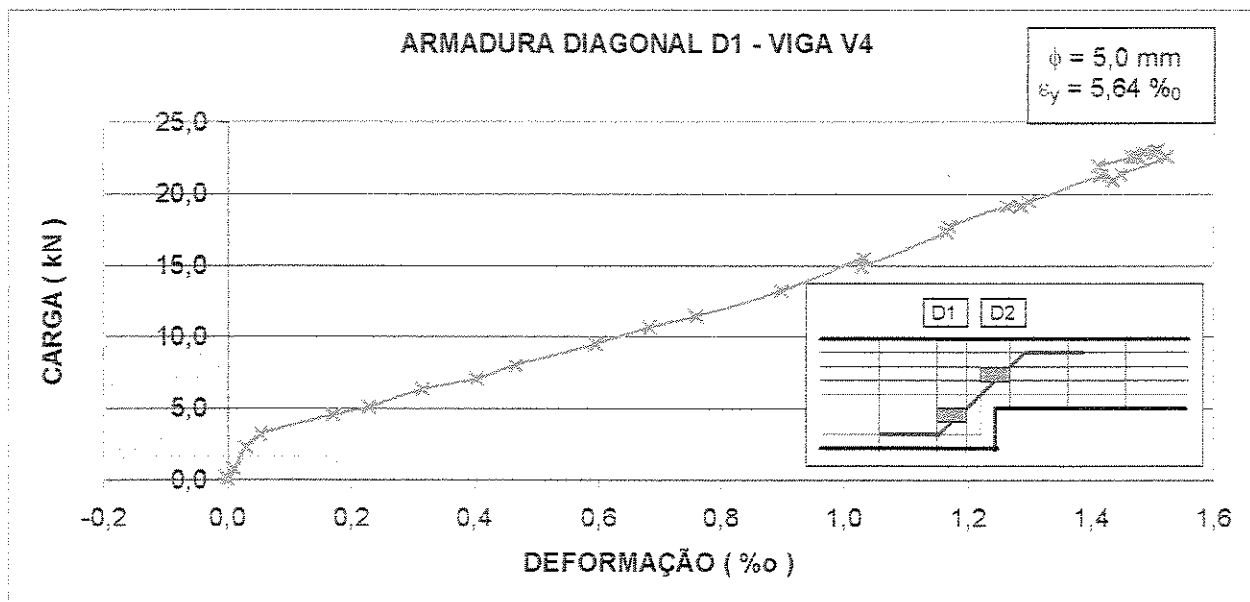


FIGURA 5.40 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V4

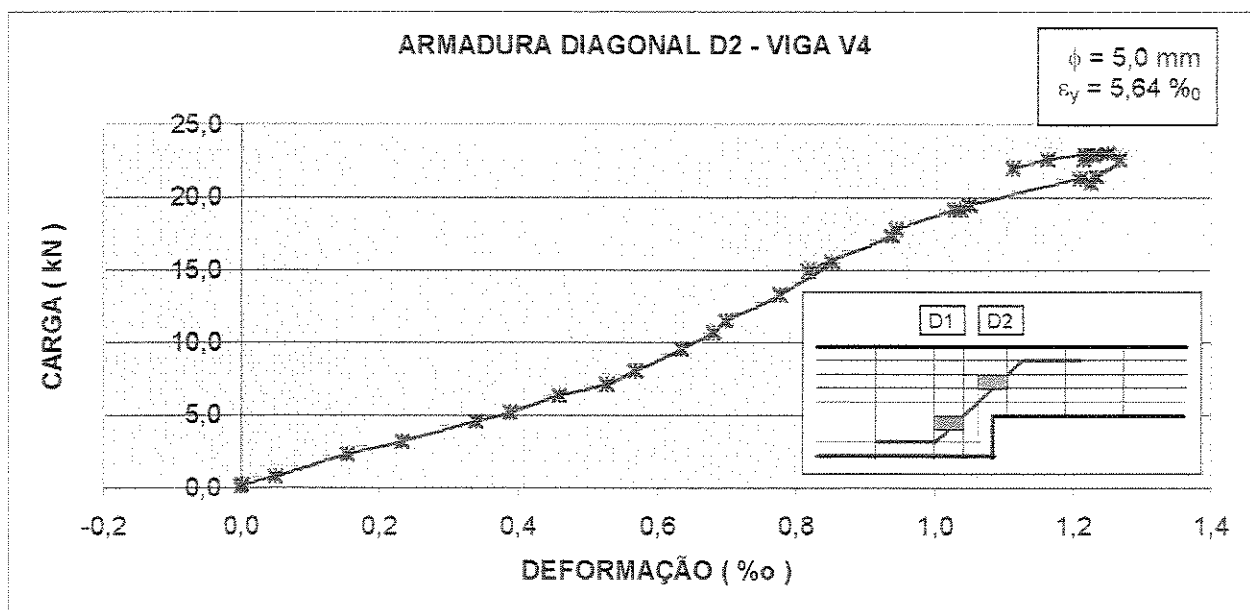


FIGURA 5.41 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V4

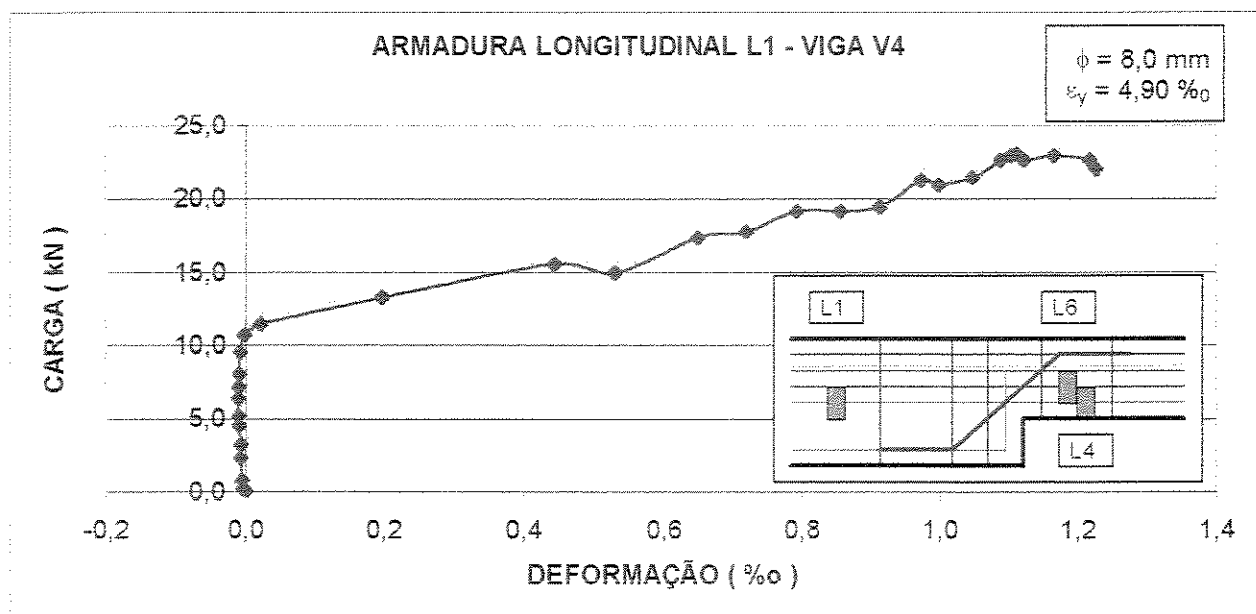


FIGURA 5.42 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V4

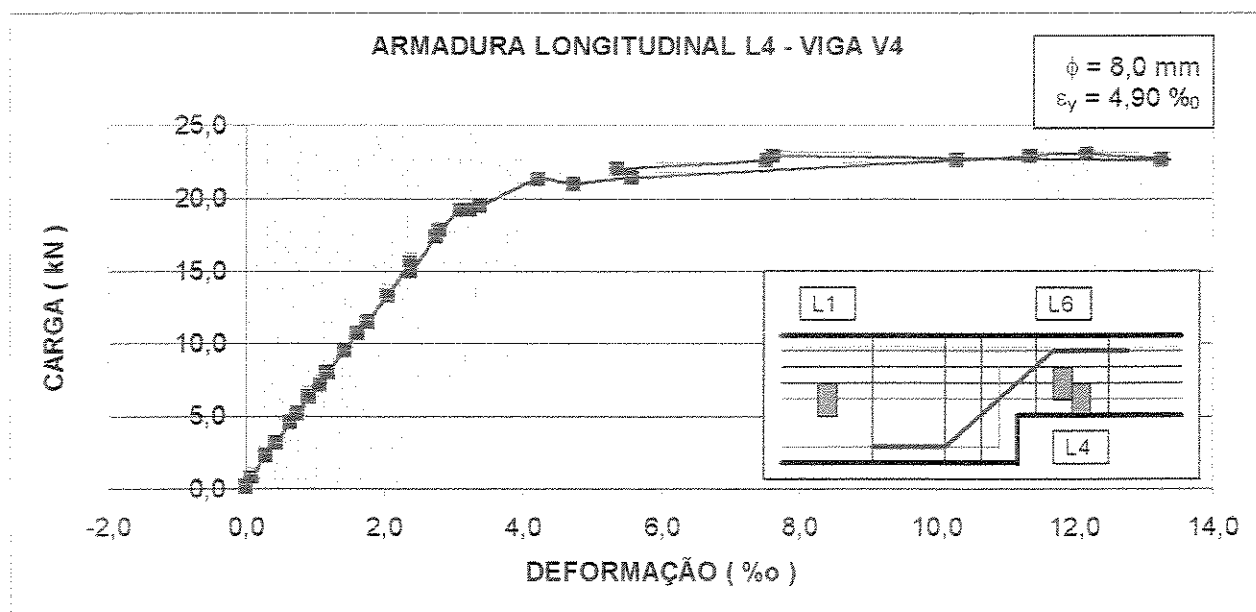


FIGURA 5.43 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão presente na parte da viga de altura 10 cm, na posição L4 - VIGA V4

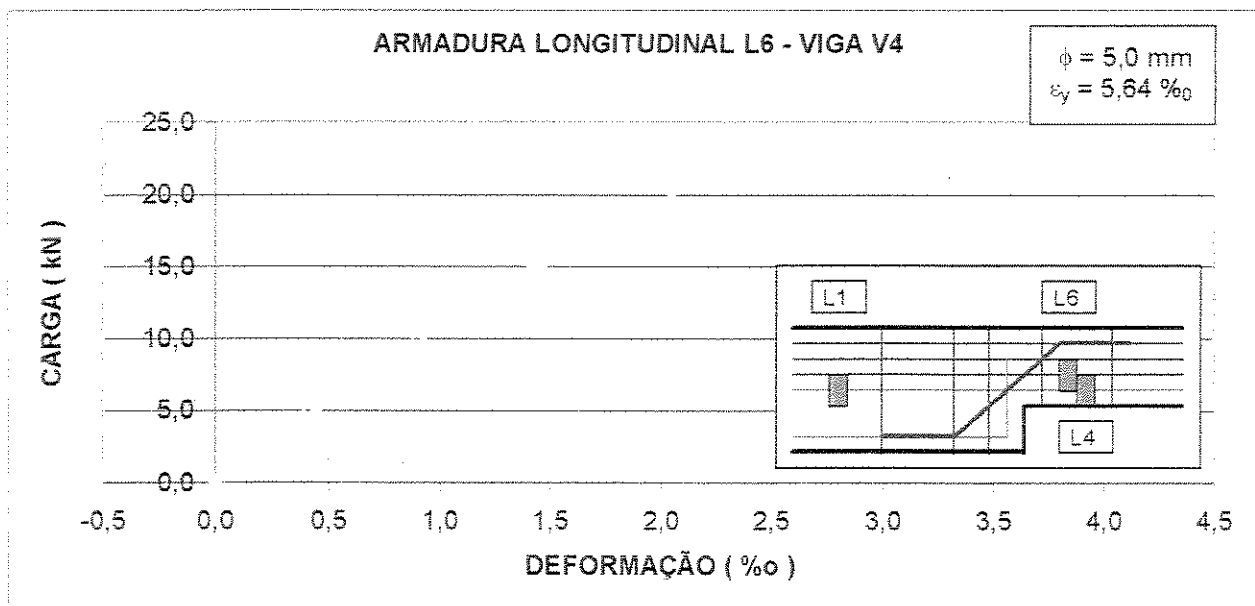


FIGURA 5.44 - Curva carga x deformação da armadura de pele presente na viga de altura igual a 10 cm, na posição L6 - VIGA V4

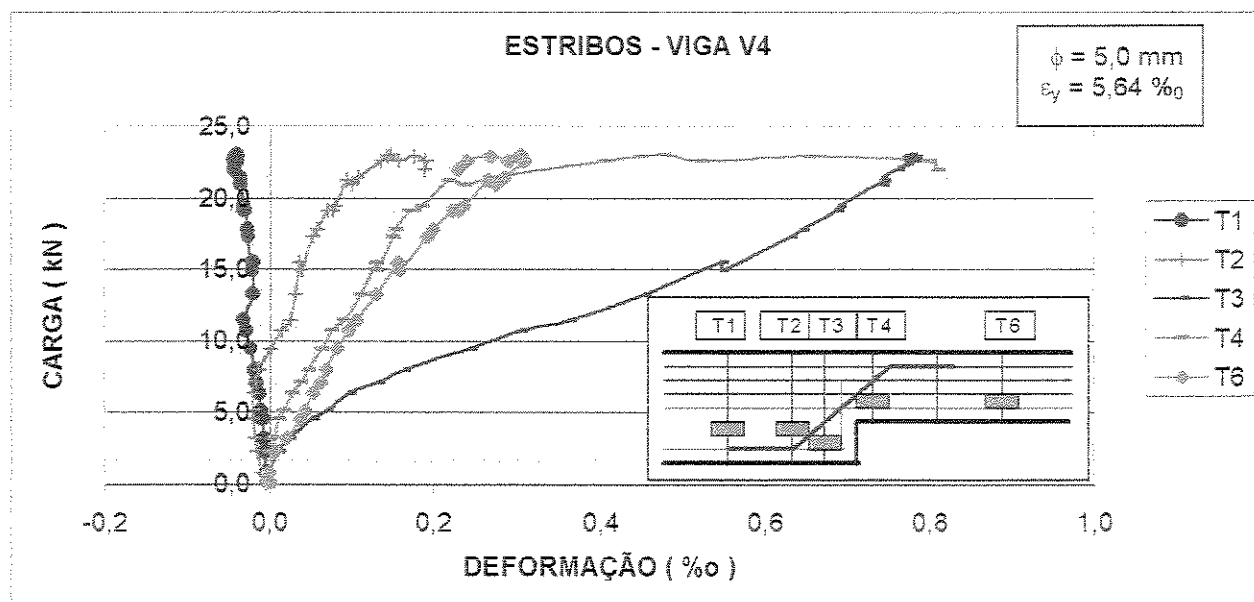


FIGURA 5.45 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V4

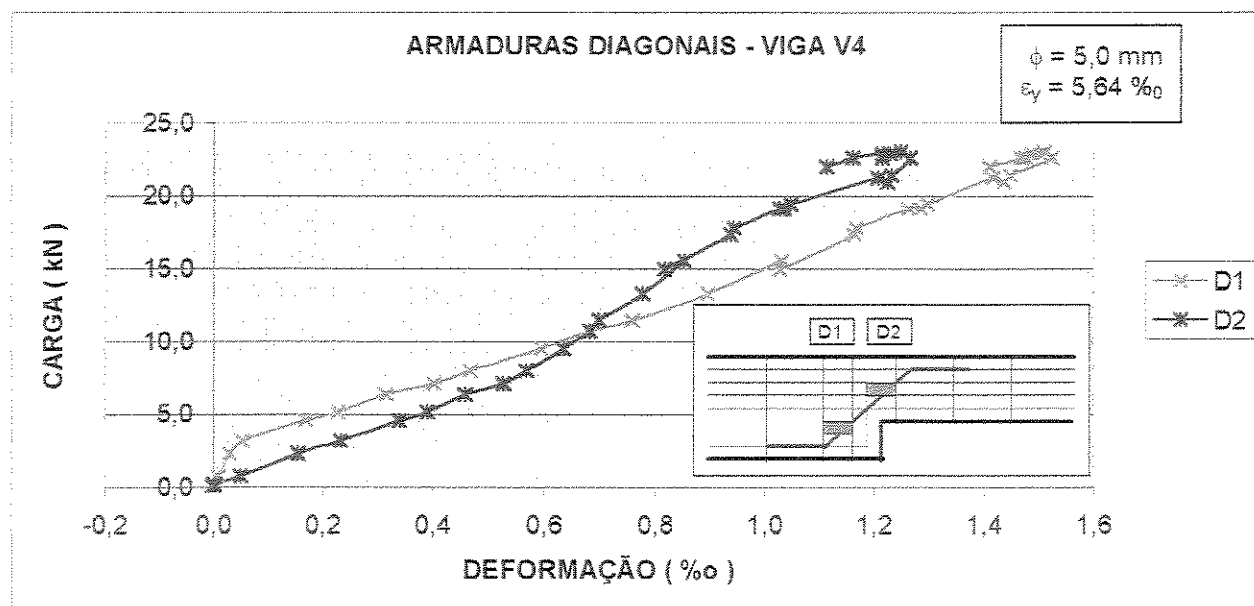


FIGURA 5.46 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V4

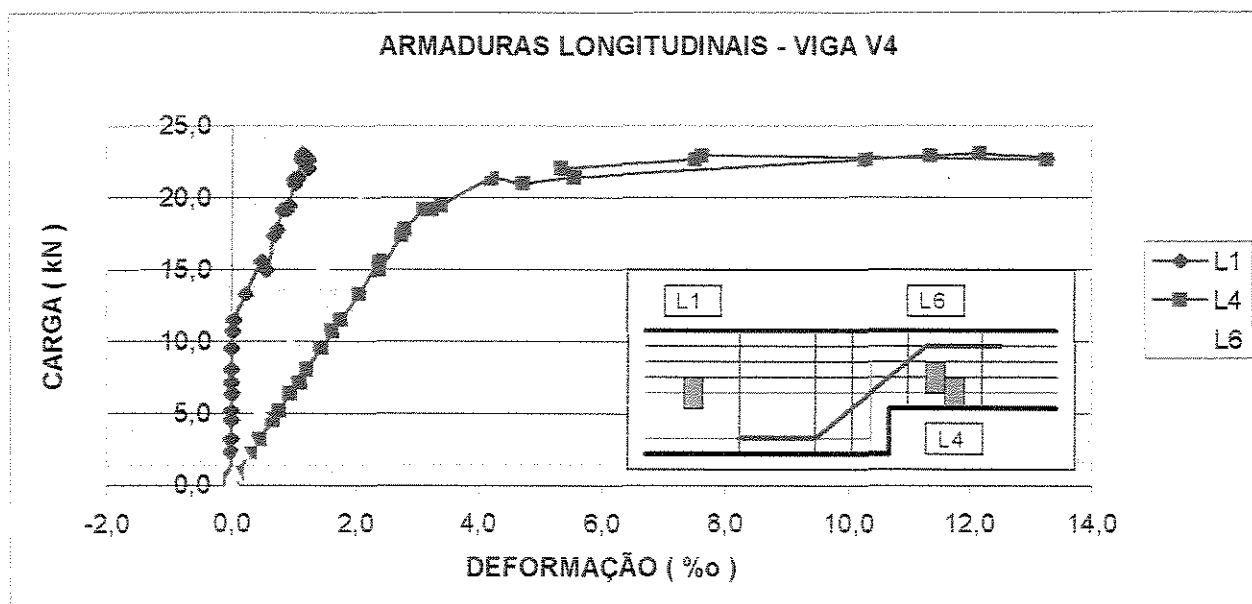


FIGURA 5.47 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L4 e L6 - VIGA V4

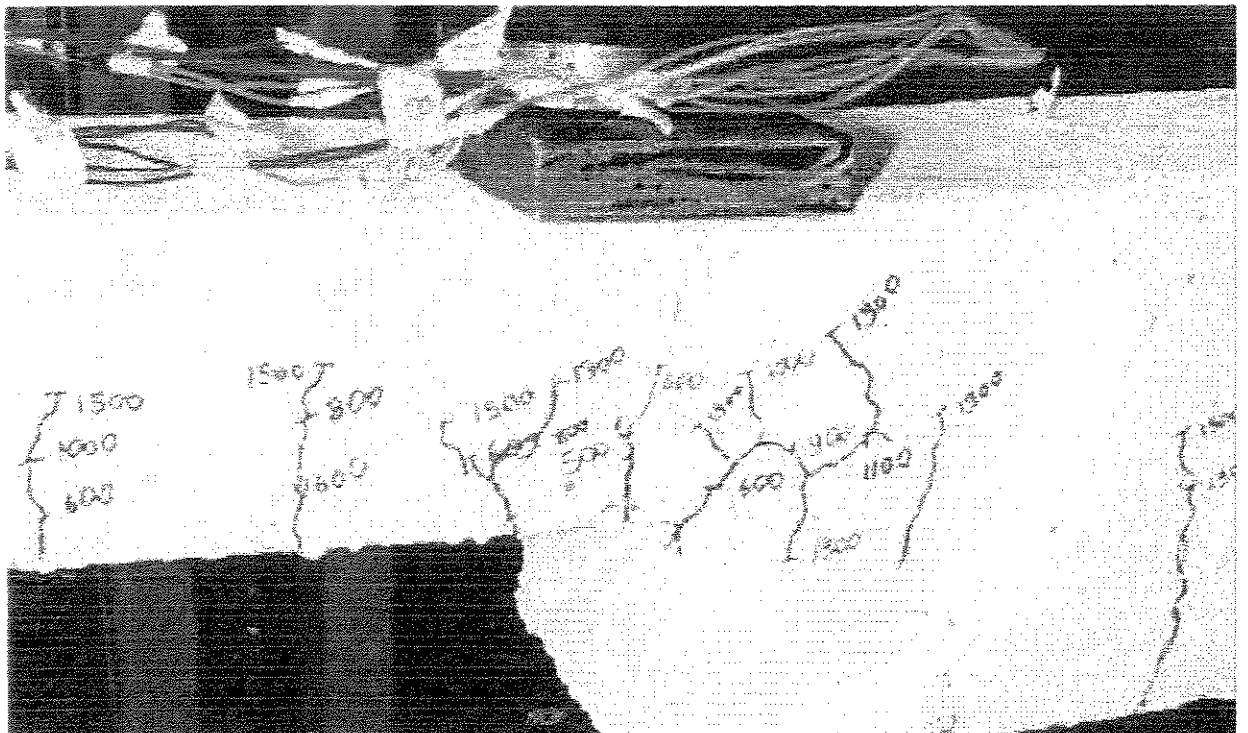
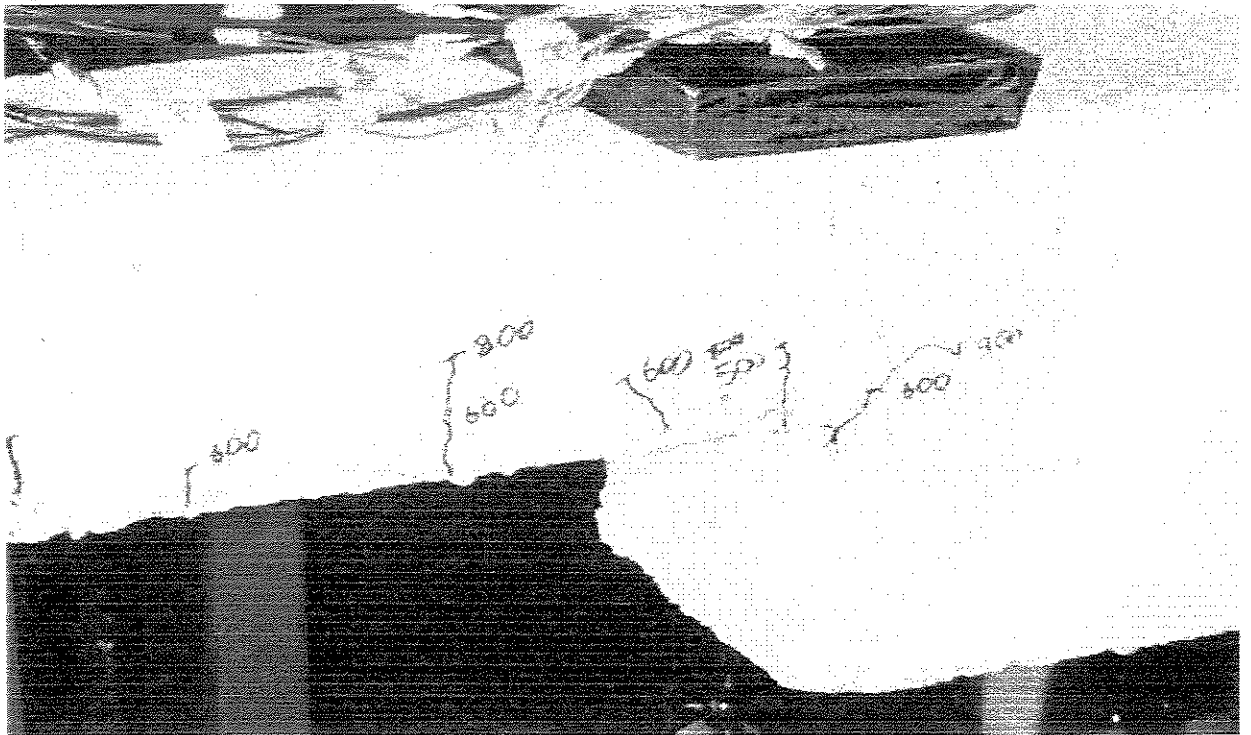


FIGURA 5.48 - Evolução do processo de fissuração da viga V4

5.5 - VIGA V5

A viga V5 foi armada à flexão como a viga V2, e foi adotada a mesma taxa de armadura de pele da viga V4, $\rho = 0,26 \%$, localizada na parte da viga de menor altura, em função da propagação das fissuras e de suas aberturas.

A viga V5 foi dimensionada para suportar uma carga de 16,18 kN.

A viga V5 foi carregada até atingir a carga máxima de 25,0 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos que variaram de 1,0 kN a 2,0 kN de carga.

Os estribos nas posições T1 e T2 trabalharam primeiramente à compressão e depois à tração (figura 5.51 e 5.52), com solicitações mínimas em relação à tensão de escoamento do aço utilizado.

O estribo na posição T3 trabalhou como estribo de suspensão (figura 5.53), mas não alcançou a tensão de escoamento do aço. O estribo T3 foi mais solicitado que o estribo T2.

O estribo T4 foi solicitado à tração, mais que o estribo T3, devido à presença da armadura transversal inclinada que, ao suspender a carga, tracionou a região onde estava localizado o estribo T4 (figura 5.54).

O estribo na posição T6 trabalhou à tração formando, juntamente com as armaduras longitudinais, um modelo de treliça e já se encontra na região de regularização de tensões, por isso as tensões são menores (figura 5.55).

A armadura longitudinal na posição L4 foi muito mais solicitada que as posições L1 e L5 presentes na mesma armadura de flexão (figura 5.68), e atingiu o escoamento com a carga de 23,90 kN.

A ancoragem da armadura longitudinal na posição L1 da viga V5 foi mais solicitada que a posição L7, sendo que as posições L8 e L9 presentes na mesma armadura praticamente não trabalharam (figura 5.67). Portanto esse aumento do comprimento de ancoragem na viga V5 foi suficiente.

As armaduras longitudinais nas posições L1 e L4 das vigas V2, V3, V4 e V5 obtiveram praticamente as mesmas tensões de tração. Isso ocorreu pois o carregamento aplicado durante o ensaio foi o mesmo para as três vigas dimensionadas igualmente.

A armadura de pele na posição L6 funcionou como armadura de flexão, quase atingindo o escoamento do aço (figura 5.61).

As armaduras inclinadas trabalharam à tração praticamente com as mesmas tensões, funcionando como armadura de suspensão (figuras 5.56 e 5.57). Em relação aos estribos, as armaduras inclinadas foram mais solicitadas.

O aumento da taxa da armadura de suspensão inclinada na viga V5, em relação à viga V4, posicionada de cada lado da viga na região da descontinuidade (dente), foi eficiente, evitando uma abertura exagerada das fissuras no canto reentrante da viga, bem como retardando o aparecimento dessas fissuras em relação aos ensaios realizados anteriormente. Neste ensaio, as primeiras fissuras apareceram com uma carga de 6,0 kN.

As figuras 5.51 a 5.68 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A figura 5.50 apresenta a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante. A abertura máxima da fissura principal no dente de 0,2 mm, de acordo com a NBR 6118^[1] para atingir-se o Estado Limite de Utilização, foi alcançada com a carga de 18,90 kN.

A figura 5.69 mostra a evolução da fissuração na viga V3 ensaiada.

A flecha admissível de acordo com a NBR 6118^[1] é neste caso igual a 5,0 mm, e foi alcançada com a carga de 13,00 kN. A evolução da flecha durante o ensaio é mostrada na figura 5.49.

A resistência média à compressão do concreto de 30,3 MPa foi determinada através dos ensaios de três corpos - de - prova cilíndricos, submetidos à compressão axial.

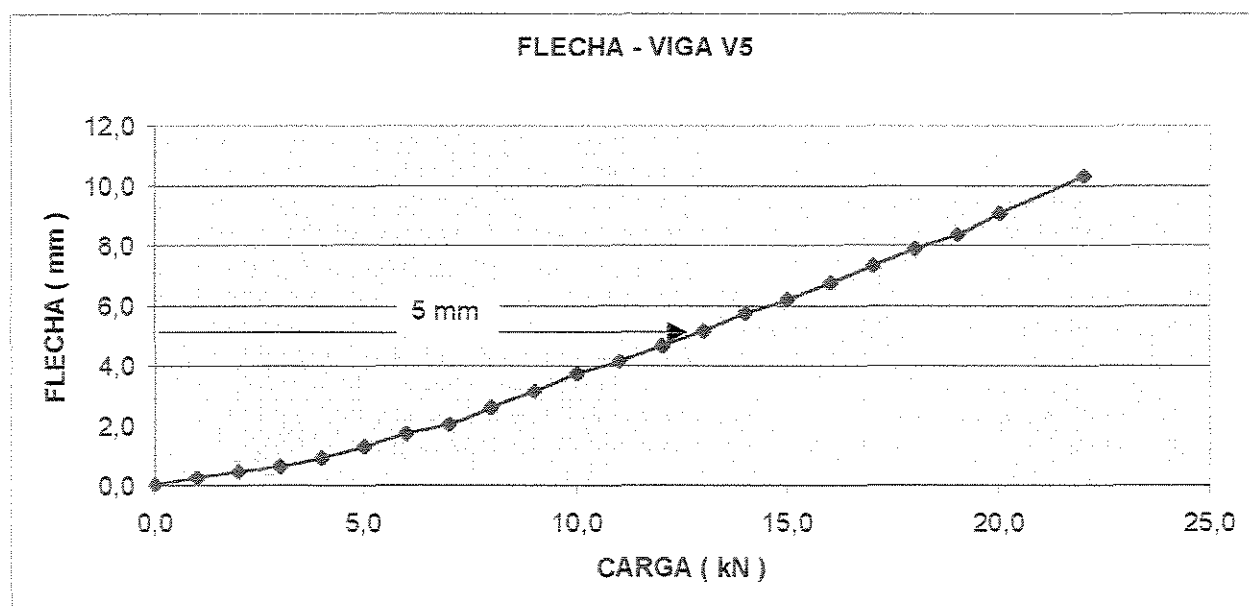


FIGURA 5.49 - Curva carga x flecha - VIGA V5

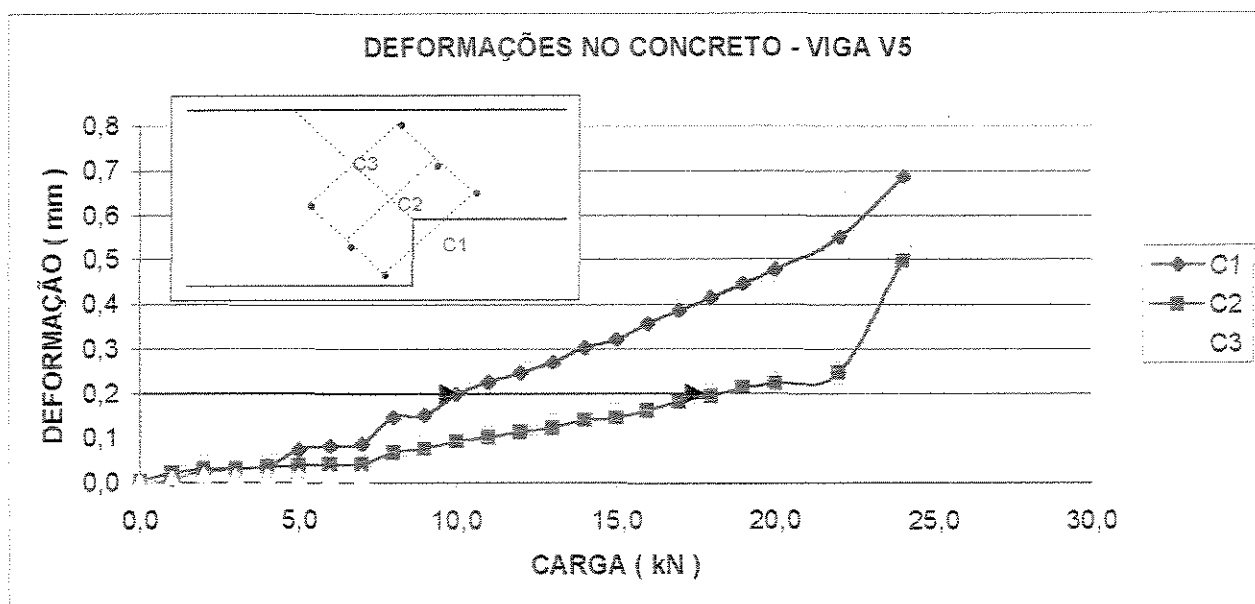


FIGURA 5.50 - Curva carga x deformação no concreto da viga V5

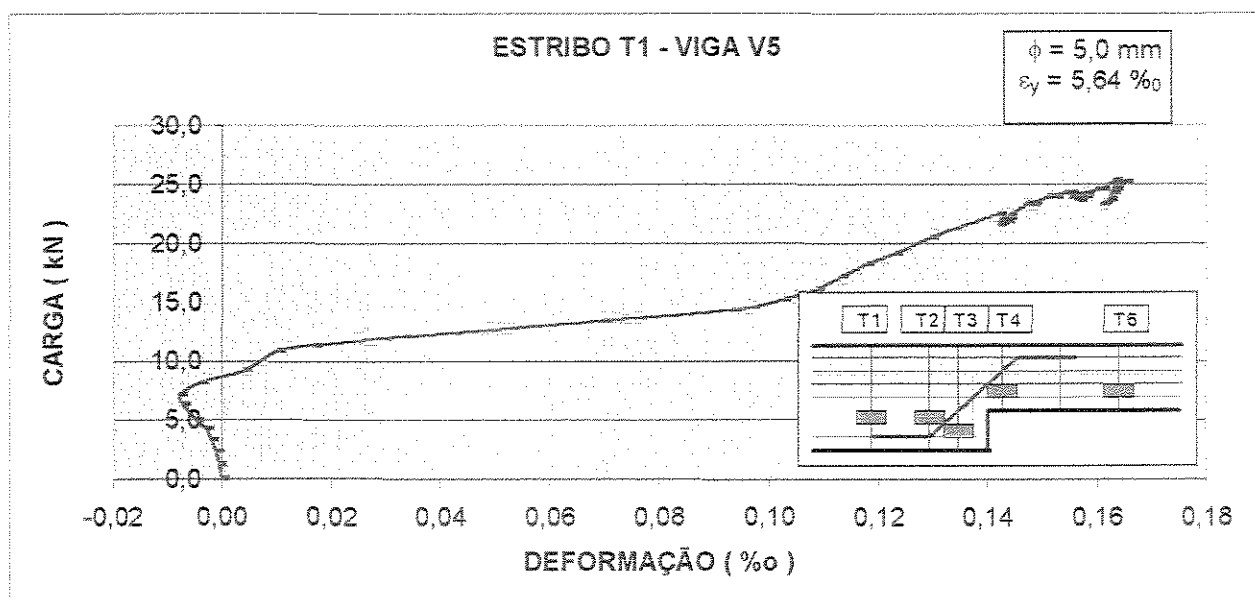


FIGURA 5.51- Curva carga x deformação do estribo na posição T1 - VIGA V5

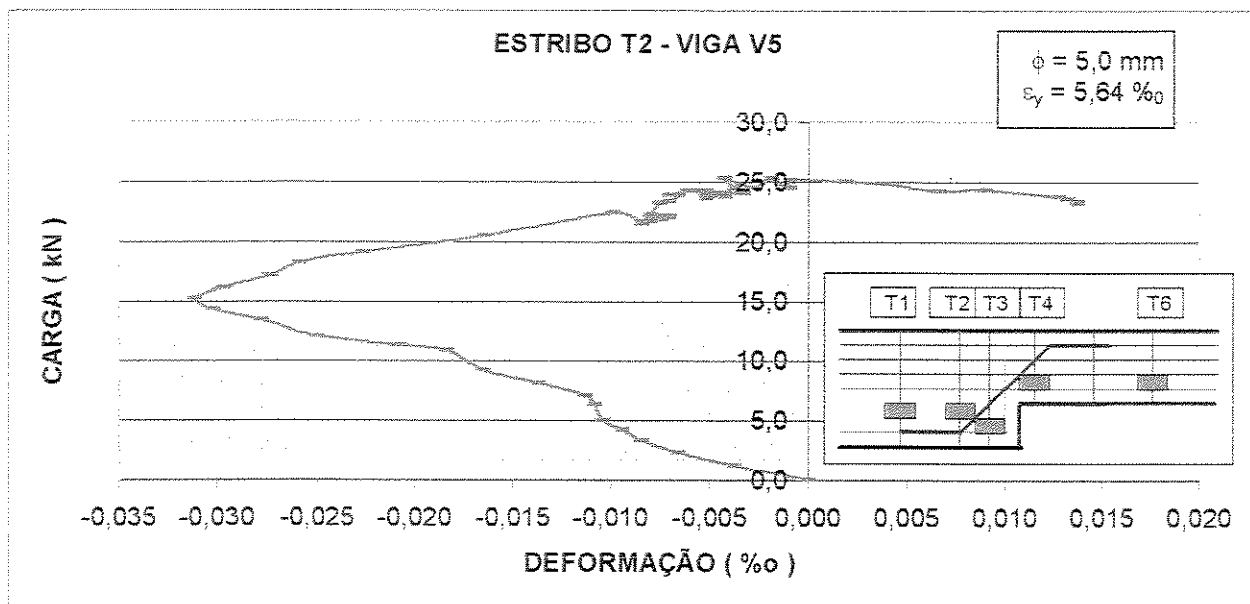


FIGURA 5.52- Curva carga x deformação do estribo na posição T2 - VIGA V5

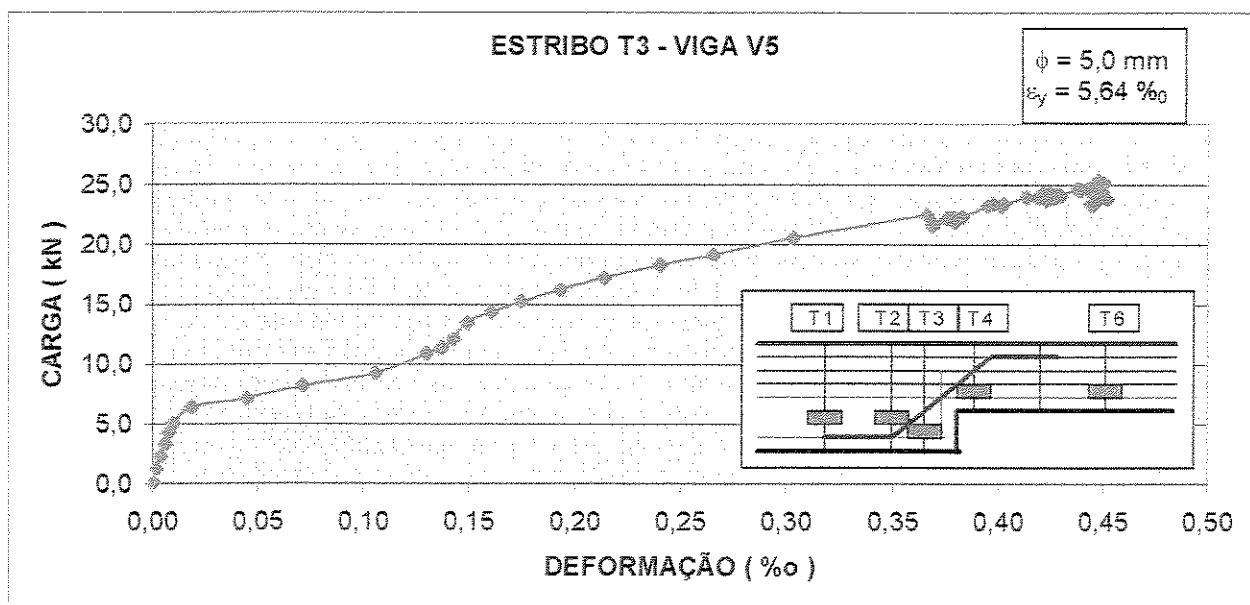


FIGURA 5.53- Curva carga x deformação do estribo na posição T3 - VIGA V5

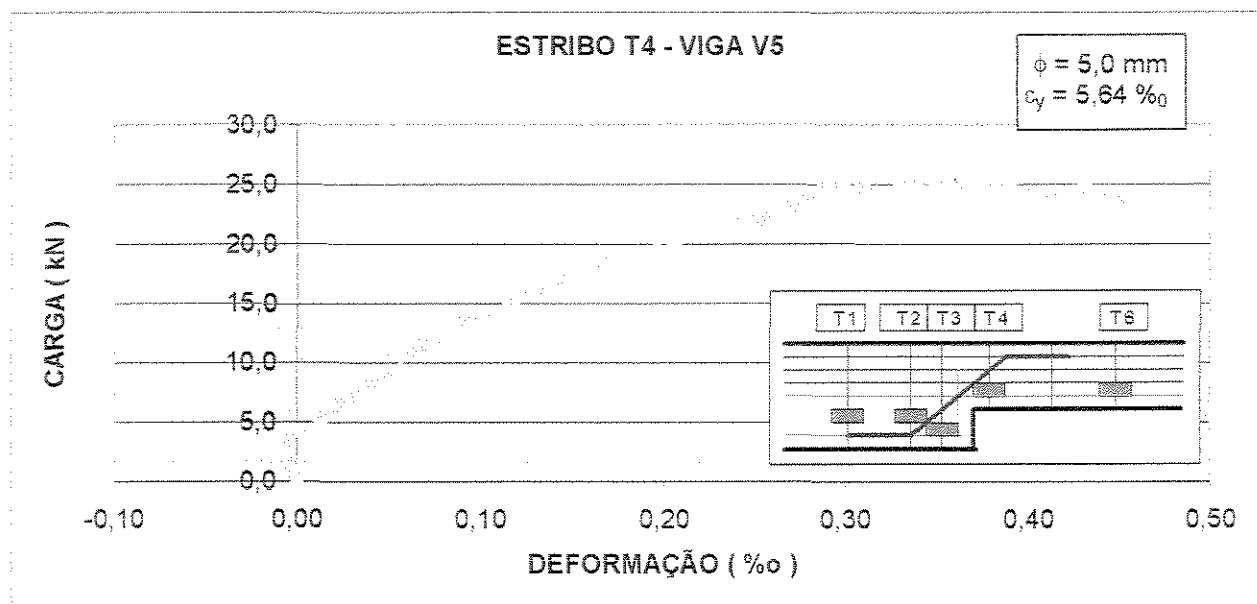


FIGURA 5.54 - Curva carga x deformação do estribo na posição T4 - VIGA V5

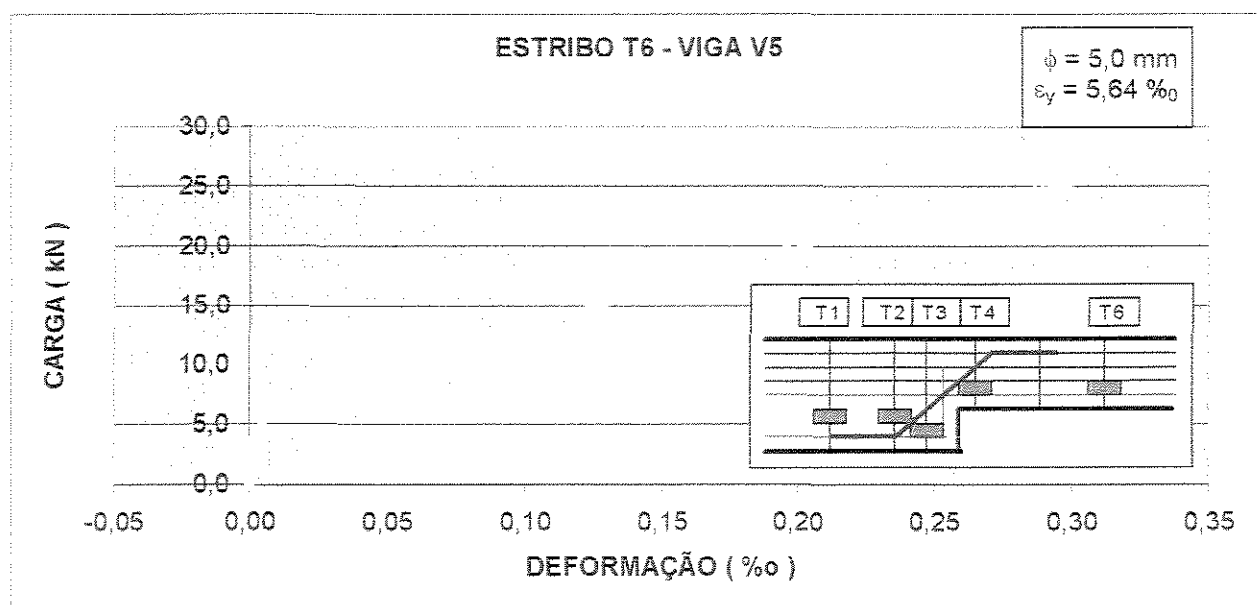


FIGURA 5.55- Curva carga x deformação do estribo na posição T6 - VIGA V5

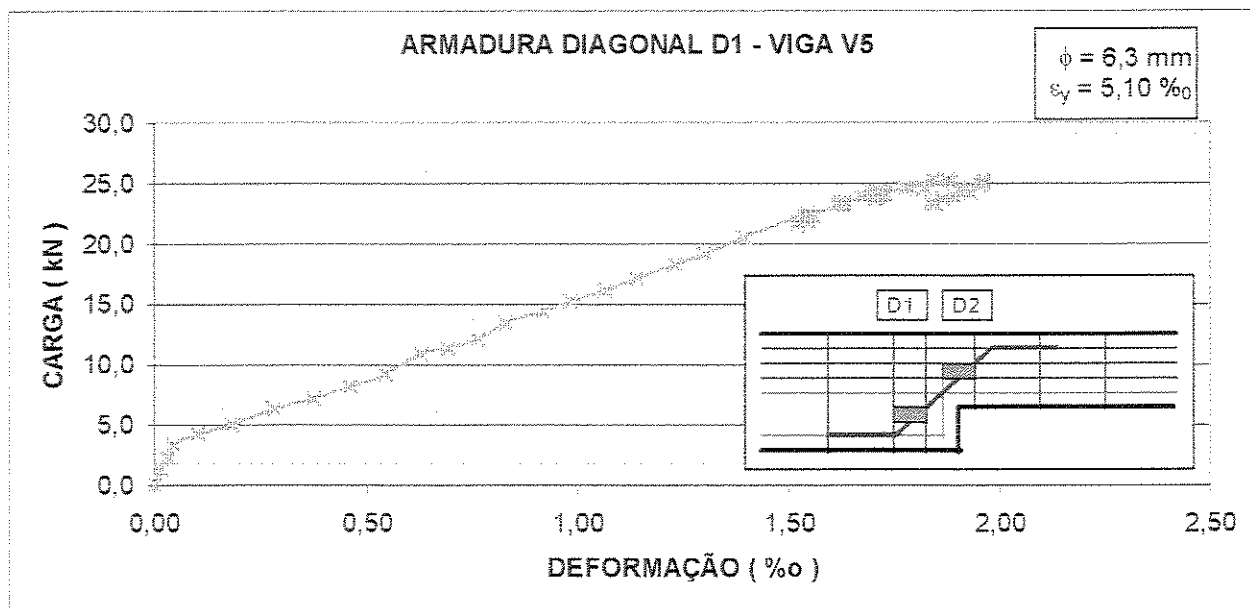


FIGURA 5.56 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V5

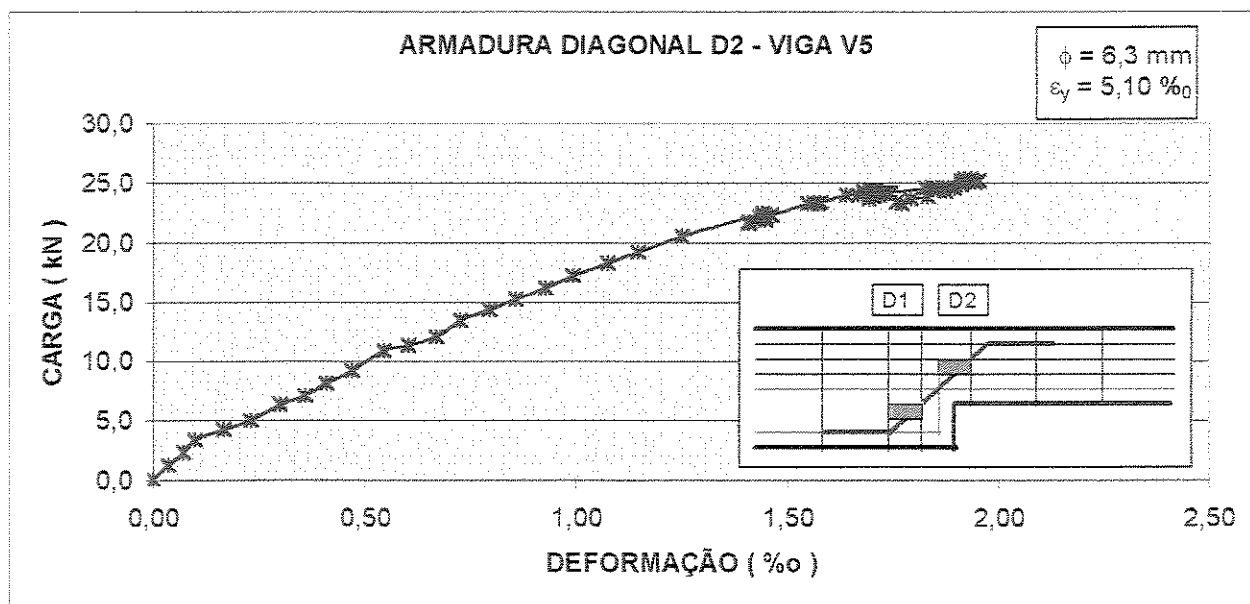


FIGURA 5.57 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V5

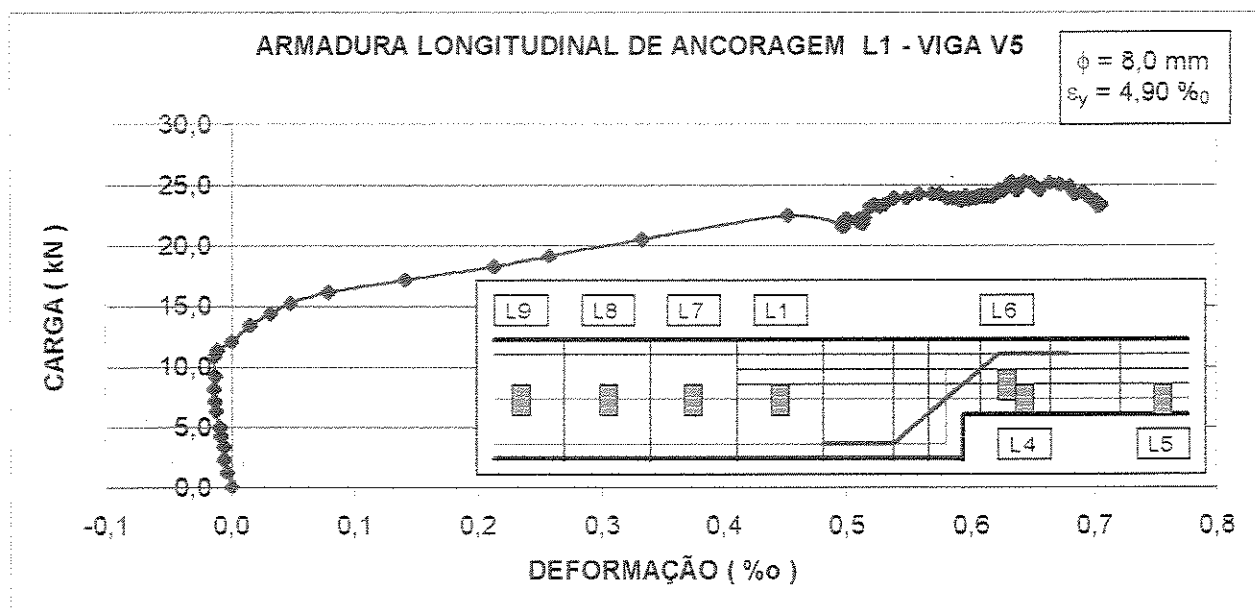


FIGURA 5.58 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V5

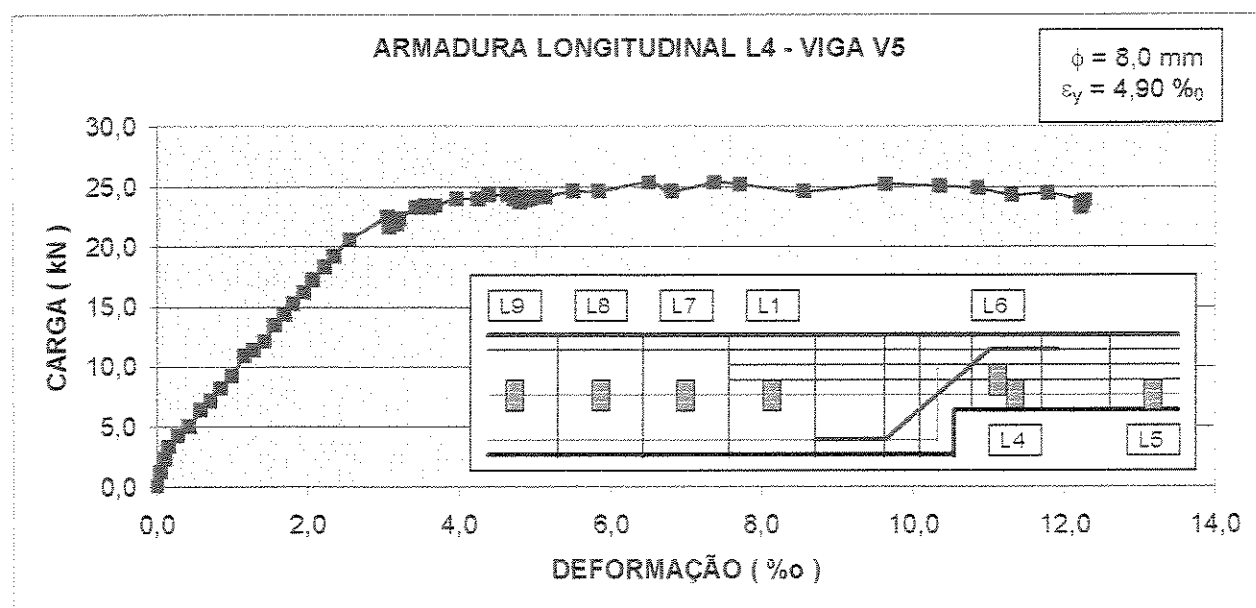


FIGURA 5.59 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L4 - VIGA V5

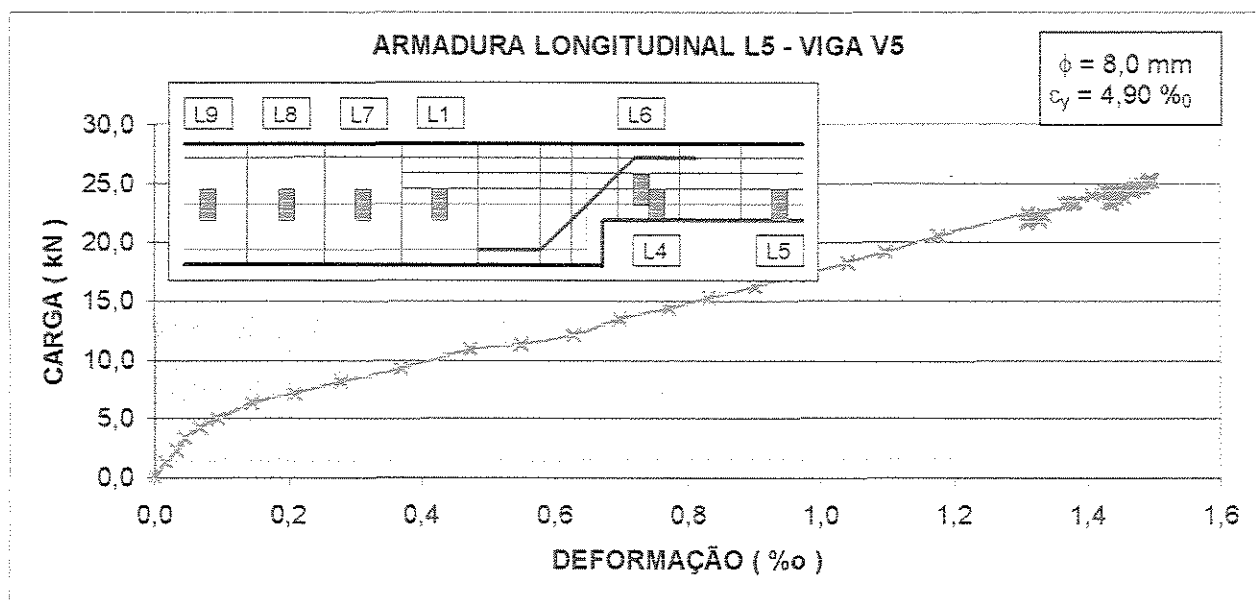


FIGURA 5.60 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L5 - VIGA V5

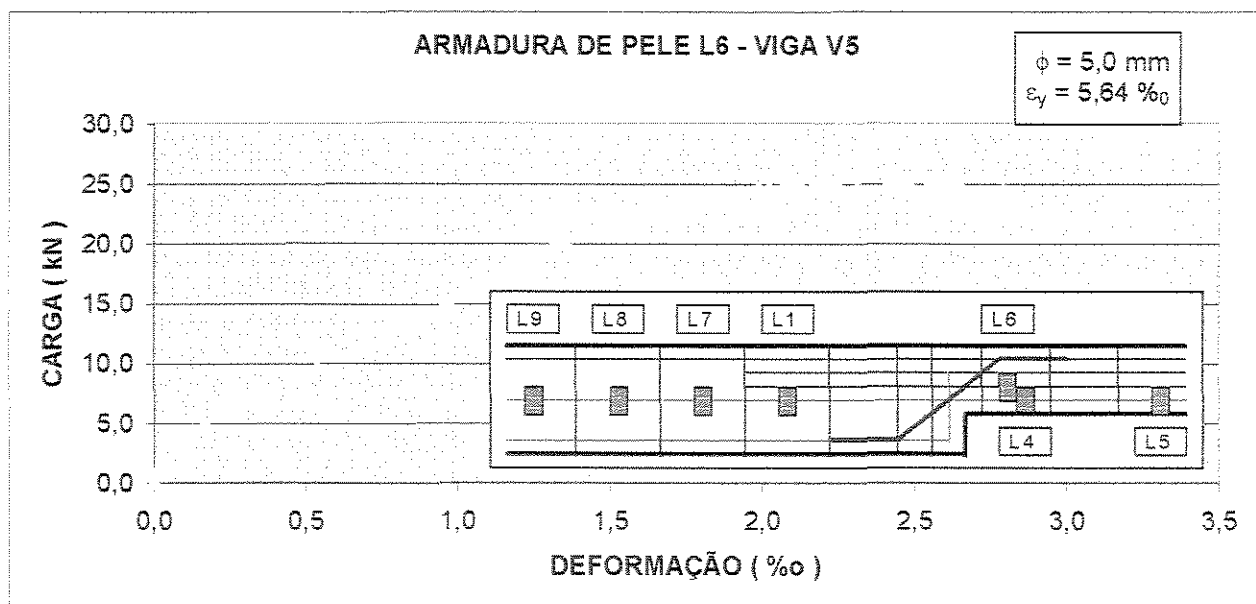


FIGURA 5.61 - Curva carga x deformação da armadura de pele na posição L6 - VIGA V5

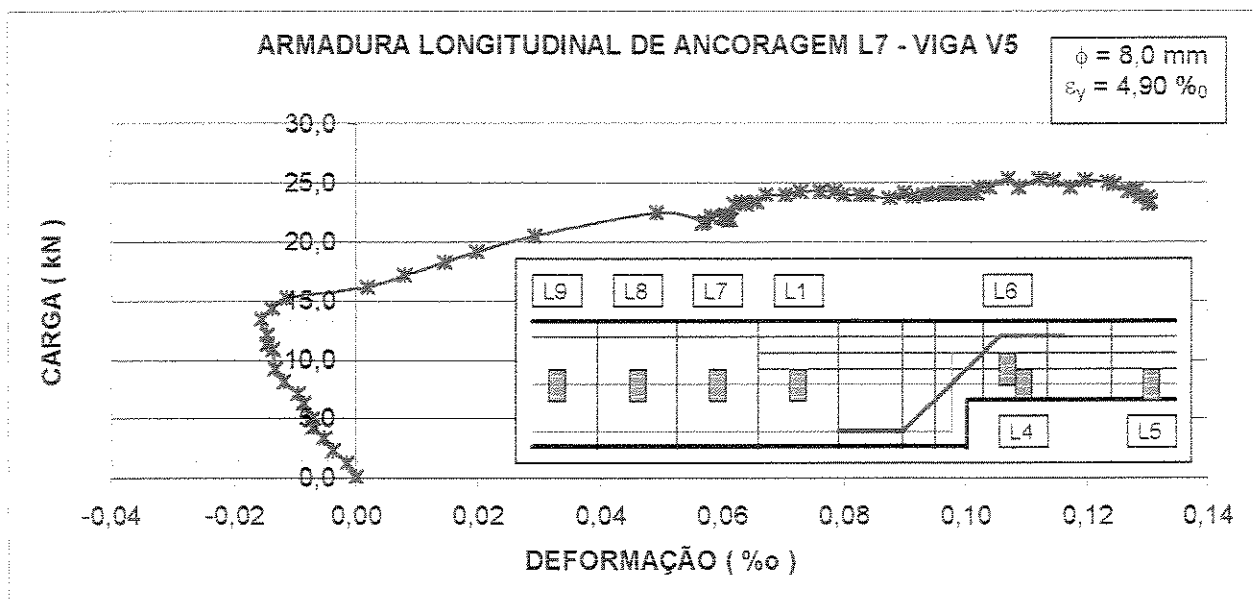


FIGURA 5.62 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L7 - VIGA V5

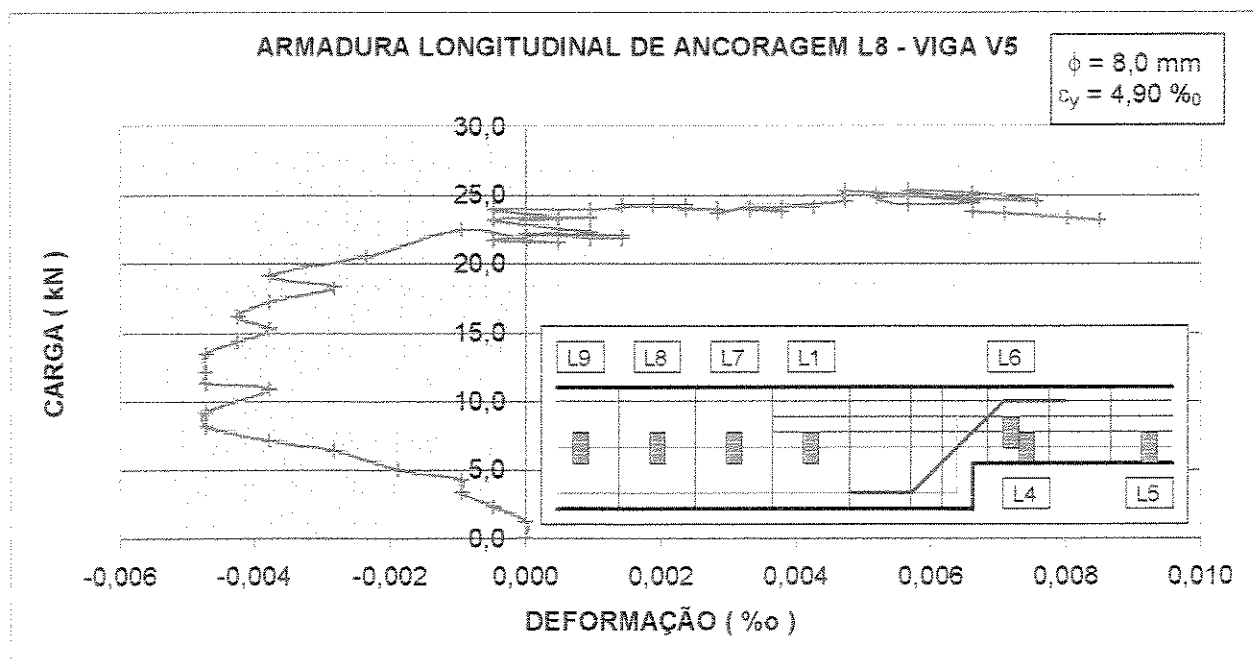


FIGURA 5.63 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L8 - VIGA V5

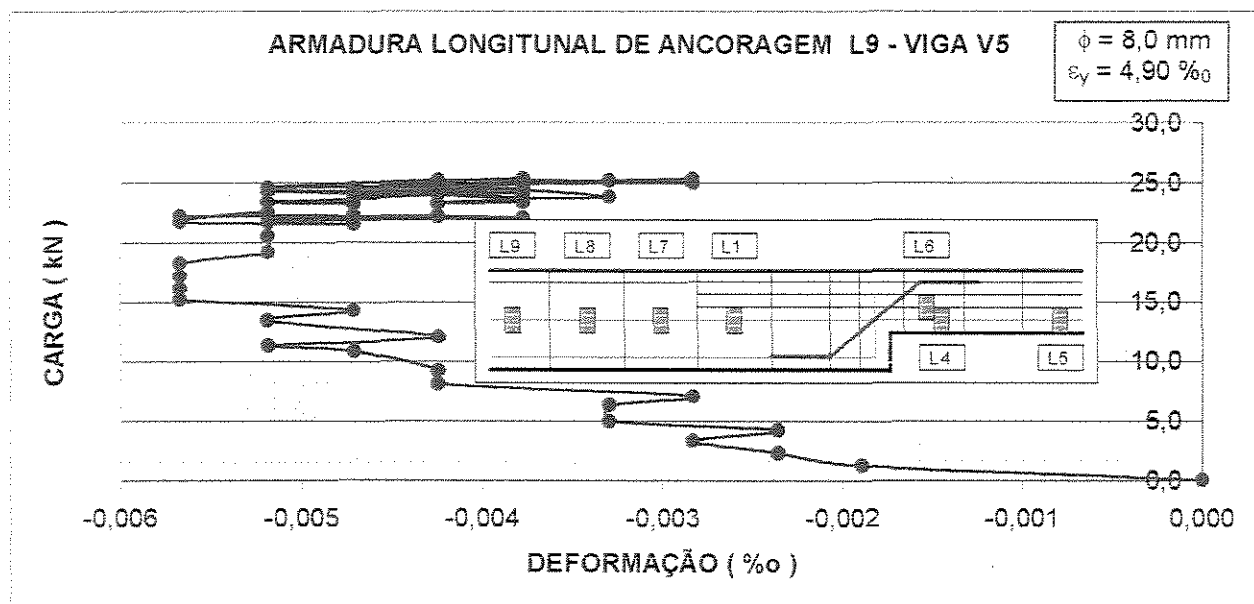


FIGURA 5.64 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L9 - VIGA V5

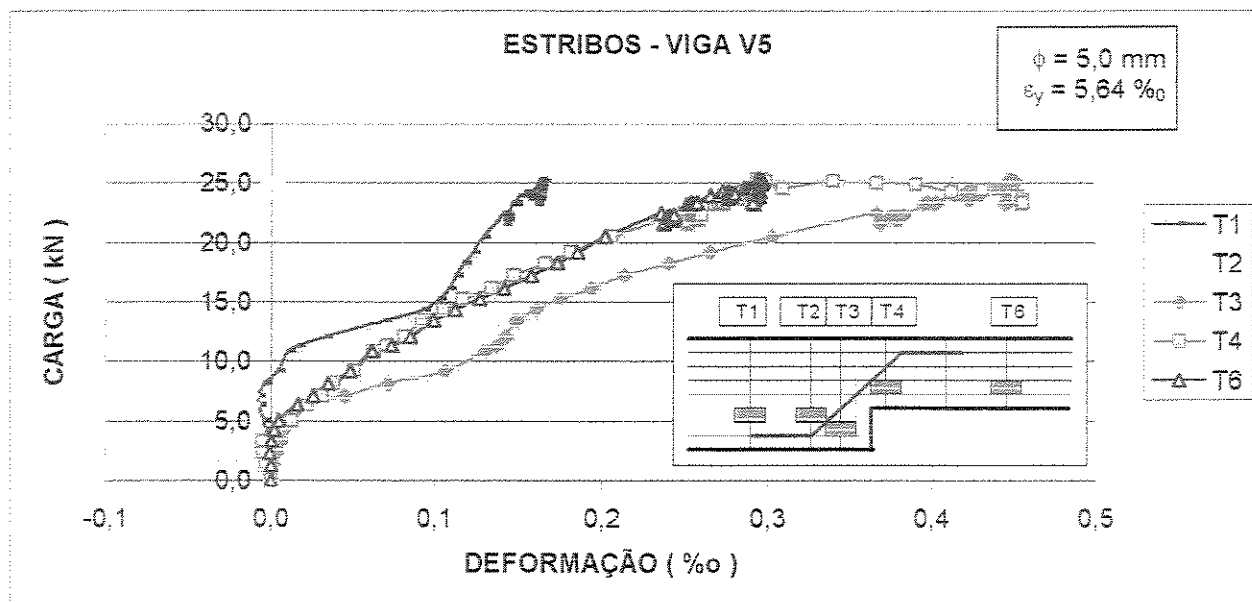


FIGURA 5.65 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V5

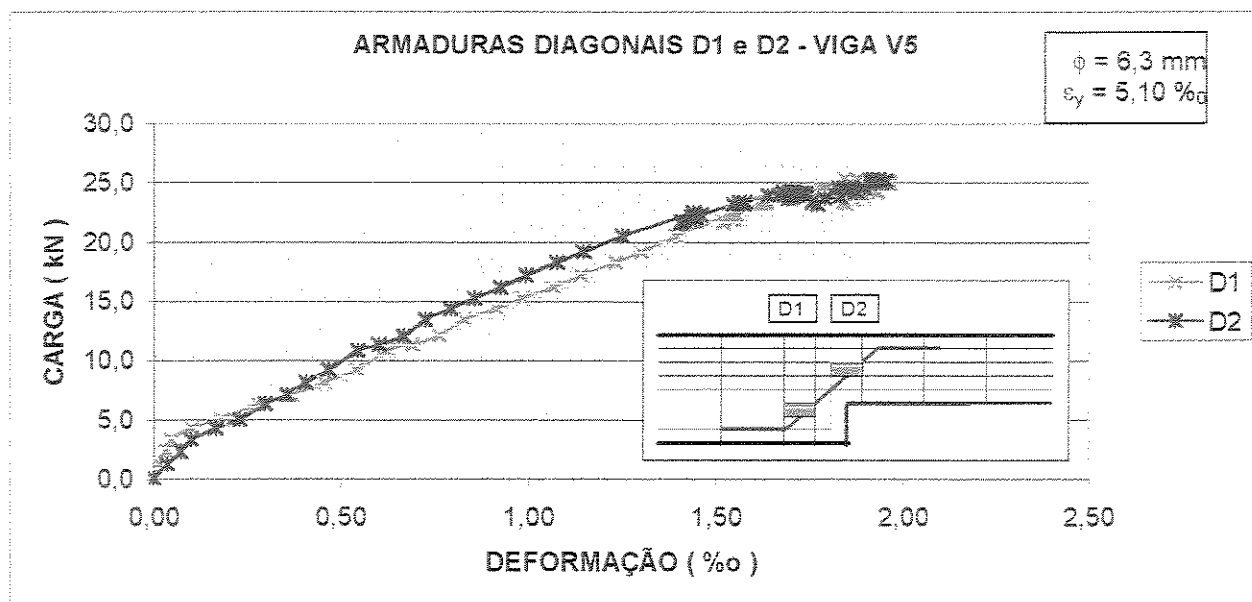


FIGURA 5.66 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V5

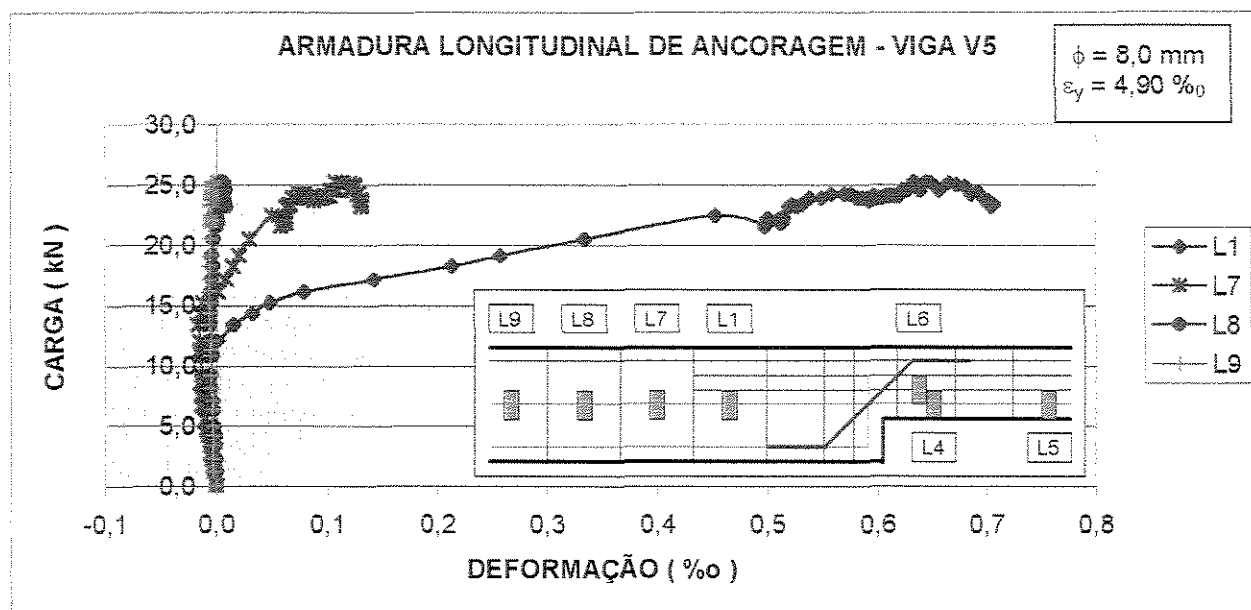


FIGURA 5.67 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, na ancoragem, nas posições L1, L7, L8 e L9 - VIGA V5

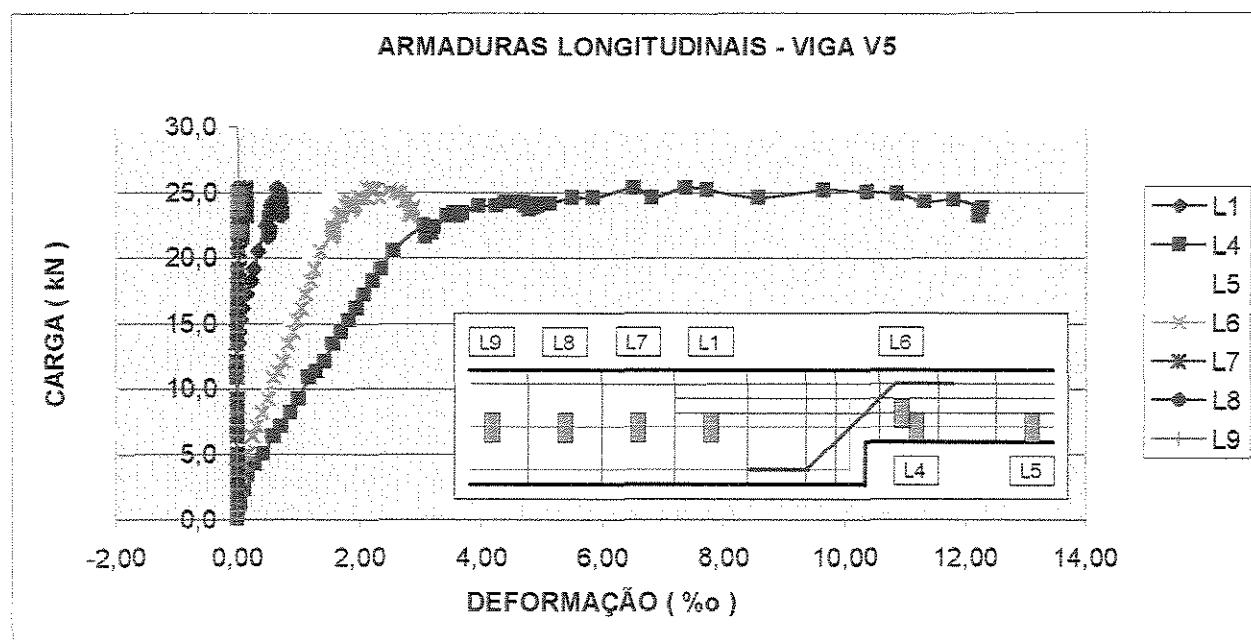


FIGURA 5.68 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L4, L5, L6, L7, L8 e L9 - VIGA V5

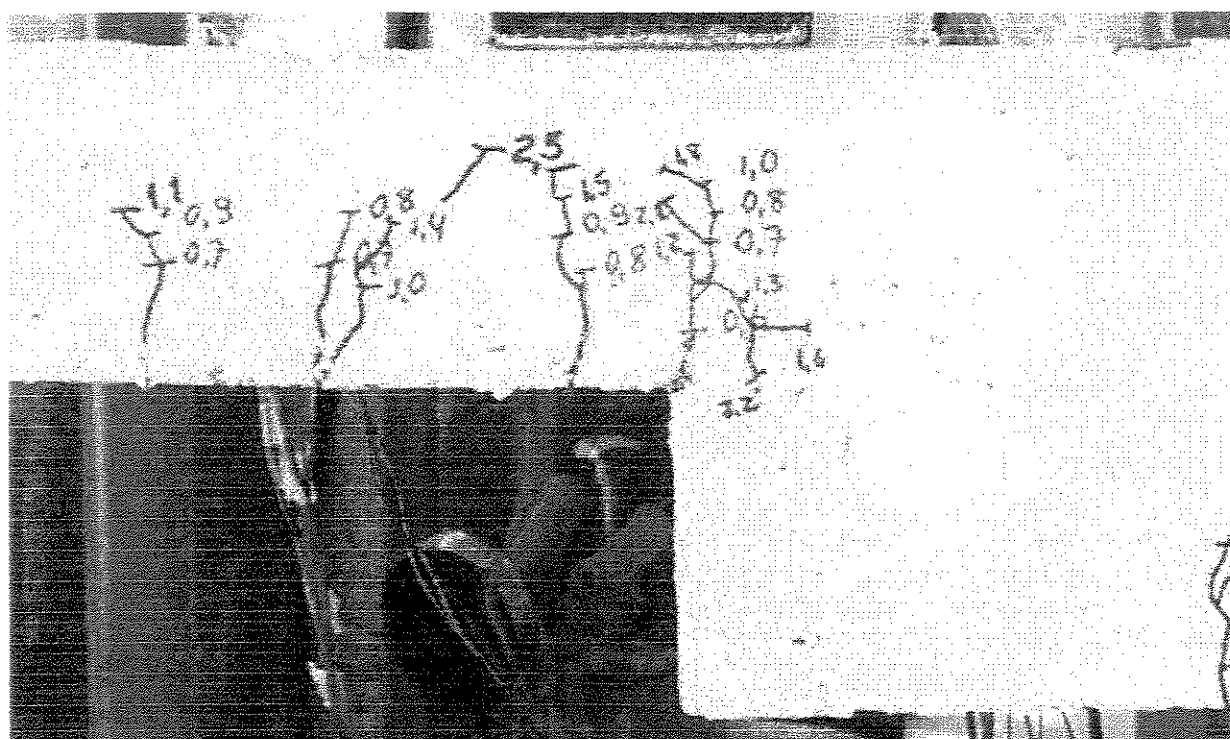
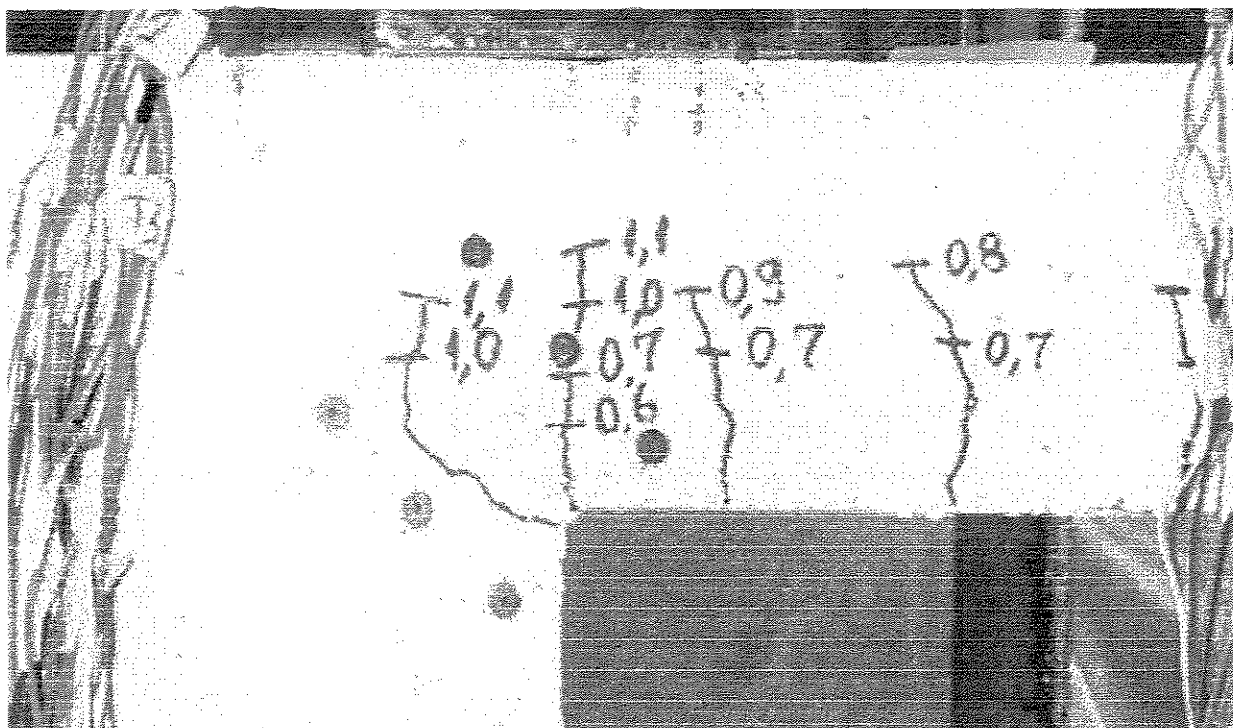


FIGURA 5.69 - Evolução do processo de fissuração da viga V5

5.6 - VIGA V6

O esquema de armação da viga V6 foi executado da mesma maneira que o esquema da viga V5, mas o concreto utilizado na sua confecção foi um concreto de alta resistência em torno de 80 MPa.

A viga V6 foi dimensionada para suportar uma carga igual a 18,69 kN.

A viga V6 foi carregada até atingir a carga máxima de 30,0 kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5 kN de carga.

Os estribos nas posições T1 e T2 trabalharam primeiramente à compressão e depois à tração (figuras 5.72 e 5.73), com solicitações mínimas em relação à tensão de escoamento do aço utilizado.

O estribo na posição T3 trabalhou como estribo de suspensão (figura 5.74), mas não alcançou a tensão de escoamento do aço. O estribo T3 foi mais solicitado que o estribo T2.

O estribo T4 foi solicitado à tração mais que o estribo T3, devido à presença da armadura transversal inclinada que, ao suspender a carga, tracionou a região onde estava localizado o estribo T4 (figura 5.75).

O estribo na posição T6 trabalhou à tração formando, juntamente com as armaduras longitudinais, um modelo de treliça e já se encontra na região de regularização de tensões. Por isso as tensões são menores (figura 5.76).

A armadura longitudinal na posição L4 foi muito mais solicitada que as posições L1 e L5 presentes na mesma armadura de flexão (figura 5.81), e atingiu o escoamento com a carga de 26,0 kN.

A armadura longitudinal de flexão na posição L3, presente na parte da viga de maior altura (20 cm), foi menos tracionada que as posições L4, L5 e L6, presentes na parte da viga de menor altura (10 cm), o que mostra a ruptura à flexão na parte da viga de menor altura como era esperado (figura 5.80).

A ancoragem da armadura longitudinal na posição L1 da viga V6 foi mais solicitada que a posição L7, sendo que as posições L8 e L9 presentes na mesma armadura praticamente não trabalharam (figura 5.89). Portanto esse aumento do comprimento de ancoragem na viga V6 foi suficiente.

A armadura de pele na posição L6 funcionou como armadura de flexão, atingindo o escoamento do aço com a carga de 30,0 kN (figura 5.83).

As armaduras inclinadas nas posições D1 e D2 trabalharam à tração funcionando como armadura de suspensão, sendo que a posição D2 foi um pouco mais solicitada que D1 (figura 5.88). Em relação aos estribos, as armaduras inclinadas foram mais solicitadas.

Mantendo-se a taxa da armadura de suspensão inclinada na viga V6, em relação à viga V5, posicionada de cada lado da viga na região da descontinuidade (dente), esta mostrou-se também eficiente no concreto de alta resistência, evitando uma abertura exagerada das fissuras no canto reentrante da viga, bem como retardando o aparecimento dessas fissuras em relação aos ensaios realizados anteriormente. Neste ensaio, as primeiras fissuras apareceram com uma carga de 5,0 kN (figura 5.91).

As figuras 5.72 a 5.90 apresentam a evolução das deformações nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A figura 5.71 apresenta a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante. A abertura máxima da fissura principal no dente de 0,2 mm, de acordo com a NBR 6118^[1] para atingir-se o Estado Limite de Utilização, foi alcançada com a carga de 27,87 kN.

A figura 5.91 mostra a evolução da fissuração na viga V6 ensaiada.

A flecha admissível de acordo com a NBR 6118^[1] é neste caso igual a 5,0 mm, e foi alcançada com a carga de 16,28 kN. A evolução da flecha durante o ensaio é mostrada na figura 5.70.

A resistência média à compressão do concreto de 80 MPa foi determinada através dos ensaios de corpos - de - prova cilíndricos, para diferentes usos do traço adotado para o concreto de alta resistência da viga ensaiada.

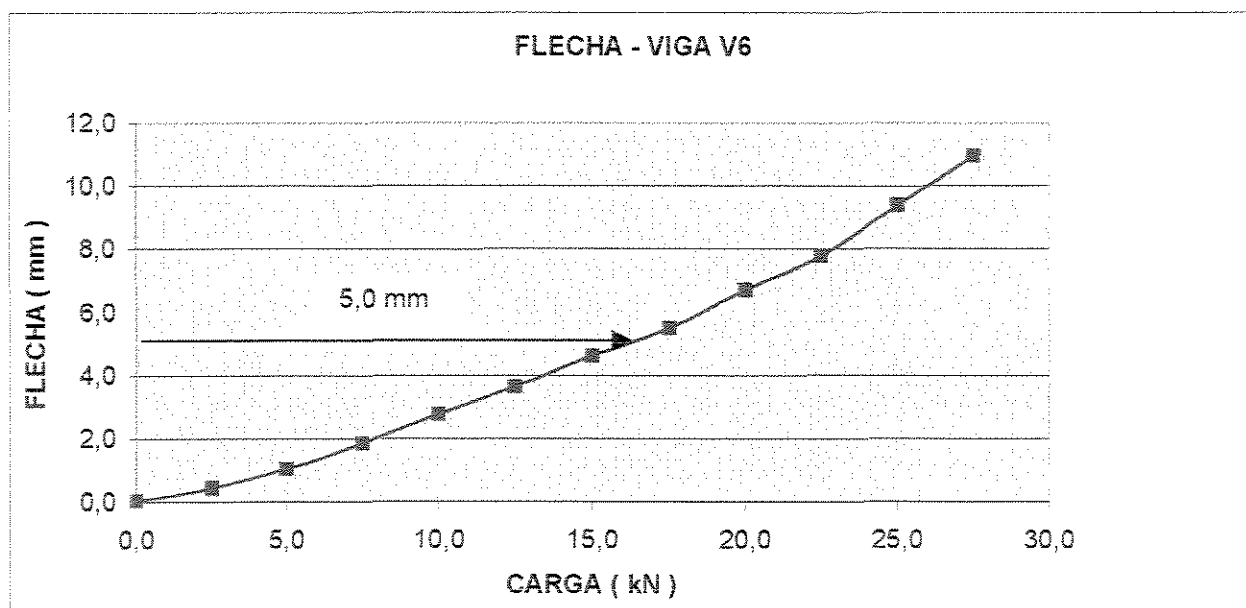


FIGURA 5.70 - Curva carga x flecha - VIGA V6

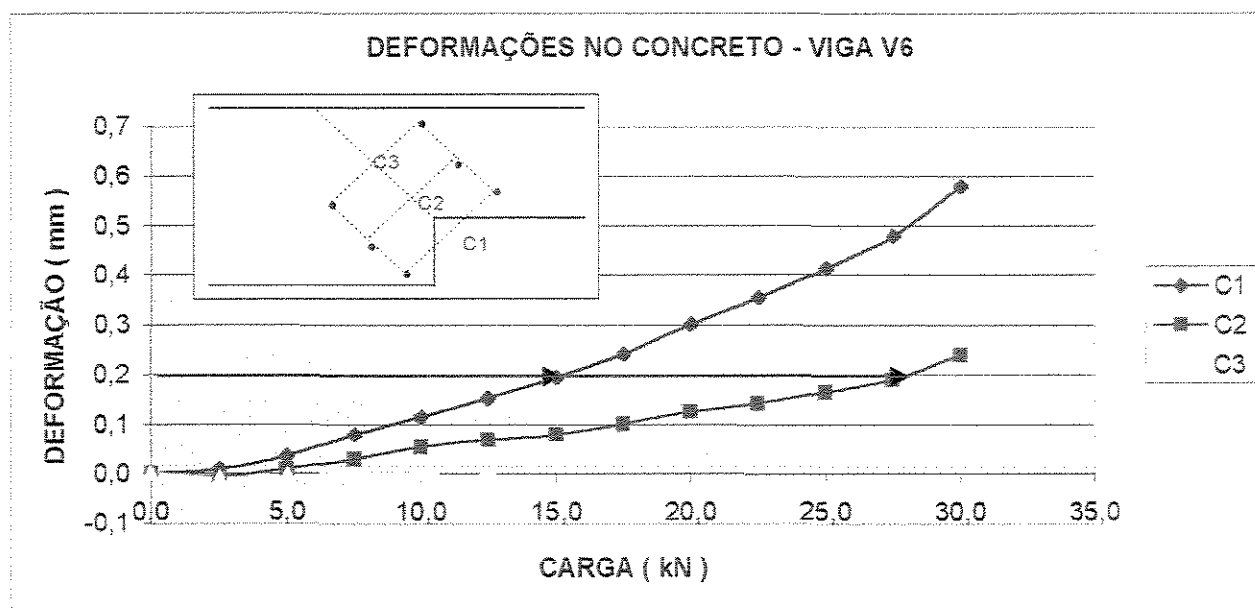


FIGURA 5.71 - Curva carga x deformação no concreto da viga V6

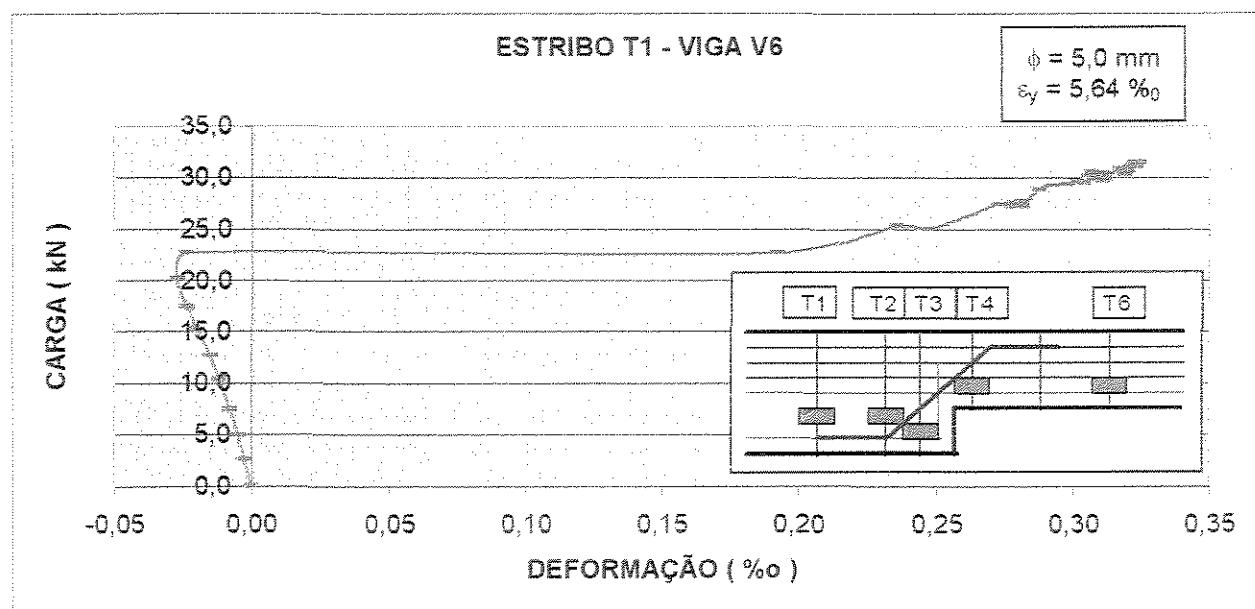


FIGURA 5.72 - Curva carga x deformação do estribo na posição T1 - VIGA V6

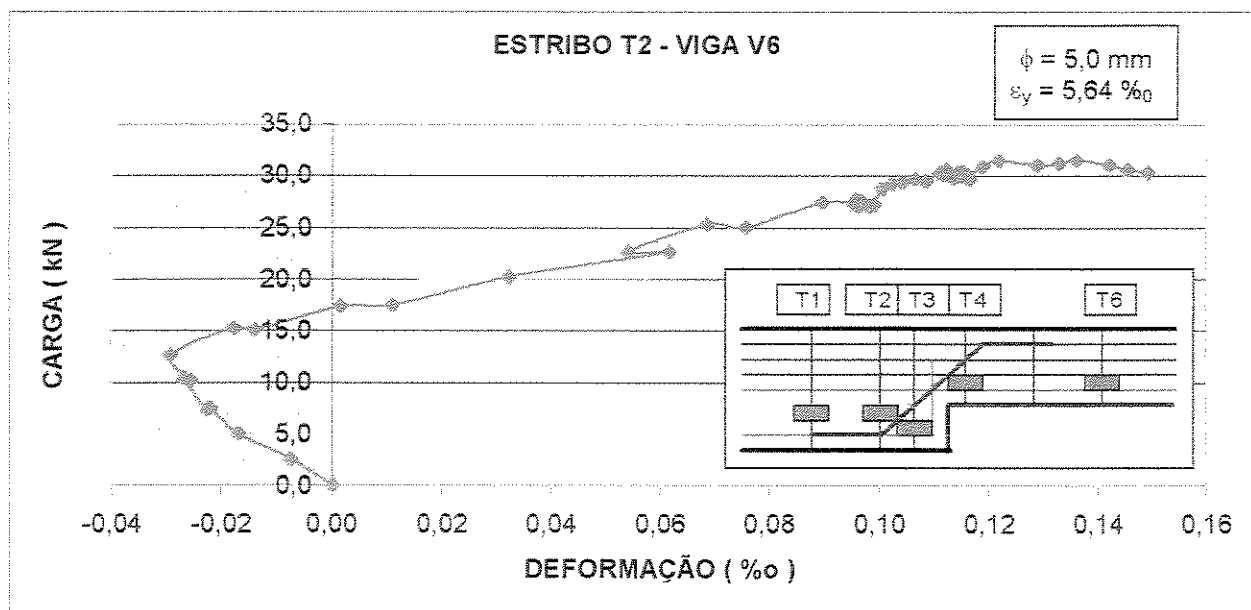


FIGURA 5.73 - Curva carga x deformação do estribo na posição T2 - VIGA V6

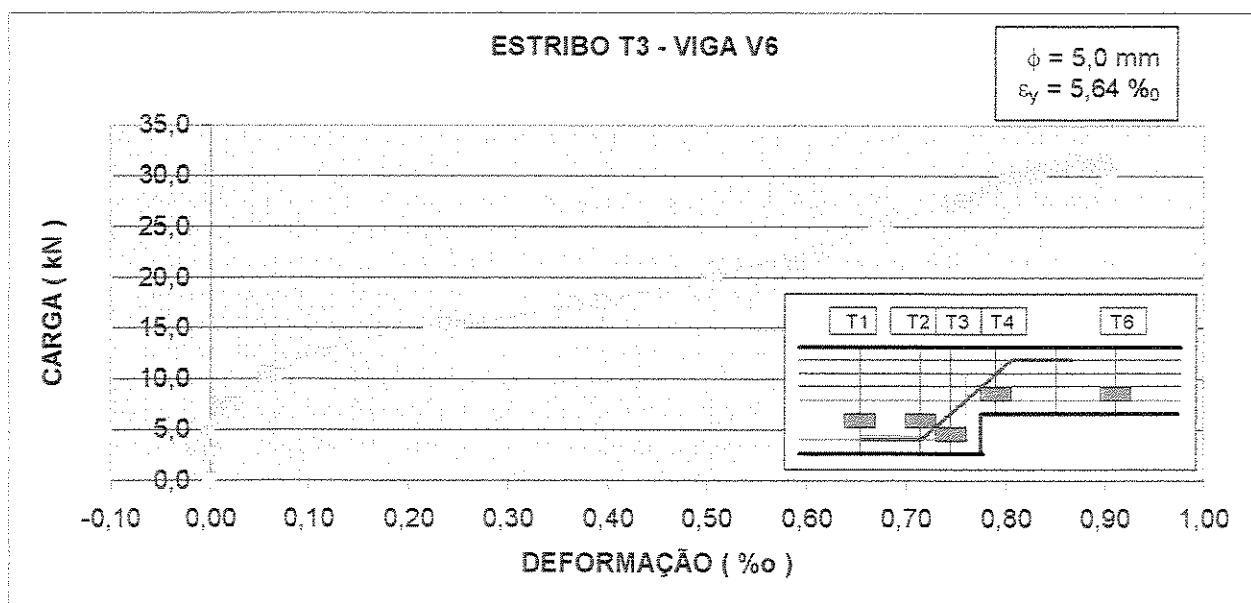


FIGURA 5.74 - Curva carga x deformação do estribo na posição T3 - VIGA V6

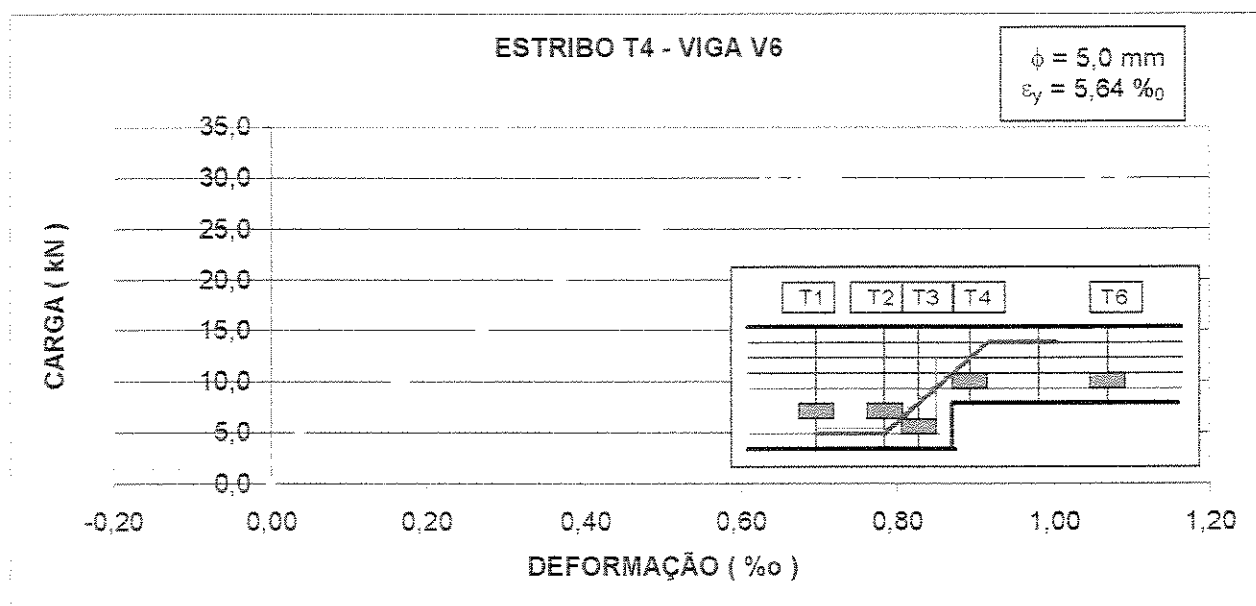


FIGURA 5.75 - Curva carga x deformação do estribo na posição T4 - VIGA V6

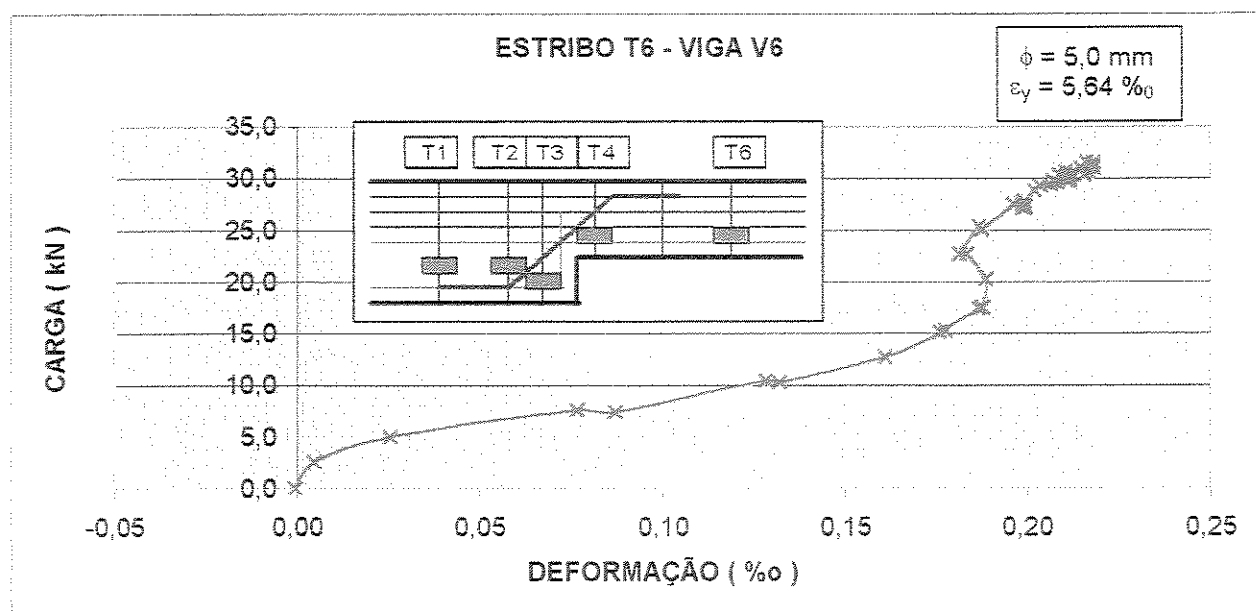


FIGURA 5.76 - Curva carga x deformação do estribo na posição T6 - VIGA V6

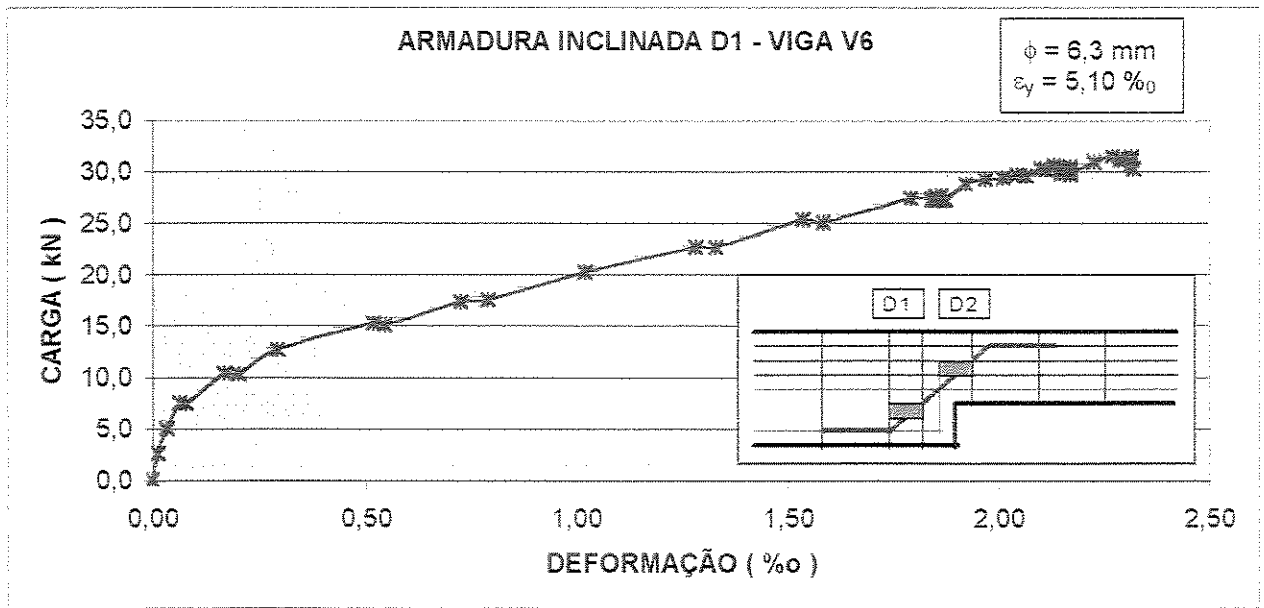


FIGURA 5.77 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D1 - VIGA V6

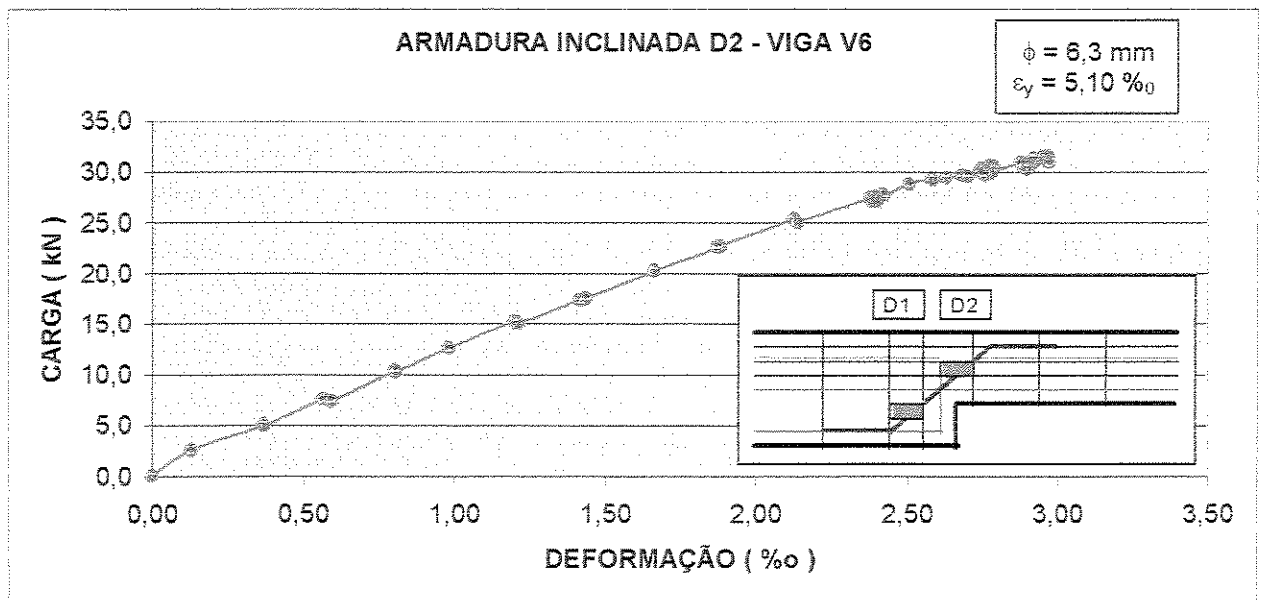


FIGURA 5.78 - Curva carga x deformação da armadura transversal inclinada na posição D2 - VIGA V6

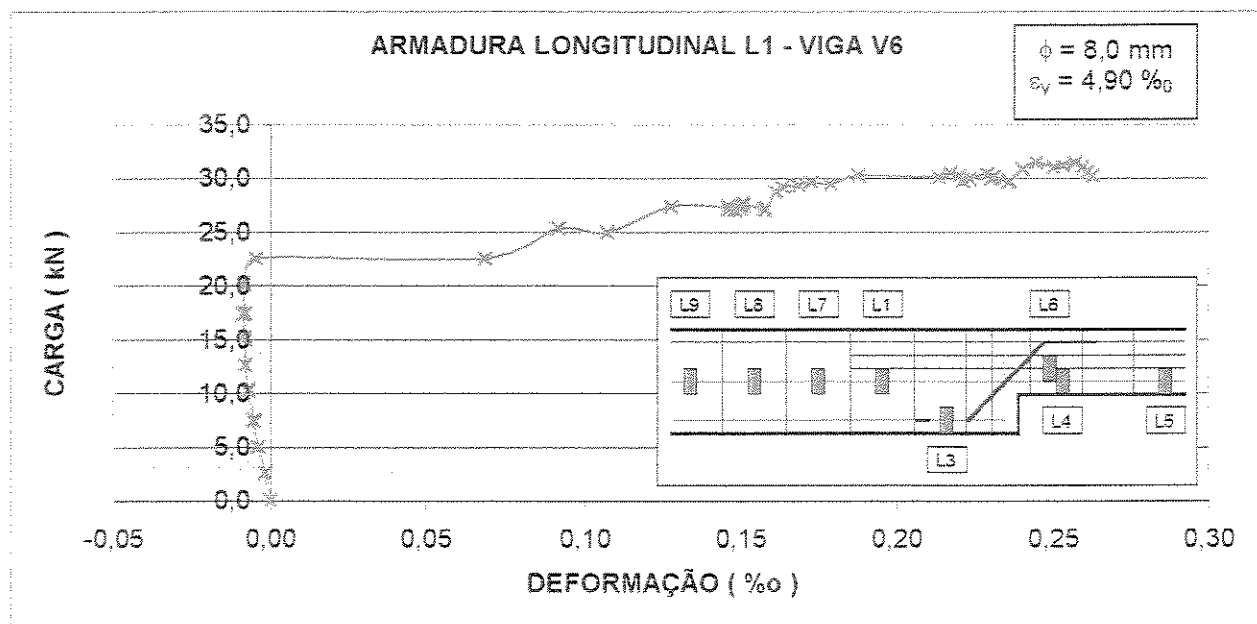


FIGURA 5.79 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L1 - VIGA V6

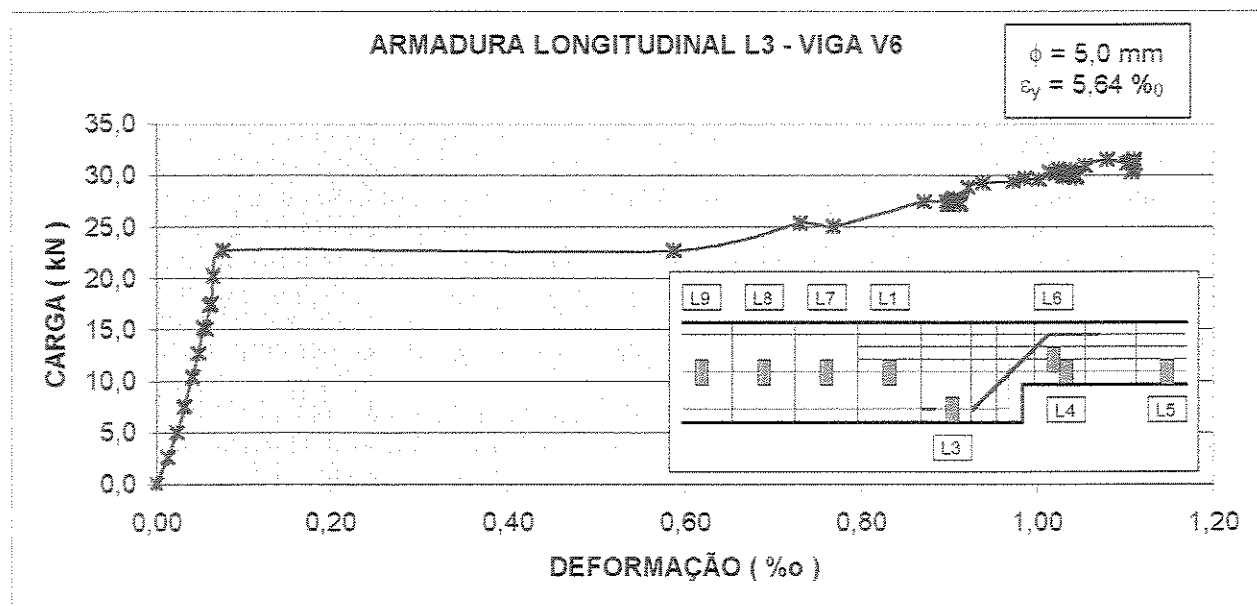


FIGURA 5.80 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão, na parte da viga de altura igual a 20 cm, na posição L3 - VIGA V6

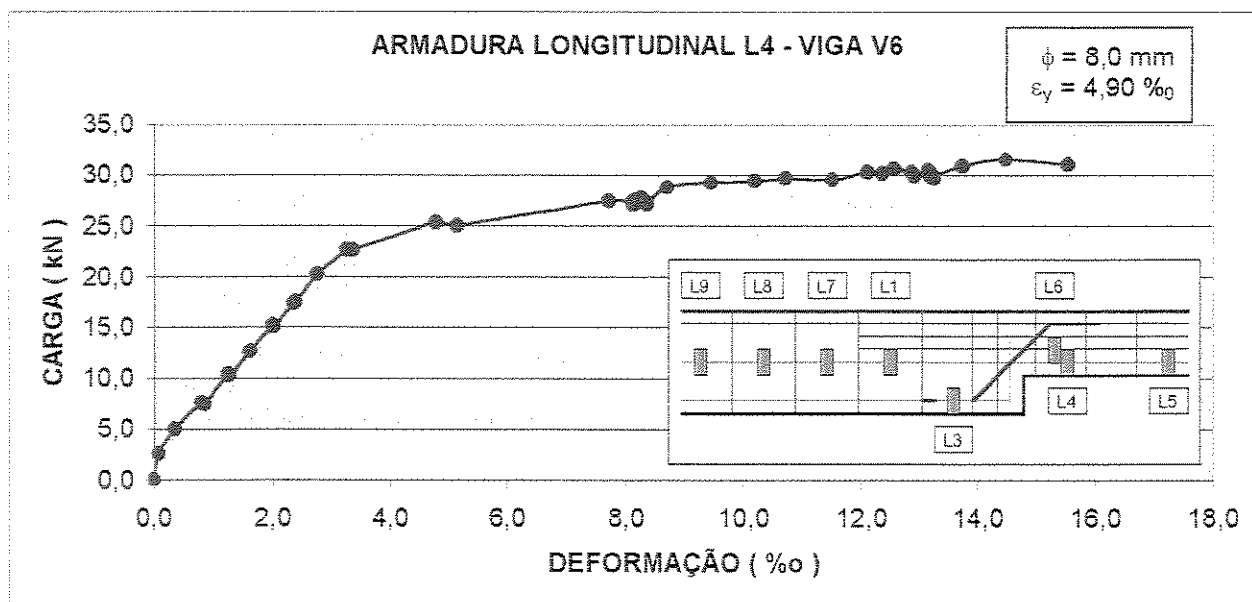


FIGURA 5.81 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L4 - VIGA V6

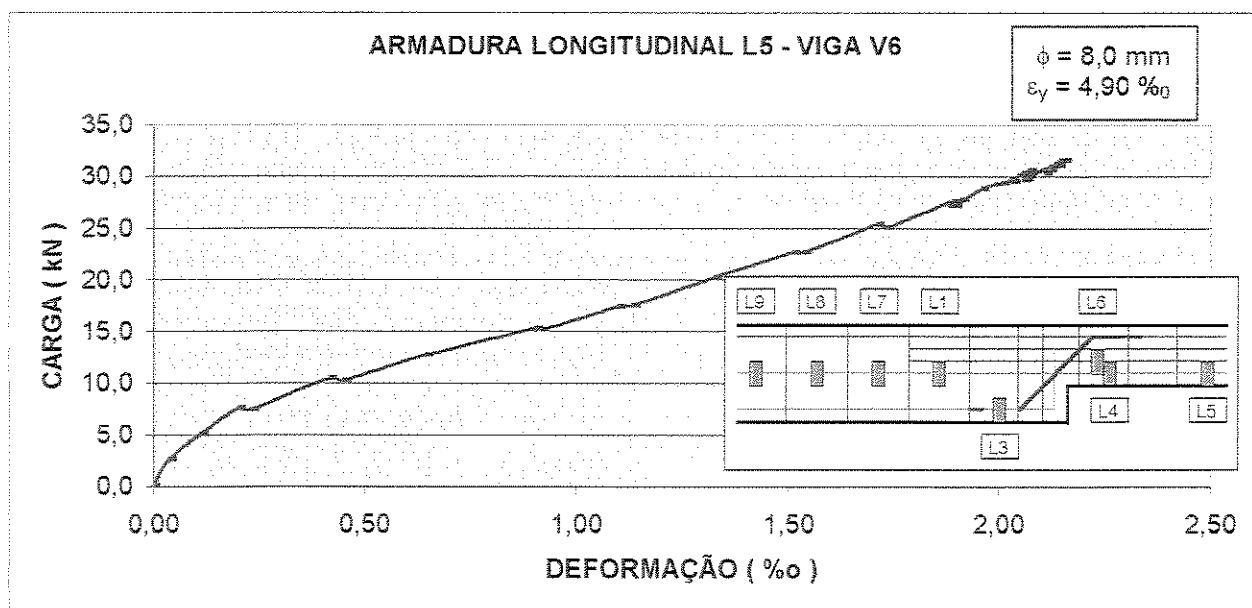


FIGURA 5.82 - Curva carga x deformação da armadura longitudinal de flexão na posição L5 - VIGA V6

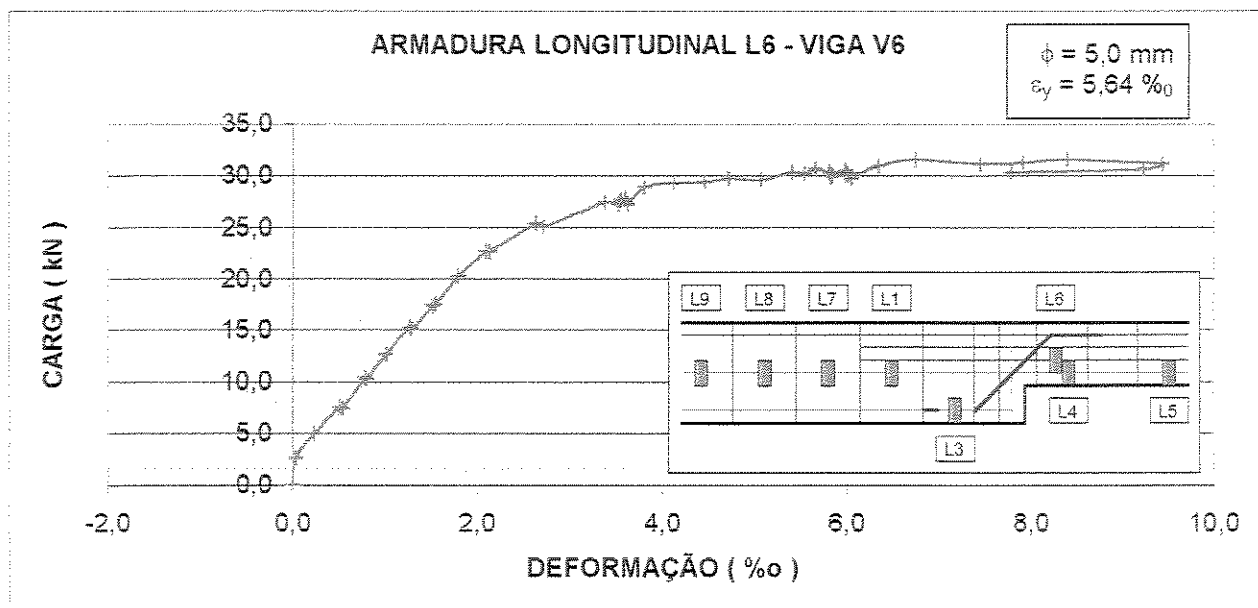


FIGURA 5.83 - Curva carga x deformação da armadura de pele na posição L6 - VIGA V6

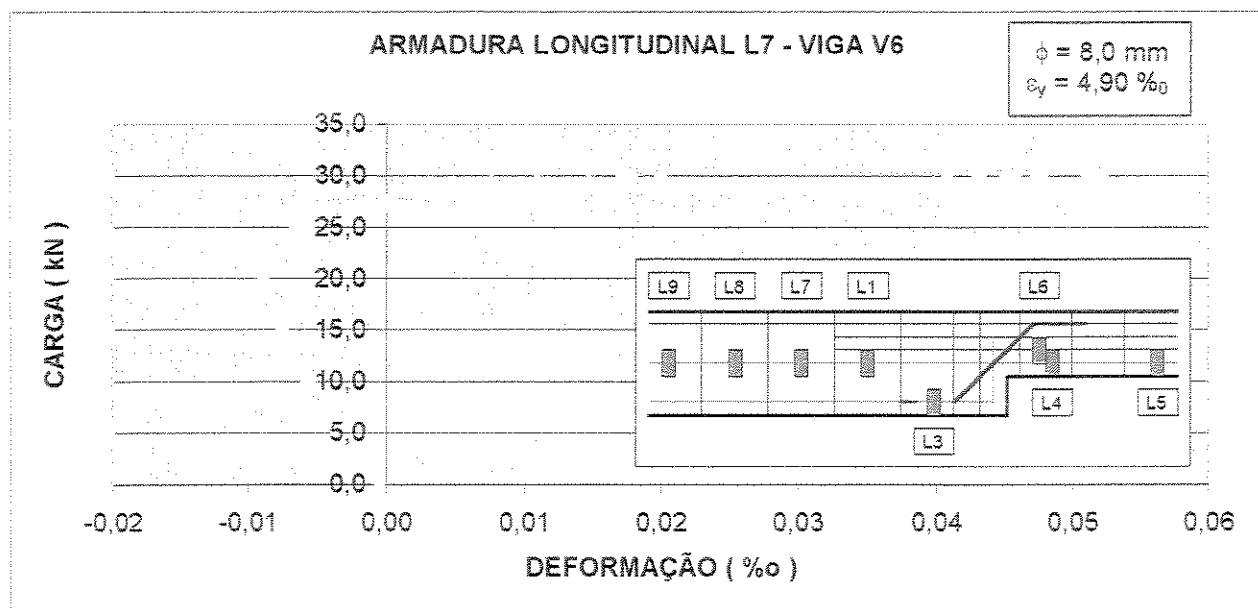


FIGURA 5.84 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L7 - VIGA V6

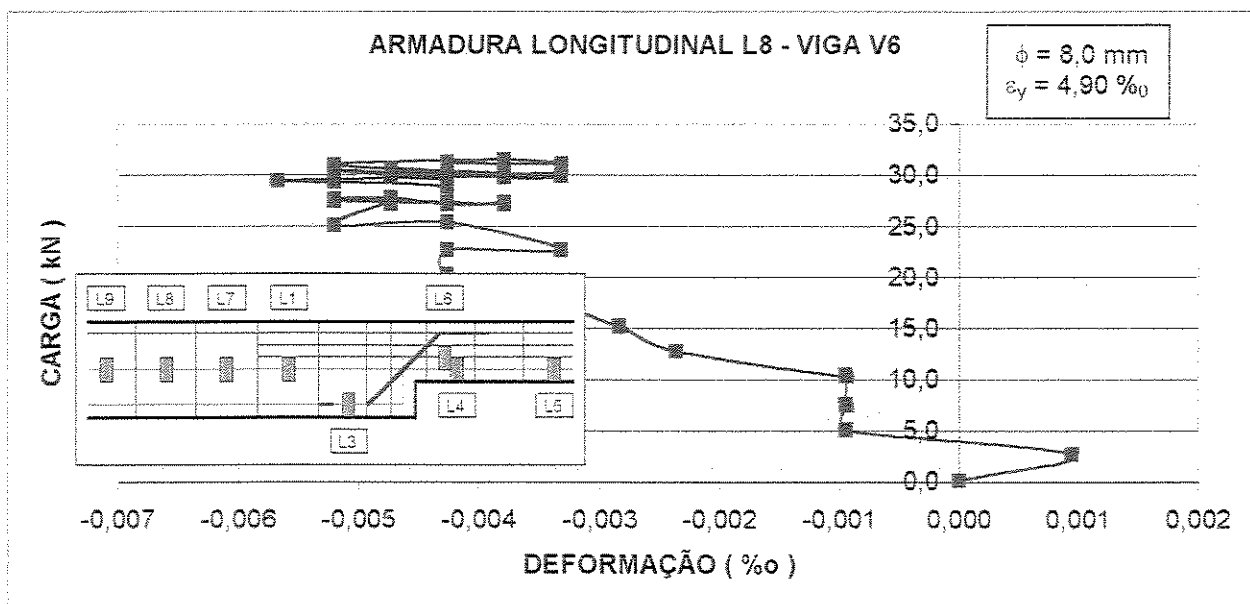


FIGURA 5.85 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L8 - VIGA V6

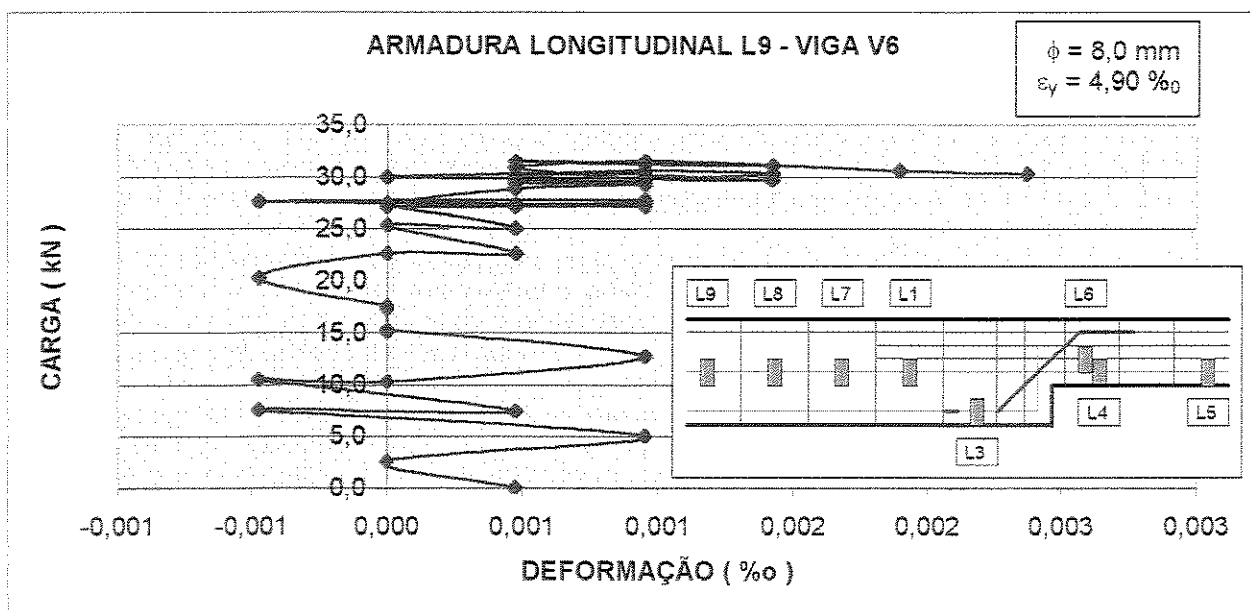


FIGURA 5.86 - Curva carga x deformação do armadura longitudinal, na ancoragem, na posição L9 - VIGA V6

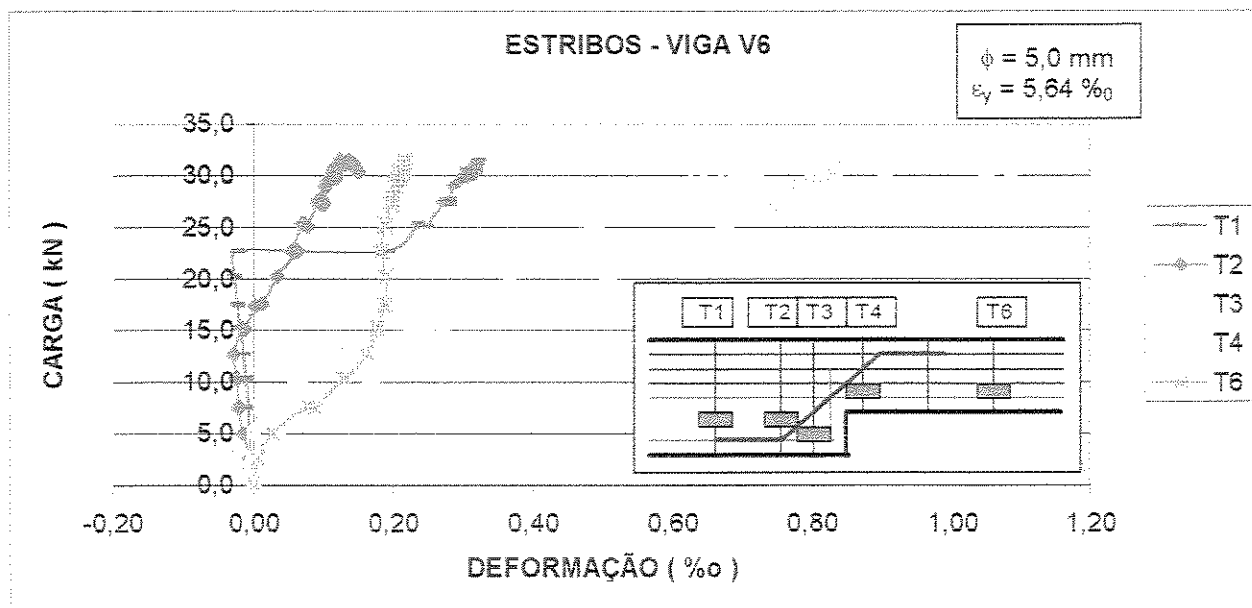


FIGURA 5.87 - Curvas comparativas carga x deformação dos estribos nas posições T1, T2, T3, T4 e T6 - VIGA V6

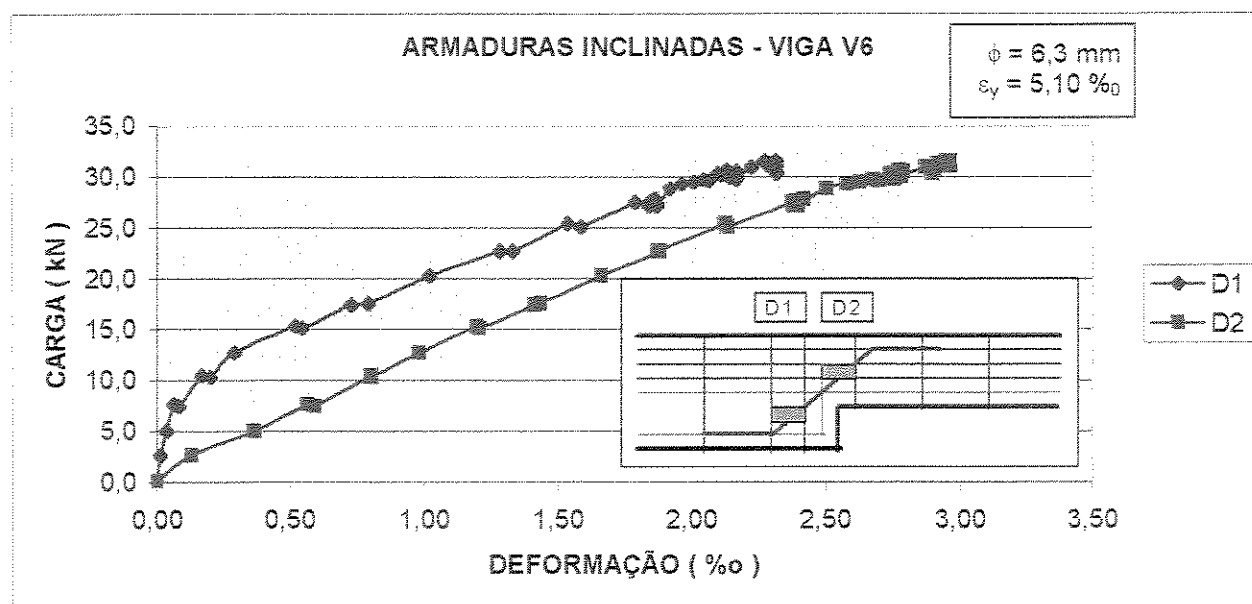


FIGURA 5.88 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras transversais inclinadas, nas posições D1 e D2 - VIGA V6

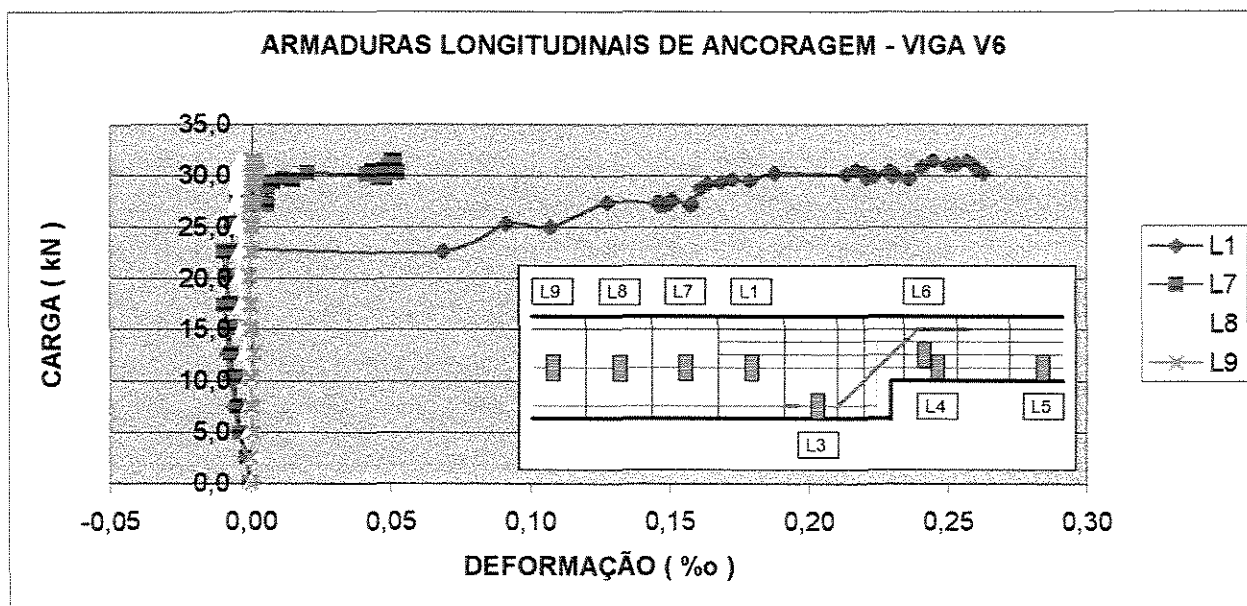


FIGURA 5.89 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, na ancoragem, nas posições L1, L7, L8 e L9 - VIGA V6

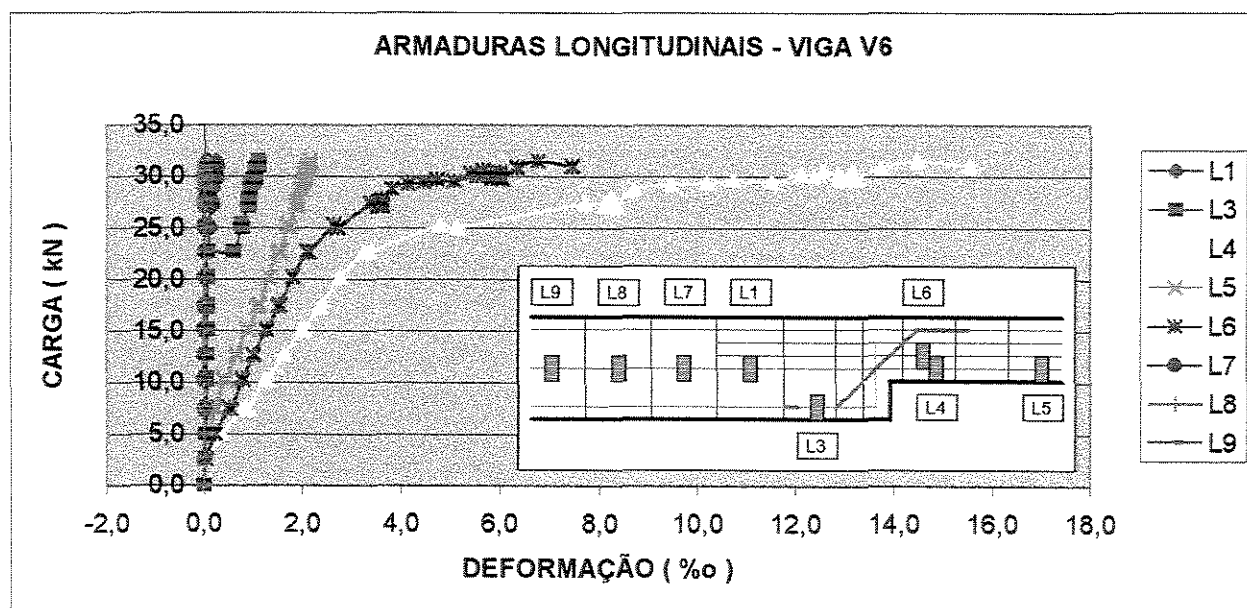


FIGURA 5.90 - Curvas comparativas carga x deformação das armaduras longitudinais, nas posições L1, L3, L4, L5, L6, L7, L8 e L9 - VIGA V6

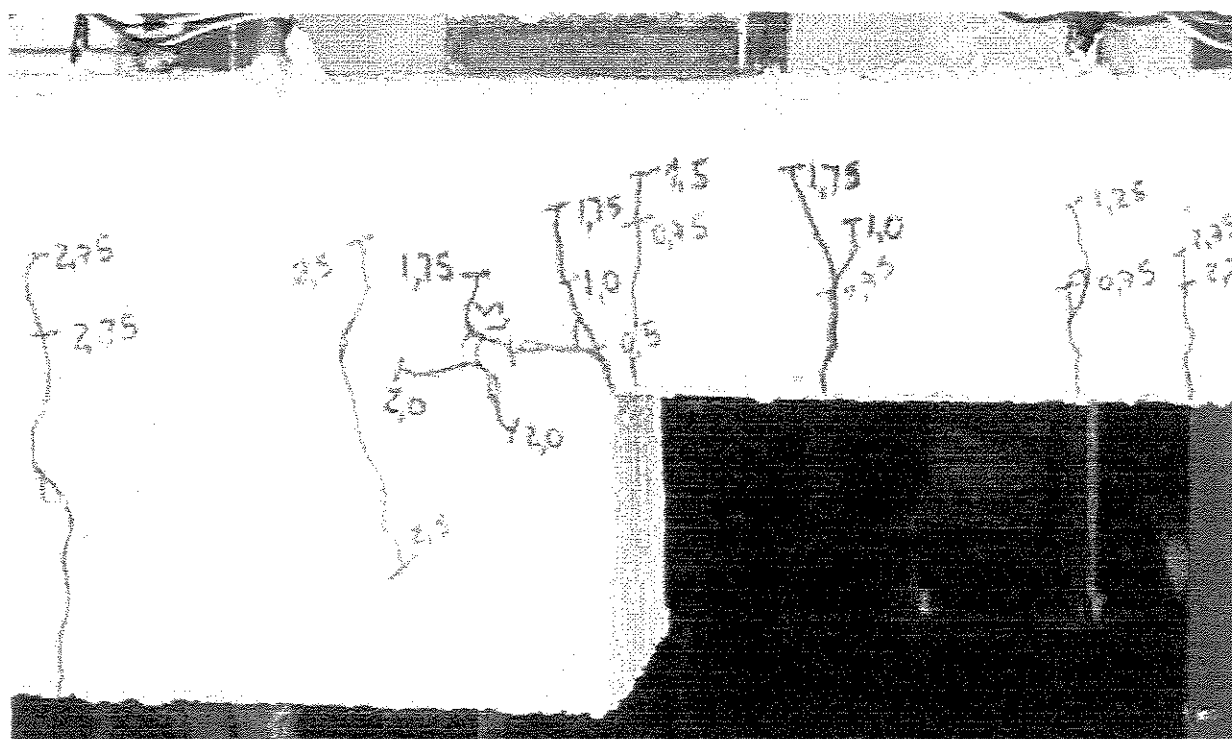
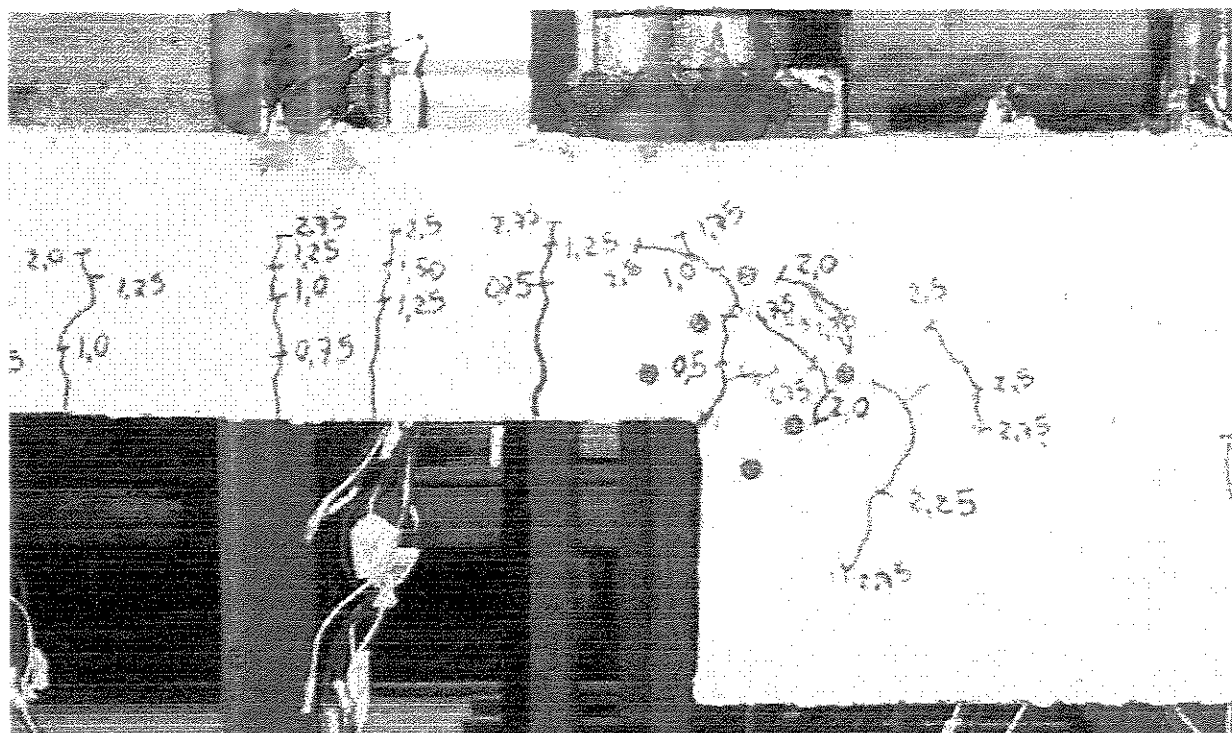


FIGURA 5.91 - Evolução do processo de fissuração da viga V6

6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Primeiramente, ressalta-se que o modelo geométrico estudado foi selecionado dentre os modelos para “dentes Gerber usuais” (exceto a viga V1) considerando-se a teoria de que seu melhor comportamento é obtido através da relação altura do dente / altura da viga igual a $\frac{1}{2}$. Esta relação também é caracterizada segundo a teoria proposta pela NBR 9062 ^[5] por $d/2 < a \leq d$; e segundo a teoria proposta por BURKE^[7] pela relação $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$.

Os resultados obtidos nestes ensaios serão abordados enfocando-se os aspectos de deslocamento vertical, de carregamento último e do processo de fissuração, relacionados com seus respectivos esquemas resistentes e dos concretos empregados. Dentro dos esquemas resistentes foi dada maior atenção ao tipo de armadura de suspensão, à ancoragem da armadura de flexão presente na viga de menor altura e à presença de armadura de pele.

Não foi possível comparar a viga V1 com as demais vigas ensaiadas devido ao dimensionamento e geometria diferenciados.

6.1 - CARREGAMENTO ÚLTIMO

6.1.1 - ESTRIBOS T1

Os estribos na posição T1 das vigas V2, V3 e V4 trabalharam à compressão. Apenas nas vigas V5 e V6 observou-se uma pequena solicitação deste estribo à tração (figura 6.1). Isso ocorreu devido à presença da armadura inclinada que suspendeu a carga.

O estribo T1 da viga V6 foi solicitado à tração o dobro do mesmo estribo da viga V5, devido à maior resistência do concreto utilizado na execução da viga V6.

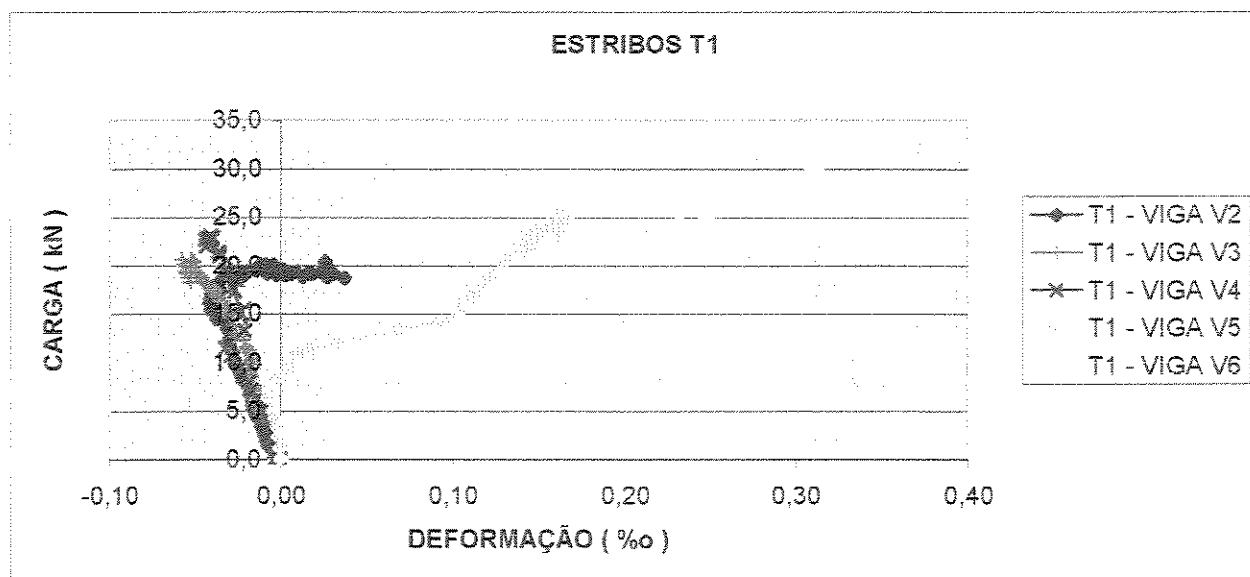


FIGURA 6.1 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T1

6.1.2 - ESTRIBOS T2

Os estribos na posição T2 das vigas V4, V5 e V6 trabalharam menos que o estribo da viga V3, devido à presença da armadura transversal inclinada que contribuiu para a suspensão da carga (figura 6.2).

O aumento da taxa de armadura inclinada na viga V5, em relação à viga V4, fez com que o estribo T2 da viga V5 praticamente não fosse solicitado.

Na viga V6 observou-se um aumento da solicitação deste estribo, em relação à viga V5, devido à maior carga suportada pela viga V6, executada com concreto de alta resistência.

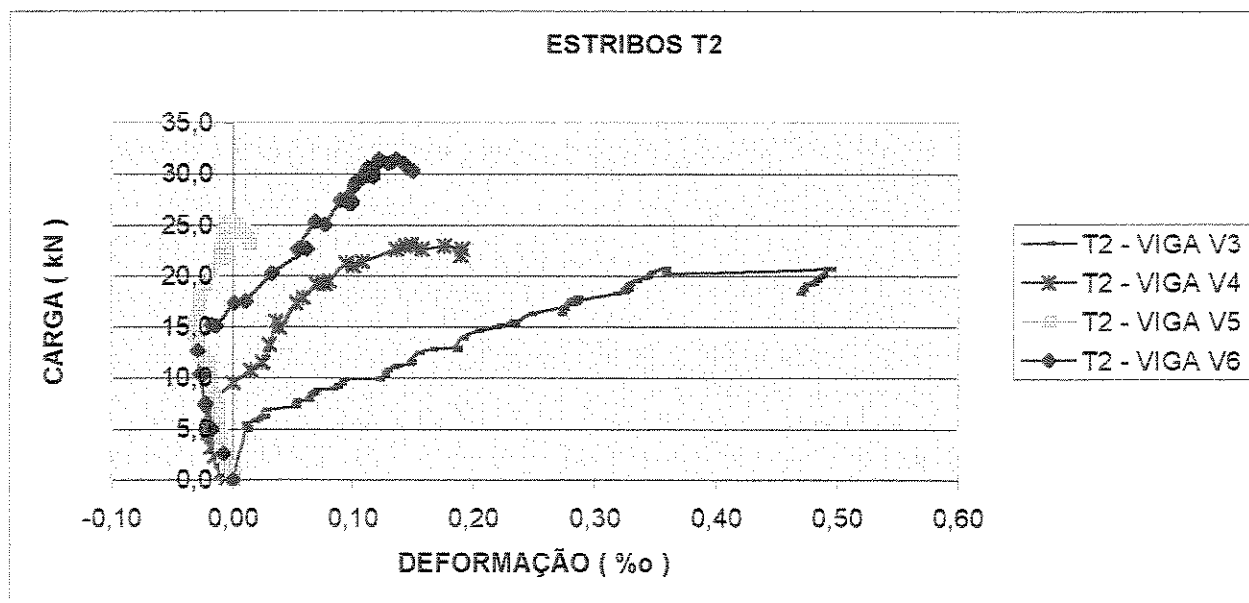


FIGURA 6.2 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T2

6.1.3 - ESTRIBOS T3

Os estribos na posição T3 funcionaram como estribos de suspensão, mas não alcançaram a tensão de escoamento do aço.

O estribo T3 da viga V2 foi mais solicitado que o mesmo estribo nas vigas V3, V4 e V5. Isto se deve à presença do estribo na posição T2 (vigas V3, V4 e V5) que auxiliou na suspensão da carga (figura 6.3).

Os estribos na posição T3 das vigas V3 e V4 foram solicitados praticamente com as mesmas tensões, apesar da presença da armadura transversal inclinada presente na viga V4.

O estribo na posição T3 da viga V5 foi menos solicitado que o da viga V4, devido ao aumento da taxa de armadura inclinada que absorveu maior parte da carga a ser suspensa. O estribo T3 da viga V6 foi mais solicitada que o da V5, pois a viga V6 foi executada com concreto de alta resistência, suportando mais carga.

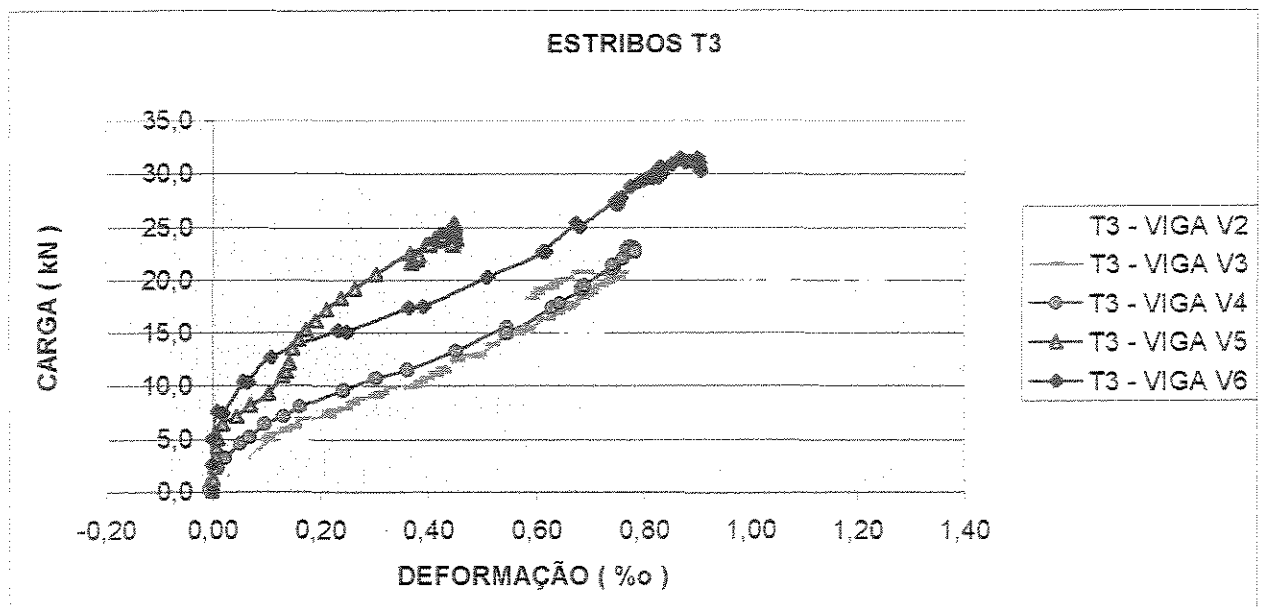


FIGURA 6.3 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T3

6.1.4 - ESTRIBOS T4

O estribo na posição T4 da viga V4 foi mais solicitado que seu correspondente nas vigas V2 e V3. Isso ocorreu devido à suspensão da carga realizada pelas armaduras inclinadas, que tracionaram a região onde estava localizado o estribo T4 (figura 6.4).

Na viga V6, este estribo sofreu maior deformação que seus correspondentes nas demais vigas, devido ao concreto de alta resistência.

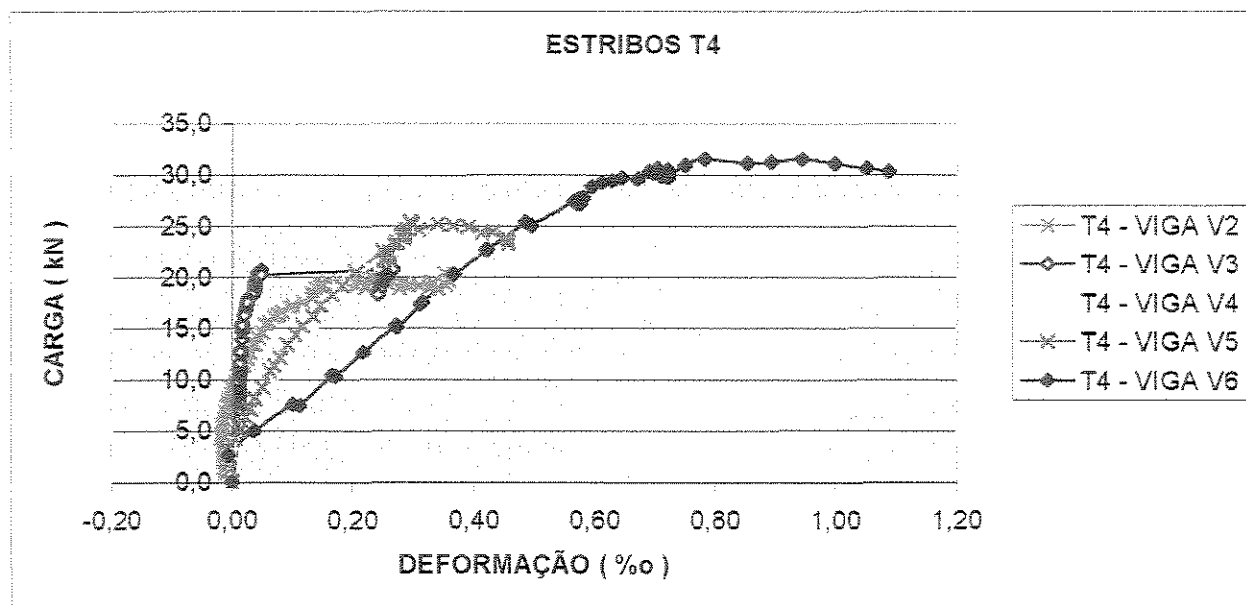


FIGURA 6.4 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T4

6.1.5 - ESTRIBOS T5

Os estribos na posição T5 presentes nas vigas V2 e V3 foram pouco tracionados, da mesma maneira que os estribos na posição T4 destas vigas (figura 6.5).

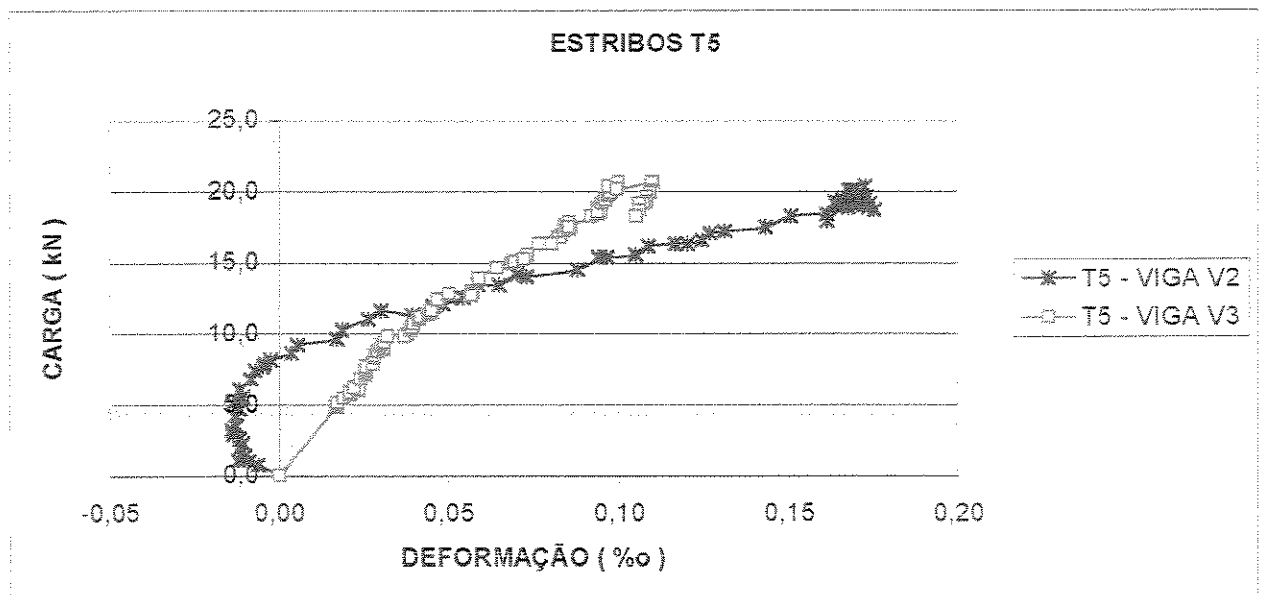


FIGURA 6.5 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T5

6.1.6 - ESTRIBOS T6

Os estribos na posição T6 das vigas V2, V4, V5 e V6 trabalharam praticamente com as mesmas tensões de tração, formando, juntamente com as armaduras longitudinais, um modelo de treliça e já se encontravam na zona de regularização dos esforços, por isso as tensões são menores (figura 6.6).

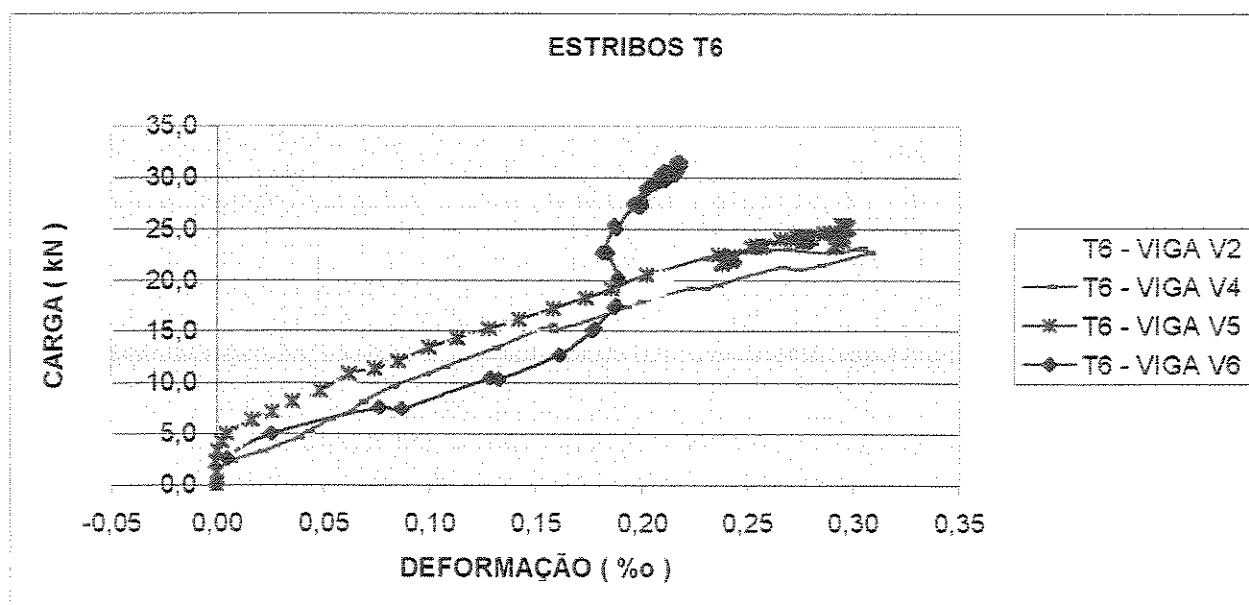


FIGURA 6.6 - Curvas comparativas carga x deformação no estribo T6

6.1.7 - ARMADURAS L1

A armadura longitudinal de ancoragem na posição L1 da viga V4 foi um pouco mais solicitada do que a mesma armadura das vigas V2 e V3; e trabalhou mais do que a armadura presente na viga V5, devido ao aumento do comprimento de ancoragem na viga V5, que distribuiu melhor as tensões de tração (figura 6.7).

A presença de tensões de tração na armadura longitudinal de ancoragem na posição L1 das vigas V1, V2, V3 e V4 durante todo o ensaio, até à ruptura da peça, fez com que se optasse por um aumento do comprimento de ancoragem na viga V5 e V6.

Na viga V6, a posição L1 já pode ser considerada como a ancoragem dessa armadura, devido à pouca deformação sofrida.

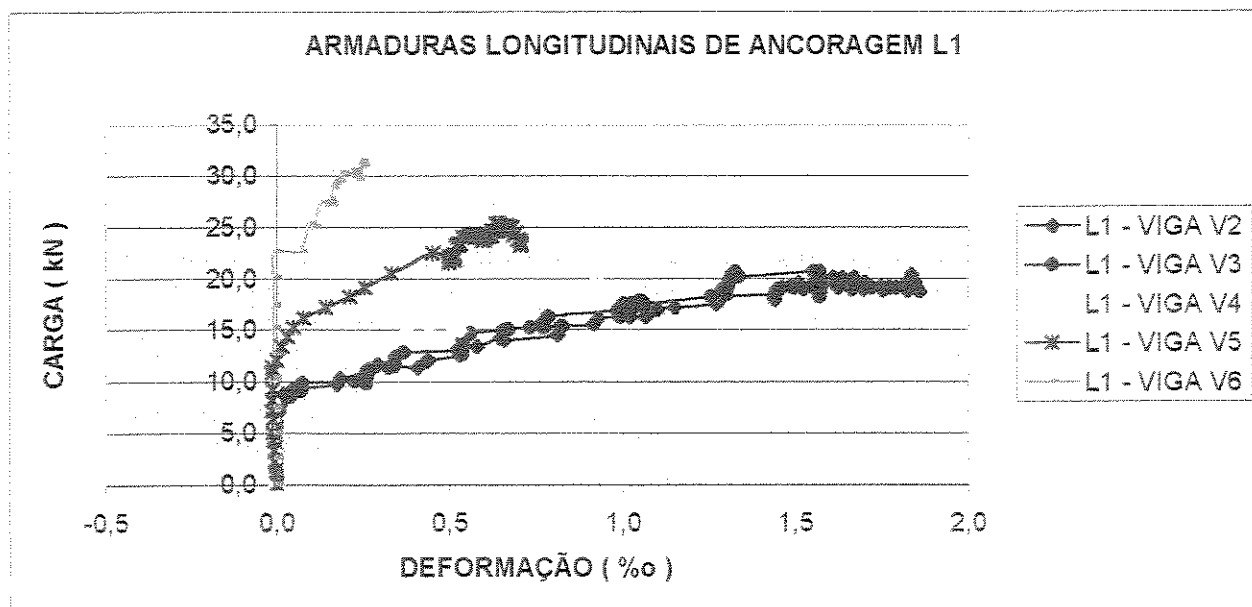


FIGURA 6.7 - Curvas comparativas carga x deformação na ancoragem da armadura longitudinal de flexão L1

6.1.8 - ARMADURAS LONGITUDINAIS DE FLEXÃO L4

As armaduras longitudinais na posição L4 das vigas V2, V3, V4 e V5 atingiram o escoamento durante o ensaio (figura 6.8).

A presença da armadura de pele nas vigas V4 e V5, em relação à viga V3, e a maior resistência do concreto utilizado na execução da viga V5, em relação à viga V4, aumentaram a capacidade de carregamento dessas vigas; o mesmo ocorreu na viga V6 em relação às demais.

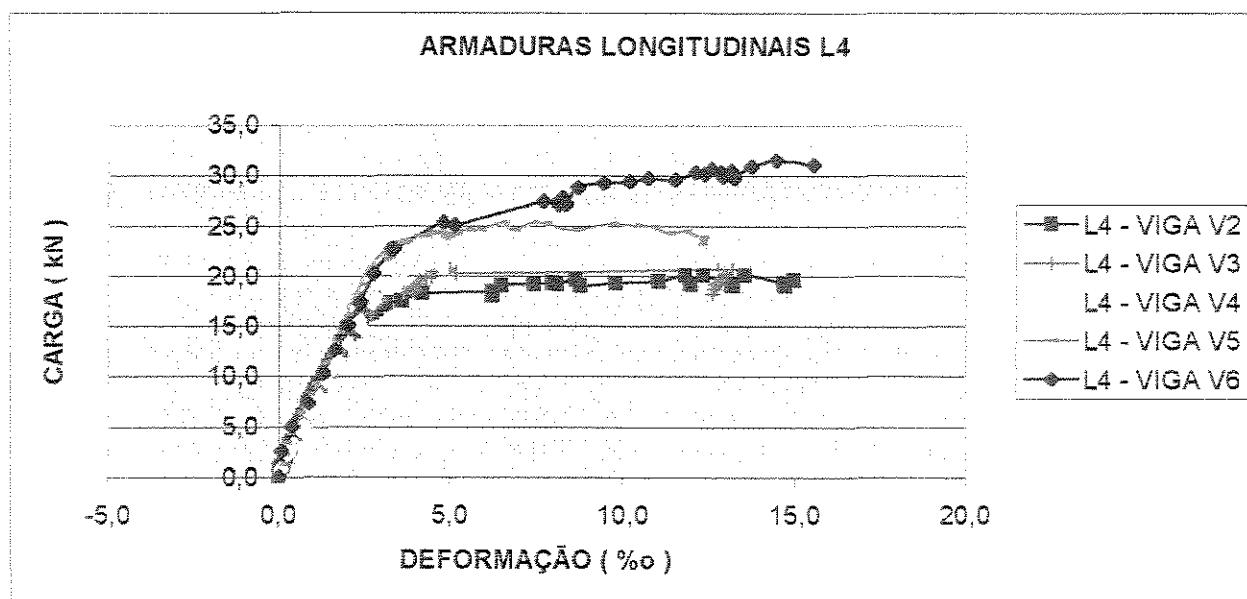


FIGURA 6.8 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura longitudinal de flexão L4

6.1.9 - ARMADURAS LONGITUDINAIS DE FLEXÃO L5

As armaduras longitudinais na posição L5, presentes nas vigas V2 e V3, obtiveram praticamente as mesmas tensões de tração. Isso ocorreu pois o carregamento aplicado durante o ensaio foi o mesmo para as duas vigas, dimensionadas igualmente (figura 6.9).

A armadura longitudinal L5 das vigas V5 e V6 suportou mais carga que as demais, devido a resistência maior do concreto utilizado.

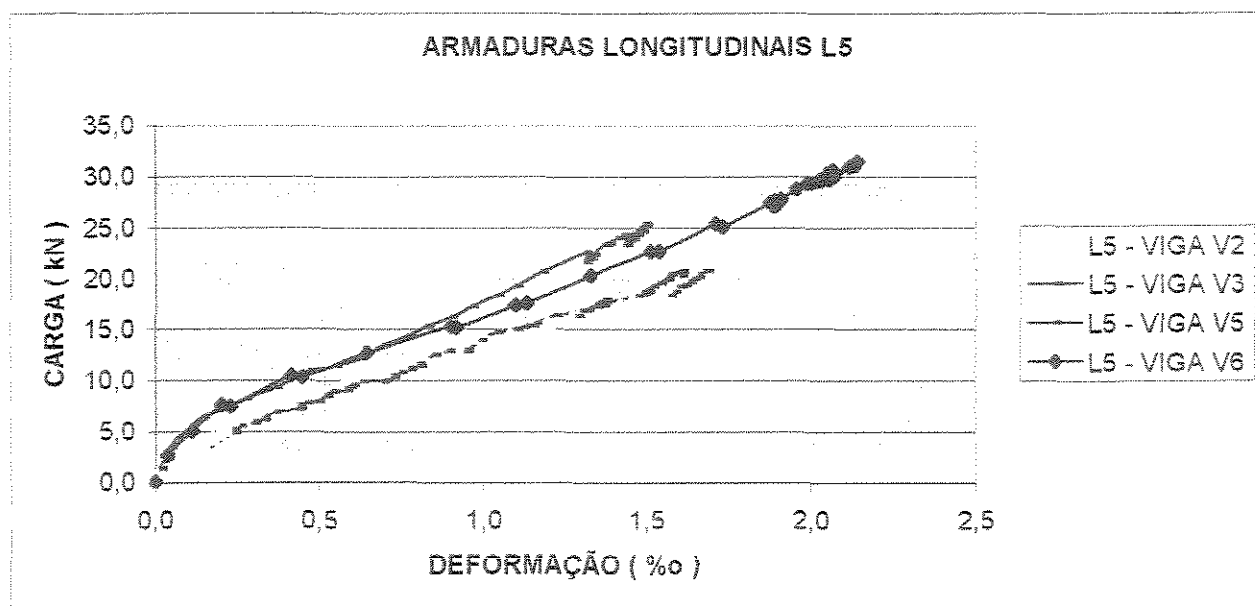


FIGURA 6.9 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura longitudinal de flexão L5

6.1.10 - ARMADURAS DE PELE L6

A presença da armadura de pele mostrou-se eficaz no retardamento do aparecimento das fissuras de flexão, melhorando as condições de abertura e propagação das fissuras.

A armadura de pele na posição L6 da viga V5 foi menos solicitada que a da viga V4, devido à maior resistência do concreto utilizado na execução da viga V5 (figura 6.10).

Na viga V6, a armadura de pele atingiu o escoamento do aço, funcionando como armadura de flexão.

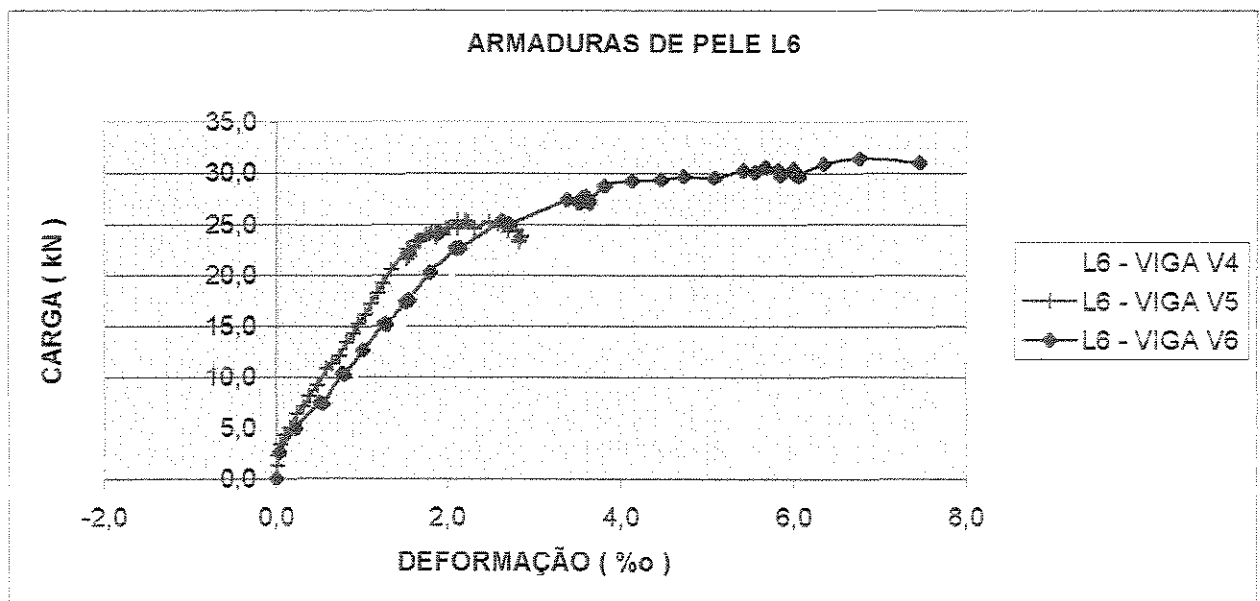


FIGURA 6.10 - Curvas comparativas carga x deformação na armadura de pele L6

6.1.11 - ARMADURAS LONGITUDINAIS DE ANCORAGEM L7, L8 e L9

Em relação às armaduras longitudinais, as deformações determinadas em L8 e L9 são pequenas. No entanto, na posição L7, surgiram deformações, embora pequenas em relação à deformação última.

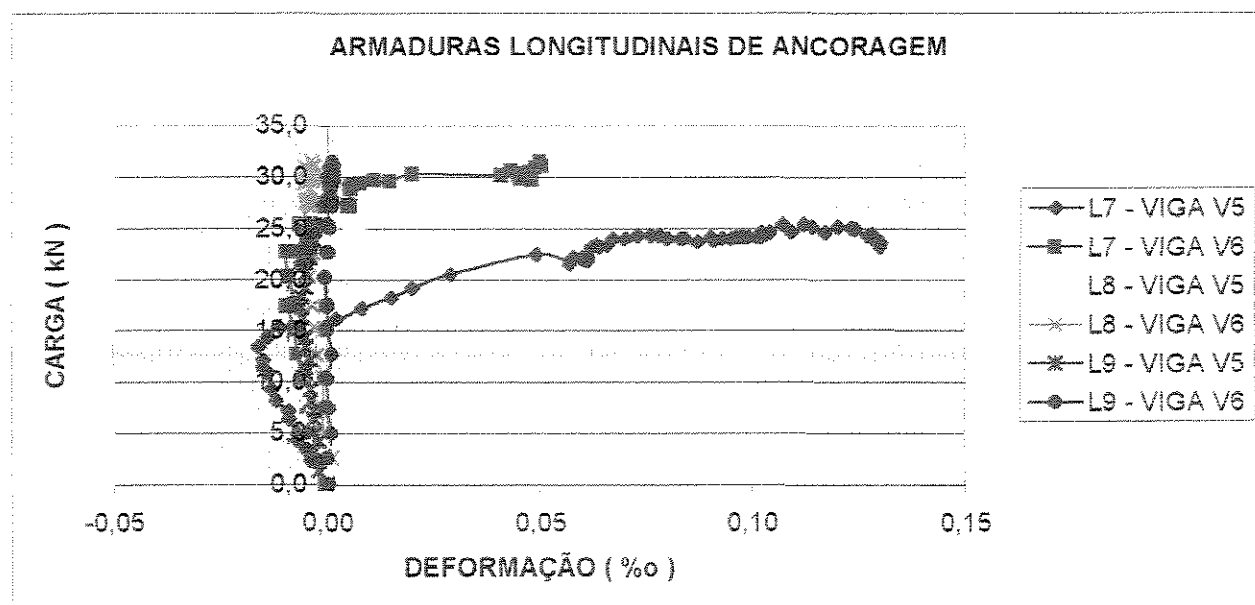


FIGURA 6.11 - Curvas comparativas tensão x deformação das armaduras longitudinais de ancoragem L7, L8 e L9 das vigas V5 e V6

6.1.12 - ARMADURAS DE SUSPENSÃO INCLINADAS D1 e D2

As armaduras inclinadas nas posições D1 e D2 presentes nas vigas V4 e V5 trabalharam à tração praticamente com as mesmas tensões, funcionando como armadura de suspensão. Em relação aos estribos, as armaduras inclinadas foram mais solicitadas (figura 6.12).

As armaduras de suspensão inclinadas adotadas, posicionadas de cada lado da viga na região da descontinuidade (dente), mostraram-se eficientes, evitando uma abertura exagerada da fissura principal no canto reentrante da viga, bem como retardando o aparecimento dessas fissuras em relação aos ensaios realizados anteriormente.

Com o aumento da taxa da armadura inclinada na viga V5, em relação à viga V4, obteve-se melhores resultados considerando-se o processo de fissuração. Na viga V6 foi usada a mesma armadura inclinada da viga V5, no entanto a resistência do concreto na viga V6 foi em torno de 80,0 MPa.

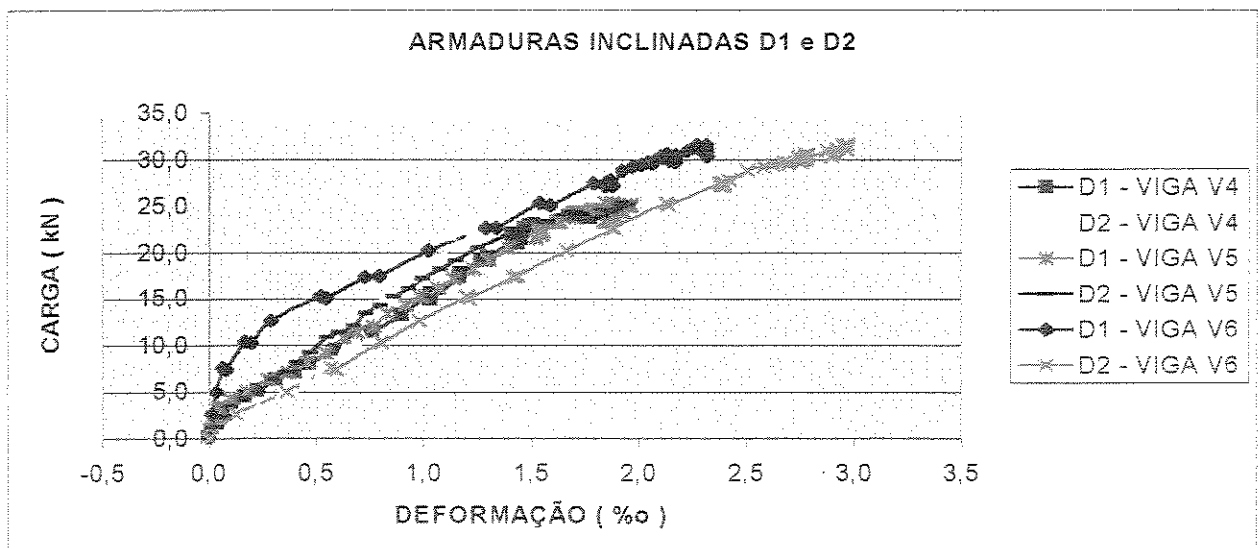


FIGURA 6.12 - Curvas comparativas carga x deformação nas armaduras de suspensão inclinadas D1 e D2

6.1.13 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

A maior resistência do concreto da viga V6 inibiu a abertura da fissura principal no canto reentrante, de maneira mais eficiente se comparado à viga V5.

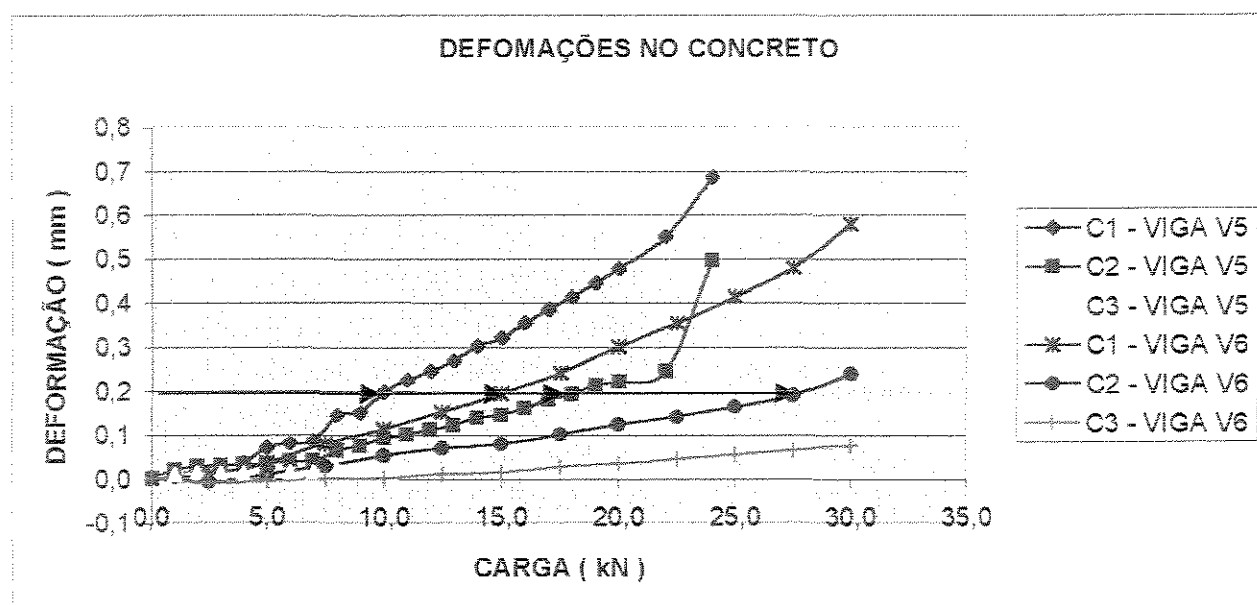


FIGURA 6.13 - Curvas comparativas carga x deformação no concreto

6.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A figura 6.14 apresenta a evolução das flechas medidas no meio do vão das vigas.

Dentre as vigas confeccionadas com concreto de resistência usual observa-se uma maior ductilidade na viga V5 com esquema de armadura de suspensão mista; o que ocorre também na viga V6 em relação às demais.

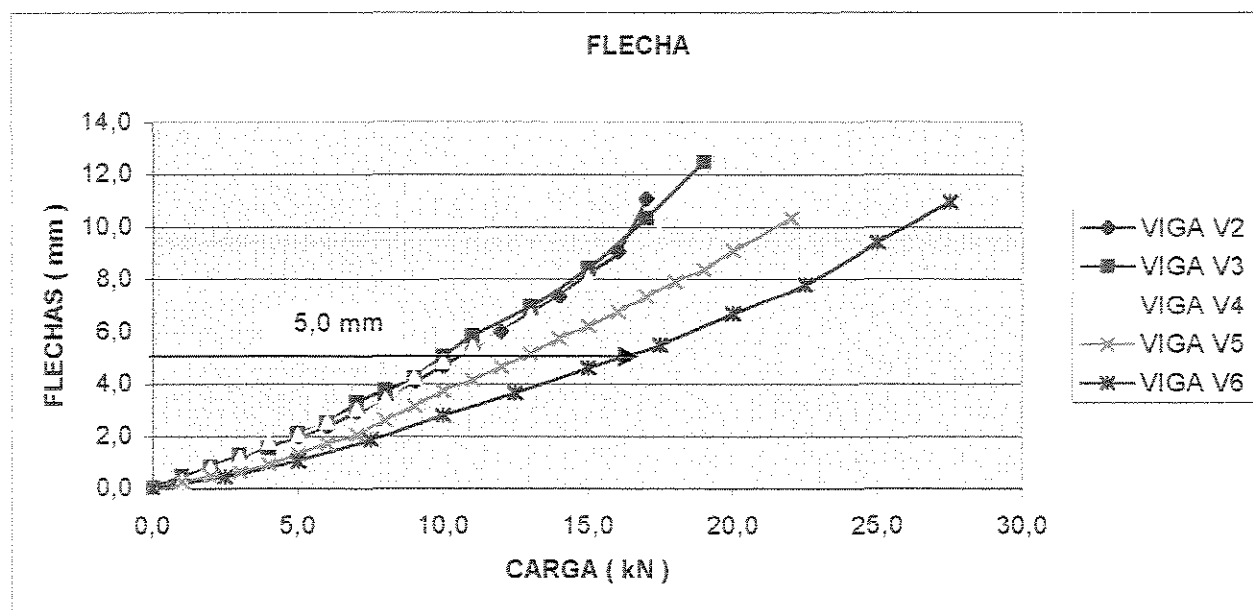


FIGURA 6.14 - Evolução das flechas

6.3 - PROCESSO DE FISSURAÇÃO

As figuras 6.13 a 6.16 apresentam a configuração fissurada das vigas ensaiadas. Observa-se através destas figuras que o aspecto da configuração fissurada é função da disposição das armaduras e do concreto empregado na confecção das vigas.

Nas vigas que continham armadura de suspensão inclinada e armadura de pele observou-se, além do retardamento do aparecimento das primeiras fissuras, a diminuição da abertura da fissura principal do canto reentrante e também sua melhor distribuição, sendo esta qualidade muito importante, principalmente no comportamento do concreto de alta resistência. A zona de concentração de tensões provoca o aparecimento de fissuras, devendo-se então distribuir as tensões, provocando assim uma conveniente redistribuição das fissuras e uma conseqüente diminuição das deformações.

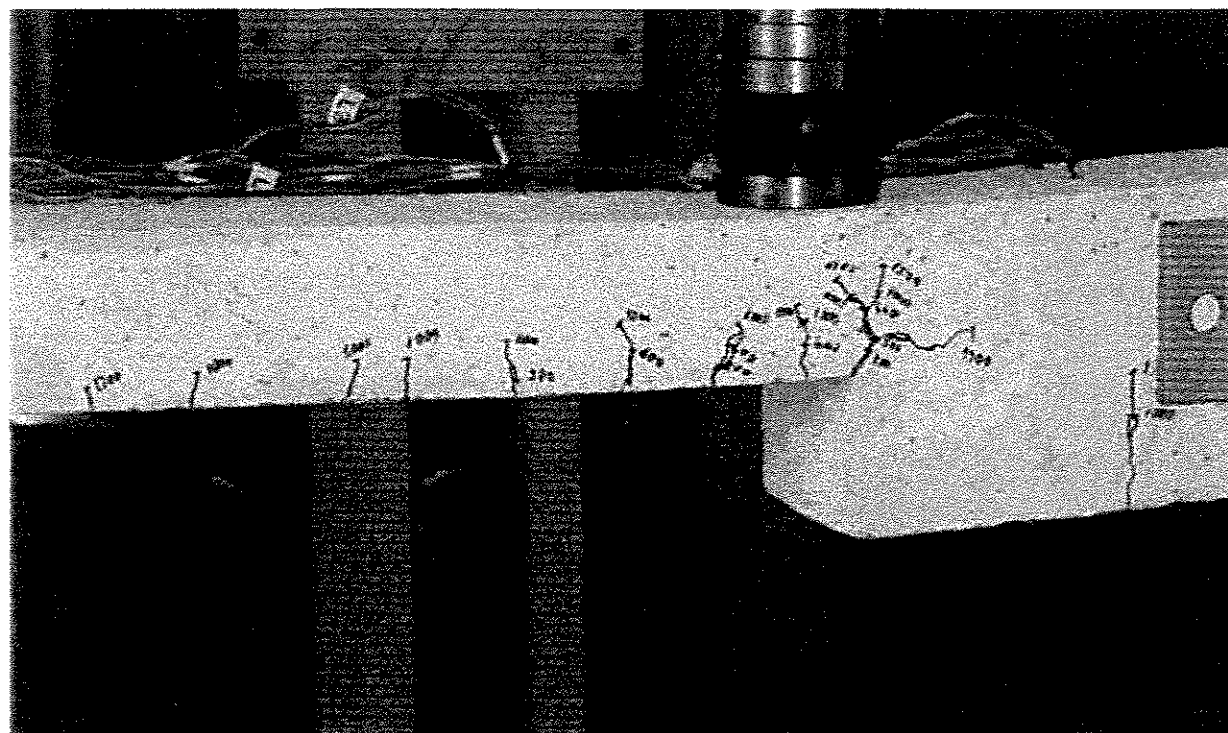
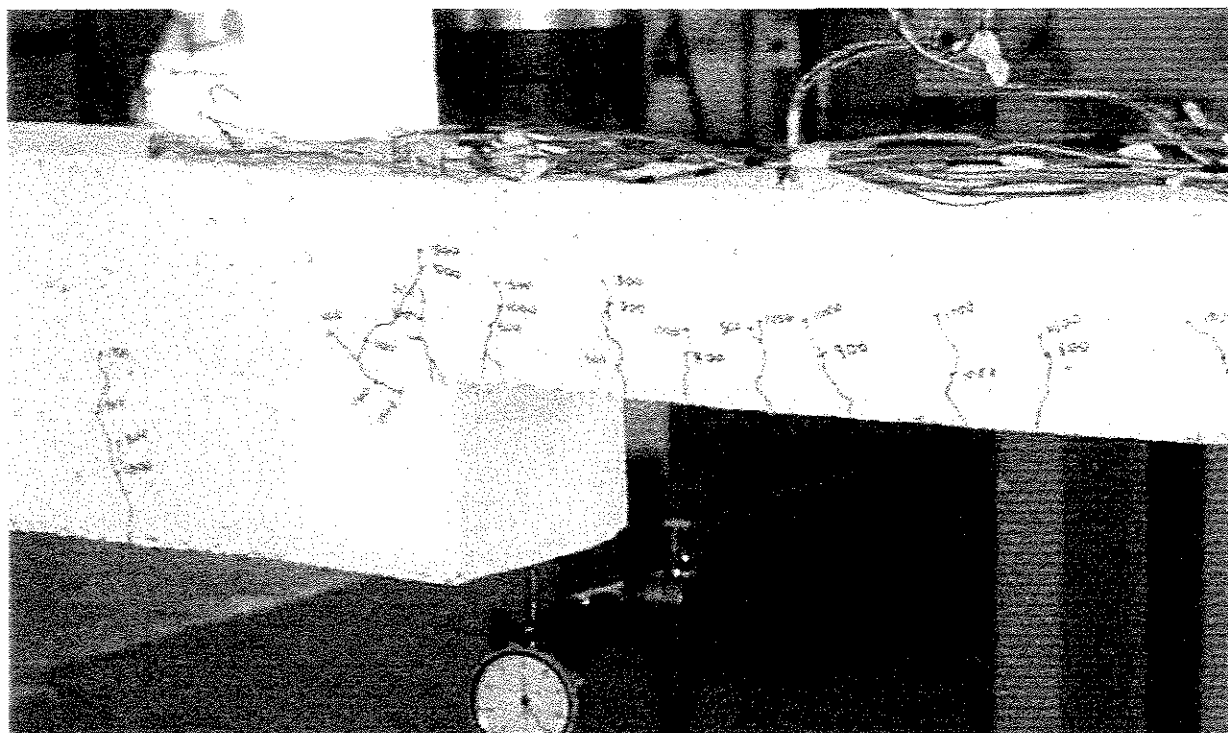


FIGURA 6.15 - Evolução do processo de fissuração da viga V3

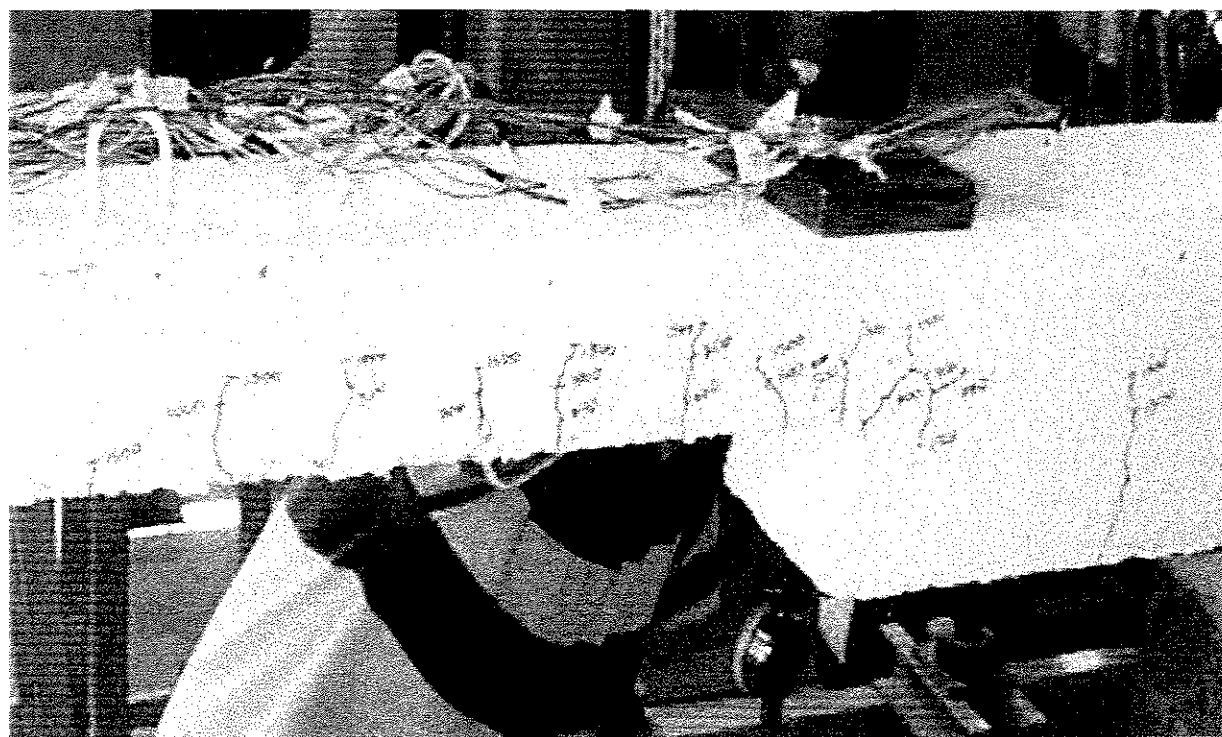
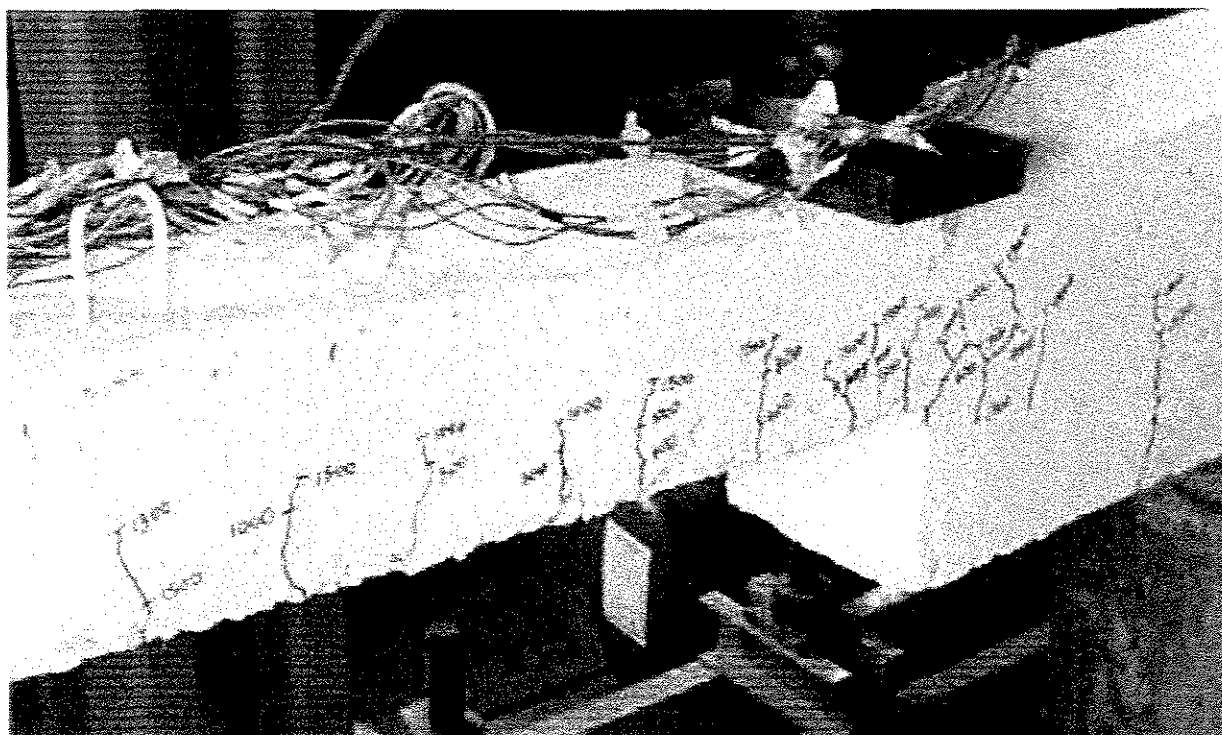


FIGURA 6.16- Evolução do processo de fissuração da viga V4

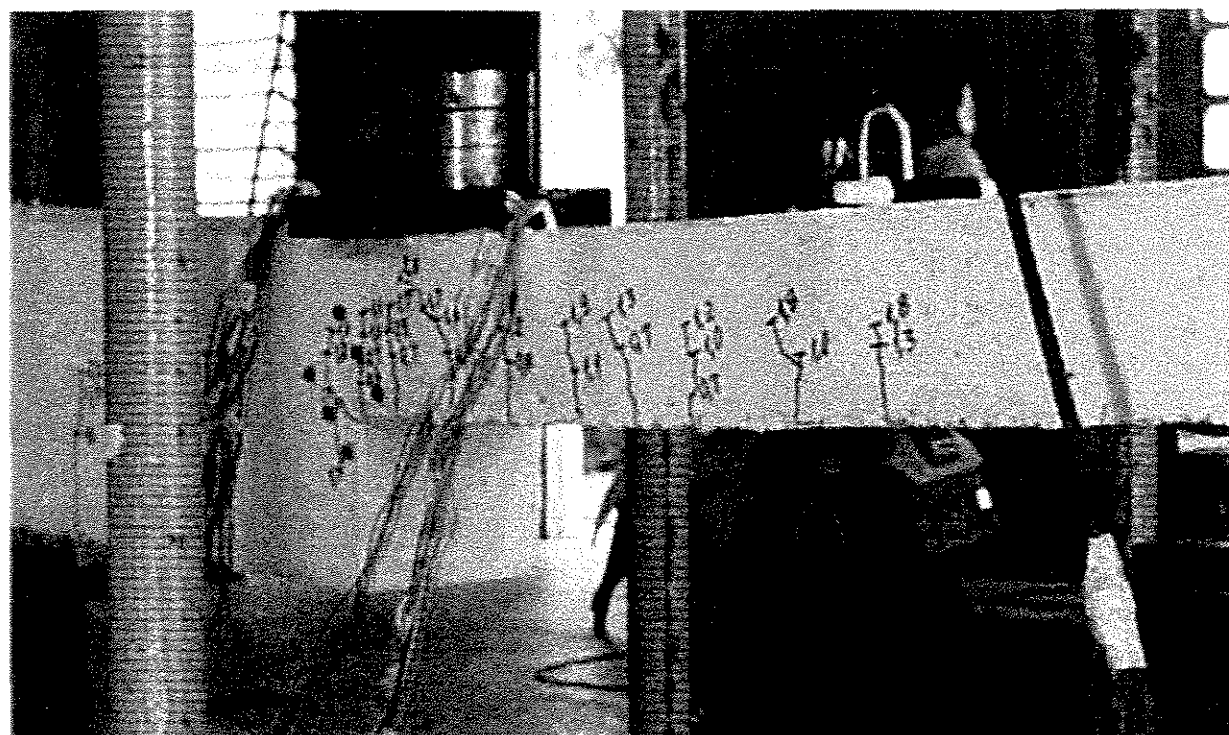
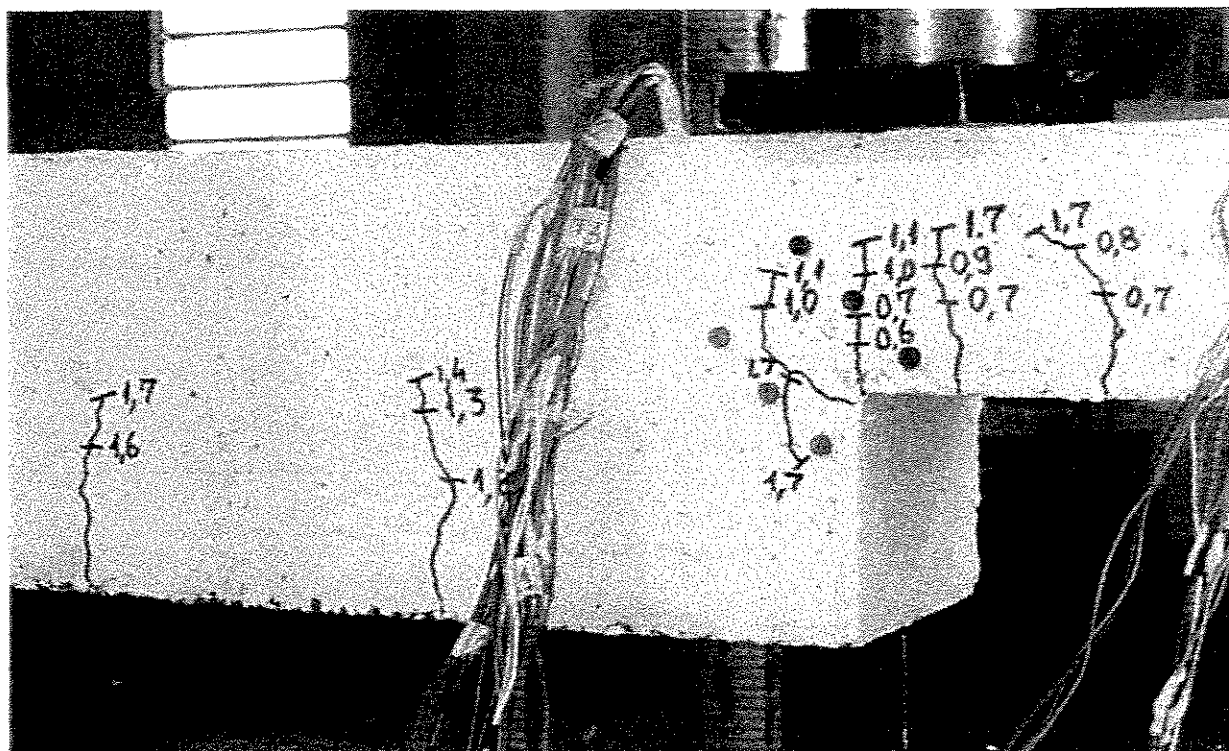


FIGURA 6.17 - Evolução do processo de fissuração da viga V5

7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Avaliando conjuntamente os ensaios realizados pode-se ressaltar as seguintes considerações:

a) a viga V1 foi executada e ensaiada com a relação altura do dente / altura da viga igual a $\frac{1}{4}$, sendo que para esta relação não houve possibilidade de avaliar o comportamento da armadura transversal (estribos) nas regiões próximas ao dente;

b) dos resultados obtidos para a viga V1 e da avaliação de informações obtidas por outros pesquisadores, propôs-se para as outras vigas ensaiadas uma relação altura do dente / altura da viga igual a $\frac{1}{2}$.

c) na viga V2 observou-se uma fissuração no canto reentrante com uma inclinação quase vertical de aproximadamente 75° , e a evolução da fissuração na parte da viga de menor altura foi muito rápida; tais fatores sugeriram acrescentar uma armadura de pele na armação do trecho da viga de menor altura;

d) com a armadura de pele verificou-se melhor distribuição de fissuração e uma diminuição na propagação destas fissuras ao longo da altura da parte da viga de menor altura; tal fato ficou mais caracterizado quando foi analisada uma viga com uma taxa de armadura de pele que era o dobro em relação ao ensaio anterior;

e) os estribos próximos das regiões dos dentes funcionaram como armadura de suspensão; no entanto, as deformações estavam longe dos valores limites de escoamento do aço;

f) como se notou que a fissura que ocorreu junto ao dente era a que predominava, propôs-se uma técnica de armar, acrescentando às armaduras já existentes uma armadura transversal inclinada (na forma de meio cavalete) à 45°, sendo que no ensaio da viga com esta solução notou-se um controle tanto da propagação como da abertura desta fissura;

g) devido aos resultados obtidos com a armadura inclinada, propôs-se um novo modelo onde se aumentava a bitola desta armadura inclinada, ou seja, um aumento relativo à taxa dos estribos de aproximadamente 13%; com isto resolveu-se praticamente o controle da fissura inclinada junto ao dente; neste mesmo modelo foi aumentado o comprimento de ancoragem da armadura de flexão da parte da viga de menor altura, em decorrência de terem ocorrido deformações no trecho ancorado;

h) dos resultados encontrados para concretos cuja resistência à compressão está dentro de valores considerados usuais, pode-se concluir que a existência da armadura de pele, da armadura transversal inclinada e do aumento do comprimento de ancoragem da armadura de flexão da parte de viga de menor altura resulta numa técnica adequada para armação do dente, em função disto pode-se orientar, para efeito de projeto, que a armadura inclinada deve possuir um diâmetro acima do diâmetro do estribo e que a armadura de pele deve ter 0,10% de " $b_w \cdot h$ " em cada face.

i) em função das condições obtidas para concretos usuais, foi executado e analisado um modelo com a mesma técnica de armar, para uma viga com concreto de resistência à compressão em torno de 80 MPa, sendo que os resultados obtidos mostraram a eficiência da armação;

j) para configurar que a técnica de armar proposta é ideal, deverão ser realizados outros projetos de pesquisa, inclusive que analisem outras relações altura do dente / altura da viga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. NBR 6188/78, Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro. 1978.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. 1978.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152. Materiais Metálicos - Determinação das Propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro. 1992
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480. Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura de Concreto. fev. Rio de Janeiro. 1996.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado. P.157 - 165. Set. 1985.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12654. Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto. Rio de Janeiro.
- [7] BURKE, J. U. Anotações de aulas - cadernos Maubertec. Professor da Universidade de São Paulo. 1976.

- [8] CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Properties of High - strength Concrete subject to short - term loads. Journal of ACI, v.8, n.3, p.171-178. May - June 1981.
- [9] CEB - FIP Model Code 1990. First predraft 1988. CEB Bulletin d'Information n.190.
- [10] COOK, W.D., MITCHELL, D. Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members. Journal of ACI, v.85, n.2, p.206-216. March - April 1988.
- [11] FERNANDES, G.B., AGOSTINI, L.R.S., PINTO JR, N.O. Modelos Bielas e Tirantes. Itatiba : Ver. USF, v.7, n.8, Engenharia VII, 1989.
- [12] FUSCO, P.B. Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto. São Paulo. Editora Pini, 1996.
- [13] FRANZ, G., NIEDENHOFF, H. The Reinforcement of Brackets and Short Deep Beams. Trad. C.V. Amerongen. Londres. Cement and Concrete Association, n.114. (Tradução do alemão, Beton- und Stahlbetonbau. V.58, n.5, p. 112-120, May 1963).
- [14] LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. Construções de Concreto. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- [15] LOERA P., S., ROBLES F., F., LÓPEZ V., J.S. Ménsulas en extremos de vigas - Recomendaciones preliminares para dimensionamiento por carga vertical. México. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1971.
- [16] SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., JENNEWEIN, M. Toward a Consistent Design of Structural Concrete. PCI Journal, v. 32, n. 3, p. 74-150, May - June 1987.

- [17] SCHÄFER, K. "Consistent Design of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Model". 5º Colóquio sobre Comportamento e Projeto de Estruturas, PUC / RJ, Agosto, 1988.
- [18] ZIELINSKI, Z.A., RIGOTTI, M. Tests on Shear Capacity of Reinforced Concrete. Journal of Structural Engineering, v. 121, n. 11, p. 1660 - 1666. Nov 1995.

ABSTRACT

This work presents an experimental investigation about the reinforcement design technics in beam regions with variation located at the height of the cross section.

By the obtained results, the structural behavior of the disturbed regions near discontinuities in beams was analyzed, varying the reinforcement quantity and design, with usual strength concrete, and a model with high strength concrete, in order to have comparisons between them.

It was verified that the different behavior between executed models is related with the concrete rigidity used and its reinforcement design.

Because of the larger rigidity high strength concrete, a better performance was obtained in comparison with the models made of usual strength concrete. The bended and vertical mixed suspension reinforcement design presents a better performance, as the presence of web reinforcement. However the efficiency reinforcement design depends on the load quantity which must be suspended.

Keywords : beam with a recess; dapp beam; beams and girders; concrete reinforcement; strut and ties models.