

ROSANGELA DE FÁTIMA ZALOCHI

**APOIO DE ALTURA REDUZIDA EM VIGAS DE CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA**

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

Orientador: **Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI**

Depto. Construção Civil - FEC - UNICAMP

Campinas SP

Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP

1997

Z14a

32274/BC

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL

UNIDADE BC
 N.º CHAMADA UNICAMP
Z 14a
 V. 32.274
 T. 28419 F
 C ☐ D ☒
 PREÇO R\$ 11,00
 DATA 27/11/97
 N.º CPD

CM-001035B2-5

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

Z14a Zalochi, Rosangela de Fátima
 Apoio de altura reduzida em vigas de concreto de alta
 resistência. / Rosangela de Fátima Zalochi.--Campinas,
 SP: [s.n.], 1997.

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

1. Concreto de alta resistência. 2. Vigas de concreto
 3. Construção de concreto pré-moldado. 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
DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL

APOIO DE ALTURA REDUZIDA EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA

Rosângela de Fátima Zalochi

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

*Aqui que esta é a versão
definitiva da Dissertação*
Luiz Roberto Agostini

Campinas SP

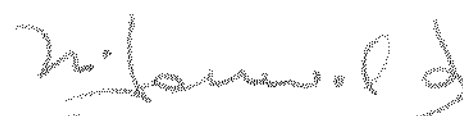
1997

FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 23 de setembro de 1997, pela Banca Examinadora constituída pelos professores:



Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI
Presidente-Orientador - UNICAMP



Prof. Dr. JOSÉ SAMUEL GIONGO
Titular - EESC-USP



Prof. Dr. GILSON BATTISTON FERNANDES
Titular - UNICAMP

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela eficiente orientação 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.

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

À Camargo Correa S.A.

À Ciminias S.A.

Aos meus familiares, que tanto me incentivaram.

À todos que direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	vi
NOTAÇÕES.....	vii
RESUMO.....	x
ABSTRACT.....	xi
INTRODUÇÃO.....	I.1
1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES...	1.1
1.1 - O conceito do concreto de alta resistência.....	1.1
1.2 - Composição.....	1.3
1.2.1 - Cimento.....	1.3
1.2.2 - Adições em substituição ao cimento.....	1.3
1.2.3 - Aditivos Químicos.....	1.5
1.2.4 - Agregados.....	1.8
1.3 - Considerações de dosagem e cura.....	1.12
1.4 - Propriedades mecânicas.....	1.13
1.4.1 - Resistência à compressão.....	1.13
1.4.2 - Módulo de deformação longitudinal.....	1.15
1.4.3 - Coeficiente de Poisson.....	1.18
1.4.4 - Resistência à tração.....	1.19
1.4.5 - Resistência sob carga de longa duração.....	1.23
1.5 - Aplicações.....	1.24

2 - CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO COM REDUÇÃO DE SEÇÃO NA EXTREMIDADE - DENTES GERBER.....	2.1
2.1 - Variação do modelo de treliça e sua aplicação em dentes Gerber.....	2.2
2.2 - Comportamento e esquemas resistentes dos dentes Gerber.....	2.4
2.2.1 - Modelo apresentado na NBR-9062(1985).....	2.8
2.2.2 - Modelo apresentado por LEONHARDT(1978).....	2.9
2.2.3 - Modelo apresentado por BURKE(1976).....	2.11
2.2.4 - Modelo apresentado por FUSCO(1996).....	2.15
2.2.5 - Modelo apresentado por SCHLAICH(1987).....	2.16
2.3 - Disposições Construtivas.....	2.17
2.3.1 - Disposições construtivas referentes ao tirante.....	2.17
2.3.2 - Disposições construtivas referentes ao nó 6.....	2.20
2.3.3 - Disposições construtivas referentes ao nó 3.....	2.20
2.3.4 - Disposições construtivas referentes à biela de compressão.....	2.21
2.3.5 - Disposições construtivas referentes aos estribos do dente..	2.22
2.3.6 - Disposições construtivas referentes ao nó 1.....	2.25
2.3.7 - Ligação.....	2.26
3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	3.1
3.1 - Detalhes das vigas e esquemas de carregamento.....	3.3
3.2 - Materiais empregados.....	3.12
3.3 - Execução das vigas.....	3.16
3.4 - Instrumentação.....	3.18
3.5 - Equipamentos utilizados nos ensaios.....	3.22
3.6 - Carregamento e condições de apoio.....	3.23
3.7 - Proposta dos ensaios.....	3.24
4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	4.1
4.1 - Viga 15V.....	4.6
4.2 - Viga 80V.....	4.17
4.3 - Viga 15I.....	4.27

4.4 - Viga 80I.....	4.38
4.5 - Viga 15S.....	4.49
4.6 - Viga 80S.....	4.60
5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	5.1
5.1 - Carregamento último.....	5.1
5.2 - Deslocamentos verticais.....	5.10
5.3 - Processo de fissuração.....	5.12
CONCLUSÕES.....	C.1
BIBLIOGRAFIA.....	B.1

LISTA DE FIGURAS

1.1	Curvas tensão-deformação do aço e do concreto.....	1.14
2.1	Trajetória de esforços principais em consolos e dentes Gerber.....	2.1
2.2	Identificação das regiões B e D para uma viga retangular com redução de seção.....	2.3
2.3	Dente de apoio, segundo a NBR 9062(1985).....	2.4
2.4	Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE(1976).....	2.5
2.5	Pontos importantes no dimensionamento dos dentes Gerber.....	2.6
2.6	Esquema de armação segundo a NBR 9062(1985).....	2.8
2.7	Modelos de treliça para a avaliação dos esforços internos segundo LEONHARDT(1978).....	2.9
2.8	Tipos de armaduras inclinadas possíveis para dentes de apoio, segundo LEONHARDT(1978).....	2.10
2.9	Detalhes do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE(1976).....	2.11
2.10	Dente Gerber com armadura (estribos) inclinada, segundo BURKE...	2.12
2.11	Esquemas resistentes referentes ao dente da figura 2.10.....	2.13
2.12	Esquema de armação do dente Gerber com barra dobrada.....	2.14
2.13	Funcionamento básico das articulações Gerber e posicionamento recomendável para armaduras de suspensão segundo FUSCO(1996).	2.15
2.14	Viga com apoio de altura reduzida, modelo de SCHLAICH(1987)....	2.16
2.15	Detalhe construtivo dos grampos dos tirantes(1) e grampos da armadura tracionada(2), seguno LEONHARDT(1978).....	2.19
2.16	Detalhe da biela comprimida em dentes com armadura de suspensão vertical.....	2.21
2.17	Inclinação da biela de compressão.....	2.21
2.18	Detalhe do nó 1, figura 2.4, apud BURKE(1976).....	2.24
2.19	Detalhe de Kriz e Raths(1965) para o nó 1.....	2.25
3.1	Detalhes das vigas e esquema de carregamento.....	3.3

3.2	Geometria e detalhe de armação da viga 15V.....	3.6
3.3	Geometria e detalhe de armação da viga 15I.....	3.7
3.4	Geometria e detalhe de armação da viga 80V.....	3.8
3.5	Geometria e detalhe de armação da viga 80I.....	3.9
3.6	Geometria e detalhe de armação da viga 15S.....	3.10
3.7	Geometria e detalhe da armação da viga 80S.....	3.11
3.8	Análise granulométrica dos agregados.....	3.12
3.9	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 3,4mm CA60B.....	3.13
3.10	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 4,2mm CA60B.....	3.14
3.11	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 5mm CA60B.....	3.14
3.12	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 6,3mm CA50A.....	3.15
3.13	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 8mm CA50A.....	3.15
3.14	Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 12,5mm CA50A.....	3.16
3.15	Posicionamento dos extensômetros elétricos para as vigas com armadura de suspensão vertical.....	3.18
3.16	Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para as vigas com armadura de suspensão inclinada.....	3.19
3.17	Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para as vigas com armadura de suspensão mista vertical e inclinada.....	3.19
3.18	Posicionamento das pastilhas para definição das deformações pelo tensotast-vigas 15V, 15I, 80V e 80I.....	3.21
3.19	Posicionamento das pastilhas para definição das deformações pelo tensotast-vigas 15S e 80S.....	3.21
4.1	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - Viga 15V.....	4.8
4.2	Curva carga x flecha - viga 15V.....	4.9
4.3	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 15V.....	4.10
4.4	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 15V.....	4.10
4.5	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 15V.....	4.11
4.6	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 15V.....	4.11
4.7	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 15V.....	4.12
4.8	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 15V.....	4.12

4.9	Curva carga x tensão nos estribos na posição 3 - viga 15V.....	4.13
4.10	Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - viga 15V.....	4.13
4.11	Curva carga x tensão nos estribos na posição 5 - viga 15V.....	4.14
4.12	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - viga 15V.....	4.15
4.13	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 15V.....	4.15
4.14	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 7 - viga 15V..	4.16
4.15	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 8 - viga 15V...	4.16
4.16	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - viga 80V.....	4.19
4.17	Curva carga x flecha - viga 80V.....	4.20
4.18	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 80V.....	4.21
4.19	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 80V.....	4.21
4.20	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 80V.....	4.22
4.21	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 80V.....	4.22
4.22	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 80V.....	4.23
4.23	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 80V.....	4.23
4.24	Curva carga x tensão nos estribos na posição 3 - viga 80V.....	4.24
4.25	Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - viga 80V.....	4.24
4.26	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - viga 80V.....	4.25
4.27	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 80V.....	4.25
4.28	Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 7 - viga 80V....	4.26
4.29	Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 8 - viga 80V....	4.26
4.30	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - viga 15I.....	4.29
4.31	Curva carga x flecha - viga 15I.....	4.30
4.32	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 15I.....	4.31
4.33	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 15I.....	4.31
4.34	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 15I.....	4.32
4.35	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 15I.....	4.32
4.36	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 15I.....	4.33
4.37	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 15I.....	4.33
4.38	Curva carga x tensão nas barras inclinadas - posição 3 - viga 15I.....	4.34
4.39	Curva carga x tensão nas barras inclinadas na posição 10 - viga 15I..	4.34
4.40	Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - viga 15I.....	4.35

4.41	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - viga 15L.....	4.36
4.42	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 15L.....	4.36
4.43	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 7 - viga 15L....	4.37
4.44	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 8 - viga 15L....	4.37
4.45	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - viga 80L.....	4.40
4.46	Curva carga x flecha - viga 80L.....	4.41
4.47	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 80L.....	4.42
4.48	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 80L.....	4.42
4.49	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 80L.....	4.43
4.50	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 80L.....	4.43
4.51	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 80L.....	4.44
4.52	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 80L.....	4.44
4.53	Curva carga x tensão nas barras inclinadas na posição 3 - viga 80L....	4.45
4.54	Curva carga x tensão na barra inclinada na posição 10 - viga 80L.....	4.45
4.55	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 4 - viga 80L.....	4.46
4.56	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - viga 80L.....	4.47
4.57	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 80L.....	4.47
4.58	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 7 - viga 80L.....	4.48
4.59	Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 8 - viga 80L....	4.48
4.60	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - viga 15S.....	4.50
4.61	Curva carga x flecha - viga 15S.....	4.51
4.62	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 15S.....	4.52
4.63	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 15S.....	4.52
4.64	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 15S.....	4.53
4.65	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 15S.....	4.53
4.66	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 15S.....	4.54
4.67	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 15S.....	4.54
4.68	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 15S.....	4.55
4.69	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 15S.....	4.55
4.70	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 15S.....	4.56
4.71	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 15S.....	4.56

4.72	Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão verticais - posição 3 - viga 15S.....	4.57
4.73	Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão inclinadas - posição 3 - viga 15S.....	4.57
4.74	Curva carga x tensão na armadura de costura - posição 6 - viga 15S.....	4.58
4.75	Curva carga x tensão no tirante na posição 9 - viga 15S.....	4.58
4.76	Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - viga 15S.....	4.59
4.77	Curva carga x tensão na armadura de flexão na posição 7 - viga 15S.....	4.59
4.78	Detalhes da fissuração no estágio final de carga - viga 80S.....	4.61
4.79	Curva carga x flecha - viga 80S.....	4.62
4.80	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 80S.....	4.63
4.81	Curva carga x deformação no concreto - face ef - viga 80S.....	4.63
4.82	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 80S.....	4.64
4.83	Curva carga x deformação no concreto - face et - viga 80S.....	4.64
4.84	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 80S.....	4.65
4.85	Curva carga x deformação no concreto - face df - viga 80S.....	4.65
4.86	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 80S.....	4.66
4.87	Curva carga x deformação no concreto - face dt - viga 80S.....	4.66
4.88	Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - viga 80S.....	4.67
4.89	Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - viga 80S.....	4.67
4.90	Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão vertical - posição 3 - viga 80S.....	4.68
4.91	Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão inclinadas - posição 3 - viga 80S.....	4.68
4.92	Curva carga x tensão na armadura de costura - posição 6 - viga 80S.....	4.69
4.93	Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 80S.....	4.69
4.94	Curva carga x tensão dos estribos na posição 4 - viga 80S.....	4.70
4.95	Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 7 - viga 80S.....	4.70
5.1	Curvas comparativas carga x tensão no estribo E1.....	5.2
5.2	Curvas comparativas carga x tensão no estribo E2.....	5.2
5.3	Curvas comparativas carga x tensão nas armaduras de suspensão.....	5.5
5.4	Curvas comparativas carga x tensão nos estribos da posição E4.....	5.6

5.5	Curvas comparativas carga x tensão nos tirantes T9.....	5.9
5.6	Curvas comparativas carga x tensão nos tirantes T6.....	5.9
5.7	Curvas comparativas carga x tensão nas armaduras de costura C6.....	5.10
5.8	Evolução das flechas médias.....	5.11
5.9	Evolução das flechas médias.....	5.13
5.10	Evolução do processo de fissuração na viga 80V.....	5.14
5.11	Evolução do processo de fissuração na viga 15I.....	5.15
5.12	Evolução do processo de fissuração na viga 80I.....	5.16
5.13	Evolução do processo de fissuração na viga 15S.....	5.17
5.14	Evolução do processo de fissuração na viga 80S.....	5.18

LISTA DE TABELAS

3.1	Composição da mistura preliminar para concreto de resistência usual e resultados dos ensaios.....	3.2
3.2	Composições das misturas preliminares para concreto de alta resistência e resultados dos ensaios.....	3.2
4.1	Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão vertical e tirantes para as teorias propostas.....	4.2
4.2	Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão inclinada e tirantes para a teoria proposta.....	4.2
4.3	Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão mistas para as teorias propostas.....	4.2
4.4	Armaduras de suspensão adotadas e valores teóricos das forças para as quais foram dimensionadas.....	4.3
4.5	Armaduras dos tirantes adotadas e valores teóricos das forças para as quais foram dimensionadas e armaduras de costura adotadas.....	4.3
4.6	Armaduras utilizadas e suas respectivas resistências obtidas em ensaios.....	4.4
4.7	Resumo das principais cargas e das resistências do concreto das vigas...	4.4

NOTAÇÕES

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_0	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_0	comprimento da almofada
B_0	largura da almofada
b	largura do dente
h	altura do dente
d	distância entre a face inferior do dente ao baricentro da armadura superior comprimida da viga
z	distância entre a armadura de flexão tracionada do dente e a armadura de flexão comprimida do dente
h_v	altura da viga
d_v	distância entre a face inferior da viga e a armadura de flexão superior
z_v	distância entre a armadura de flexão tracionada da viga e a armadura de flexão comprimida da viga
β	variável de classificação do dente segundo BURKE(1976)
α	inclinação da armadura de suspensão inclinada
θ_2	ângulo de arrancamento do prisma do dente
γ	inclinação da biela de compressão secundária

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_{st}	Força resistida pelo tirante
R_{sv}	Força resistida pela armadura de suspensão vertical
R_{si}	Força resistida pela armadura de suspensão inclinada
R_c	Força resistida pelo concreto do banzo comprimido
R_{cs}	Força resistida pelo concreto da biela de compressão secundária
R_{cb}	parcela da Força cortante transmitida ao apoio por meio da biela de compressão
$R_{s, cost}$	Força resistida pela armadura de costura no dente
R_t	Força resistida pela armadura de flexão tracionada
$A_{s, tir}$	área da armadura do tirante
$A_{s, v}$	área da armadura de suspensão vertical
$A_{s, i}$	área da armadura de suspensão inclinada
$A_{s, dente}$	área dos estribos verticais construtivos do dente
$A_{s, cost}$	área da armadura de costura
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_{cd}	resistência de cálculo à tração do concreto
f_{dk}	resistência característica à tração do concreto
ω_{tir}	taxa mecânica de cálculo da armadura do tirante
ρ	taxa geométrica da armadura
σ_e	Tensão efetiva da armadura
l_b	comprimento de ancoragem da armadura
r_2	raio interno de dobramento na ancoragem superior da armadura de suspensão inclinada (fig.2.12)
r_3	raio interno de dobramento na ancoragem inferior da armadura de suspensão inclinada (fig.2.12)
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

Apresenta-se neste trabalho um estudo experimental do cisalhamento em regiões de apoio com altura reduzida nas extremidades de vigas, também chamados “dentes Gerber”.

Por meio dos resultados obtidos analisou-se o comportamento estrutural do dente Gerber variando-se a quantidade e disposição das armaduras tanto em modelos de concreto de alta resistência quanto em modelos de concreto de resistência usual, fazendo-se uma comparação 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 um melhor desempenho foi obtido com o esquema composto por armadura de suspensão inclinada. O esquema de armadura de suspensão mista apresentou melhor desempenho quando aplicado ao concreto de resistência usual, sendo a eficiência dos mecanismos resistentes dependentes da quantidade da carga de apoio a ser resistida.

ABSTRACT

This work presents an experimental investigation about beam with dapped end submitted to shear, made with usual and high-strength concrete.

By means of the obtained results, it was analyzed the structural behavior of the dapped end varying the reinforcement quantity and design, so with high strength concrete as with usual strength concrete, in order to have a comparison.

It was verified that the diferents behavior between the models is related with the concrete rigidity and its reinforcement design. Because of the high strength concrete larger rigidity, a better performance was obtained with bended suspension reinforcement design. The bended and vertical mixed suspension reinforcement design was qualified to usual strength concrete, however the efficiency reinforcement design is depended on the bearing reaction load quantity which must be suspended.

Keywords: Dapped End; Beam with a recess; Gerber Beams.

O emprego do concreto de alta resistência, ou seja, com resistência à compressão entre 40 MPa e 80 MPa tornou-se usual na prática e teve seu campo de aplicação ampliado, sendo atualmente empregado em todo o mundo.

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

Com a crescente aplicação desses concretos, torna-se necessário uma revisão dos atuais critérios de cálculo e diretrizes para projeto de estruturas, de modo a adequá-los a uma realidade nova. As regras para o projeto estrutural são baseadas em estudos e ensaios em que se utilizaram concretos de resistência não superior a 40 MPa. A disponibilidade de concretos com resistência superior a essa requer uma revisão dos conhecimentos relacionados às propriedades dos materiais e ao comportamento das estruturas executadas com concreto de alta resistência. Os métodos de ensaios de materiais e as normas de projeto estrutural também requerem uma reavaliação das suas diretrizes quando se trata de aplicação de concreto com resistência maior que o dobro das consideradas nos regulamentos em vigor.

Neste trabalho se estudou o comportamento sob carga vertical de um tipo de conexão para vigas de concreto, que consiste em uma redução de altura em extremo de viga. Não se consideraram as forças horizontais que podem se apresentar quando se restringem as deformações horizontais acidentais ou intencionais. Tais conexões se utilizam com frequência em vigas de pontes, em uniões de vigas com consolos de pilares e uniões de vigas secundárias com vigas principais. Para designar este tipo de conexão, neste trabalho se adotou a denominação usual “dente Gerber”.

Atualmente, um problema de importância que apresentam as ligações de elementos pré-fabricados de concreto é a escassez de informação experimental em que se apoiam os métodos empregados em seu dimensionamento. Por exemplo, em

caso de dentes em extremos de vigas, quase não existem antecedentes de investigações experimentais, pelo que se estima de interesse um trabalho exploratório como o presente. Para que se estabeleçam critérios de dimensionamento para conexões, é necessário poder prever sua resistência e comportamento sob condições de serviço. Acredita-se que a informação obtida será de utilidade no desenvolvimento de critérios mais realistas que os que se utilizam na atualidade.

Com o objetivo de encontrar respostas aos problemas ligados à falta de definição nos critérios de projetos da estrutura dos dentes Gerber com concreto de alta resistência, principalmente no que é referido à armadura de suspensão dos esforços verticais de cisalhamento, foi desenvolvida esta pesquisa.

Portanto, nesta pesquisa foram ensaiadas vigas com redução de seção nas extremidades de apoio, com diferentes taxas e disposições de armaduras. Para essas peças estruturais de concreto foram buscadas soluções, por meio de modificações nos esquemas de armaduras, envolvendo esse material.

1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES

1.1 - O CONCEITO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

O desenvolvimento do concreto de alta resistência e o aumento de sua aplicação vem sendo retratado, a nível mundial, nos últimos anos com uma crescente utilização do material. A necessidade do domínio das características do material tem aguçado o espírito dos pesquisadores, fazendo com que nos últimos anos a aceleração das pesquisas se torne vertiginosa e irresistível. Não há uma concordância entre os especialistas na aceitação de um valor que possa representar o limite entre concreto de resistência usual e o de alta resistência. O posicionamento da maioria, diante da questão, é o de considerar como de alta resistência, com agregados normais, aquele com resistência à compressão superior a 40 MPa. O limite admitido por algumas normas é de 80 MPa, embora já se tenham alcançado resistências muito mais elevadas. Em laboratórios produziram-se concretos de até 280 MPa, em condições que não podem ainda ser reproduzidas em canteiros de obra. Esses concretos exigem agregados artificiais e técnicas especiais de fabricação e, por isso, discute-se atualmente sua utilização apenas em indústrias de pré-moldados.

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

- baixa permeabilidade;
- pouca segregação;
- alta resistência a abrasão;
- ótima aderência concreto-aço em relação ao concreto de resistência usual;
- altas resistências mecânicas com pouca idade;
- alta resistência ao ataque de cloretos e sulfatos;
- menor fluência que os concretos normais;
- ausência de exsudação.

Além das estruturas usuais de edifícios, destaca-se o emprego do concreto de alta resistência, associado ou não à protensão, em vários outros elementos estruturais. Na execução de pisos industriais e pavimentos de aeroportos, geralmente submetidos a cargas elevadas, a utilização do concreto de alta resistência é indicada em função de sua alta resistência à compressão, a qual relaciona-se intimamente com a resistência à tração na flexão, que é um importante parâmetro no dimensionamento de pisos e pavimentos. O concreto de alta resistência atinge níveis elevados de resistência com pouca idade, qualificando-o plenamente junto ao emprego de pré-moldados e de pré-fabricados. Praticamente não há limites para as aplicações do concreto de alta resistência, porém onde mais se evidencia o emprego do material é na construção de edifícios altos, objetivando-se a diminuição da seção transversal dos pilares em função da mais alta resistência que o material proporciona. Destaca-se ainda, seu uso em pontes com grandes vãos, vigas de vãos mais longos e plataformas marítimas.

Verificou-se que o aumento da resistência está diretamente ligado a alguns fatores como: maior consumo de cimento, incorporação de adições como microsilica ou pozolana, de superplastificantes, baixa relação água/cimento e controle rigoroso dos materiais.

Durante os anos 70, através de adição de pó de sílica e superplastificantes aos materiais constituintes do concreto, níveis altíssimos de resistência à compressão passaram a ser atingidos pelo material. Esses novos componentes fizeram com que a pasta de cimento não fosse mais o fator limitante da resistência, mas sim as propriedades dos agregados.

Atualmente as pesquisas na área de tecnologia do concreto têm sido dirigidas para a porosidade da pasta e interface pasta-agregado, tendo sido estudada a adição de finos que, em substituição a parte do cimento, preencham os vazios e de forma reativa ou não, modifiquem de maneira positiva as propriedades do concreto. Os estudos têm sido efetuados no sentido de obtenção da percentagem ideal destas adições, levando em conta a otimização das seguintes propriedades do concreto, então denominado de alta resistência: maior durabilidade, fissuração mínima, resistência química, impermeabilidade e resistência a tensões elevadas.

1.2 - COMPOSIÇÃO

1.2.1 - Cimento

As resistências inicial e final e a trabalhabilidade do concreto dependem das características e do teor de cimento. Devido às variações na composição e na finura de um dado tipo de cimento para diferentes marcas, há variações no desempenho da resistência.

Quanto ao tipo de cimento a ser empregado, pode-se afirmar que é sempre possível utilizar o cimento portland comum (CPI e CPII, segundo as Normas Brasileiras; ou Tipo I, segundo a classificação da ASTM). No caso de se desejar uma resistência inicial mais alta, pode-se usar o cimento de alta resistência inicial (CPV-ARI, ou Tipo III segundo a ASTM).

Há muitos fatores que podem limitar a quantidade máxima de cimento desejável numa mistura de alta resistência. A resistência do concreto pode diminuir se o cimento for adicionado acima de um dado teor ótimo. A perda de viscosidade e de trabalhabilidade aumentam à medida que maiores quantidades de cimento são incorporadas à mistura.

Segundo o ACI Committee 363 (1984), os teores de cimento comuns nos concretos de alta resistência devem variar de 400 kg/m³ a 600 kg/m³.

1.2.2 - Adições em substituição ao cimento

Esses materiais de adições, formados por partículas muito finas e com propriedades cimentícias ou pozolânicas, quando incorporados ao concreto, influem nas propriedades do concreto fresco tais como: demanda de água, trabalhabilidade, segregação, exsudação e calor de hidratação do cimento. Influem, também nas propriedades do concreto endurecido, produzindo aumento da sua resistência, diminuição da porosidade, controle das reações álcali-agregados e aumento da durabilidade, via redução da permeabilidade.

Os materiais pozolânicos podem ser de origem natural ou artificial, contendo sílica que, em partículas muito finas e em presença de umidade, reagem com o hidróxido de cálcio para formar produtos cimentantes. Até agora a pozolana mais usada é a microssílica, mas existem concretos com adição de outras pozolanas que também garantem ao concreto de alta resistência, boa qualidade a um preço talvez até mais barato.

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

As cinzas volantes, resíduo da combustão de carvão pulverizado em centrais termoeletricas, são empregadas como adição ou substituição parcial da massa de cimento em torno de 8% a 10%. A cinza volante para concreto de alta resistência possui duas classes, segundo a ASTM. A cinza volante classe F é normalmente obtida da combustão de antracito ou carvão betuminoso, possui baixo teor de cálcio e tem propriedades pozolânicas, com pequena ou nenhuma propriedade cimentante. A cinza volante classe C é obtida da combustão de lignita, possui alto teor de cálcio.

A microssílica é um material composto por partículas muito finas captadas por filtros dos gases de exaustão resultantes da redução de quartzo por carvão em fornos elétricos a arco na produção de silício metálico e ligas de ferro-silício, antes que esses gases sejam lançados na atmosfera. Sua atividade pozolânica é muito vigorosa e tem se mostrado muito mais forte que a cinza volante e a escória de alto forno granulada, quando aplicadas na produção de concretos de alta resistência. A maioria das partículas da microssílica é menor que um micron, com diâmetro médio de 0,1 μm , que é aproximadamente 100 vezes menor que uma partícula média de cimento e apresenta superfície específica média de 200.000 cm^2/g . Por ser extremamente fina a microssílica apresenta um efeito micro filer, sendo que este "filer" não é inerte. Existe um aumento na densidade do concreto pelo preenchimento de vazios. Um concreto

com microsilica requer muito mais água que os comuns; como isso não pode acontecer, usa-se então o superplastificante. A coesão do concreto fresco fica muito maior e o calor de hidratação e a permeabilidade diminuem bem.

PINTO JR (1992) cita algumas das diversas aplicações especializadas para a microsilica:

- a) Na economia de cimento: por sua altíssima eficiência, o uso criterioso da microsilica ajuda a economizar cimento;
- b) Na produção de concreto de altíssima resistência: vários pesquisadores têm utilizado a microsilica para produzir concretos com resistências à compressão da ordem de 100 MPa e maiores, sendo essa, certamente, uma área muito especializada e portanto com aplicação limitada;
- c) No controle das reações álcali-agregados: da mesma forma que as cinzas volantes e pozolanas naturais, a microsilica pode ser aplicada para reduzir as reações álcali-agregados no concreto, com a vantagem adicional de que somente pequenas quantidades são necessárias quando comparadas com as dos materiais constituintes das misturas;
- d) Na redução da corrosão associada a cloretos e sulfatos: por causa da alta impermeabilidade, os concretos com microsilica oferecem possíveis usos em estruturas de tabuleiros de pontes e de estacionamentos, para conter a corrosão associada aos cloretos; e em solos com sulfatos, para conter o ataque desses ao concreto;
- e) No aumento da resistência nas primeiras idades dos concretos com cinzas volantes ou escórias.

1.2.3 - Aditivos Químicos

Os aditivos químicos são substâncias que adicionadas em pequenas quantidades têm a finalidade de melhorar algumas propriedades do concreto fresco ou endurecido, como exemplificado a seguir:

a) Redutores de água

Para obter concretos de maiores resistências, a relação água/cimento deve ser reduzida a valores entre 0,25 a 0,35. Em decorrência de uma relação água/material cimentante tão reduzida surgem problemas de trabalhabilidade e de compactação do material, pois na ausência de outros recursos, a consistência medida pelo abatimento do cone (Slump-test) aproxima-se muito de zero. Na década de 70 o aparecimento de aditivos redutores de água de alta eficiência veio permitir a produção prática do concreto de alta resistência. Esses aditivos são agentes dispersantes ou plastificantes, e podem ser classificados de acordo com sua principal composição e propriedades. Apresentam-se na forma de pó ou em solução aquosa e quimicamente constituem-se de:

- condensados sulfonados de formaldeído de melamina;
- condensados sulfonados de formaldeído de naftaleno;
- lignosulfonatos modificados;
- ésteres de ácido sulfúrico ou de carboidratos.

Os lignosulfonatos tem um efeito retardador no conjunto a nível de hidratação do cimento, especialmente em dosagens altas.

Os condensados sulfonados de melamina-formaldeído e os de naftaleno-formaldeído são frequentemente chamados “superplastificantes” ou “redutores de água com um alto poder de redução” devido ao seu baixo efeito retardante no conjunto, que permite um aumento na dosagem. O comportamento dos superplastificantes é bastante afetado pela temperatura no instante da mistura. Uma significativa perda de abatimento inicial do concreto é provocada pelo aumento de temperatura. Os superplastificantes são empregados no concreto com o objetivo de produzir concretos com relações água/cimento muito baixas. Para obter concretos de alta resistência, conserva-se a quantidade de cimento, reduzindo-se a de água. Incorpora-se superplastificante para compensar a redução da trabalhabilidade.

Segue abaixo, classificação da ASTM-C 494 “SPECIFICATIONS FOR CHEMICAL ADMIXTURES FOR CONCRETE”, apud PERDÃO JR (1994).

- Aditivos redutores de água-plastificantes.

São usados com o objetivo de melhorar a consistência do concreto e aumentar a resistência sem aumentar o consumo de cimento e água, mantendo uma boa trabalhabilidade e diminuindo a elevação da temperatura.

São eles:

Tipo A - aditivos que são somente redutores de água, de pega normal, e que permitem aumento da resistência do concreto sem afetar o endurecimento.

Tipo D - aditivos redutores retardadores, que também produzem um aumento de resistência com baixa relação água/cimento, porém retardando a pega.

Tipo E - aditivos redutores aceleradores, que não são normalmente empregados em concretos de alta resistência.

Os aditivos redutores de água permitem uma redução de 5% a 10% da água necessária para a mesma consistência do concreto, de acordo com o ACI-212 (1981).

- Aditivos superplastificantes

Constituem um tipo recente de aditivo redutor de água, muito mais eficiente que os convencionais considerados e só recentemente introduzidos no Brasil.

O superplastificante tipo F é o super-redutor com pouca influência sobre a pega, é empregado sob uma temperatura de 5°C e contribui para um abatimento de 20 cm, e sob uma temperatura de 40°C, tem-se um abatimento de 9 cm, enquanto o tipo G é o super-redutor retardador do tempo de pega.

O ajuste do aditivo ao cimento, não só no tipo mas também na dosagem, é muito importante, podendo ser a redução de 12% a 25% de água. Quando usados em excesso, podem retardar bastante o tempo de pega e incorporar muito ar, diminuindo a resistência do concreto.

b) Incorporadores de ar

São produtos que desenvolvem um sistema de vazios com ar, adequados a conferir ao concreto durabilidade e resistência às intempéries. São recomendados para aumentar a durabilidade do concreto quando sujeito a ciclos de congelamento e descongelamento. Outra vantagem importante é a melhor trabalhabilidade da mistura, como a do concreto de alta resistência, que possui um baixo fator água/cimento.

A segregação e a exsudação são reduzidas, sendo tais efeitos devido à presença das minúsculas bolhas de ar dispersas na pasta de cimento, conferindo lubrificação e coesão à mistura.

O ar incorporado reduz a resistência do concreto, particularmente nas misturas de alta resistência. Por este motivo, o uso deste aditivo é recomendado exclusivamente em casos que o principal interesse seja melhor durabilidade e resistência às intempéries, mesmo provocando queda de resistência mecânica.

c) Retardadores de pega

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

São importantes em estruturas grandes, para eliminar juntas frias e descontinuidades.

Deve-se tomar cuidado com o uso de retardadores de pega, que em quantidades indevidas inibem completamente a pega e o endurecimento do concreto.

d) Aceleradores de pega

É um aditivo que acelera a reação de hidratação do cimento. Esse tipo de material misturado ao superplastificante adequadamente, em dosagens de modo a garantir a resistência final do concreto, constitui-se em uma solução para o efeito retardador do endurecimento gerado pela presença do redutor de água. São empregados em concreto de alta resistência somente em casos em que é necessária a remoção prematura das fôrmas.

Segundo o ASTM C 494, apud SILVA (1995), os aditivos aceleradores subdividem-se em dois tipos:

- tipo C: aditivos aceleradores
- tipo E: redutores aceleradores

1.2.4 - Agregados

Os agregados passam a exercer um papel cada vez mais importante no comportamento do concreto à medida que a resistência à compressão se eleva.

Existem alguns aspectos a serem considerados para a escolha dos agregados. Tanto o agregado miúdo quanto o graúdo são utilizados em concreto de alta resistência.

-Agregado miúdo:

O agregado cujo diâmetro máximo não ultrapassa 4,8 mm é considerado como agregado miúdo; são as areias naturais ou artificiais. Os agregados miúdos, com partículas de forma arredondada e textura lisa, exigem menos água de amassamento e por esta razão são preferíveis em concreto de alta resistência, como comentam WILLS JR (1967) e GAYNOR & MEININGER (1983). BLICK (1973) declarou que uma areia com módulo de finura inferior a 2,5 deu ao concreto uma consistência viscosa, tornando-o difícil de compactar. A areia com um módulo de finura em torno de 3,0 deu uma melhor trabalhabilidade e maior resistência à compressão.

-Agregado graúdo:

É no concreto de alta resistência que pela primeira vez os agregados graúdos participam ativamente das propriedades mecânicas dos concretos.

As características dos agregados que mais influenciam a resistência à compressão dos concretos são:

a) Resistência à compressão ou ao esmagamento

Para concretos de alta resistência necessita-se de agregados de alta resistência cuja tensão de ruptura varia de 150 MPa a 200 MPa. Pois temos que a tensão real nos pontos de contato das partículas individuais dos agregados na

massa do concreto excede a tensão nominal de compressão aplicada no concreto. Nestes concretos a zona de transição é geralmente uma região forte e a ruptura se dá no agregado.

MEHTA et al. (1994) realizaram um estudo que diz respeito ao efeito dos agregados graúdos nas propriedades mecânicas do concreto de alta resistência. Os agregados utilizados foram: calcário, diabásio, granito e seixo rolado, cujas propriedades mineralógicas diferem de um para outro. A baixa relação água/cimento destas misturas de concreto fez com que o limitante de resistência fosse dado pelo agregado graúdo, ou seja, é a mineralogia e a resistência do agregado que controla a resistência última do concreto. Observou-se que a aderência entre a pasta de cimento e o agregado era maior no concreto que continha calcáreo comparando com as demais misturas; e também que o agregado granito, o qual parece ser duro e forte, gerou a mais baixa resistência à compressão e módulo de elasticidade para todas as idades de ensaio.

b) Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade dos agregados deve ser semelhante ao da pasta ou argamassa do concreto. Há autores que dizem que para concretos de alta resistência os agregados devem ter módulo de elasticidade alto, e outros dizem que a concentração de tensões que existem em torno dos agregados é provocada pela diferença de módulo de elasticidade.

c) Granulometria/máxima dimensão/módulo de finura

O ACI-363 (1984) mostrou que para se obter resistência à compressão ótima, com alto teor de cimento e baixo fator água/cimento, a máxima dimensão do agregado graúdo deveria se manter entre 9,5 mm e 12,5 mm.

A questão do tamanho dos agregados influencia a relação água/cimento, a compactidade e a distribuição de tensões no concreto. Quando temos agregados graúdos mais grossos num concreto, temos uma menor área específica comparando com a área específica total que teríamos se os agregados graúdos fossem menos grossos; desse modo necessitamos de menor quantidade de água de amassamento, ou seja, uma relação água/cimento menor, resultando

em uma maior resistência provocada pela menor porosidade no concreto. Por outro lado, quanto maior o agregado graúdo, maior é a espessura da zona de transição, diminuindo a resistência do concreto pela criação de uma maior microfissuração e porosidade da zona de transição. O vencedor destes dois efeitos antagônicos dependerá do tipo de tensão aplicada e de relação água/cimento.

d) Forma e textura superficial

Forma angular e superfície áspera (como as partículas britadas) resultam em maior aderência do que a obtida em superfície lisa e forma arredondada como os seixos rolados. A angulosidade acentuada, entretanto, deve ser evitada, pois provoca a elevação da quantidade de água necessária à obtenção de uma dada trabalhabilidade. A influência da forma e da textura superficial dos agregados na resistência à compressão dos concretos diminui com a elevação da relação água/cimento, provavelmente por conta do enfraquecimento da pasta. Com a relação água/cimento alta os componentes mais fracos no concreto são a pasta de cimento endurecido e a zona de transição. Já em concretos com relação água/cimento baixa, o agregado graúdo é o limitante da resistência.

Segundo o boletim da “NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION” apud ACI-363 (1984), o agregado ideal deveria ser limpo, cúbico, anguloso, 100% de agregado britado, com um mínimo de partículas lamelares e alongadas.

e) Natureza mineralógica

A natureza mineralógica dos agregados deve promover a aderência cristalina da pasta aos agregados.

Na fabricação de concreto de alta resistência usam-se rochas britadas como calcário, granito, basalto, diabásio e seixos rolados.

A substituição da fração mais fina ($< 0,4\text{mm}$) da areia natural por materiais calcários moídos tem ocasionado uma elevação de 40% de resistência à compressão e de 15% de resistência à flexão dos concretos correntes.

f) Absorção

Os poros existentes na superfície dos agregados afetam a aderência agregado-pasta, na medida em que há a interpenetração das duas fases. Estes poros também funcionam como pequenos reservatórios que providenciam água adicional de hidratação benéfica aos concretos com relação água/cimento baixa.

1.3 - CONSIDERAÇÕES DE DOSAGEM E CURA

A dosagem para concreto de alta resistência varia muito, dependendo de muitos fatores. A resistência necessária, a idade do ensaio, as características dos materiais e o tipo de aplicação, têm influenciado as dosagens. Além disso, a economia, as especificações estruturais, a fabricação de um modo prático, o ambiente de cura e também a época do ano, têm afetado a seleção das dosagens. São considerados fundamentais, em geral, as pozolanas e os aditivos químicos, criteriosamente selecionados, e a obtenção de um baixo fator água/cimento (ou fator água/material cimentante). Mudanças nas quantidades e combinações dos aditivos químicos e adições minerais afetam as propriedades plásticas e de endurecimento do concreto de alta resistência. Portanto, atenção tem sido dada para os efeitos dos mesmos.

Segundo o ACI-363 (1984), as adições minerais são usadas para suplementar o cimento Portland de 10 a 40% por peso do conteúdo do cimento. Nos casos onde um acréscimo líquido no volume dos materiais cimentantes era usado, devido à adição de uma pozolana, fazia-se um decréscimo correspondente no volume de areia.

O uso de cinza volante tem frequentemente causado uma pequena redução na demanda de água da mistura e esta redução no volume de água tem sido compensada por uma adição de areia.

Devido à quantidade relativamente grande de líquido que é adicionado à mistura, na forma de aditivo superplastificante, o peso desses aditivos tem sido, algumas vezes, incluído no cálculo do fator água/material cimentante.

Quanto à cura, o concreto de alta resistência deve ser curado em idades iniciais, uma vez que, com carência de água livre, uma hidratação parcial pode tornar os capilares descontínuos. E em idades posteriores, numa nova cura, a água não seria capaz de percorrer o interior do concreto e esta hidratação adicional seria interrompida.

1.4 - PROPRIEDADES MECÂNICAS

1.4.1 - Resistência à Compressão

Para se obter uma elevada resistência, num material multifásico como o concreto, deve-se reduzir a porosidade dos componentes de sua estrutura. Geralmente, a porosidade da pasta e a porosidade da zona de transição entre a pasta e os agregados determinam a resistência do concreto.

MEHTA et al. (1994), apud FERNANDES (1992), mencionam que a relação água/cimento é o fator de maior influência na porosidade da pasta e da zona de transição pasta-agregado. Por possuir baixa relação água/cimento, o concreto de alta resistência apresenta menor porosidade que o concreto usual.

Outro aspecto interessante é a superfície de fratura do concreto de alta resistência, que é lisa e corta as partículas de agregados, em vez de contorná-las. O mesmo não acontece com o concreto de resistência usual.

A resistência à compressão uniaxial é o parâmetro mais comum, usado para caracterizar o concreto. Por várias razões, tais como compactação e cura, a resistência característica do concreto na obra pode ser menor que a correspondente resistência do ensaio do concreto no laboratório. Vários códigos assumem um fator na variação de 0,75 a 0,90.

Os concretos de alta resistência submetidos à compressão axial apresentam algumas diferenças de comportamento em relação aos concretos de resistência usual submetidos às mesmas condições de carregamento. Em carregamentos de curta duração, os diagramas tensão-deformação dos

concretos de alta resistência apresentam as seguintes diferenças daqueles obtidos para os concretos de resistência usual:

- a) os diagramas são mais lineares para uma alta porcentagem da tensão máxima;
- b) as deformações são ligeiramente mais elevadas ao nível da tensão máxima;
- c) a parte descendente do diagrama é mais íngreme.

Estas mudanças na resposta ao carregamento são consequência da melhoria da aderência entre os agregados e a pasta nos concretos de alta resistência.

Alguns diagramas tensão×deformação típicos de concretos de resistências diferentes são apresentados na figura 1.1.

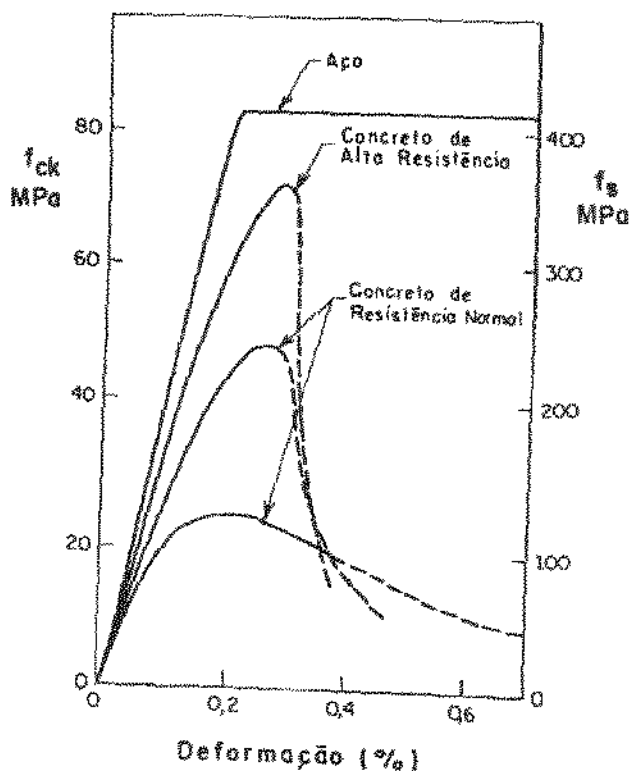


FIGURA 1.1 - Curvas tensão×deformação do aço e do concreto

A maior linearidade do diagrama tensão×deformação reflete a reduzida microfissuração nos níveis mais baixos de cargas para esses concretos.

A forma dos diagramas tensão×deformação dos concretos submetidos a compressão axial está intimamente relacionada com a natureza dos materiais

que os compõem. Tanto a pasta de cimento quanto os agregados de rochas naturais são materiais frágeis, os concretos de resistência normal compostos por esses materiais têm um comportamento dúctil. Essa propriedade aparentemente paradoxal pode ser explicada pela diferença de rigidez entre a pasta e os agregados, a qual provoca concentração de tensões nas zonas de contato. Para um certo nível de tensões começa a se formar uma configuração distribuída de microfissuras e à medida que as tensões aumentam, uma parte da energia aplicada é consumida no desenvolvimento das microfissuras, fazendo com que o diagrama tensão×deformação tenda a se desviar do seu curso linear-elástico. Depois que o nível de tensões últimas é atingido, o panorama de fissuração proporciona uma eficiente redistribuição das tensões internas e consequentemente uma ruína dúctil.

Nos concretos de alta resistência a diferença de rigidez entre a pasta e os agregados é muito mais reduzida. Em consequência dessa menor diferença de rigidez, a distribuição de tensões internas é mais homogênea e sendo a tendência de microfissuração prematura mais reduzida, a curva tensão×deformação é mais linear. A menor formação de microfissuras resulta também em uma ruína mais repentina porque diminui a capacidade de redistribuição de tensões. Segundo esse modelo, a pequena diferença de rigidez entre pasta e agregados resulta em um material com menor ductilidade. Entretanto a resistência potencial pode ser aumentada como resultado da reduzida microfissuração, antes que a tensão última seja atingida. NILSON (1987) relata que começam a surgir microfissuras isoladas na zona de transição do concreto de alta resistência por volta de 80% a 90% da tensão máxima.

1.4.2 - Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal do concreto de alta resistência é maior que os apresentados pelos concretos usuais, isso é devido à maior resistência e maior rigidez da pasta e da interface pasta-agregado e, ainda, do

retardamento da microfissuração interna demonstrado pelos concretos de alta resistência.

AHMAD e SHAH (1985) e FERNANDES (1992) comentam que, para a mesma trabalhabilidade e para a mesma relação água/cimento, quanto maior a dimensão das partículas e a proporção de agregado graúdo no concreto, maior se torna o seu módulo de deformação.

De acordo com as Normas Brasileiras, o módulo de deformação longitudinal é obtido através do diagrama tensão×deformação do concreto sujeito à compressão axial onde o módulo de deformação tangente é o valor numérico da inclinação da reta tangente específica em um ponto genérico do diagrama tensão×deformação (módulo de deformação tangente na origem considera a inclinação da reta tangente na origem), e o módulo de deformação secante é o valor numérico da inclinação da reta secante do diagrama tensão×deformação do concreto, passando pelos pontos correspondentes à tensão de 0,5 MPa e à 40% da tensão última.

A normalização americana ASTM C-469-65 define o valor do módulo de deformação secante como o valor numérico da inclinação da reta secante ao diagrama tensão×deformação do concreto para compressão uniaxial, passando pelos seus pontos correspondentes à origem do diagrama e à tensão para 40% do valor da carga última.

Já o CEB-90 (1990) define como o valor numérico da inclinação da reta secante ao diagrama tensão-deformação do concreto, para compressão uniaxial, passando pelos seus pontos correspondentes à origem do diagrama e ao de tensão de compressão média.

As expressões de normas e recomendações, em sua maioria, abrangem apenas o intervalo de resistências entre 20 MPa e 40 MPa, para o uso dessas expressões em concretos de resistências maiores, devem ser feitas revisões e ajustes.

Aqui estão relacionadas algumas expressões:

- No CEB-90 (1990), os valores do módulo de deformação para concreto de densidade normal podem ser estimados pela resistência característica:

$$E_c = 10^4 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1.1]$$

Sendo conhecida a resistência média à compressão f_{cm} aos 28 dias, o valor do módulo pode ser estimado pela expressão:

$$E_c = 10^4 (f_{cm})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1.2]$$

E o módulo de deformação secante para análise elástica:

$$E_{cs} = 0,85 E_c = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1.3]$$

- Na norma norueguesa NS 3473 (1989), apud FIP/CEB-197 (1990), adota, para a determinação do módulo tangente na origem, a expressão:

$$E_c = 9500 (f_{cc})^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad [1.4]$$

onde f_{cc} é a resistência característica do concreto.

- No ACI 318 (1989), estima-se o módulo de deformação tangente na origem através da resistência característica do concreto aos 28 dias de idade:

$$E_c = 4730 (f_c')^{1/2} \quad (\text{MPa}) \quad [1.5]$$

- Na NBR 6118 (1980), o módulo de deformação tangente na origem é expresso por:

$$E_c = 6600 (f_{cj})^{1/2} \quad (\text{MPa}) \quad [1.6]$$

com $f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa}$.

onde f_{cj} é a resistência média à compressão do concreto com j dias de idade.

O módulo secante segundo a Norma Brasileira é determinado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = 0,9 E_c \quad [1.7]$$

- CARRASQUILLO et al (1981) propõem para determinação do módulo de deformação longitudinal secante à 40% da tensão máxima, a expressão:

$$E_c = 3320 (f_c)^{1/2} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad [1.8]$$

para $21 \text{ MPa} < f_c < 83 \text{ MPa}$.

Saliente-se ainda que as equações [1.2],[1.4],[1.5],[1.6], expressas em MPa e levando-se em consideração o fator de correção 0,9 entre as resistências obtidas em cilindros de 100x200mm e as encontradas em cilindros padrão, podem ser escritas nas formas:

$$E_c = 9600 (f_{cm})^{1/3} \quad [\text{CEB-90}]$$

$$E_c = 9200 (f_c)^{0,3} \quad [\text{NS-3473}]$$

$$E_c = 4490 (f_c')^{0,5} \quad [\text{ACI-318}]$$

$$E_c = 6260 (f_c)^{0,5} \quad [\text{NBR-6118}]$$

No Brasil, apesar do pequeno número de dados experimentais, AGOSTINI (1992), FERNANDES (1992) e PINTO JR (1992), obtiveram pela NBR 6118 (1980) valores maiores que os encontrados experimentalmente em concreto de alta resistência. Eles também concordaram que a estimativa que melhor se aproximava dos resultados ensaiados foi obtida conforme o CEB-90 (1990).

1.4.3 - Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é definido, para um material submetido à compressão axial, pela relação entre a deformação transversal e a longitudinal dentro da faixa elástica.

Na literatura, pode-se observar uma divergência entre os pesquisadores sobre a relação entre as características do concreto e o coeficiente de Poisson.

AHMAD et al. (1987) concluem que, baseado em informações disponíveis para concreto de alta resistência no regime elástico, o coeficiente de Poisson pode ser enquadrado no intervalo esperado para concreto de resistência usual, ou seja de 0,18 a 0,24, dependendo do nível de tensão.

No regime inelástico, o aumento relativo nas deformações laterais é menor para concreto de alta resistência devido a menor microfissuração.

O intervalo variando de 0,17 a 0,24 foi obtido em ensaios realizados na UNICAMP por PINTO JR (1992).

1.4.4 - Resistência à tração

A resistência à tração aumenta de forma não proporcional, com o aumento da resistência à compressão. A relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão apresenta grande variação, sendo influenciada entre outros fatores, pelo método através do qual a resistência à tração é obtida (ensaios de tração axial, de compressão diametral ou de tração na flexão).

Segundo CHEN (1982) apud PINTO JR (1992), existem algumas diferenças entre o diagrama tensão×deformação do concreto submetido à tração axial e o submetido à compressão diametral.

Para níveis de tensão abaixo de 60% da resistência à tração axial, o surgimento de novas microfissuras é desprezível. Assim, esse nível de tensões corresponderá a um limite de elasticidade. Acima de 60%, existe uma propagação das microfissuras de aderência. No estado de tração axial, o intervalo de propagação estável de fissuras é curto, por causa da tendência das fissuras serem menos frequentes que na compressão. A cerca de 75% da resistência à tração axial inicia-se a propagação instável de fissuras.

PINTO JR (1992) cita a explicação de CHEN (1982) para o comportamento frágil da ruptura dos concretos em ensaios de tração axial:

“A direção de propagação da fissura na tração axial é transversal à direção das tensões. O início e a propagação de qualquer nova fissura reduzirá a área disponível carregada, o que causa um aumento das tensões críticas nas extremidades da fissura. A diminuição da quantidade de fissuras é explicada pelo fato da ruptura na tração ser causada por poucas fissuras de ligação (aquelas que se propagam no interior da argamassa), ao contrário do que ocorre nos estados de tensões de compressão onde essas fissuras são numerosas. Como consequência da rápida propagação das fissuras, é difícil acompanhar a parte descendente da curva tensão×deformação durante o ensaio.”

O ensaio de tração axial utilizado para determinar a resistência à tração dos concretos é raramente empregado, já que os dispositivos que fixam o corpo-de-prova introduzem tensões secundárias que têm de ser consideradas.

Outro ensaio bastante utilizado para quantificar a resistência à tração é o ensaio de tração na flexão, onde um corpo-de-prova prismático é carregado. A resistência à flexão correspondente à máxima tensão na ruptura é calculada por:

$$f_t = F \cdot l / b \cdot h^2 \quad [1.9]$$

esta expressão só é válida se o plano de ruptura estiver localizado no terço central médio do vão ou seja, para $l/3 < a < 2.l/3$, onde “F” é a carga que produz a ruptura, “l” é o comprimento do vão, “b” a largura do prisma, “h” a altura e “a” a distância média entre o plano de ruptura e o apoio mais próximo da viga.

Se o plano de ruptura estiver fora do terço médio, mas estiver a uma distância $a > (0,28.l)$, emprega-se:

$$f_t = 3 \cdot F \cdot a / b \cdot h^2 \quad [1.10]$$

Geralmente, utiliza-se o ensaio de compressão diametral ao longo da geratriz para avaliar a resistência à tração. Neste ensaio o cilindro tem dimensões de 150mm de diâmetro por 300mm de altura ou geratriz do cilindro ao longo da qual se aplica a carga de compressão. Ao longo do plano diametral, as tensões de compressão causam tensões normais de tração.

A resistência à tração do concreto é calculada pela equação:

$$f_t = 2.F / \pi.l.d \quad [1.11]$$

onde “F” é a carga de ruptura, “l” é o comprimento do cilindro e “d” o seu diâmetro.

Estudos apresentados pelo ACI-363 (1984) concluíram que, para os concretos de baixa resistência, a relação entre as resistências à tração na compressão diametral e à compressão pode ser tão alta quanto 10%, reduzindo-se para 5% nos concretos de alta resistência.

Para a estimativa da resistência à tração dos concretos, diversas expressões são propostas.

a) CARRASQUILLO et al. (1981) sugerem a expressão:

$$f_{ctk} = 0,54 (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{MPa}) \quad [1.12]$$

para $21\text{MPa} < f_{ck} < 83\text{MPa}$, como estimativa da resistência à tração na compressão diametral, em cilindros de 100x200mm.

$$f_{ctk} = 0,94 (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{MPa}) \quad [1.13]$$

para $21\text{ MPa} < f_{ck} < 83\text{MPa}$, como estimativa da resistência à tração na flexão, em prismas de 100x100x350mm

b) A NBR 6118 (1980) adota para determinação da resistência à tração axial obtida em corpos-de-prova cilíndricos de 150x300mm, a expressão:

$$f_{ctk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \quad (\text{MPa}) \quad [1.14]$$

para $f_{ck} > 18 \text{ MPa}$

c) A NORMA NORUEGUESA NS 3473 (1989), utiliza para obter a tração axial em cilindros de 100x200mm a equação:

$$f_{ctk} = 0,3 (1,125.f_{ck})^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad [1.15]$$

para $f_{ck} \leq 105 \text{ MPa}$

d) O CEB-90 (1990), adota para a resistência média à tração axial em corpos-de-prova cilíndricos de 100x200mm a equação:

$$f_{ctm} = 0,27 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1.16]$$

para $f_{ck} \leq 80 \text{ MPa}$

PINTO JR (1992) realizou ensaios de compressão diametral com corpos-de-prova cilíndricos de 100x200mm e ensaios de tração na flexão com corpos-de-prova prismáticos de 100x100x400mm. Foi observado que, em média, as relações entre as resistências à tração e as resistências à compressão se situam ao redor de 6% na compressão diametral e em 10% na tração na flexão. Portanto, para os concretos ensaiados a resistência a tração pode ser estimada por $f_c/16$ na compressão diametral, e por $f_c/10$ na tração na flexão.

Observou-se que os resultados do ensaio de flexão superestimam a resistência à tração em 50 a 100%, comparando com resistência obtida em ensaios de tração axial. Ele cita que o motivo disso é que a hipótese assumida de distribuição linear de tensões ao longo da seção transversal pode não ser verdadeira no instante da ruptura.

De uma comparação entre as propostas de a) à d) acima, PINTO JR conclui que a resistência à tração na compressão diametral fica bem representada pela equação[1.12] proposta por CARRASQUILLO et al. (1981). Concluiu-se também que a equação[1.15] derivada da proposta da Norma Norueguesa é a que melhor avalia as resistências à tração axial, pelo menos dentro da faixa de resistência considerada.

FERNANDES (1992) em seu trabalho de pesquisa, analisou corpos de prova cilíndricos submetidos à compressão diametral. Com resultados experimentais, ele pôde concluir que, quando estes resultados foram comparados aos que seriam previstos pelas expressões acima citadas, mostraram boa concordância entre as propostas para resistências até 50 MPa. Para resistências superiores, os dados experimentais se ajustaram melhor às propostas de CARRASQUILLO et al. (1981) e à NORMA NORUEGUESA NS-3473 (1989). E que a proposta da NBR 6118 (1980), modificada, pode se aproximar das anteriores para resistências mais altas.

1.4.5 - Resistência sob carga de longa duração

A resistência dos concretos submetidos à cargas de longa duração é menor do que a obtida em ensaios de curta duração.

Os ensaios realizados por RÜSCH (1960) na década de 60 mostraram que, nos concretos de resistência usual, a resistência a longo prazo é 25% inferior da obtida em ensaios de curta duração, fato que acarreta redução do fator de segurança com relação à resistência em projeto de estruturas de concreto.

No caso específico do concreto de alta resistência a queda de resistência também ocorre, porém com intensidade ligeiramente reduzida, uma redução de 15 a 20% da resistência última foi indicada por SMADI et al.(1990).

No dimensionamento de estrutura, adota-se o valor: $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$. O coeficiente 0,85 é constituído do produto de três fatores ($=0,75 \times 0,95 \times 1,2$). O

coeficiente 0,75 considera a perda da resistência pela ação de cargas que permaneçam atuando períodos que superem algumas semanas. O segundo (0,95), leva em conta o erro sistemático cometido com o emprego do corpo-de-prova padrão (150x300mm). E finalmente, o terceiro (1,2), considera o aumento da resistência do concreto após a idade de 28 dias.

O valor da tensão de cálculo, σ_{cd} , é afetado diretamente pela menor queda de resistência, quando há uma solicitação a longo prazo no concreto de alta resistência. Pesquisas feitas por PINTO JR (1992) puderam chegar a um outro coeficiente, 0,70 [$=0,80 \times (0,9 \times 0,95) \times 1,0$], admitindo para um concreto de alta resistência outros fatores que correspondem aos anteriormente descritos. As justificativas que ele encontra para o coeficiente adotado são: o coeficiente 0,75, já que a redução da resistência é de 15 a 20%, assumindo uma redução de 20%, será alterado para 0,80; nos concretos de alta resistência, devido à adoção do corpo-de-prova cilíndrico de 100x200mm em lugar do cilindro padrão (150x300mm), para medida da resistência, temos uma relação entre a resistência do corpo-de-prova adotado e o padrão de 0,90, conforme ensaios realizados por CARRASQUILLO et al (1981), portanto o coeficiente de 0,95 que leva em consideração o erro sistemático cometido com o emprego do corpo-de-prova padrão, deve ser afetado por esse fator, passando a ser expresso pelo produto $0,90 \times 0,95$; e por último, o crescimento da resistência após os 28 dias de idade não é significativo para o concreto de alta resistência, isso é devido à falta de água livre que permita o prosseguimento da hidratação, combinada com a possível limitação da capacidade dos agregados, podendo alterar o fator 1,2, muito provavelmente, para 1,0.

PINTO JR (1992), em seu trabalho, sugere que para adoção do coeficiente devem ser executadas novas pesquisas para que o mesmo seja confirmado.

1.5- APLICAÇÕES

O emprego do concreto de alta resistência se deu primeiramente em pilares de edifícios altos, onde se conseguia uma maior redução de suas seções e armadura, resultando também em um ganho de área livre nos andares inferiores. Além disso, NILSON (1985) comenta que o custo é menor para o aumento de resistência do concreto do que para o aumento da porcentagem de armadura.

Relatórios apontam o início do desenvolvimento do concreto de alta resistência em edifícios de Chicago, EUA, conforme abaixo:

- Lake Point Tower, iniciado em 1965, com pilares executados com concreto com resistência característica de 52 MPa, em um total de 70 andares.
- Mid-Continental Plaza Building (1972), com 50 andares, onde nos pilares dos primeiros 20 andares foi aplicado um concreto de resistência característica à compressão igual a 63 MPa.
- Water Tower Place Building (1975), foi construído tendo como concepção estrutural a combinação de uma solução tubular para a torre superior de 63 andares e pórtico convencional para os 13 andares inferiores, que formam a estrutura da base. A resistência do concreto dos pilares deste edifício variou de 63 MPa a 28 MPa.
- River Plaza e o Chicago Mercantile Exchange, em 1976 e 1982, foram construídos com concreto de resistências à compressão da ordem de 63 MPa, sendo que no primeiro, em dois dos seus pilares foi usado um concreto experimental com mais de 75 MPa.
- 311 South Wacker Tower (1989), em Chicago, com 79 andares e 295 m de altura, consumiu 84.000 m^3 de concreto bombeável com resistência de 82,7 MPa, sendo considerado o mais alto edifício do mundo em concreto armado.
- 225 W.Wacker Drive (1989), em Chicago, com 31 pavimentos, que tornou-se o primeiro edifício a empregar concreto de resistência igual a 96 MPa. Esse nível de resistência propiciou colunas de menor porte e com isso o prédio ganhou mais espaço interno, tornando-se uma obra representativa do concreto de alta resistência em termos de resistência, qualidade, técnica de construção e projeto estrutural.

- One Union Square Building, em Seattle, construído na década de 70 com 38 andares, o concreto empregado no núcleo do edifício tinha resistência de 52 MPa. A mistura não continha superplastificantes, aditivos que surgiram no final da década.
- Third and Broad Building, com concreto de resistência de cálculo igual a 56 MPa. Essa mistura apresentou um consumo de 384 kg de cimento por m³ de concreto, continha cinza volante, superplastificante e uma relação água/material cimentício igual a 0,24.
- Skyline Tower Building, com 26 andares com estrutura de pilares mistos de aço e concreto. O concreto tinha resistência de cálculo de 49 MPa, que aos 56 dias de idade chegou em 67 MPa.
- Century Square Building, utilizou pilares mistos de aço e concreto, possui 29 andares, com um concreto desenvolvido com base em misturas preliminares e que chegou à resistência de 70 MPa aos 56 dias de idade.
- Columbia Center, construído em 1984 em Seattle, é o mais alto do oeste dos EUA, com 76 andares e para suportar as cargas elevadas e diminuir a oscilação dos andares superiores da estrutura, exigiu um concreto com resistência característica de 66 MPa. Os resultados obtidos, indicaram uma resistência média à compressão de mais de 84 MPa aos 180 dias, com alguns corpos de prova tendo alcançado 105 MPa.
- Pacific First Center, construído entre 1988 e 1989, em Seattle, com 44 andares, e concreto com resistência característica exigida em projeto de 96,5 MPa. A relação água/material cimentício para esse concreto foi de 0,22 e o abatimento de 25,5 cm. A resistência final alcançada foi de 124 MPa.
- Two Union Square, com 58 andares. A maior parte da carga vertical deste edifício é sustentada por pilares constituídos por tubos de aço com núcleo de concreto com resistência igual a 115 MPa. Esses pilares não contêm armadura tradicional e os tubos atuam como armadura longitudinal e transversal de confinamento.
- 200 West Monroe Building, construído em Nova York, com 23 andares destinados a escritórios, em 1973. O concreto dos pilares dos 7 andares inferiores tinha resistência de 63 MPa, enquanto que o do restante dos pilares e das vigas tinha resistência de 42 MPa.

- Texas Commerce tower, concluído em 1981, em Houston, com 75 andares. É considerado o mais alto edifício do mundo com estrutura mista de aço e concreto. Nos pilares inferiores foi utilizado concreto com resistência de 52 MPa.
- Grande Arche de La Defense, construído em Paris em 1988, consumiu concreto com resistência de 50 MPa na estrutura, que consiste de pórticos espaciais protendidos.

No Brasil, a obra pioneira em uso de concreto de alta resistência em estrutura de edifícios foi o Edifício Trianon, que abriga o Museu de Arte de São Paulo (MASP). Concluído há aproximadamente 30 anos, foi considerado na época um desafio à Engenharia Estrutural. O concreto empregado apresentou uma resistência característica à compressão de 45 MPa aos 28 dias.

Para pontes com grandes vãos, a combinação do concreto de alta resistência, para reduzir a carga permanente, com a protensão, para controlar as deformações, estendeu os vãos das pontes de concreto para mais de 274 metros. Citam-se alguns exemplos abaixo:

- Ponte Willows Bridge, construída em 1967 em Toronto, Canadá, é uma estrutura composta por 5 tramos, com 240m de extensão total. A laje do tabuleiro é sustentada por 50 vigas pré-moldadas de concreto protendido, com resistência de 42 MPa, medida em corpos de prova cilíndricos aos 28 dias.
- Ponte Pênsil Tjorn, construída em 1981 na Suécia, com comprimento total de 654m. Em seus pilares foi utilizado um concreto de resistência característica à compressão da ordem de 50 MPa medida em cubos.
- Pontes Nordalsfjord e Holansfjord, contruídas na Noruega, a primeira em 1987 com vão principal de 230m, utilizou-se concreto protendido com resistência característica de 45 MPa e na segunda, construída com um vão central de 305 m, empregou-se concreto leve de 55 MPa e concreto usual de 45 MPa.
- Ponte pênsil Le Pertuiset, concluída em 1988, em Paris, com vão de 110 m, utilizando concreto fluido com resistência de 60 MPa e abatimento maior que 200mm

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

Várias plataformas marítimas foram instaladas no Mar do Norte entre a Noruega e as Ilhas Britânicas. As plataformas Ekofisk 1, Condeep e Condeep Gulfaks C, que foram instaladas de 1972 a 1989, utilizaram concretos com resistência da ordem de 79 MPa.

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

2 - CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO COM REDUÇÃO DE SEÇÃO NA EXTREMIDADE - DENTES GERBER

Atualmente, um problema de importância que apresentam os dentes de viga é a escassez de informação experimental em que se apoiam os métodos empregados no seu dimensionamento. Para estabelecer-se critérios de dimensionamento para dentes, é necessário prever sua resistência e comportamento sob condições de serviço.

A existência de um canto reentrante na extremidade da viga, região de maior solicitação por força cortante (apoio), ocasiona uma diminuição da seção transversal de concreto e tal fato deve ser considerado no dimensionamento dessas peças. Logo, no dimensionamento do dente devem ser levadas em consideração várias hipóteses como dimensão do dente e disposições das armaduras, entre outras.

Considerando-se primeiro a resistência, desde logo, a redução de seção em extremos de vigas não pode ser tomada como balanço comum, posto que sua relação de comprimento e altura é pequena (normalmente da ordem da unidade ou menos), e pela concentração de tensões principais inclinadas no canto reentrante. Tampouco é correto usar diretamente o procedimento para dentes que sobressaem de pilares (consolos), já que a geometria distinta faz com que mudem consideravelmente as trajetórias de esforços principais conforme figura 2.1.

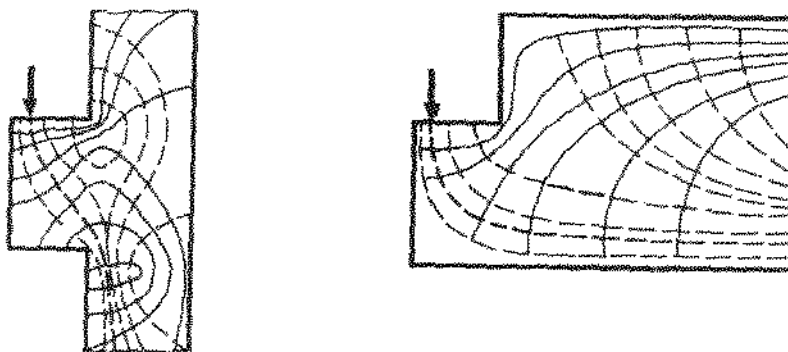


FIGURA 2.1 - Trajetórias de esforços principais em consolos e dentes Gerber.

2.1 - VARIAÇÃO DO MODELO DE TRELIÇA E SUA APLICAÇÃO EM DENTES GERBER

O modelo da treliça é hoje considerado pelos pesquisadores como uma base apropriada para o cálculo de vigas de concreto armado com carregamento de ruptura na flexão, cisalhamento e torção. Entretanto, o cálculo baseado no modelo da treliça, adotado nas atuais normas, pode cobrir apenas certas partes da estrutura. Nas descontinuidades estáticas e geométricas, como é o caso dos dentes Gerber, este modelo de treliça não é aplicável. Por essa razão, na prática, procedimentos baseados em resultados experimentais, regras de execução e experiências passadas são geralmente aplicados para solucionar tais casos.

Desde que todas as partes da estrutura são de igual importância, 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 da treliça a fim de aplicá-la, na forma de modelo de bielas e tirantes para todas as partes da estrutura. Esta proposta é justificada pelo fato de que os carregamentos nas estruturas de concreto armado se propagam através de campos de tensões de compressão (bielas) os quais são conectados por tirantes. Este modelo descreve como as bielas e os tirantes podem ser desenvolvidos de acordo com o caminho das forças internas nas estruturas de modo que sejam satisfeitas as condições de segurança e utilização. São estabelecidas limitações para as solicitações dos materiais constitutivos das barras (aço no tirante e concreto na biela).

Desta forma, o método dos “modelos de treliças”, ou ainda “modelos de barras comprimidas e tracionadas”, ou “modelos de bielas e tirantes”, como é conhecido, permite obter um claro entendimento do comportamento global da estrutura.

Para aplicação do método, as estruturas são inicialmente divididas em regiões B e D (figura 2.2). As regiões B, de Bernoulli, são aquelas onde as hipóteses da teoria da flexão são válidas (distribuição plana de deformações), suas forças internas ou suas 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 outras regiões da estrutura onde a distribuição de deformações é significativamente não linear, ou seja regiões D. As regiões D, de “descontinuidade”, são aquelas onde existem cargas concentradas, cantos de quadros, etc. Pode-se ver na figura 2.2, o exemplo de descontinuidade geométrica aplicada ao dente Gerber.

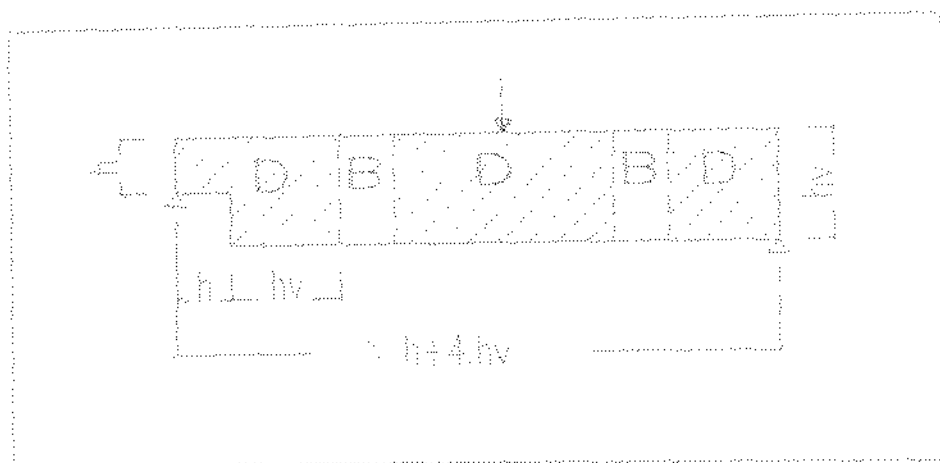


FIGURA 2.2 - Identificação das regiões B e D para uma viga retangular com redução de seção.

As trajetórias de tensões nas regiões B são suaves enquanto que nas regiões próximas às descontinuidades apresentam uma mudança de direção brusca, conforme visto na figura 2.1.

SCHLAICH et al. (1987) observam que as tensões são negligenciáveis a uma certa distância do equilíbrio de forças (princípio de Saint-Venant) entre o dente e a viga. Esta distância define o limite da região D. Na figura 2.2 pode-se ver a identificação das regiões B e D das vigas com redução de seção. Esta identificação é um método racional para a classificação de estruturas ou partes delas relacionando-se com seu comportamento no carregamento.

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

2.2 - COMPORTAMENTO E ESQUEMAS RESISTENTES DOS DENTES GERBER

Dentre alguns estudos executados em dentes Gerber, algumas considerações sobre seu comportamento e esquemas resistentes são propostas.

Quanto ao fluxo de esforços internos e, com isso, a configuração fissurada, parece ser função, por um lado, da relação altura do dente/altura da viga, e por outro, da disposição da armadura. Segundo LEONHARDT (1978), quanto menor essa relação (quanto menor a altura do dente), tanto mais horizontal será a fissura que parte do vértice do canto reentrante e que põe em risco o dente de apoio, e tanto mais necessário se torna pendurar bem no alto do dente a força cortante (F_d) proveniente da viga.

A NBR 9062 (1985) classifica o dente Gerber segundo uma relação a/d , onde "a" é a distância entre a face do canto reentrante e o ponto da carga aplicada, e "d" é a altura útil do dente, assemelhando-o a um consolo, conforme figura 2.3.

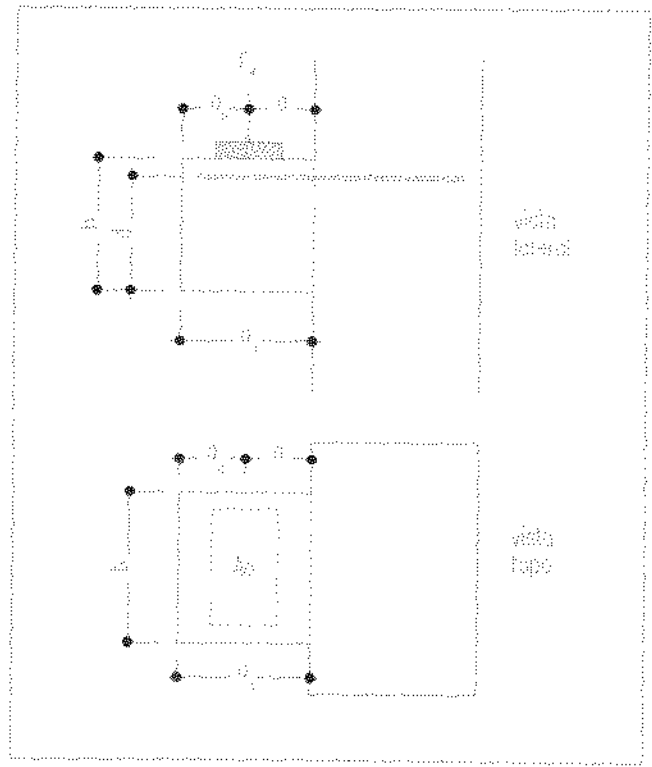


FIGURA 2.3 - Dente de apoio, segundo a NBR 9062 (1985)

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 como viga em balanço aplicando-se o disposto na NBR 6118 (1980) para flexão. E para o caso de 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.

BURKE (1976) também classifica os dentes Gerber em função de uma variável “ β ” segundo sua dimensão, conforme figura 2.4.

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

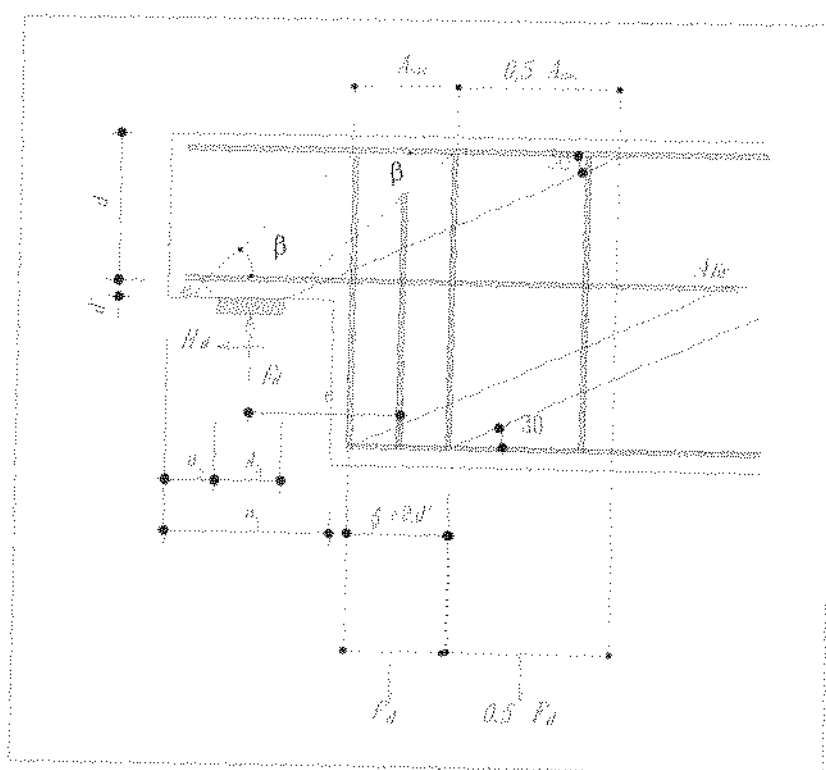


FIGURA 2.4 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE (1976)

Levando-se em consideração a teoria proposta por SCHLAICH (1987) para a definição do limite da região “D”, baseada no princípio de Saint-Venant em que as tensões são negligenciáveis a uma distancia do equilíbrio de forças, definida pela relação comprimento/altura da ordem da unidade (vide figura 2.2); e considerando-se também pesquisas realizadas por LEONHARDT (1978) em que um melhor aspecto de fissuração foi obtido para uma relação de altura do dente/altura do elemento a ser apoiado(viga) igual à $\frac{1}{2}$, parece claro que a proposta de dimensionamento para os dentes Gerber apresentada pela NBR 9062 (1985) enquadra-se dentro do modelo de consolos curtos segundo o modelo de uma treliça, e que a proposta de dimensionamento apresentada por BURKE (1976) enquadra-se dentro do modelo de dentes usuais onde $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$. Portanto, o foco desta pesquisa será representado pelo modelo acima apresentado.

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 a combinação dos dois casos.

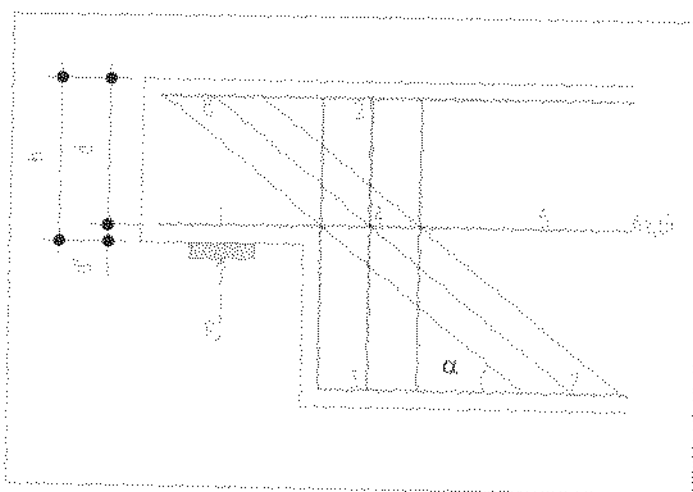


FIGURA 2.5- Pontos importantes no dimensionamento dos dentes Gerber

A armadura inclinada pode ser colocada para inibir a abertura exagerada da fissura do canto reentrante perto do nó 4, conforme apresentado na figura 2.5. O comportamento do dente parece sugerir uma concentração da armadura de suspensão junto ao ângulo reentrante (nó 4), ao mesmo tempo que é desejável uma distribuição

no canto inferior da viga (nó 3). Essas duas tendências são conflitantes com apenas estribos verticais. 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). Qualquer combinação de barras bem ancoradas que diminuam a abertura da fissura principal no canto reentrante e aliviem a concentração de tensões no nó 3 é permitida e 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 então, 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:

- O tipo de armadura de suspensão.
- A armadura usada no tirante 1-5 da figura 2.5, a qual deve ser usada principalmente para ancoragem do dente.
- O detalhamento da biela de compressão 1-2 (figura 2.5).
- Armadura de cisalhamento do dente.

2.2.1 - MODELO APRESENTADO NA NBR-9062 (1985).

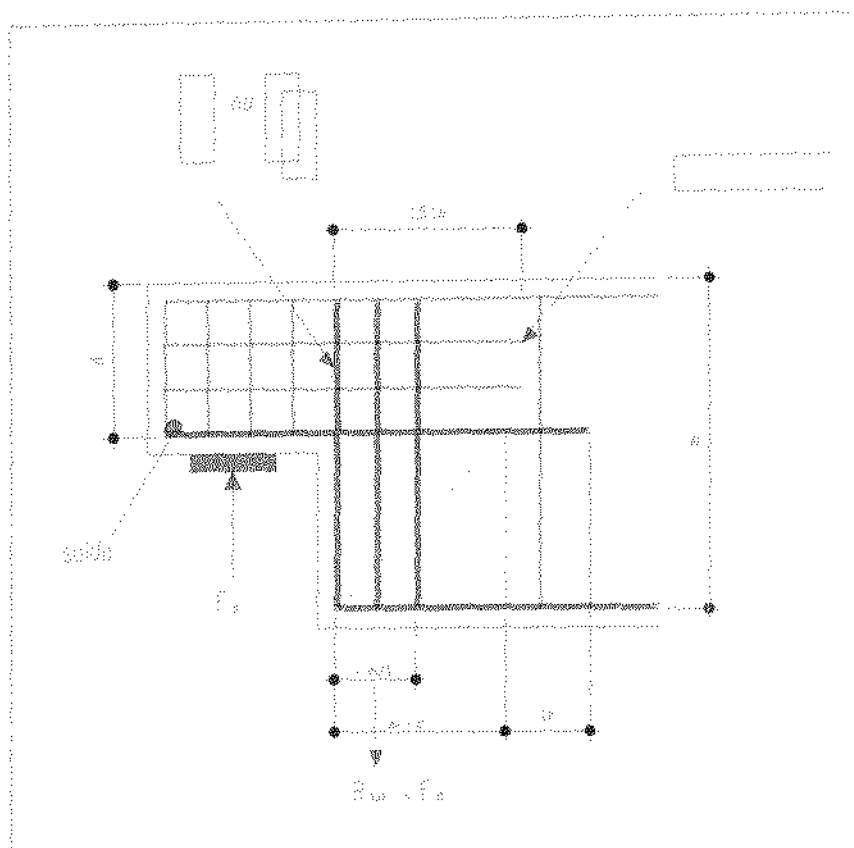


FIGURA 2.6 - Esquema de armadura segundo a NBR9062 (1985)

Segundo a NBR9062 (1985), 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 2.6. 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.

A NBR9062 (1985) admite ainda, assemelhar o dente de apoio a um consolo curto, com $0,5 < a/d \leq 1,0$ (conforme figura 2.3), cuja armadura de suspensão é definida pela equação [2.1]:

$$R_{sv} = (0,1 + a/d) F_d \Rightarrow A_{s,v} = R_{sv} / f_{yd} \quad [2.1]$$

2.2.2 - MODELO APRESENTADO POR LEONHARDT (1978)

Segundo LEONHARDT (1978), nos esquemas resistentes usa-se pendurar a força cortante em cima do dente com estribos verticais (caso a, figura 2.7, para força correspondente R_{sv}) ou com barras ou estribos inclinados (caso b, figura 2.7 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 2.7.

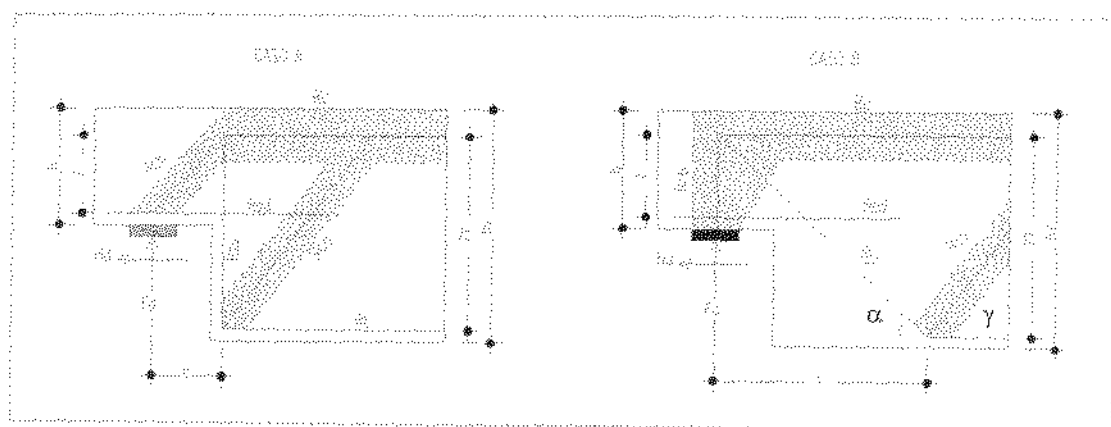


FIGURA 2.7 - Modelos de treliça para a avaliação dos esforços internos segundo LEONHARDT (1978)

LEONHARDT (1978) recomenda a utilização da equação abaixo para cálculo da força resistida pela armadura de suspensão vertical:

$$R_{sv} = F_d \cdot 0,35 \cdot h_v / h \leq F_d \quad [2.2]$$

A parcela $0,35 \cdot h_v / h$, é devido 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 h/h_v (aumento da altura do dente).

LEONHARDT (1978) adota a equação abaixo para cálculo da força resistida pela armadura de suspensão inclinada:

$$R_{si} = \frac{F_d}{\sin \alpha} = F_d \cdot \sqrt{2} \quad \text{para } \alpha = 45^\circ \quad [2.3]$$

Para armaduras inclinadas normalmente dispõem-se ou 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 (1978), a maior capacidade resistente foi obtida com uma combinação dos casos (a) e (b) da figura 2.7, conforme mostrado na figura 2.8

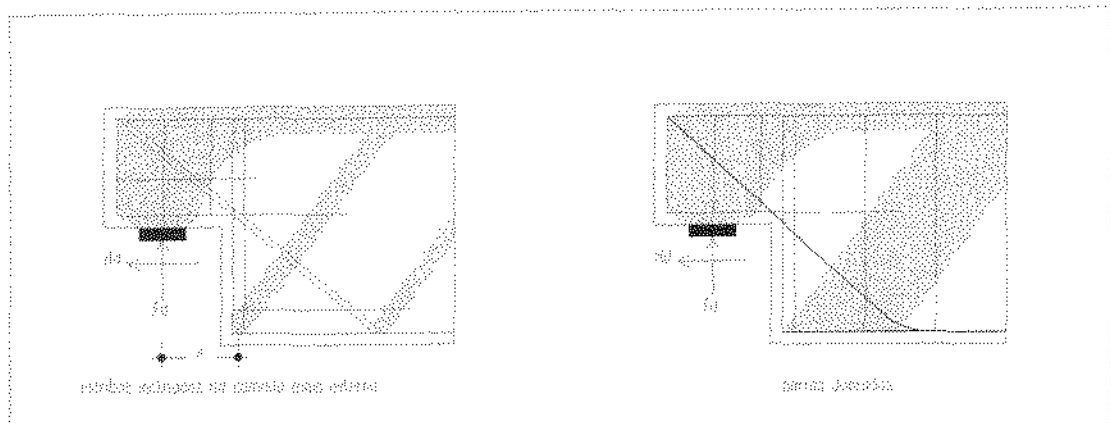


FIGURA 2.8 - Tipos de armaduras inclinadas possíveis para dentes de apoio, segundo LEONHARDT (1978)

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 . Recomenda-se então para uma combinação dos casos (a) e (b) da figura 2.7:

$$(A_{s,v} + A_{s,inc} \cdot \sin \alpha) \cdot \sigma_c = F_d \quad \text{com} \quad A_{s,v} \cdot \sigma_c \geq 0,3 F_d \quad [2.4]$$

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

2.2.3-MODELO APRESENTADO POR BURKE (1976)

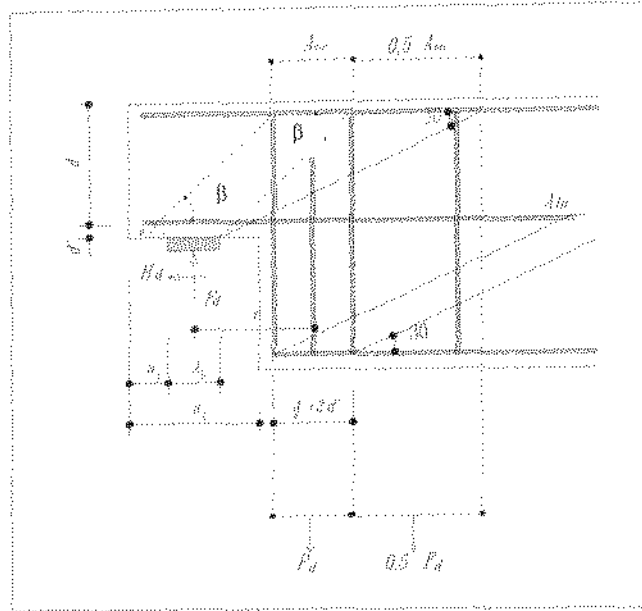


FIGURA 2.9 - Detalhe do dente Gerber usual com armadura de suspensão vertical, segundo BURKE (1976)

Para BURKE (1976) deve-se limitar a carga vertical de projeto em:

- para dentes altos e dentes usuais em que $e/d < 1$, seguindo a equação [2.5].

$$F_d \leq 0,20 f_{cd} b d (2,5 - 1,5 e/d) (1 - 0,6 H_d / V) \quad [2.5]$$

- para dentes usuais em que $e/d \geq 1$, seguindo a equação [2.6].

$$F_d \leq 0,20 f_{cd} b d (1 - 0,6 H_d / V) \quad [2.6]$$

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

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

e quanto à disposição da armadura de suspensão, para dentes altos e usuais, a primeira armadura se encontra distribuída em uma faixa de largura $A_o + 2d'$, e deverá ser dimensionada para suportar uma força cortante igual a carga F_d . A segunda armadura de suspensão, calculada para resistir a $0,5.F_d$ está em faixa indicada na figura 2.9 cujo comprimento é calculado 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 da viga calculada para o esforço cortante no trecho.

É recomendado que o primeiro estribo junto ao ângulo reentrante tenha área dobrada em relação aos outros do primeiro trecho da armadura de suspensão ou que se coloque dois estribos encostados lado a lado. É com o escoamento do primeiro estribo que inicia o processo de ruptura nos casos usuais.

BURKE (1976) sugere ainda dimensionar os dentes Gerber com armadura de suspensão inclinada, conforme figura 2.10, supondo a sobreposição dos dois esquemas resistentes (a) e (b) exemplificados na figura 2.11.

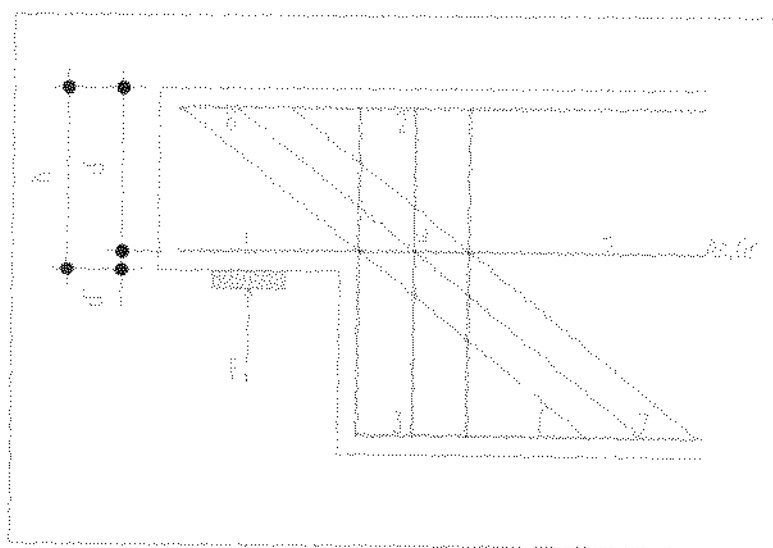


FIGURA 2.10 - Dente Gerber com armadura (estribos) inclinada, segundo BURKE (1976).

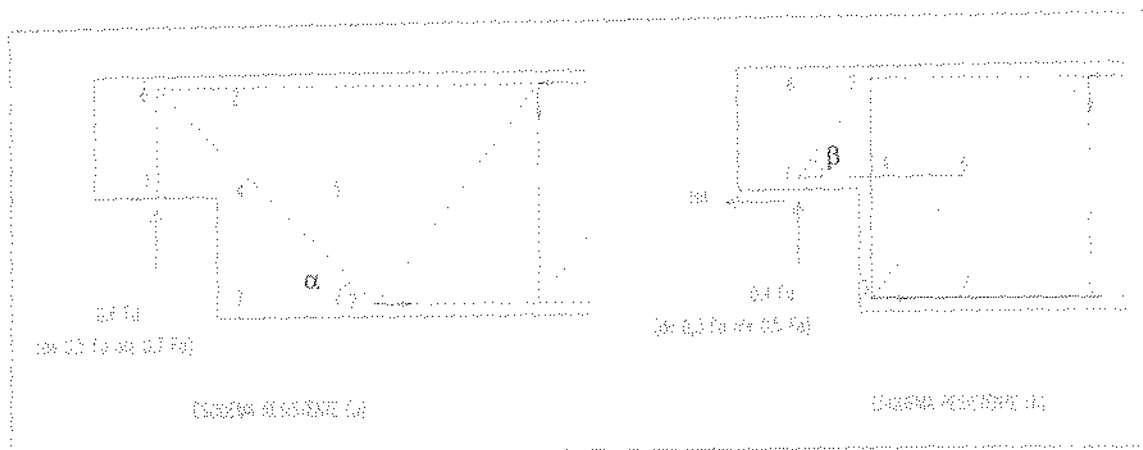


FIGURA 2.11 - Esquemas resistentes referentes ao dente da figura 2.10.

O esquema resistente (a) é mais rígido, e como tal tende a pegar mais carga. BURKE (1976) aconselha atribuir 60% de F_d para o esquema (a) e 40% de F_d para o esquema (b). A força horizontal H_d será resistida integralmente pelo esquema (b). Outras combinações como $0,5.F_d$ para cada esquema, ou ainda $0,7.F_d$ para o esquema(a) e $0,3 F_d$ para o esquema(b), com aproveitamento integral das armaduras, são permitidas. BURKE (1976) permite ainda, atribuir menos que $0,5.F_d$ ao esquema (a) desde que a taxa geométrica da armadura do tirante 1-5 não ultrapasse no cálculo os limites abaixo:

com $f_{ck} \geq 18$ MPa

$$\text{aço CA50 ou 60} \quad \rho_{cal, \lim} = (0,5 + F_{d,a} / F_d) \leq 1,0\% \quad [2.7]$$

onde $F_{d,a}$ é a parte de F_d atribuída ao esquema (a).

Quando $F_{d,a} / F_d \geq 0,5$ ou quando $A_{s,i} \geq 0,5 A_{s,tir}$ far-se-á :

$$F_d \leq 0,25 f_{cd} b d (2,5 - 1,5 e/d) (1 - 0,6 H_d / V) \quad \text{para } e/d < 1 \quad [2.8]$$

$$F_d \leq 0,25 f_{cd} b d (1 - 0,6 H_d / V) \quad \text{para } e/d \geq 1$$

Quando $F_{d,a} / F_d < 0,5$ o coeficiente 0,25 será diminuído para 0,20.

BURKE (1976) admite a substituição parcial ou total dos estribos inclinados por alças ou barras dobradas, conforme figura 2.12, ou equivalente, desde que se respeitem as condições de (a) a (g):

- $4\phi_{s,inc} \leq r_2$, eventualmente permite-se raio de gancho
- $r_3 \geq 10\phi_{s,inc}$ para CA50 ou CA60
- $A_{s,inc} \geq 0,5 A_{s,tir}$
- $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$
- 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;
- 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;
- 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 item 6.3.4.1 (1980).

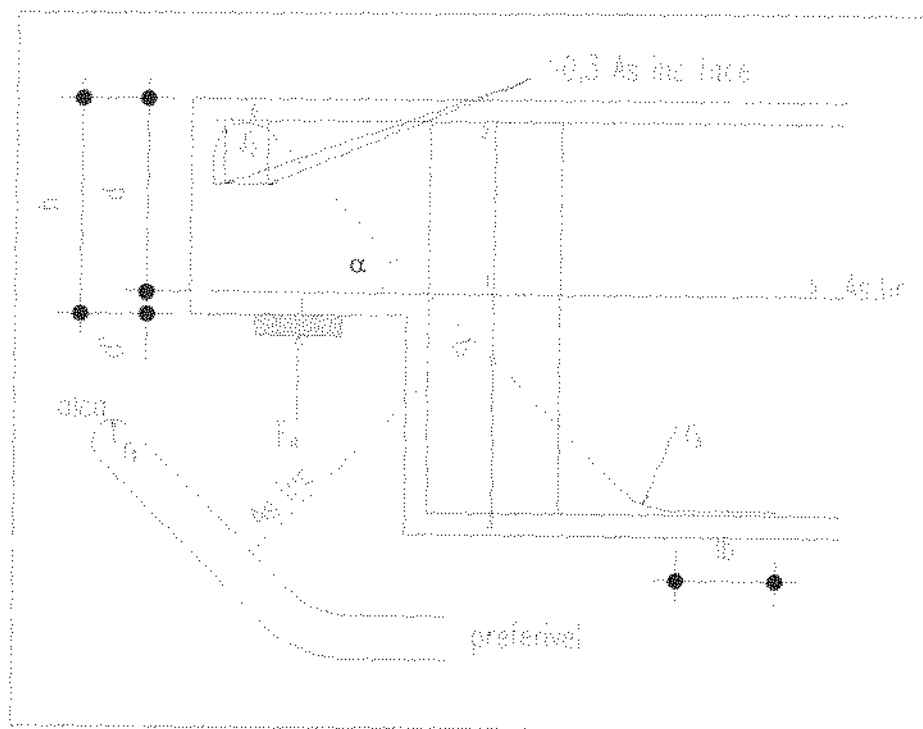


FIGURA 2.12 - Esquema de armadura do dente Gerber com barra dobrada

2.2.4 - MODELO APRESENTADO POR FUSCO (1996)

Segundo FUSCO (1996), nos dentes Gerber as bielas diagonais comprimidas tendem a se espalhar no leque delimitado pelas inclinações de $\arctg(1/2)$ ($\approx 26^\circ$) e $\arctg(2)$ ($\approx 63^\circ$) em relação à direção da força recíproca que existe entre eles, conforme figura 2.13.

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

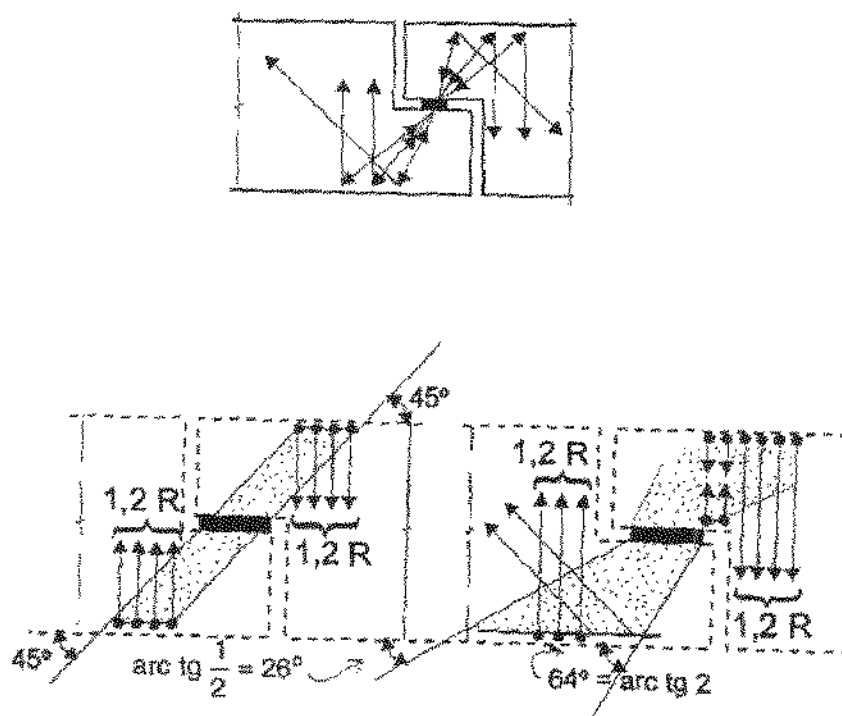


FIGURA 2.13 - Funcionamento básico dos dentes Gerber e posicionamento recomendável para as armaduras de suspensão segundo FUSCO (1996).

2.2.5 - MODELO APRESENTADO POR SCHLAICH (1987)

Segundo SCHLAICH et al. (1987), no caso do dente Gerber é comum a prática de suspender a reação F da viga, conforme observado na figura 2.14, junto ao apoio de seção reduzida ($T_1 = F$). Mas o modelo completo de biela 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 $t_3 = F/l_3$. 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.

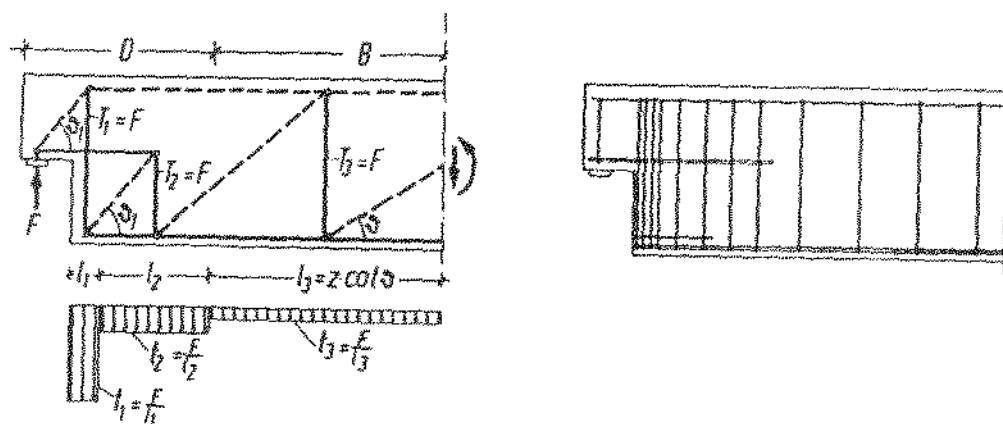


FIGURA 2.14 - Viga com apoio de altura reduzida, modelo de SCHLAICH (1987).

2.3 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

2.3.1-DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REFERENTES AO TIRANTE

A NBR 9062 (1985) estabelece a não consideração do eventual efeito favorável de cargas horizontais que comprimam o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação e considera que deva ser absorvido integralmente pelo tirante o efeito de cargas horizontais que tracionem o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação.

Quanto ao dimensionamento dos tirantes 1-5, segundo a NBR9062 (1985), na seção de engastamento, a taxa mecânica de cálculo:

$$\omega_{tir} = \rho f_{yk} / f_{ck} \quad [2.9]$$

deve estar entre os limites 0,04 e 0,15 para os dentes com $a/d \leq 2$.

onde: $\rho = A_{s,tir} / bd$

e $A_{s,tir}$ = área total de aço concentrada no tirante

que para os dentes curtos e muito curtos admite-se:

$$A_{s,tir} = A_{s,v} + H_d / f_{yd} \quad [2.10]$$

onde H_d é a força horizontal devido ao efeito de coação.

Algumas considerações são feitas quanto à disposição das armaduras no tirante conforme itens abaixo:

- O tirante deve ser ancorado no dente por barra transversal de mesmo diâmetro soldada na extremidade ou por alças horizontais.
- O início da ancoragem do tirante na viga é suposto distante do primeiro estribo de “ d_v - d ” aplicando-se o disposto na NBR6118 (1980) para a condição de má aderência, conforme figura 2.6.

BURKE (1976) recomenda empregar-se o esquema de armadura de suspensão vertical apenas com taxa de armadura para o tirante:

$$\rho_{\text{tir}} = A_{\text{sca},\text{tir}} / b.d \leq 0,5\% (=1,2 \times 0,4) \quad [2.11]$$

para aço CA50 e $f_{ck} \geq 18$ MPa.

No caso de armadura de suspensão inclinada permite-se atingir:

$$\rho_{\text{tir}} = A_{\text{sca},\text{tir}} / b.d \leq 1,0\% \quad [2.12]$$

para aço CA50 e $f_{ck} \geq 18$ MPa.

E a força no tirante 1-5 de área $A_{s,\text{tir}}$ será tomada igual a:

$$R_{sd} = 1,2 (\cotg \beta \cdot F_d + H_d) \quad [2.13]$$

onde o coeficiente 1,2 leva em conta a incerteza na inclinação da biela 1-2.

Quanto ao comprimento que o tirante 1-5 de área $A_{s,\text{tir}}$ deve mergulhar na viga, recomenda-se que:

- não deve ser menor que o comprimento de ancoragem “ l_b ” mais o valor $A_0 + 3d'$;
- não deve ser menor que $A_0 + 2d'$, ampliada se for o caso, mais duas vezes a distância 3-4, ou mais duas vezes a distância 2-4 se esta for maior que 3-4 (vide figura 2.5).

Segundo LEONHARDT (1978), para o caso de estribos de suspensão verticais, a força R_{sd} , do banzo tracionado no dente, obtém-se apartir de e/z com o acréscimo de H_d para reações de apoio devido a efeitos de coação (definido pela norma NBR9062 item 7.3.9).

$$R_{sd} = F_d \cdot e/z + H_d \quad [2.14]$$

Já para o caso de armadura de suspensão inclinada, segundo LEONHARDT (1978), teoricamente não surgem esforços de tração na parte inferior do dente;

entretanto, é necessário colocar lá, uma armadura para R_{sd} , para evitar um cisalhamento do dente ao longo das barras inclinadas e para absorver a força H_d , conforme figura 2.7.

$$\begin{aligned} R_{sd} &= 0 + H_d && \text{(teoricamente)} \\ R_{sd} &= 0,25 \cdot (h_v/h) \cdot F_d \cdot (e/z) + H_d && \text{(na prática)} \end{aligned} \quad [2.15]$$

A força R_{sd} deve ser ancorada à esquerda do início da placa de apoio para a direita, e suas barras devem ser introduzidas na viga até uma seção tal que as bielas de compressão, originadas na sua ancoragem, possam se apoiar nos nós superiores da treliça(ver figura 2.7).

LEONHARDT (1978) dá também um exemplo de critério para o detalhamento da armadura: armar o banzo tracionado do dente, R_{sd} , de preferência, com laços de ancoragem horizontais (grampos), cujo diâmetro d_B pode ser admitido:

$$2.r_1 \geq 1,4 . \sigma_c / \beta_{wN}$$

(onde β_{wN} é a resistencia nominal à compressão em corpos-de-prova cúbicos), devido à compressão transversal proveniente de F_d (ver figura 2.15, grampo1). Os laços podem ser dispostos em várias camadas, uns sobre os outros numa altura $h/4$.

Ganchos na vertical não são adequados nesse caso.

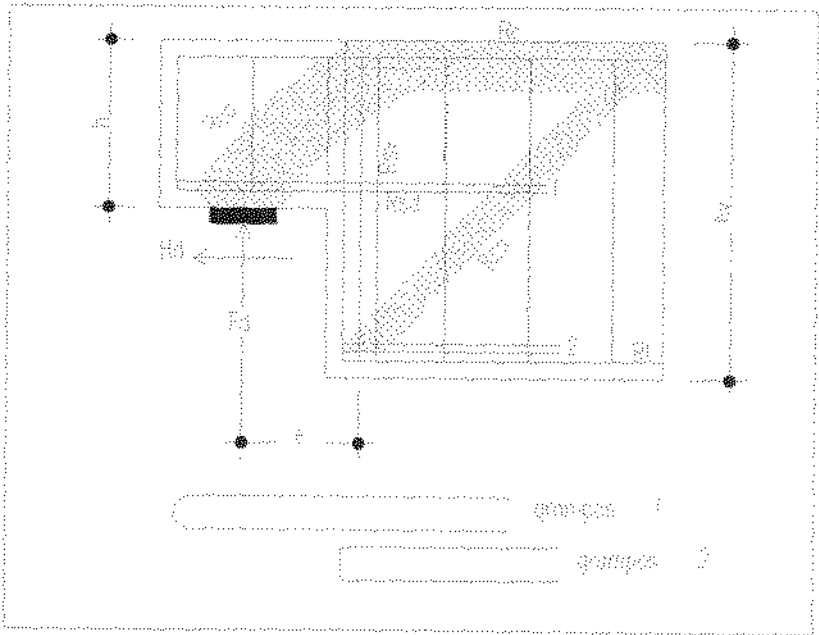


FIGURA 2.15 - Detalhe construtivo dos grampos dos tirantes(1) e grampos da armadura tracionada (2), segundo LEONHARDT (1978)

2.3.2 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DO NÓ 6 (figura 2.10)

Segundo BURKE (1976), o problema construtivo de alojamento da armadura inclinada e o problema mecânico de ancoragem eficiente na parte superior do dente (nó 6) é muito importante, e no caso de barras grossas do banzo tracionado, em geral, só se consegue realizar com peças especiais de ancoragem. Normalmente usam-se ganchos virados para baixo, ou transversalmente na horizontal. No dobramento, deve-se adotar o valor do r_1 tão grande quanto possível. Também obtém-se boa ancoragem no nó 6, semelhante à do nó 2, empregando-se estribos inclinados, os quais devem ficar o mais próximo possível do vértice do canto reentrante e ser distribuídos em um comprimento de, no máximo, $h/4$. O primeiro estribo deverá ter área dobrada em relação aos demais ou ser constituído de dois estribos encostados de mesma área dos demais.

2.3.3-DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REFERENTES AO NÓ 3 (figura 2.10)

Este nó é o mais difícil de detalhar satisfatoriamente. A falta de boa ancoragem dos estribos de suspensão no nó 3 tem sido causa frequente do mau desempenho de dentes de viga. Os esforços verticais de tração nos estribos, particularmente nos primeiros, são elevados, exigindo boa adaptação na armadura longitudinal. Acredita-se melhorar o trabalho do nó 3, soldando-se uma barra transversal ou soldando-se os estribos nas barras longitudinais inferiores.

Outra maneira de aliviar a concentração de tensões no nó 3 é dissipar parte da força F_d antes de atingir o nó 3. BURKE (1976) recomenda a colocação de estribos horizontais entre os pontos 3 e 4 que envolvam parte da armadura de suspensão, permitindo equilibrar parte de F_d com uma biela secundária que tem a mesma orientação das bielas principais 1-2 e 3-5. Este esquema secundário passa a ter importância cada vez maior quanto maior for a distância 3-4 em relação a 2-4. Estes estribos horizontais da parte inferior da viga devem ter comprimento de duas vezes a distância 3-4. LEONHARDT (1978) recomenda, para as barras grossas inferiores do

banzo tracionado terminadas embaixo com extremidades retas ou com ganchos abertos, dispor na extremidade da viga, alguns grampos horizontais para garantir a biela inclinada de compressão R_{cs} (ver figura 2.15, grampos 2).

2.3.4 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REFERENTES À BIELA DE COMPRESSÃO

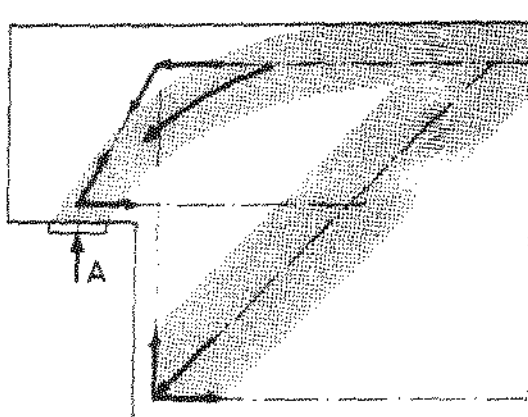


FIGURA 2.16 - Detalhe da biela comprimida em dentes com armadura de suspensão vertical.

Quanto a forma da biela 1-2 de compressão, na realidade, a biela 1-2 não se apresenta reta, ela desenvolve-se em arco, conforme indicado na figura 2.16. Assim sendo, as regras a seguir expostas para a definição da biela 1-2 suposta reta, tem apenas valor de primeira aproximação. Seu maior interesse está na fixação de limites para a colocação da armadura de suspensão 2-3, e no cálculo de $A_{s,tir}$. A NBR 9062 (1985) limita a tensão de compressão na biela inclinada em $0,85.f_{cd}$. E quanto à sua dimensão e inclinação, são supostas variáveis e são determinadas segundo a figura 2.17.

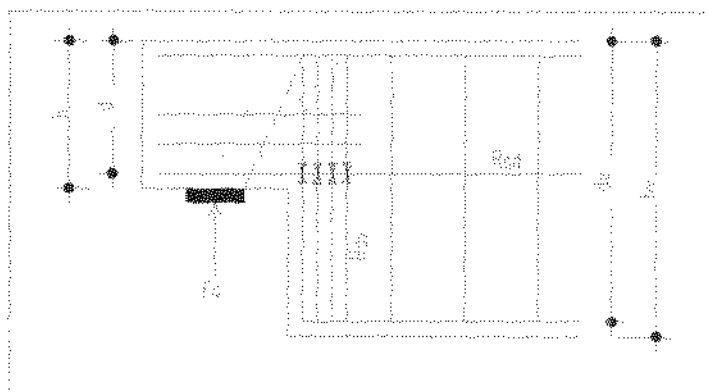


FIGURA 2.17 - Inclinação da biela de compressão

Conforme já visto na analogia apresentada por LEONHARDT (1978), no caso (a) da figura 2.7, as barras de suspensão não suportam toda a força cortante, porque uma parcela é transmitida diretamente ao apoio pela inclinação da força do banzo comprimido R_c , e essa parcela deve aumentar com h/h_v (aumento da altura do dente).

2.3.5 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REFERENTES AOS ESTRIBOS DO DENTE

Em relação aos estribos do dente, a altura mínima “h” ou a largura correspondente “b” do dente são obtidas, por um lado, da necessidade de ancorar a armadura e, por outro, devem existir estribos capazes de garantir a biela de compressão devido à biela inclinada “ R_{cb} ”, que deve ser desviada para se tornar a força “ R_c ” do banzo comprimido, por meio das forças transmitidas pelos estribos (ver figura 2.7).

LEONHARDT (1978), sugere as equações [2.16] e [2.17] para o cálculo dos estribos do dente.

Para armadura de suspensão vertical:

$$R_{cb} = F_d \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{e}{z}\right)^2}, \quad R_{x=c} = F_d \cdot \left(\frac{e}{z}\right) \quad [2.16]$$

Para armadura de suspensão inclinada:

$$R_{cb} = F_d \text{ (teoricamente)}, \quad [2.17]$$

$$R_{x=c} = \frac{F_d}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (\text{ver figura 2.7b})$$

O dente deve ser curto, em geral com relação de comprimento e altura da ordem da unidade, conforme descrito no item 2.2. Porém mesmo para uma relação de comprimento e altura da ordem de duas unidades, não há risco de cisalhamento, desde que existam estribos capazes de garantir a biela de compressão R_{cb} , mais abatida. Dentes mais compridos devem ser dimensionados, normalmente, à flexão e à força cortante. A NBR 9062 (1985) dispõe, quanto à dimensão do dente, que a altura da face externa do dente “h”, não deve ser menor que a metade da altura do

engastamento (altura da viga= h_v) deduzido o afastamento da almofada de apoio à borda externa:

$$h \geq (h_v/2) - a_2$$

Dois a quatro estribos verticais no dente, o último próximo ao vértice do canto reentrante devem garantir a biela comprimida.

Segundo BURKE (1976), os estribos verticais construtivos do dente podem ser adotados à sentimento, mas sempre tomando-se área por metro maior ou igual ao maior dos valores:

$$\begin{aligned} A_{s,dente} &\geq 0,3 A_{s, cost} / s \\ A_{s,dente} &\geq (A_{s, cost} / s)_{min} \end{aligned} \quad [2.18]$$

onde $A_{s, cost} / s$ é a área da armadura de costura, conforme equação 2.20.

A NBR 9062 (1985), quanto a armadura de costura no dente de apoio, dispõe que são sempre necessários estribos horizontais ancorados na face externa do dente e penetrando 1,5 vez o comprimento da ancoragem no interior da viga, conforme figura 2.6. Essa armadura de costura é obrigatória e considerada adequada quando:

a) para consolos curtos, adota-se o seguinte valor da armadura, distribuída em $2d/3$, adjacentes ao tirante:

$$(A_s / s)_{cost} \geq 0,4(A_{s,v} / d) \quad [2.19]$$

b) não se adotar $f_{yd} > 435$ MPa;

c) para $(A_s/s)_{cost, min} = 0,15\%.b$ (para aço CA50), tomando-se “b” em cm e $(A_s/s)_{cost}$ em cm^2/m .

O diâmetro da armadura de costura não deve ser maior que 1/15 da menor dimensão do consolo no engastamento, e seu espaçamento na vertical não deve ser maior que 1/5 da altura útil “d” no engastamento ou “20cm” ou “a”.

BURKE (1976) sugere colocar estribos horizontais de costura do dente com a viga dimensionados pela expressão:

$$A_{s, \text{cost}} / s \geq \frac{0,2 (F_d + H_d)}{e \cdot f_{yd}} \geq \begin{cases} 0,3 F_d / (a_1 \cdot f_{yd}) \\ (A_{s, \text{cost}} / s)_{\min} = 0,14\% \cdot b \text{ (para CA-50 ou CA 60)} \end{cases} \quad [2.20]$$

onde, $b(\text{cm})$ e $A_{s, \text{cost}} / s \text{ (cm}^2/\text{m)}$, e “e” e “a₁” da figura 2.9 e f_{yd} limitado superiormente em 400 MPa. Estes estribos horizontais devem ter comprimento igual a três vezes a altura útil “d” do dente, não se tomando valores inferiores ao comprimento de ancoragem l_b no interior da viga somado à largura $A_o + 2d^*$.

2.3.6 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REFERENTES AO NÓ 1

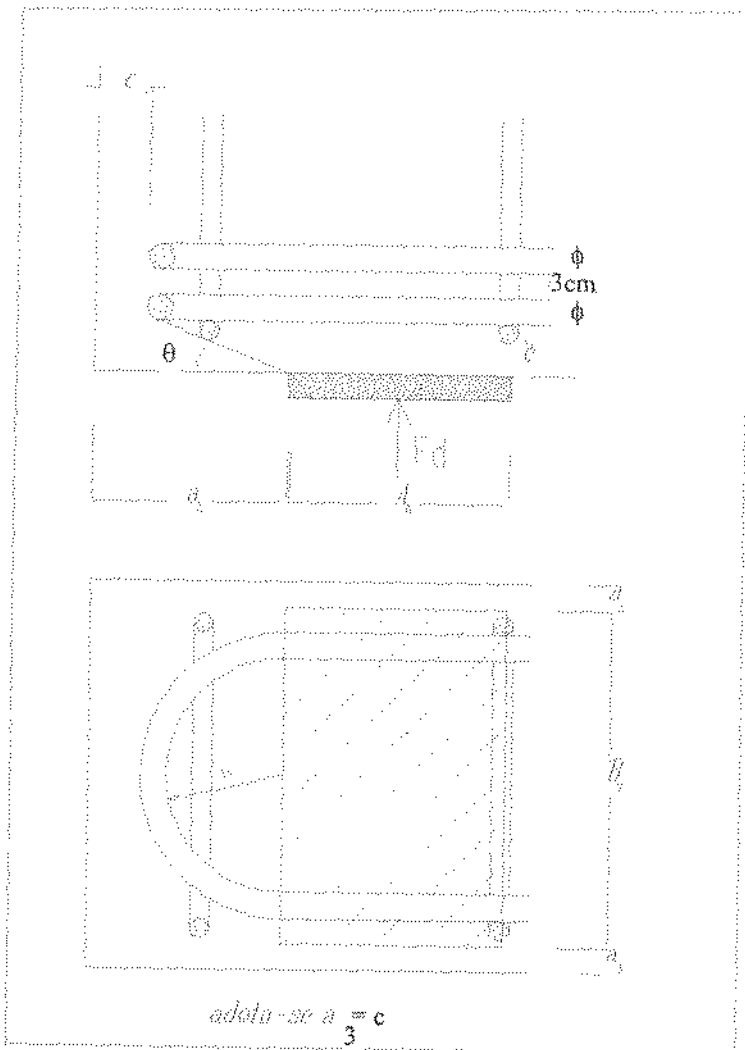


FIGURA 2.18 - Detalhe do nó I, figura 2.4, apud BURKE (1976)

Para evitar fissuras no canto de comprimento a_2 e largura b (conforme figura 2.18) é importante que seja respeitada a condição:

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad [2.21]$$

ou

$$2c \leq a_2 \leq 3c \quad [2.22]$$

ou ainda para cobrimento usuais(pequenos):

$$a_2 = 5 \text{ cm.} \quad [2.23]$$

Das três condições prefere-se a condição da equação 2.22.

Não há necessidade que o primeiro estribo se adapte perfeitamente à alça horizontal, pois nesse canto o esforço no estribo é pequeno.

Se a projeção da almofada de apoio de área " $A = A_0 \cdot B_0$ ", alcançar o trecho curvo do tirante deve-se chanfrar os cantos externos da almofada.

O raio interno " r_i ", das alças do tirante será igual ou maior ao mínimo adotado para ganchos, mas preferencialmente se fará:

$$4\phi \leq r_i \leq 8\phi \quad [2.24]$$

Com a finalidade de adaptar as alças aos cantos externos, permite-se construí-las com dois quadrantes de círculo de raio interno " r_i " e um trecho reto paralelo à borda (de comprimento b), desde que esse comprimento reto não ultrapasse 4ϕ .

Quando houver facilidade de solda na obra, é possível empregar-se o detalhe de Kriz e Rath (1965) apud BURKE (1976), indicado na figura 2.19.

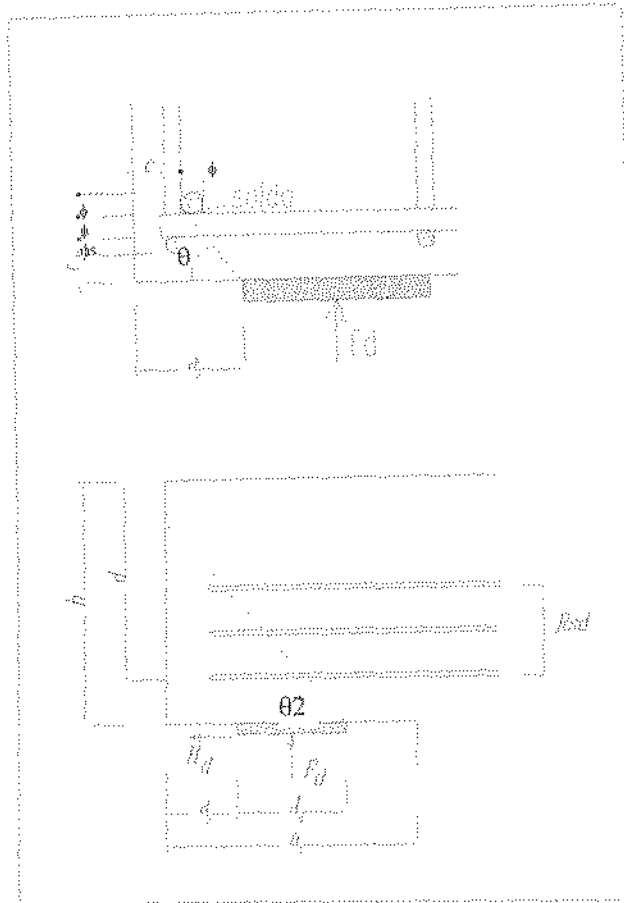


FIGURA 2.19 - Detalhe de Kriz e Rath (1965) para o nó 1

Pode-se tomar: $30^0 \leq \theta \leq 60^0$ [2.25]

ou: $2(c+\phi) \leq a_2 \leq 3(c+\phi)$ [2.26]

ou ainda: $a_2 = 5\text{cm}$ [2.27]

Para evitar-se a ruptura localizada com arrancamento do prisma definido pelo ângulo θ_2 da figura 2.19, devem existir estribos horizontais e alças ancoradas no prisma, capazes de resistir à força R_{sd} .

θ_2 e R_{sd} são definidos por: $\theta_2 = 55^0 - \arctg (H_d / F_d)$ [2.28]

$R_{sd} = 0,7 F_d + 1,2 H_d$ [2.29]

2.3.7 - LIGAÇÃO

Com relação à ligação dos elementos, a NBR9062 (1985) faz algumas disposições, conforme itens abaixo:

- Deve ser levada em conta, na determinação das ações horizontais, a elasticidade dos elementos restantes e a existência ou não de pinos de ligação ou elementos intermediários (chapas metálicas, almofadas de elastômero, argamassa, etc.).
- Na ausência de impedimento ao movimento horizontal, a NBR 9062 (1985) permite estimar a força horizontal H_d pela vertical F_d como segue:

- a) $H_d = 0,7 F_d$ para juntas a seco;
- b) $H_d = 0,5 F_d$ para elemento assentado com argamassa;
- c) $H_d = 0,2 F_d$ para almofadas de elastômero;
- d) $H_d = 0,08 F_d$ para almofadas revestidas de plástico politetrafluoretileno (PTFE), submetidas à compressão entre 4 e 7 MPa.

Quanto às almofadas, a NBR 9062 (1985) dispõe o seguinte:

- Quando o afastamento lateral da almofada de apoio for superior ao cobrimento da armadura, deve-se armar para a força de fendilhamento, podendo-se para tal utilizar a teoria dos blocos parcialmente carregados.
- A distância " a_2 " da face externa da almofada de apoio à face externa do consolo deve ser no mínimo:
 - a) $a_2 = c + \phi$, para o tirante ancorado por barra transversal de mesmo diâmetro.
 - b) $a_2 = c + 3,5 \cdot \phi$, para o tirante ancorado por alças horizontais ou verticais com $\phi < 20\text{mm}$.
 - c) $a_2 = c + 5 \cdot \phi$, para o tirante ancorado por alças horizontais com $\phi \geq 20\text{mm}$.

onde c = cobrimento da armadura e ϕ = diâmetro $A_{s,\text{tir}}$.

Não é necessário prever armadura para impedir o fendilhamento no plano horizontal das alças do tirante para cargas diretas, quando a_2 obedecer à seguinte condição:

$$3c \leq a_2 \leq 3(c + \phi)$$

3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

Investigações experimentais relativas ao comportamento de vigas de concreto com redução de seção nas extremidades são escassas e apresentam diferentes pontos de vista sobre alguns aspectos.

O programa experimental que aqui se descreve, teve seu início motivado por uma necessidade maior de dados sobre o comportamento de vigas de concreto de alta resistência com redução de seção nas extremidades, sujeitas ao cisalhamento.

Análise dos resultados de pesquisas realizadas anteriormente em dentes Gerber mostrou que bons resultados foram obtidos com armadura inclinada e estribos verticais. Portanto, foram ensaiadas seis vigas de concreto, com três tipos distintos de armadura, divididas em duas etapas exploratórias.

Numa primeira etapa foram executadas e ensaiadas as vigas com armaduras de suspensão na forma de barras inclinadas e as vigas com armadura de suspensão na forma de estribos verticais. Já na segunda etapa procurou-se analisar o efeito de uma combinação de ambas as armaduras executadas nesta primeira fase.

Para cada um dos tipos acima foram moldadas duas vigas: uma com concreto de alta resistência (aproximadamente 80 MPa) e outra com concreto de resistência usual (aproximadamente 15 MPa). Portanto foram dadas as seguintes nomenclaturas às vigas:

- VIGA 15V : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 15 MPa e com armadura de suspensão vertical
- VIGA 15I : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 15 MPa e com armadura de suspensão inclinada.
- VIGA 15S : viga moldada com concreto usual com resistência à compressão de aproximadamente 15 MPa e com armadura de suspensão mista vertical e inclinada.
- VIGA 80V : viga moldada com concreto de alta resistência à compressão de aproximadamente 80 MPa e com armadura de suspensão vertical.
- VIGA 80I : viga moldada com concreto de alta resistência à compressão de aproximadamente 80 MPa e com armadura de suspensão inclinada.
- VIGA 80S : viga moldada com concreto de alta resistência à compressão de aproximadamente 80 MPa e com armadura de suspensão mista vertical e inclinada.

Na primeira etapa, a análise de resultados calculados segundo os métodos apresentados anteriormente por LEONHARDT (1978) e pela NBR 9062 (1985), originaram as taxas de armaduras adotadas na investigação experimental.

Já para a segunda etapa, e levando-se em consideração os resultados já obtidos, foram calculadas as taxas de armaduras segundo os métodos apresentados por BURKE (1976) e FUSCO (1996).

De início procurou-se a definição do traço de concreto a ser usado na execução das vigas. Foram feitos alguns ensaios empregando-se os mesmos materiais que seriam usados nas vigas.

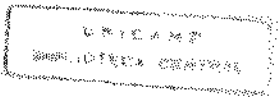
As tabelas 3.1 e 3.2 apresentam as composições e as propriedades desses concretos, assim como os resultados da resistência à compressão, tomados como a média de dois corpos-de-prova ensaiados para cada mistura.

TABELA 3.1 - Composição da mistura preliminar para concreto de resistência usual e resultados dos ensaios

CONCRETO USUAL	
MATERIAIS	MISTURA 1
Cimento-CPH (kg/m ³)	357
Agregado Miúdo (kg/m ³)	750
Agregado Graúdo (kg/m ³)	1035
Água/cimento	0,60
RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO (MPa)	
07 dias	12,4
28 dias	22,4

TABELA 3.2 - Composições das misturas preliminares para concreto de alta resistência e resultados dos ensaios

CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA		
MATERIAIS	MISTURA 2	MISTURA 3
Cimento CPV-ARI (kg/m ³)	580	580
Agregado Miúdo (kg/m ³)	630	630
Agregado Graúdo (kg/m ³)	970	970
Água (l/m ³)	165,3	152,0
Microsilica (15% cimento) (kg/m ³)	87	87
Superplastificante(l/m ³) (1,5%cimento)	38,8	38,8
água/material cimentante	0,30	0,28
RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)		
07 dias	59,0	69,6
28 dias	78,3	88,1



Dos resultados das misturas testadas, a M1 foi adotada para as vigas com concreto de resistência usual e a M2 foi a escolhida para a concretagem das vigas de alta resistência por melhor se adequar a esta condição.

3.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTO

Foram executadas seis vigas retangulares de concreto com dentes em suas extremidades cujas dimensões eram: 10cm de comprimento por 10cm de altura e 15cm de espessura. A altura do dente correspondia à metade da altura da viga.

As vigas tinham seção retangular e suas dimensões e esquema de carregamento são apresentados na figura 3.1. O comprimento total dessas vigas foi fixado em 180cm, e seu vão em 170cm.

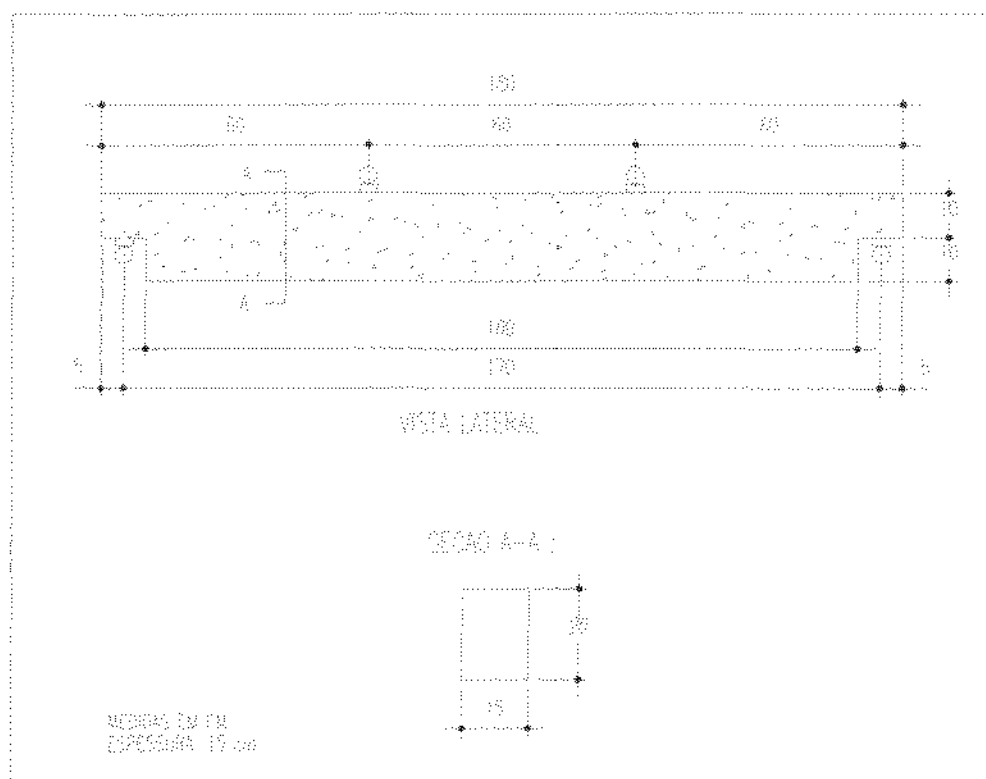


FIGURA 3.1 - Detalhes das vigas e esquema de carregamento.

As vigas foram carregadas com duas cargas concentradas e equidistantes dos apoios, os detalhes das armaduras e esquemas de carregamento estão indicados nas figuras 3.2 à 3.7.

A armadura longitudinal de todas as vigas foi composta por quatro barras de aço CA-50A, com 12,5 mm de diâmetro, que correspondia a uma taxa de armadura longitudinal $\rho_l = 1,7\%$, referida à largura “ b_w ” e à altura total “ h ” da seção. Para melhorar as condições de ancoragem, uma barra de mesmo diâmetro foi soldada transversalmente em cada extremidade dessa armadura.

A armadura transversal constou de 15 estribos com dois ramos de diâmetro 5mm de aço CA-60B, com espaçamento de 10cm, que corresponde à taxa de armadura transversal ρ_w de 0,26%.

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

Estas armaduras mantiveram-se constante para todas as vigas e foram dimensionadas para que a ruptura se desse em um dos dentes, já que esta é a variável de interesse do programa de ensaios.

Para as vigas 15V e 80V, sobre os dentes foram adotadas armaduras transversais iguais à 3 estribos de 3,4mm de diâmetro de aço CA-60B; a armadura transversal de suspensão foi formada por um estribo de 5mm de diâmetro de aço CA-60B. A diferença está nos tirantes, pois foram usadas duas barras de 6,3mm de diâmetro de aço CA-50A para a viga 15V e duas barras de 5mm de diâmetro de aço CA-60B para a viga 80V.

Para as vigas 15I e 80I, sobre os dentes foi adotada uma armadura transversal igual à 3 estribos de 3,4mm de diâmetro de aço CA-60B; a armadura transversal inclinada de suspensão adotada foi de duas barras de 8mm de diâmetro de aço CA-50A e como armadura de tirante duas barras de 3,4mm de aço CA-60B.

Para as vigas 15S e 80S, onde o método de cálculo difere das demais vigas, foram adotadas armaduras verticais mescladas com inclinadas para suspensão, e adotou-se ainda uma armadura de costura no dente cujo objetivo foi o de manter fechada a fissura para garantir o comportamento da biela. O método de cálculo adotado para estas duas últimas vigas foi baseado na teoria apresentada por BURKE (1976) e FUSCO (1996) que majoram a carga a ser resistida pela armadura de suspensão.

Para a viga 15S foi adotada como armadura de suspensão vertical um estribo de 5mm de diâmetro de aço CA-60B e como armadura de suspensão inclinada duas barras

de 8mm de diâmetro de aço CA-50A. No tirante adotaram-se duas barras de 6,3mm; e como armadura de costura no dente, adotaram-se 2 barras de 5mm.

Já para a viga 80S a armadura de suspensão vertical foi de um estribo de 4,2mm de diâmetro de aço CA-60B e a inclinada constou de duas barras de 6,3mm de diâmetro. No tirante adotaram-se duas barras de 5mm de diâmetro; e como armadura de costura no dente, adotaram-se 2 barras de 4,2mm de diâmetro.

Nos dentes com barras dobradas inclinadas como armadura de suspensão transversal, devido à falta de espaço para ancoragem da armadura junto à parte superior comprimida do dente, foram utilizadas barras de mesmo diâmetro soldadas conforme detalhes apresentados nas figuras 3.3, 3.5 e 3.7.

Para as armaduras tracionadas no tirante, assim como nas armaduras de costuras, a ancoragem também foi feita através de barras de mesmo diâmetro soldadas em suas extremidades, conforme detalhes das figuras 3.2 à 3.7.

Os comprimentos de ancoragem das armaduras apresentadas nas vigas foram calculados segundo o item 4.1.6.2 da NBR 6118 (1980), sendo que para as vigas com concreto de alta resistência, optou-se pela adoção da média entre os comprimentos de ancoragem ora calculados para o concreto de alta resistência ora calculados supondo-se a peça confeccionada com o concreto de resistência usual. Tal fato é decorrente do comprimento necessário de ancoragem por aderência das barras tracionadas(l_b) ser inversamente proporcional ao valor último da tensão de aderência(τ_{bu}), que é função da resistência do concreto à compressão(f_{cd}), resultando em um valor muito pequeno de ancoragem no caso da adoção de um concreto com f_{cd} alto, como é o caso do concreto de alta resistência.

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

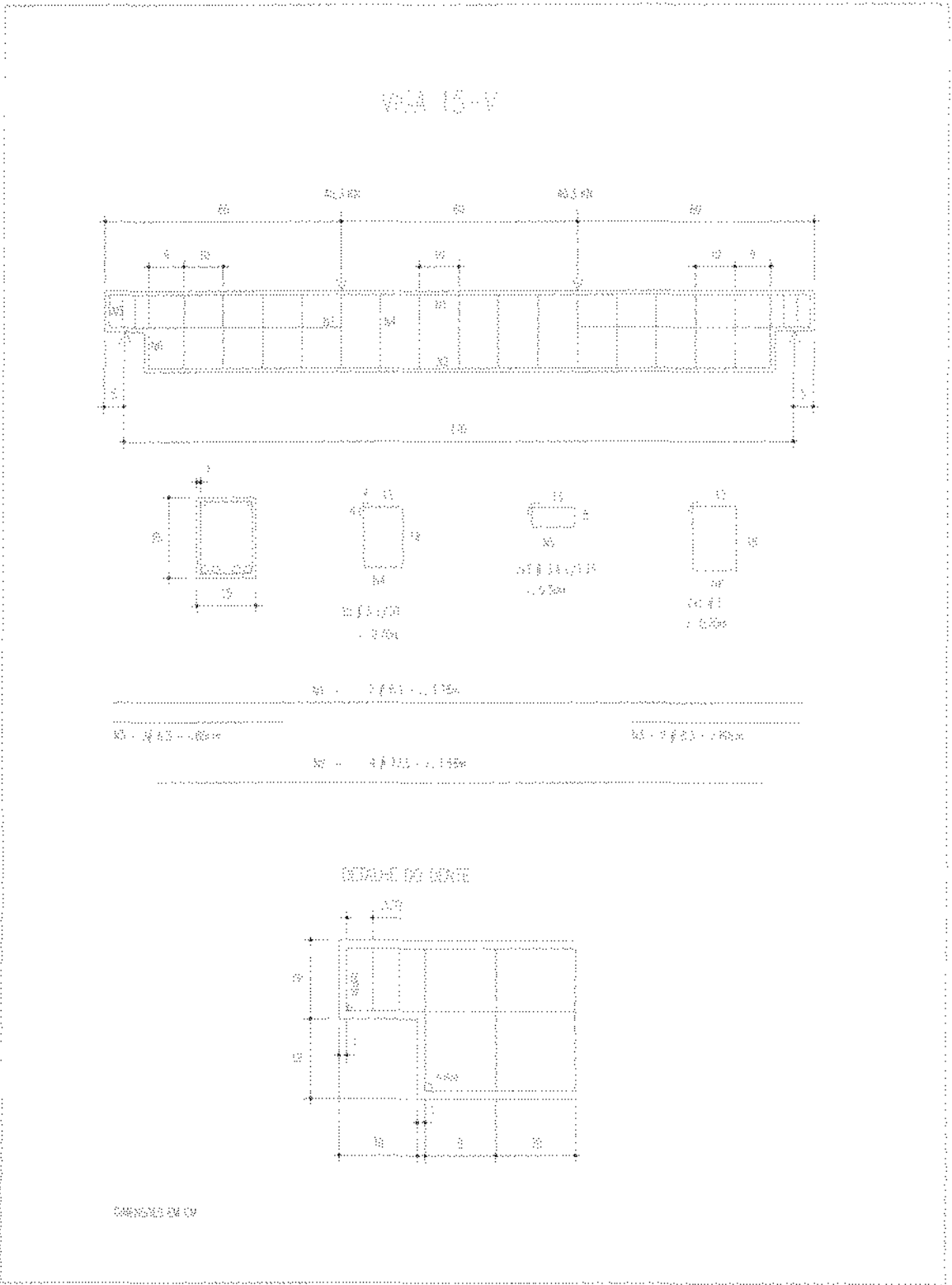


FIGURA 3.2 - Geometria e detalhes de armação da viga 15V

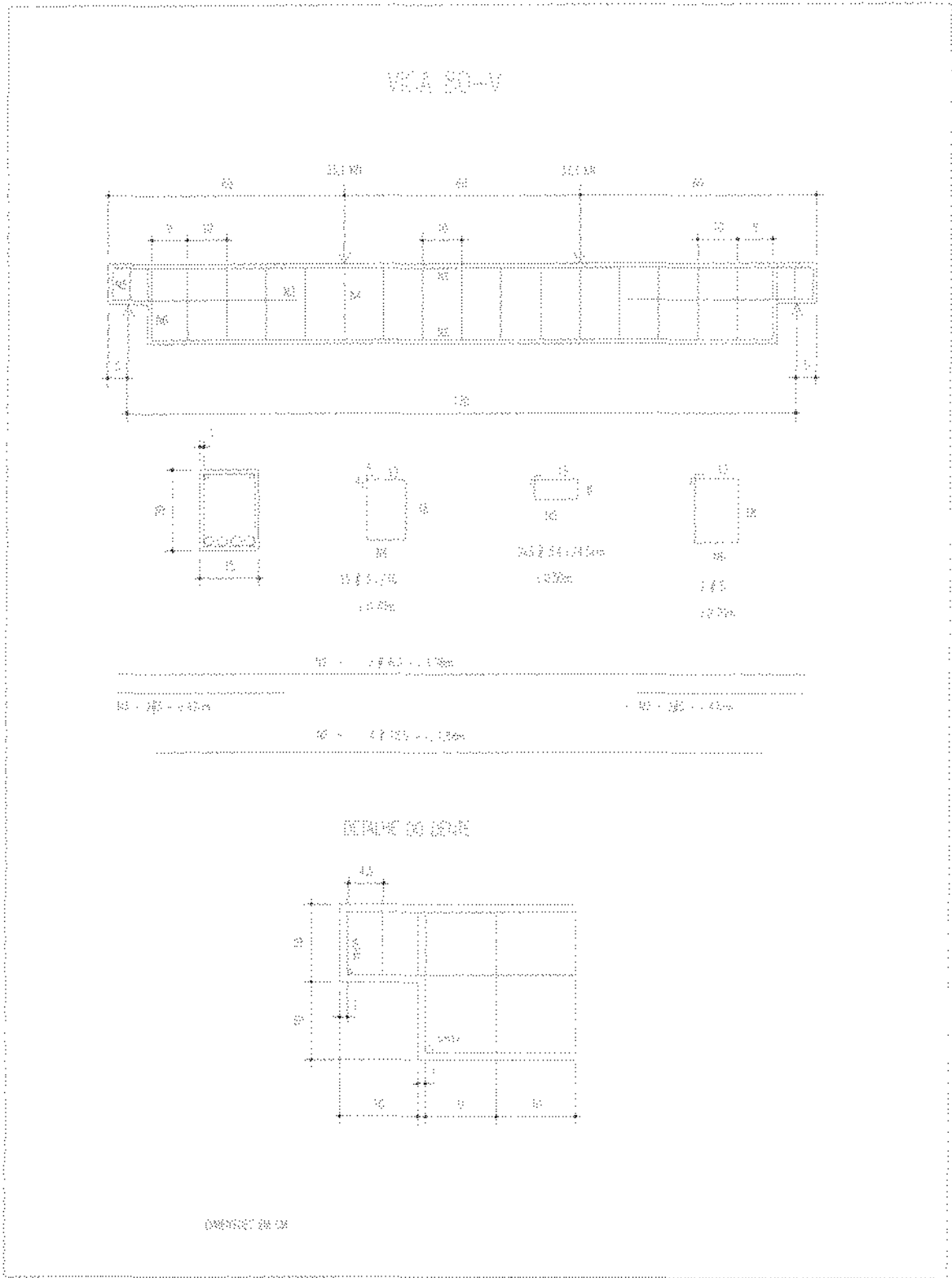


FIGURA 3.4 - Geometria e detalhe da armação da viga 80V

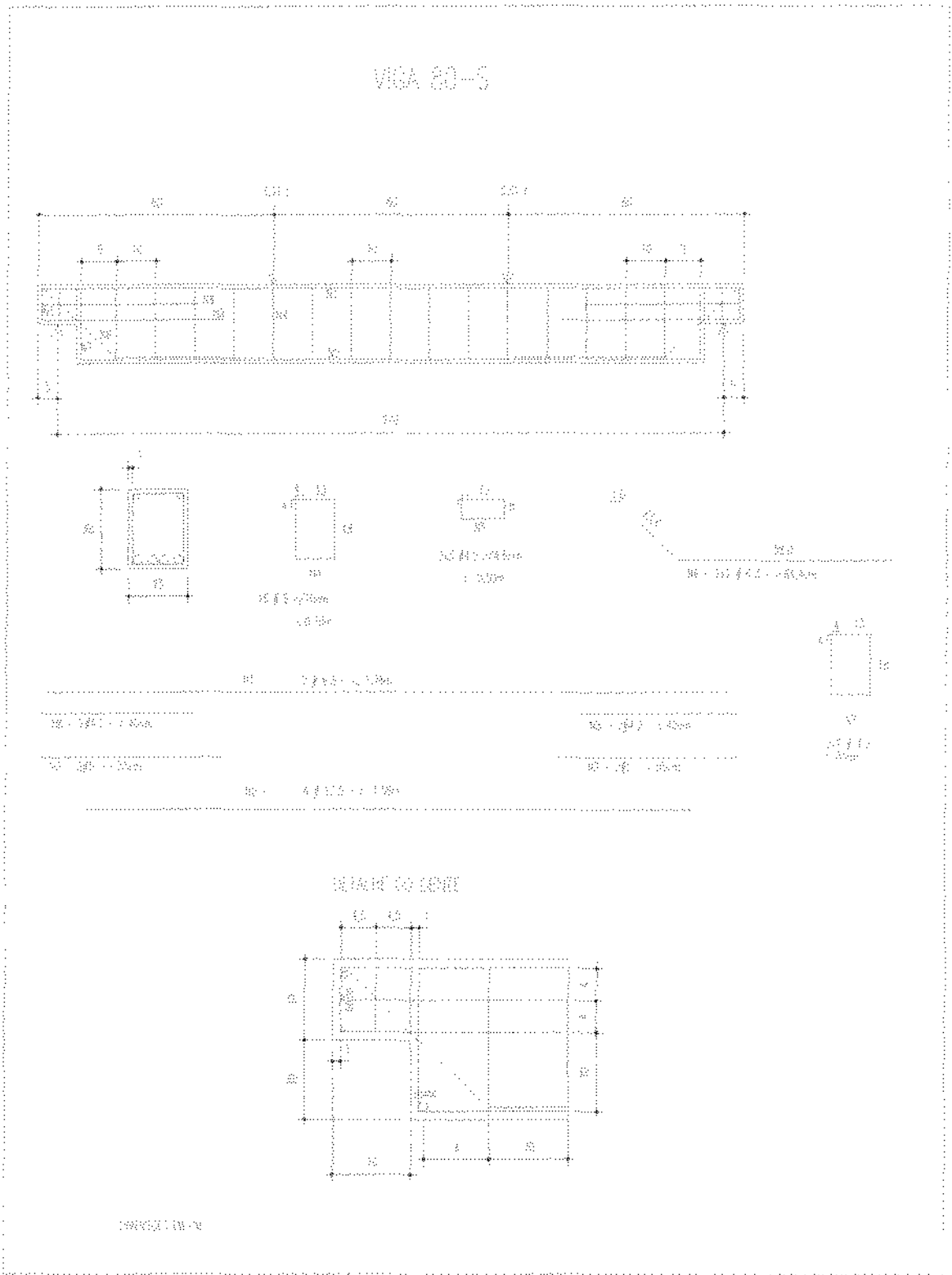


FIGURA 3.7 - Geometria e detalhe da armação da Viga 80S

3.2 - MATERIAIS EMPREGADOS

Com base nos resultados dos ensaios dos concretos feitos anteriormente em corpos-de-provas, relatados no início deste capítulo, 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 CPPII-F-32 nos concretos de resistência usual e CPV-ARI PLUS da CIMINAS nos concretos de alta resistência. A microsílica utilizada foi a SILMIX, tipo ND(não densificada) da CCM. Os demais componentes foram: areia característica da região, com dimensão máxima igual a 4,8mm e com módulo de finura MF=2,8; agregado graúdo constituído de pedra britada 1 com dimensão máxima igual a 19mm e módulo de finura MF=6,55; e o superplastificante empregado nas vigas de alta resistência foi o ADIMENT.

As composições granulométricas dos agregados são apresentadas na figura 3.8.

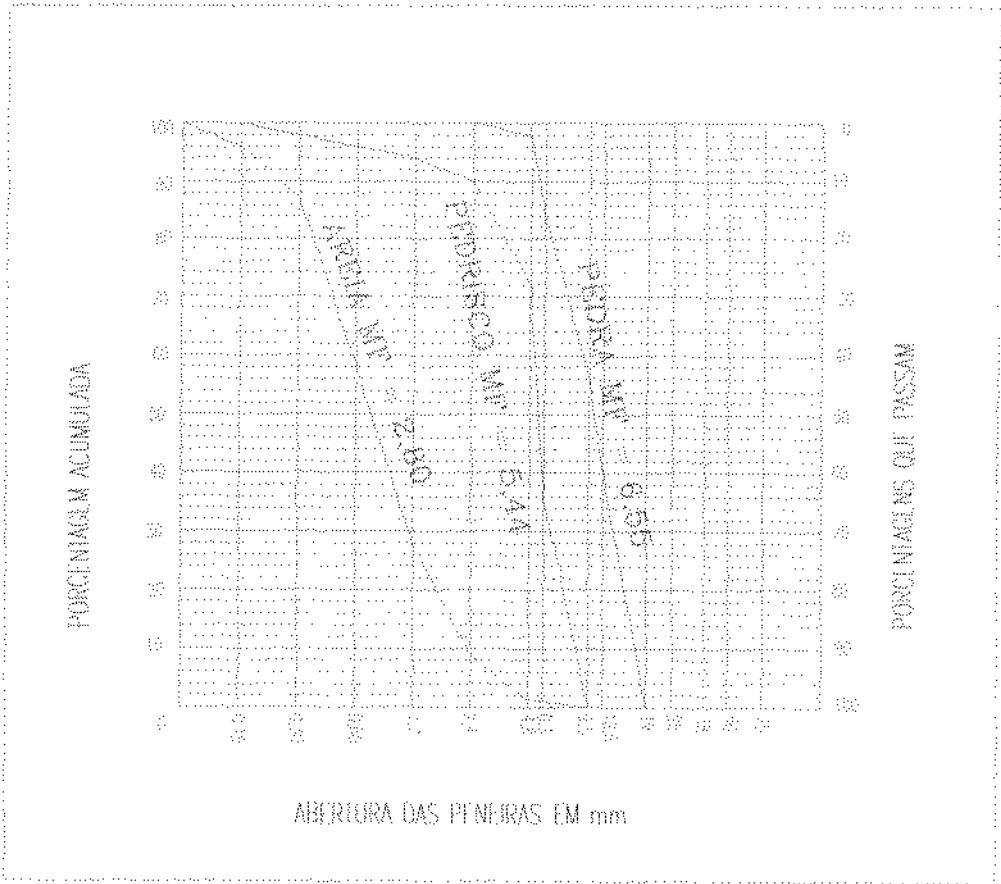


FIGURA 3.8 - Análise granulométrica dos agregados.

Os corpos-de-prova de concreto de alta resistência e concreto usual de dimensões de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, foram conservados dentro de sacos plásticos por aproximadamente três semanas, e ao serem ensaiados, apresentaram uma resistência à compressão de aproximadamente 78,3 MPa e 22,4 MPa aos 28 dias, respectivamente. Os corpos-de-prova, para controle da resistência, foram moldados juntamente com as vigas.

Foram retiradas amostras de aço utilizadas na armadura, para serem ensaiadas à tração. As deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos, com base de medida igual a 100mm. Os diagramas tensão-deformação, e as características mecânicas dos aços, estão apresentados nas figuras 3.9 à 3.14.

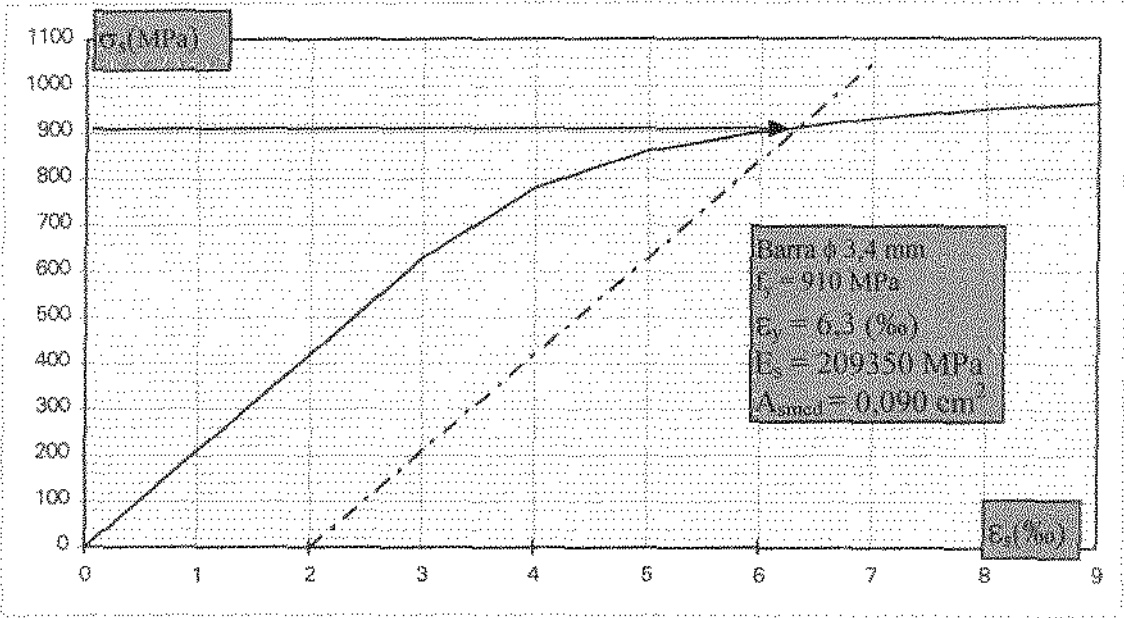


FIGURA 3.9 - Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 3,4 mm de aço CA60B

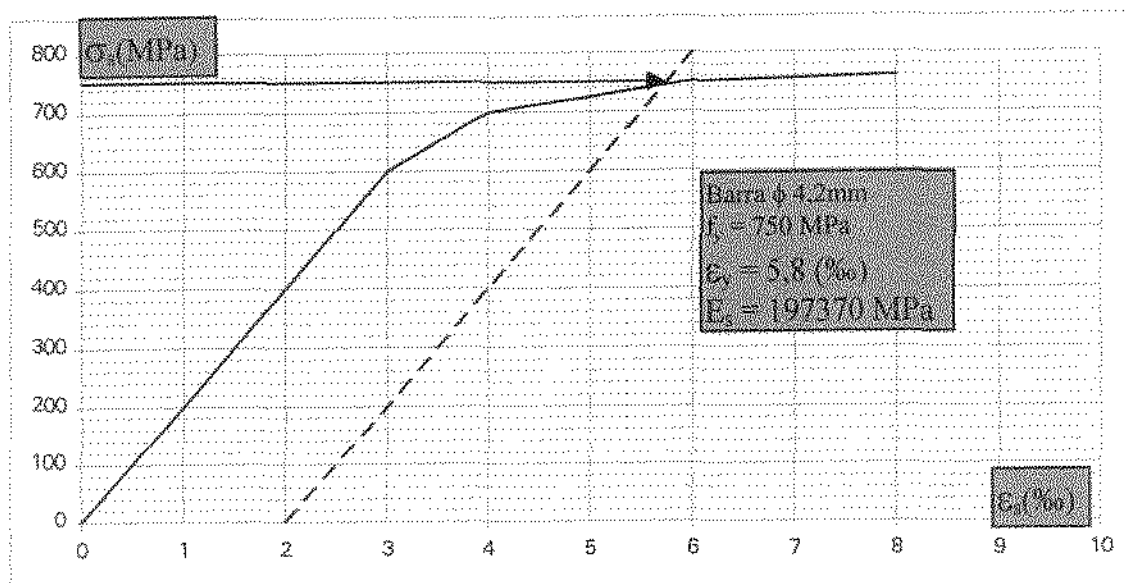


FIGURA 3.10 - Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 4,2 mm de aço CA60B.

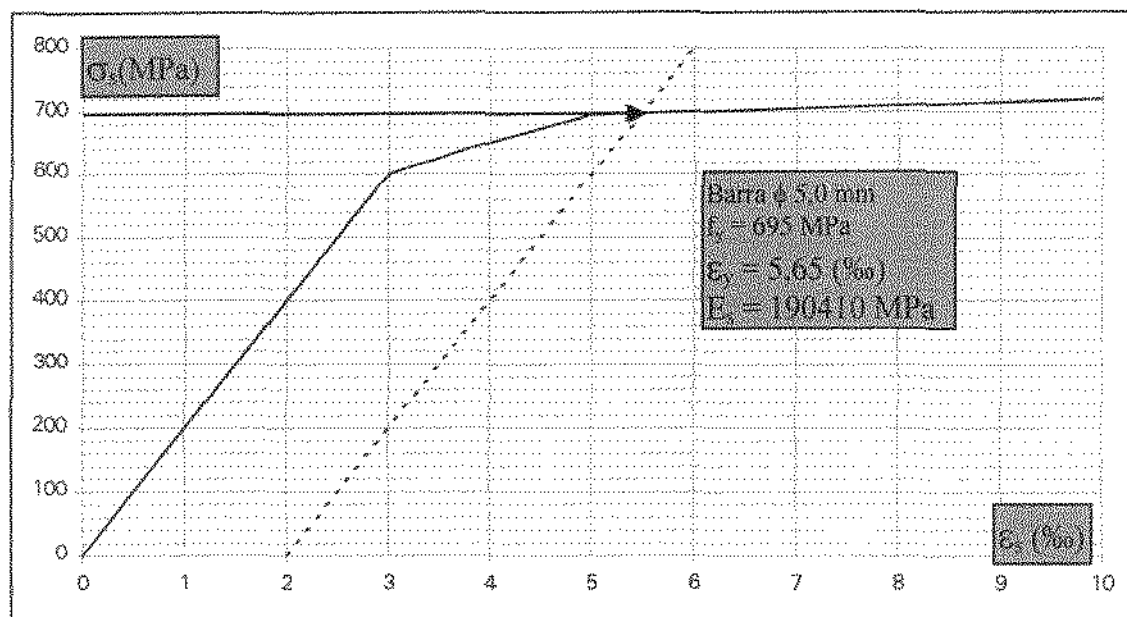


FIGURA 3.11 - Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 5 mm de aço CA60B.

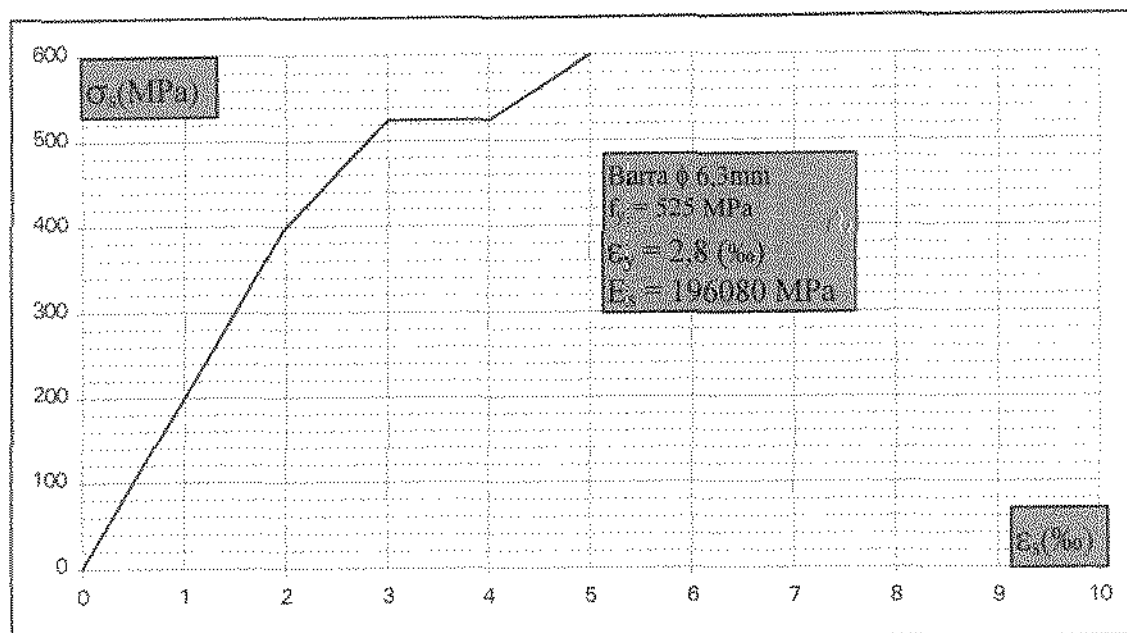


FIGURA 3.12 - Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 6,3 mm de aço CA50A.

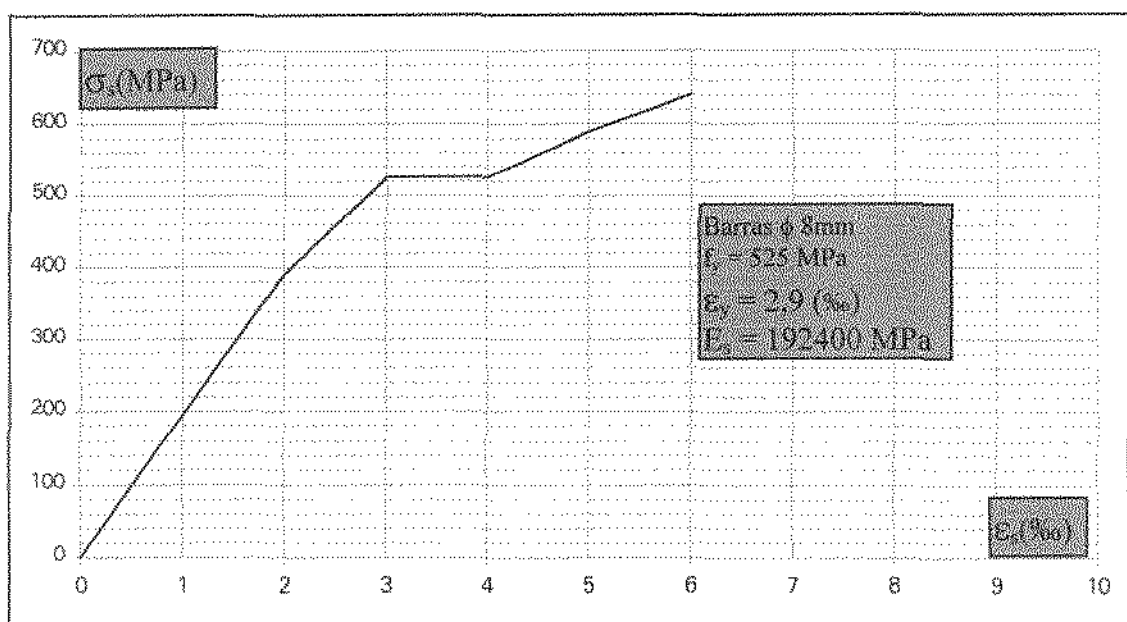


FIGURA 3.13 - Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 8 mm de aço CA50A.

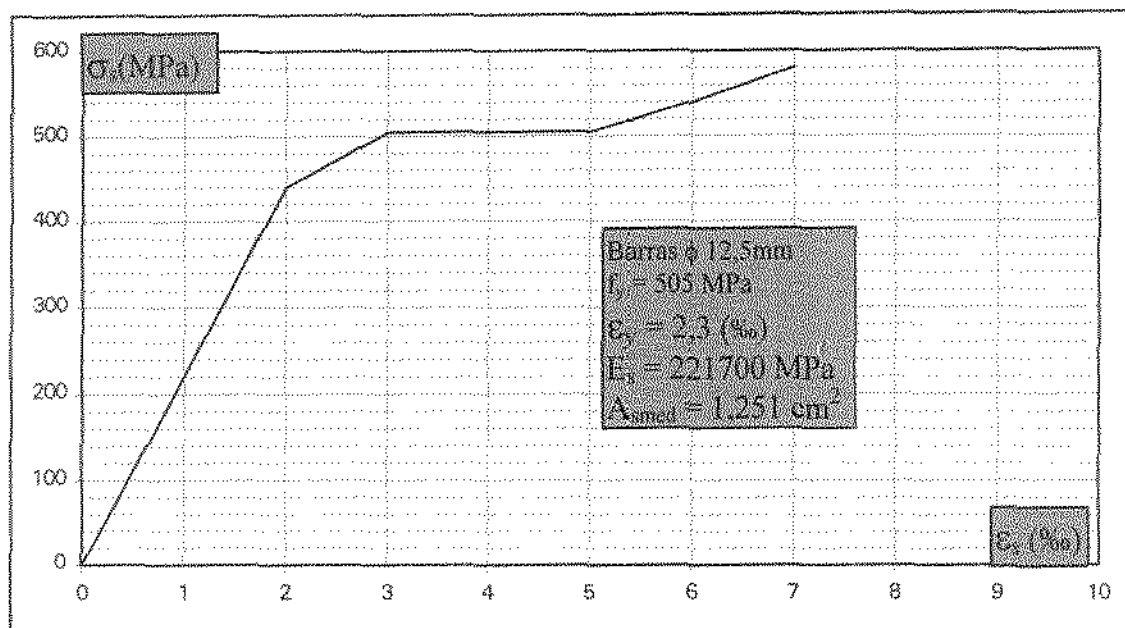


FIGURA 3.14- Diagrama tensão-deformação das barras de diâmetro 12,5 mm de aço CA50A.

3.3 - EXECUÇÃO DAS VIGAS

Os agregados utilizados nos modelos foram secados antes da execução do concreto.

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

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 150mm de largura e 200mm de altura com 1800mm de comprimento. Para obterem-se os dentes nas extremidades da viga, foram feitos dois enchimentos de madeira, com largura de 15mm, comprimento de 10mm e altura de 10mm colocados nas extremidades da fôrma.

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 plástica. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e cobertos com a lona, até 28 dias de idade.

Para cada viga foram confeccionados 6 corpos-de-prova, os quais foram ensaiados em duplas aos 7 dias, 14 dias e 28 dias, verificando-se assim a resistência a compressão do concreto.

Antes de serem ensaiadas, as vigas recebiam uma pintura de látex branco para destacar a fissuração, e a armadura de cada viga era desenhada à lápis na superfície das mesmas.

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Para as medidas de deformações nas armaduras foram usados extensômetros elétricos com base de 16mm de comprimento, 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 E quando tratava-se de um ponto nos estribos;
- letra I quando tratava-se de um ponto na barra de suspensão inclinada;
- letra T quando tratava-se de um ponto nos tirantes;
- letra C quando tratava-se de um ponto na armadura de costura.

Essa codificação era seguida de um número o qual identifica a posição dos extensômetros conforme definido nas figuras 3.15, 3.16 e 3.17.

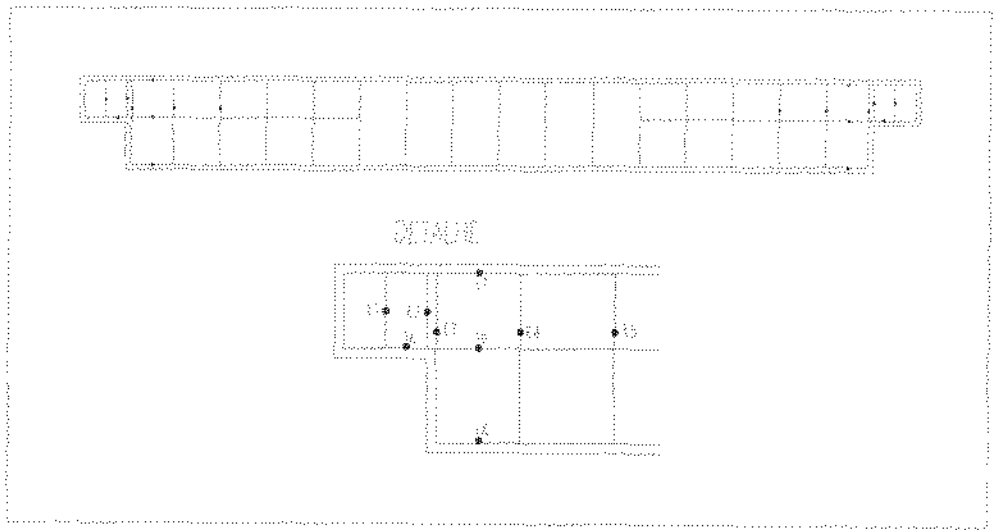


FIGURA 3.15 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para as vigas com armadura de suspensão vertical

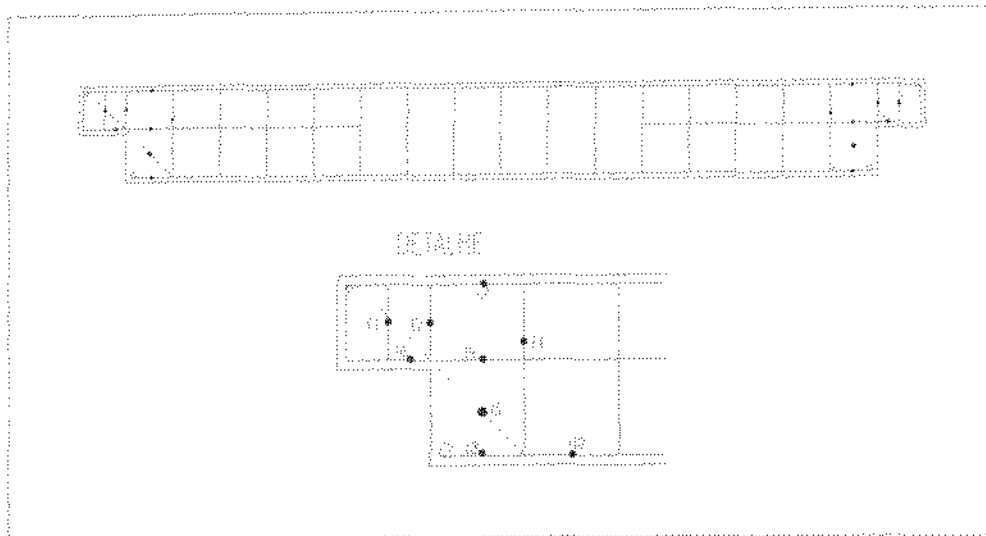


FIGURA 3.16 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para as vigas com armadura de suspensão inclinada

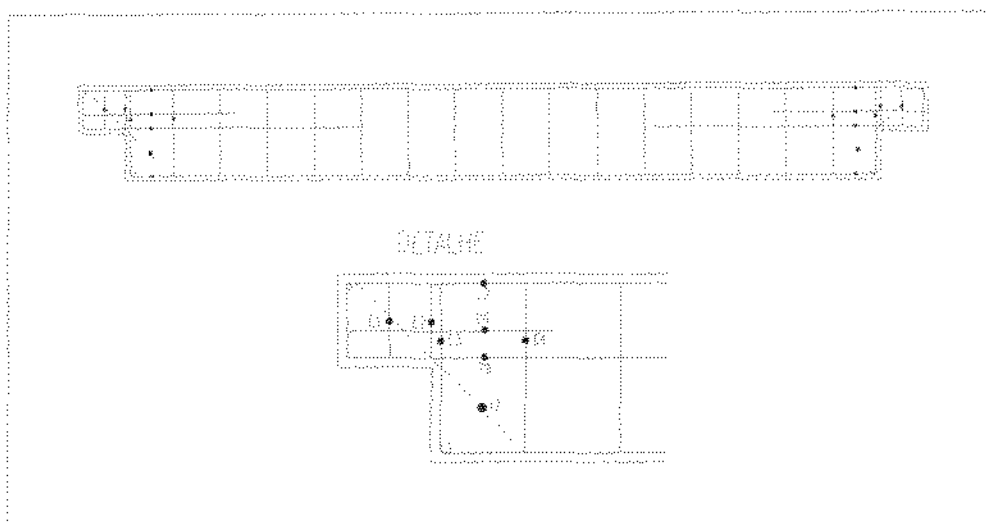


FIGURA 3.17 - Posicionamento dos extensômetros elétricos para as vigas com armadura de suspensão mista de vertical e inclinada

Em algumas considerações menciona-se também a face em que a instrumentação se encontra. Esta menção é feita junto à letra e ao número acima descritos, seguida de outras duas letras que em relação ao observador define-se por:

- df: aplicado ao dente da extremidade direita, armadura da face frontal.
- dt: aplicado ao dente da extremidade direita, armadura da face posterior.
- ef: aplicado ao dente da extremidade esquerda, armadura da face frontal.
- et: aplicado ao dente da extremidade esquerda, armadura da face posterior.

Com relação às primeiras vigas ensaiadas (15V, 15I, 80V e 80I) as armaduras nas posições E1, E2, E3, I3, E4 e E5, foram instrumentadas em ambas as faces e ambos extremos, portanto têm-se quatro diagramas para cada uma destas posições. A instrumentação do estribo E5 é encontrada apenas na viga 15V, a primeira que foi ensaiada, pois decidiu-se suprimi-lo nas demais vigas devido ao resultado apresentado neste primeiro ensaio. A barra inclinada de suspensão na posição I10, assim como o tirante T6, foram instrumentados apenas na parte frontal da viga, mas em ambos os extremos, portanto obtiveram-se dois diagramas para estas posições. O tirante T9 foi instrumentado em ambas as faces de ambos extremos, portanto obtiveram-se quatro diagramas. Já nas armadura longitudinais, L7 e L8, os extensômetros foram colocados em ambos os extremos e apenas na face frontal da viga, obtendo-se portanto dois diagramas para cada.

Nas vigas 15S e 80S de armadura de suspensão mista, suprimiram-se os pontos da armadura longitudinal L8, face aos resultados apresentados anteriormente, assim como algumas leituras na face posterior, portanto têm-se apenas as leituras da extremidade direita frontal e da extremidade esquerda frontal para os extensômetros das posições E1, E2, E4, C6, T9 e L7, já para os estribos verticais e barras inclinadas de suspensão da posição 3, mantiveram-se todas as posições anteriores.

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 100mm de comprimento, conforme esquemas das figuras 3.18 e 3.19. Para 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 D, seguida de um número, cuja ordenação obedece o posicionamento conforme figura 3.18, totalizando portanto três medidas para cada face(frontal e posterior) de cada um dos dois extremos, para cada carregamento.

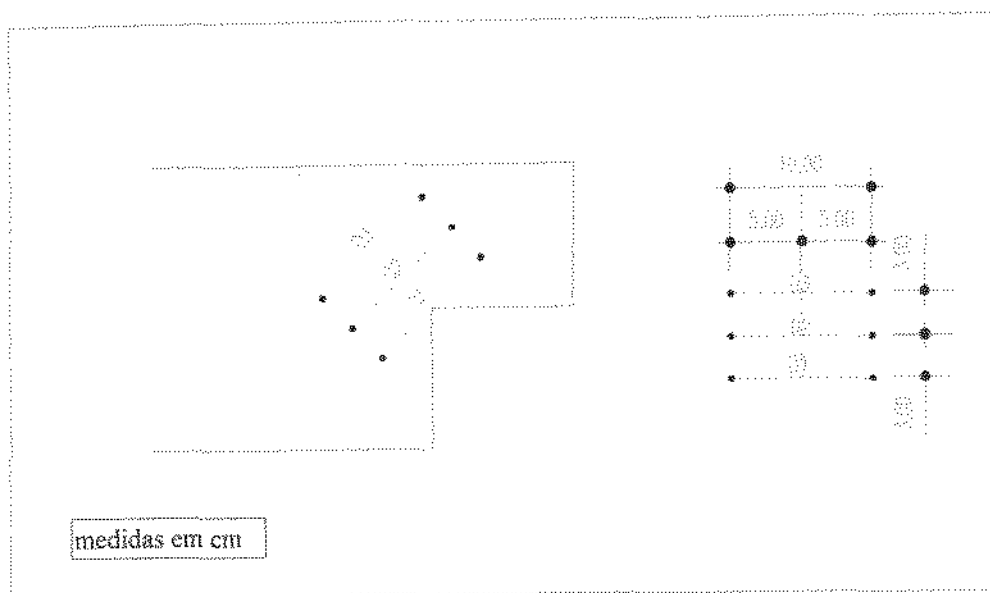


FIGURA 3.18 - Posicionamento das bases para medidas das deformações usando extensômetro mecânico
- Vigas 15V, 15I, 80V e 80I

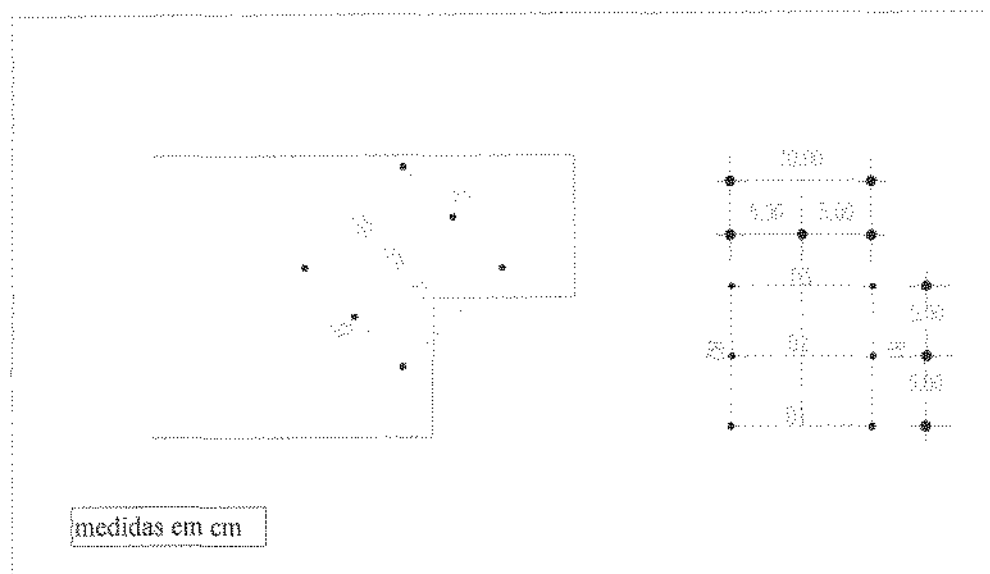


FIGURA 3.19 - Posicionamento das bases para medidas das deformações usando extensômetro mecânico
- Vigas 15S e 80S

Para os dois últimos ensaios realizados com as vigas 15S e 80S, optou-se por tomar cinco medidas, somando às três medidas diagonais já citada as duas medidas da bissetriz B1 e B2 conforme esquema da figura 3.19. Isto foi possível afastando-se as diagonais D1 e D3, perpendiculares à bissetriz, de 10cm para que se enquadrasse na base de medida de 10cm do tensotast.

Em algumas considerações também menciona-se a face em que se encontra a instrumentação, como aplicado aos estribos.

As flechas foram medidas através de dois defletômetros mecânicos instalados no meio do vão da viga, um em cada face. Esses dois pontos no meio da viga são identificados pela letra F, seguida das letras “f” para face frontal e “t” para a face posterior.

3.5 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

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

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

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

As vigas foram carregadas com duas cargas iguais, aplicadas simetricamente, a 55cm dos apoios. Essas cargas eram aplicadas através de uma viga de transferência, constituída por dois perfis I 8"x4", de aço, justapostos e presos entre si por parafusos e porcas. Essa viga de transferência de cargas, interposta à célula de carga e à viga de concreto, transferia a carga do macaco hidráulico para duas placas de aço com 100mm de largura que, naquelas posições, se apoiavam sobre a viga de concreto em toda a sua largura.

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 manual, pelo qual era controlada a operação de bombeamento de óleo no cilindro hidráulico.

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

Para medida das deformações no concreto foi utilizado extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001mm e base de medida com 100mm.

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

3.6 - CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE APOIO

Os apoios tinham liberdade de rotação e liberdade de translação no sentido de se afastarem um do outro. Isto foi feito, usando-se um apoio móvel e outro fixo.

A carga foi aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, com capacidade de 250 kN, com incrementos que variaram de 2,5 kN a 5 kN, devido ao fato da carga estimada estar entre 66 a 80 kN. Para cada estágio de carga, foram feitas as leituras das deformações dos extensômetros; da abertura das fissuras com deformação do concreto tracionado; 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.

3.7 - 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 78,3 MPa para o concreto de alta resistência e 15 MPa para o concreto de resistência usual, e para o aço da armadura longitudinal admitiu-se o limite de escoamento $f_y = 524$ MPa (diâmetro de 12,5mm) obtidos em ensaios de corpos-de-prova. Admitiram-se também, as hipóteses da NBR 6118 (1980) e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto, sendo na tensão de cálculo (σ_{cd}) o f_c despidido do coeficiente 0,85.

Para uma armadura longitudinal adotada de 4 $\varnothing$ de 12,5mm de diâmetro, ou seja, com área total de $5,07 \text{ cm}^2$, o valor teórico encontrado para o momento último foi de $M_u = 3820 \text{ kNcm}$ para as vigas de concreto de resistência usual e $M_u = 4180 \text{ kNcm}$ para as vigas de concreto de alta resistência. Através do valor teórico do momento último, determinou-se o valor teórico da força cortante para o escoamento da armadura longitudinal. O valor encontrado foi $V_u = 69,5 \text{ kN}$ para as vigas de concreto de resistência usual e $V_u = 76 \text{ kN}$ para as vigas de concreto de alta resistência. 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 $\varnothing 5\text{mm}$ a cada 10cm.

Tendo-se armado a viga à flexão (momento fletor e força cortante), iniciou-se o cálculo da armadura localizada nos dentes, supondo-se que a viga devesse resistir com a metade da armadura para a qual foi dimensionada à flexão (2 $\varnothing 12,5\text{mm}$). Isto foi feito para que a ruptura se desse justamente no dente, já que este constituiu a variável de interesse. Portanto recalculando-se os momentos e cortantes obteve-se $M_u = 2215 \text{ kNcm}$ para as vigas de concreto de resistência usual e $M_u = 1824 \text{ kN}$ para as vigas de concreto de alta resistência; em relação às cortantes obteve-se $V_u = 40,3 \text{ kN}$ para as vigas de concreto de resistência usual e $V_u = 33,1 \text{ kN}$ para as vigas de concreto de alta resistência.

Sendo $F_u = 40,3 \text{ kN}$ e $F_u = 33,1 \text{ kN}$ as reações de apoio dos dentes para vigas de concreto usual e de alta resistência respectivamente, iniciou-se o dimensionamento dos

dentes Gerber assumindo-se primeiramente a disposição de armadura de suspensão vertical, cujo método de cálculo baseou-se na NBR9062 (1985) e em LEONHARDT (1978), e que apresentou as menores taxas de armadura. Seguiu-se então a disposição de armaduras de suspensão inclinadas baseada na analogia apresentada por LEONHARDT (1978). Face aos resultados obtidos, partiu-se então para uma segunda etapa exploratória onde considerou-se a sobreposição dos esquemas de armadura de suspensão vertical e inclinada, desta vez adotando-se uma taxa maior de armação de suspensão segundo FUSCO (1976), sendo disposta conforme analogia preconizada por BURKE (1976).

4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

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

Em uma primeira etapa, iniciaram-se os ensaios pelas vigas armadas com armaduras de suspensão verticais, vigas 15V e 80V, seguidas das vigas com armaduras de suspensão inclinadas, vigas 15I e 80I.

Face aos resultados obtidos, partiu-se para uma segunda etapa do ensaio, em que foram ensaiadas as vigas com maiores taxas de armaduras de suspensão ($120\%F_0$) e sobreposição de efeitos dos estribos verticais e barras inclinadas como armaduras de suspensão, além da introdução da armadura de costura no dente com diâmetro 1ϕ inferior ao do tirante, vigas 15S e 80S.

Apresentam-se nas tabelas 4.1 a 4.3 os resultados obtidos nos cálculos das forças teóricas que deveriam ser resistidas pelas armaduras de suspensão e tirantes, segundo as várias teorias apresentadas neste trabalho. Destacam-se nestas tabelas os valores efetivamente adotados nas vigas conforme seu esquema de armação. Para as vigas com armadura de suspensão vertical adotaram-se as hipóteses apresentadas na NBR9062 (1985) e por LEONHARDT (1978). Já para as vigas com armadura de suspensão inclinada, adotou-se no dimensionamento das mesmas a analogia apresentada por LEONHARDT (1978). E ainda, para o caso das vigas com armaduras de suspensão verticais e inclinadas, adotou-se o valor de cálculo proposto por FUSCO (1996), levando-se em consideração a distribuição mista dada por BURKE (1976).

Em relação aos tirantes, para as vigas com armadura de suspensão vertical e mista os tirantes foram armados conforme a teoria apresentada por BURKE (1976), que leva em consideração a incerteza da biela inclinada.

TABELA 4.1 - Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão vertical junto ao dente e pelos tirantes segundo as teorias propostas.

VIGAS COM ESQUEMA DE ARMADURA DE SUSPENSÃO VERTICAIS								
VIGAS	Armadura de suspensão				Armadura do tirante			
	$R_{sv}^{(1)}$ (kN)	$R_{sv}^{(2)}$ (kN)	$R_{sv}^{(3)(5)}$ (kN)	$R_{sv}^{(4)}$ (kN)	$R_{sd}^{(1)}$ (kN)	$R_{sd}^{(2)}$ (kN)	$R_{sd}^{(3)}$ (kN)	$R_{sd}^{(4)}$ (kN)
15V	28,2	26,2	40,3	48,4	30,2	26,2	36,3	-
80V	23,2	21,5	33,1	39,7	24,8	21,5	29,9	-
⁽¹⁾ LEONHARDT - eq.[2.2] e eq.[2.14] ⁽²⁾ NBR 9062 - eq.[2.1] e eq.[2.10] ⁽³⁾ BURKE - fig.2.9 e eq.[2.13] ⁽⁴⁾ FUSCO - fig.2.13 ⁽⁵⁾ SCHLAICH - fig.2.14								

TABELA 4.2 - Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão inclinada e tirante para a teoria proposta.

ESQUEMA DE ARMADURA DE SUSPENSÃO INCLINADA		
VIGAS	$A_{suspensão}$	Tirante
	$R_{si}^{(1)}$ (kN)	$R_{sd}^{(1)}$ (kN)
15I	57	15,1
80I	46,7	12,4
⁽¹⁾ LEONHARDT - eq.[2.3] e [2.15]		

TABELA 4.3 - Valores de cálculo das forças a serem resistidas pelas armaduras de suspensão mistas para as teorias propostas.

ESQUEMA DE ARMADURA DE SUSPENSÃO MISTA				
VIGAS	$A_{suspensão}$		Tirante	
	$R_s^{(4)}$ (kN)	$R_s^{(1)(3)}$ (kN)	$R_{sd}^{(1)}$ (kN)	$R_{sd}^{(3)}$ (kN)
15S	48,4	40,3	25,9	36,3
80S	39,7	33,1	24,6	30,0
⁽¹⁾ LEONHARDT - eq.[2.4] e eq.[2.14] + eq.[2.15] ⁽⁴⁾ FUSCO - fig.2.13 ⁽³⁾ BURKE - fig.2.11 e eq.2.13				

Os comprimentos necessários para ancoragem por aderência das barras dos tirantes tracionados(l_b) usados neste trabalho foram calculados segundo a proposta da NBR6118 (1980):

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd} \cdot A_{scal}}{4 \cdot \tau_{bu} \cdot A_{se}} \quad [4.1]$$

onde: A_{scal} = área da seção da armadura calculada com o esforço a ancorar;

A_{se} = área existente;

τ_{bu} = valor último de tensão de cálculo para situação de má aderência

($\tau_{bu} = 0,42 \cdot f_{cd}^{2/3} / 1,5$) em MPa.

Sendo este comprimento inversamente proporcional a τ_{bu} , quando aplicados ao concreto de alta resistência gerou valores muito pequenos de ancoragem. Portanto, no dimensionamento das ancoragens utilizadas para este concreto adotou-se a média entre os valores obtidos para concreto usual e os obtidos efetivamente para o concreto de alta resistência.

As tabelas 4.4 e 4.5 mostram as taxas de armaduras adotadas para as diversas armações utilizadas nos dentes, onde $\rho_{l,tir}$ corresponde à taxa de armadura adotada no tirante de ancoragem em relação à "b" e "h", $\rho_{Wsuspensão}$ corresponde à taxa de armadura de suspensão supondo "s" o último espaçamento, e para o caso de armadura de suspensão inclinada, levando-se em consideração a inclinação da mesma, e ρ_{Wdente} corresponde à taxa de armadura transversal do dente.

TABELA 4.4 - Armaduras de suspensão adotadas e valores teóricos das forças para as quais foram dimensionadas

VIGA	$F_{u,cal}$ (kN)	R_{total} (kN)	Qte. A_{sv}	A_{sv} cm ²	Qte. A_{si}	A_{si} cm ²	$\rho_{Wsuspensão}$ %	$A_{s,dente}$ cm ²	ρ_{Wdente} %
V15V	40,3	28,2	1 ϕ 5	0,40	-	-	0,30	0,18	0,36
V80V	33,1	23,2	1 ϕ 5	0,40	-	-	0,30	0,18	0,26
V15I	40,3	57	-	-	2 ϕ 8	1,0	0,94	0,18	0,26
V80I	33,1	46,7	-	-	2 ϕ 8	1,0	0,94	0,18	0,26
V15S	40,3	48,4	1 ϕ 5	0,40	2 ϕ 8	1,0	1,24	0,28	0,41
V80S	33,1	39,7	1 ϕ 4,2	0,28	2 ϕ 6,3	0,62	0,79	0,28	0,41

TABELA 4.5 - Armaduras de costura e dos tirantes adotadas e valores teóricos das forças para as quais foram dimensionadas

VIGA	$F_{u,cal}$ (kN)	Tirante				Costura	
		R_{sd} (kN)	Qte. $A_{s,tir}$	$A_{s,tir}$ cm ²	$\rho_{l,tir}$ %	Qte. A_s e	A_{sc} cm ²
V15V	40,3	36,3	2 ϕ 6,3	0,62	0,42	-	-
V80V	33,1	29,9	2 ϕ 5	0,40	0,26	-	-
V15I	40,3	15,1	2 ϕ 3,4	0,18	0,12	-	-
V80I	33,1	12,4	2 ϕ 3,4	0,18	0,12	-	-
V15S	40,3	36,3	2 ϕ 6,3	0,62	0,42	2 ϕ 5	0,40
V80S	33,1	30,0	2 ϕ 5	0,40	0,26	2 ϕ 4,2	0,28

Para as diversas armaduras utilizadas para suspensão e para ancoragem do dente, tem-se na tabela 4.6 um resumo das tensões de escoamento obtidas nos ensaios das armaduras.

TABELA 4.6 - Armaduras utilizadas e suas respectivas resistências obtidas em ensaios

VIGAS	$\varnothing A_{suspensão}$ (mm)		f_y MPa		$\varnothing_{tirante}$ (mm)	f_y MPa
	vertical	inclinada	vertical	inclinada		
15V	5	-	695	-	6,3	525
80V	5	-	695	-	5	695
15I	-	8	-	525	3,4	910
80I	-	8	-	525	3,4	910
15S	5	8	695	525	6,3	525
80S	4,2	6,3	750	525	5	695

As cargas iniciais de fissuração, de ruptura e de escoamento, bem como as resistências à compressão dos concretos, encontram-se na tabela 4.7.

TABELA 4.7 - Resumo das principais cargas e das resistências do concreto das Vigas.

VIGAS	$2.F_{u,cal}$ (kN)	CARGAS (kN) = $2.F_{u,exp}$				f_c (28dias) (MPa)
		Ruptura	Início de Escoamento $A_{suspensão}$	Início de Escoamento Tirante	Primeiras fissuras	
15V	80,6	35	20	25	15	22,4
80V	66,2	10 ⁽¹⁾	5	-	2,5	90,4
15I	80,6	40	30	-	15	23,6
80I	66,2	65	50	55	20	88,9
15S	80,6	80	70 ⁽³⁾	-	20	27,1
80S	66,2	37,5 ⁽²⁾	22,5 ⁽⁴⁾	30	5	91,5
⁽¹⁾ 2,5 kN=fissuração exagerada ⁽²⁾ 20kN=fissuração exagerada ⁽³⁾ escoamento $A_{s,i}$ ⁽⁴⁾ escoamento $A_{s,i}$ ($A_{s,v}$ =25kN)						

Como ilustração dos ensaios, apresentam-se nas figuras 4.1 a 4.95 os detalhes da fissuração e os diagramas dos resultados obtidos para as vigas ensaiadas.

4.1 - VIGA 15V

A viga 15V foi armada segundo os modelos de dimensionamento propostos pela NBR9062(1980) e por LEONHARDT(1978), supondo-se que uma parcela da carga aplicada fosse resistida pela biela de compressão formada sobre o dente e a outra parcela pela armadura de suspensão.

A viga 15V foi carregada até atingir a carga máxima de 35kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 5kN de carga.

O estribo de suspensão E3, cuja tensão de escoamento era de 695MPa correspondente a uma deformação de 5,65‰, alcançou seu início de escoamento logo após a carga de 20kN cuja tensão correspondeu a 675MPa e cuja deformação correspondeu a 4,38‰. Já o tirante na posição T6, cuja tensão de escoamento era de 525MPa e que correspondia a uma deformação de 2,8‰, alcançou o escoamento para a carga de 25kN cuja deformação correspondeu a 3,31‰.

Com a carga de escoamento da armadura de suspensão (20kN), pode-se notar uma mudança sensível na inclinação das curvas carga x flecha. A flecha média máxima no meio do vão, para a carga máxima (35kN) foi de 8,5mm. A flecha média medida no início do escoamento da armadura de suspensão (20kN) foi de 2,59mm. A figura 4.2 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As figuras de 4.3 à 4.6 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante, e as figuras de 4.7 à 4.15 apresentam a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A fissuração inicial no canto reentrante da face esquerda frontal, apresentou uma inclinação quase que vertical de aproximadamente 75° , diminuindo sua inclinação para 50° com a carga de 20kN, já nas demais faces obteve-se uma fissuração com inclinação variando em torno de 45° . A evolução da fissuração é mostrada na figura 4.1. Nota-se que não há distribuição no processo de fissuração já que as armaduras apresentaram-se insuficientes.

As primeiras fissuras aparentes deram-se com a carga de 15kN, como pode-se observar pelas curvas carga x deformação no concreto, sendo que após o escoamento da armadura de suspensão há um aumento vertiginoso na inclinação destas curvas.

Sobre os dentes, através das curvas referentes às instrumentações nos estribos E1 e E2 (figuras 4.7 e 4.8), pode-se observar que não houve compressão, portanto não chegou a ser formada a biela comprimida sobre o dente. Nota-se também que houve tração nos estribos referentes ao dente da extremidade esquerda da viga, sendo que o estribo E2 esteve próximo do escoamento para a carga máxima atingida.

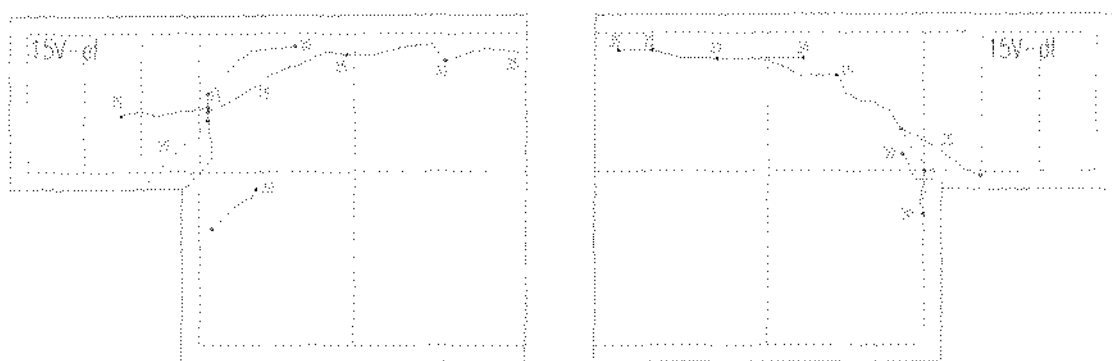
O estribo E4, seguinte ao E3 de suspensão, quase não se deformou comparado ao E3.

O tirante na posição T6, iniciou o escoamento logo após o escoamento da armadura de suspensão. A parte do tirante ancorada no dente escoou antes da parte ancorada na viga T9.

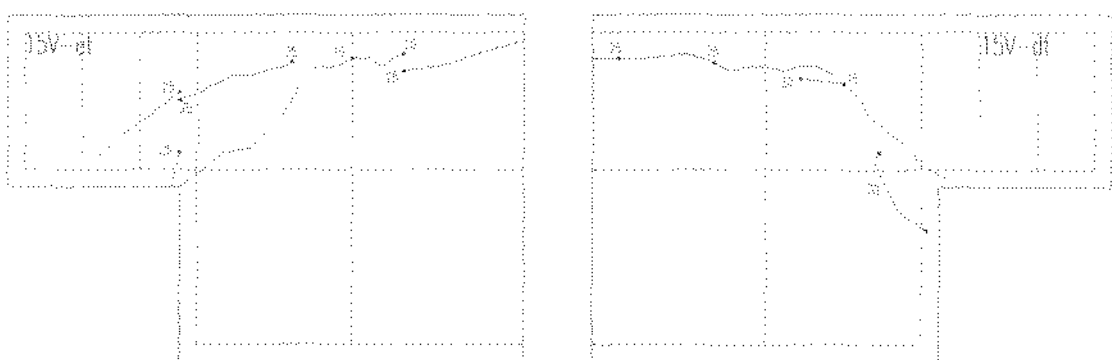
A armadura de flexão superior L7 foi tracionada após o aparecimento das primeiras fissuras (15kN).

A armadura de flexão inferior L8 quase não trabalhou.

A resistência média à compressão do concreto de 22,4 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.



a) face frontal



b) face posterior

FIGURA 4.1 - Detalhe da fissuração no estágio final de carga - VIGA 15V

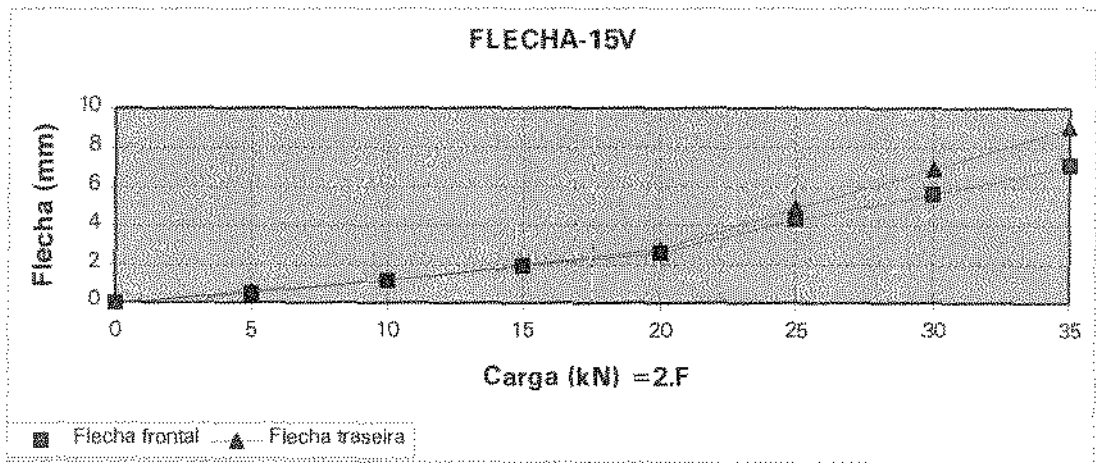


FIGURA 4.2 - Curva carga x flecha - Viga 15V

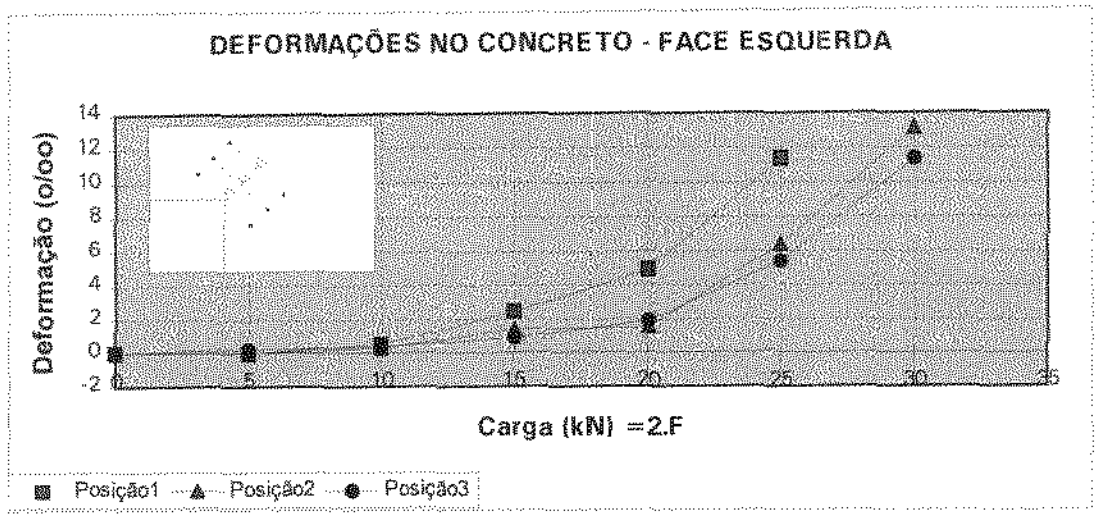


FIGURA 4.3 - Curva carga x deformação no concreto - face ef - Viga 15V

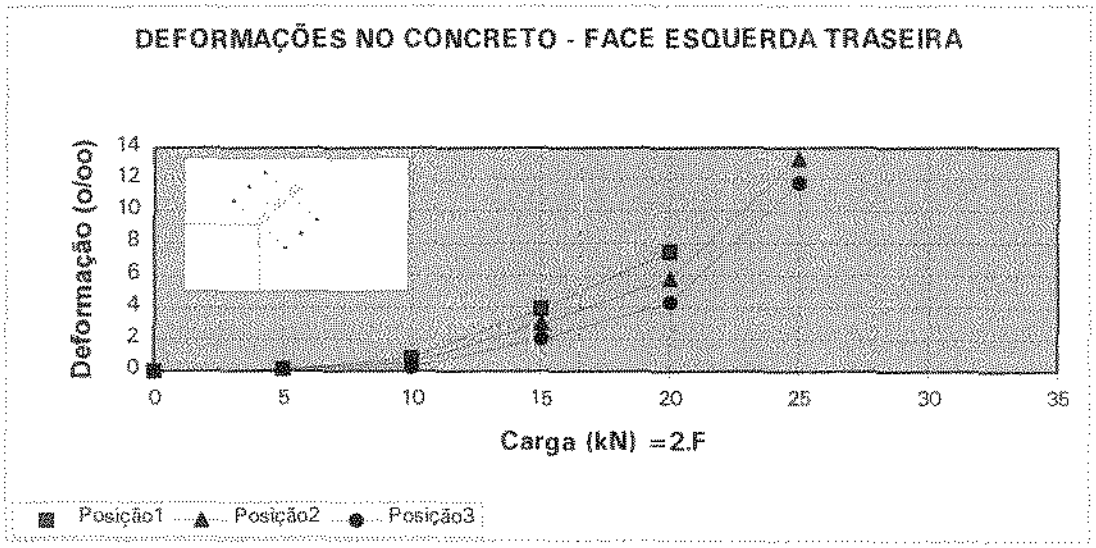


FIGURA 4.4 - Curva carga x deformação no concreto - face et - Viga 15V

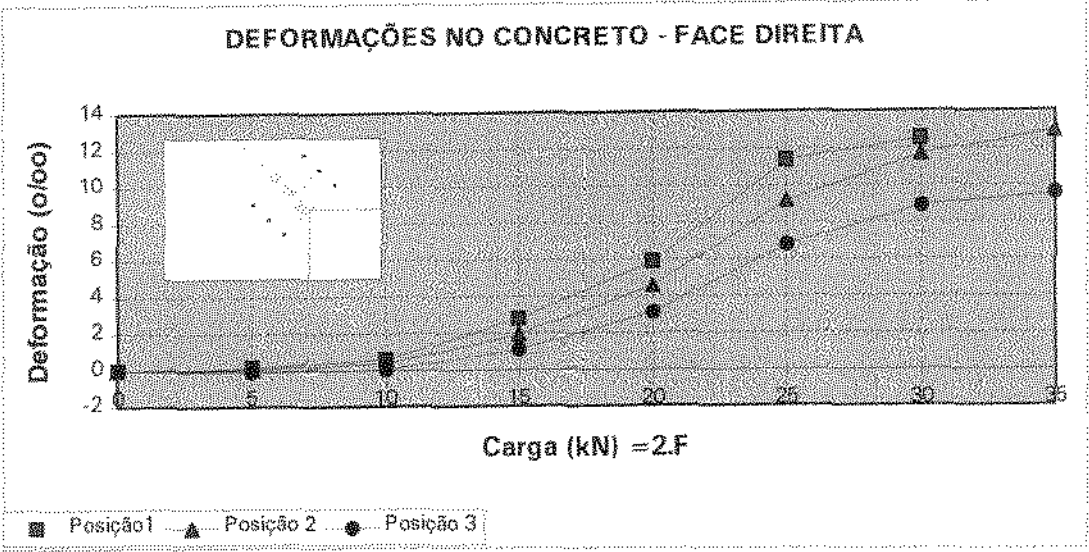


FIGURA 4.5- Curva carga x deformação no concreto - face df - Viga 15V

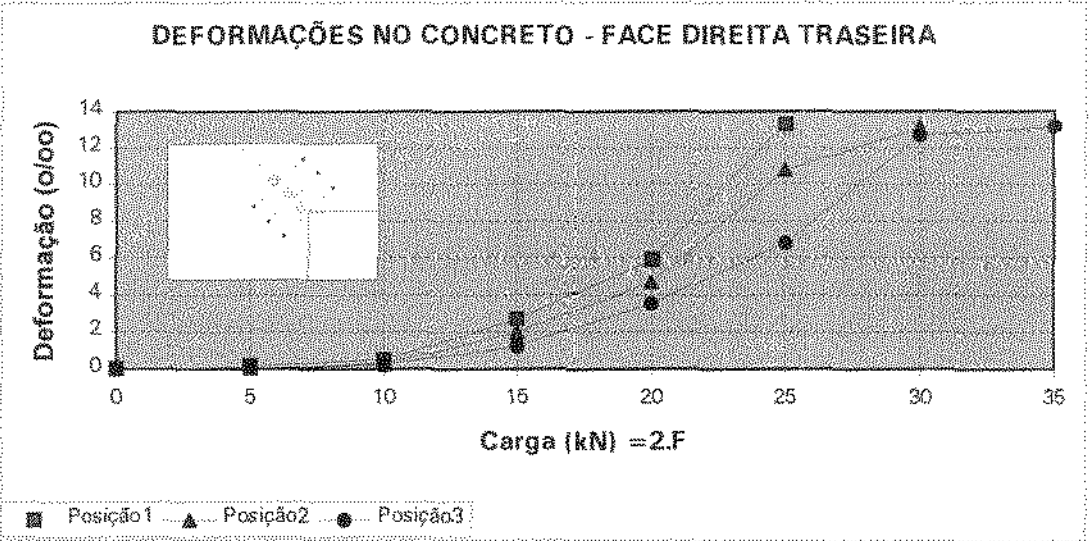


FIGURA 4.6 - Curva carga x deformação no concreto - face dt - Viga 15V

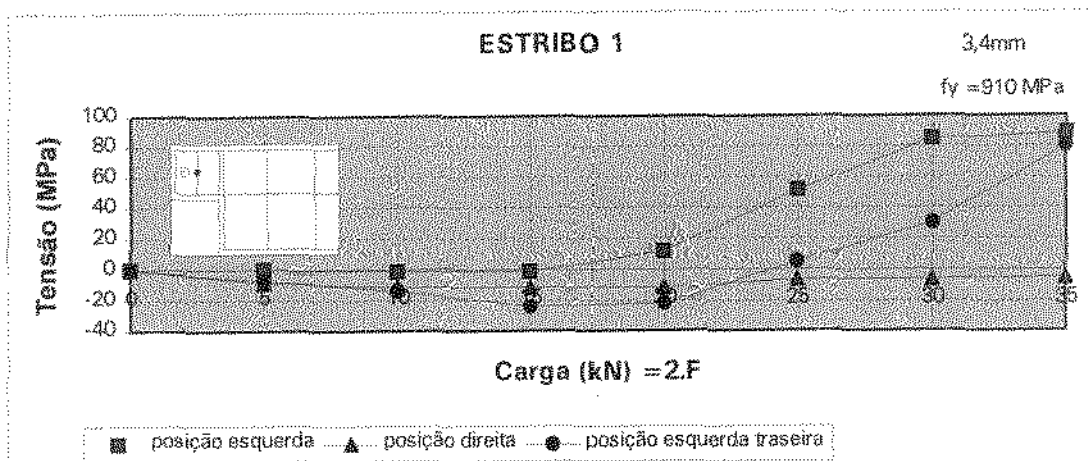


FIGURA 4.7 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - Viga 15V

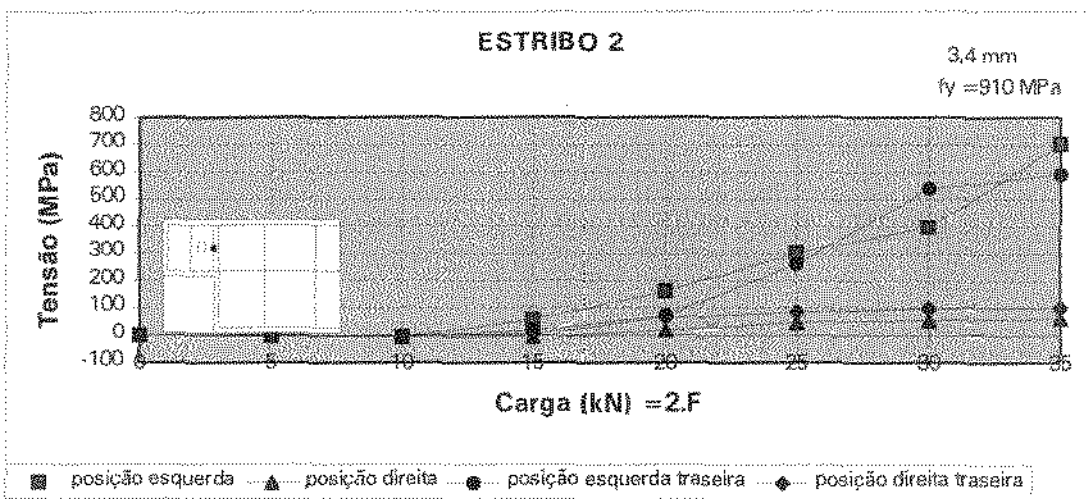


FIGURA 4.8- Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - VIGA 15V

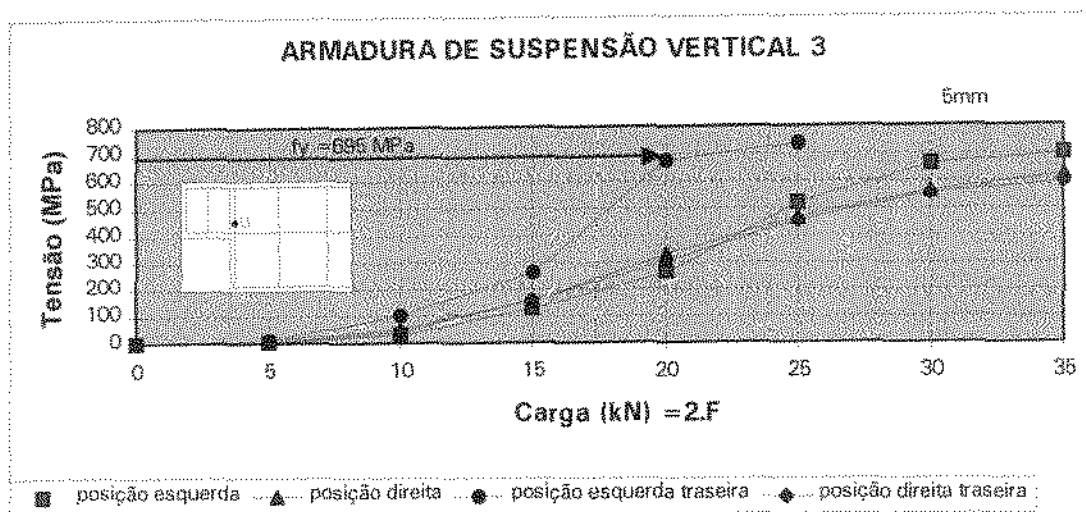


FIGURA 4.9- Curva carga x tensão nos estribos na posição 3 - Viga 15V

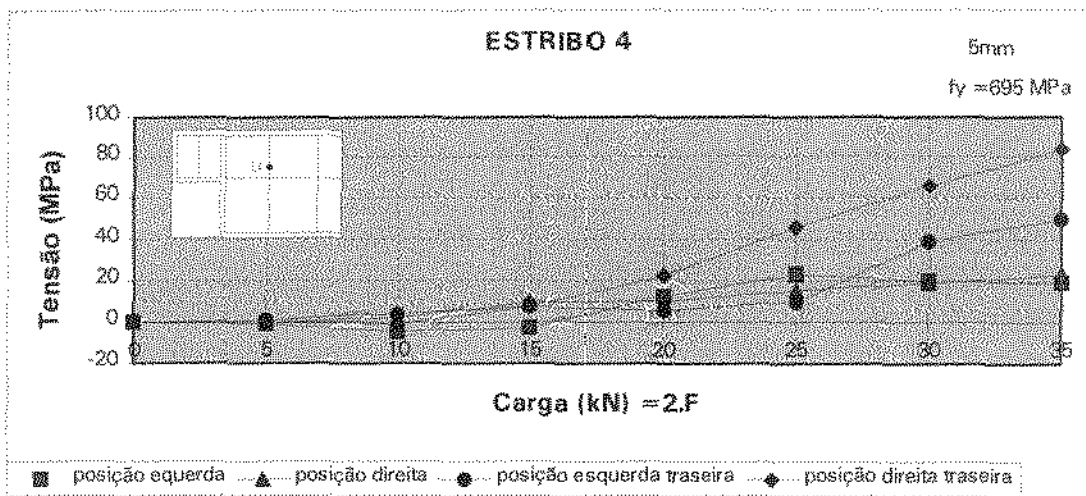


FIGURA 4.10 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - Viga 15V

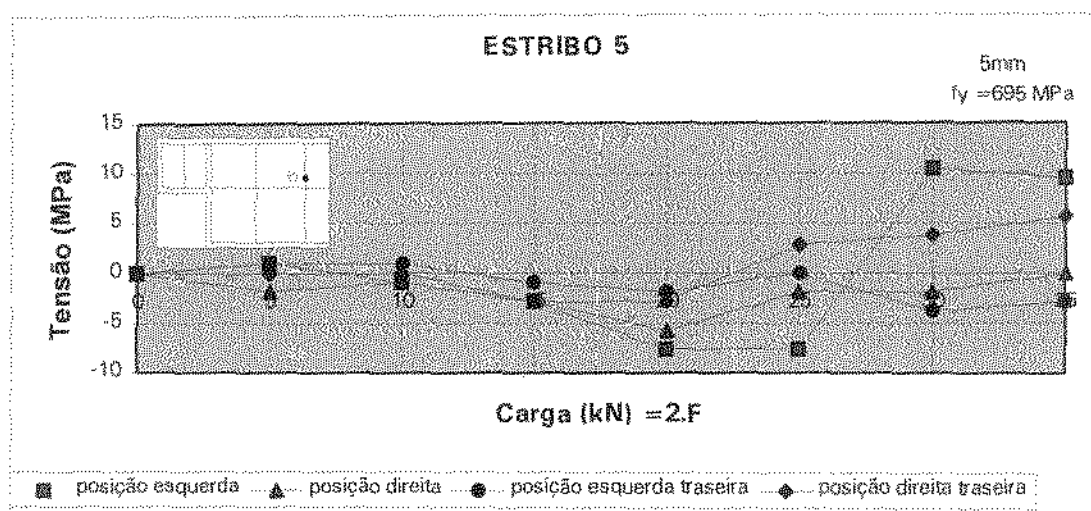


FIGURA 4.11 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 5 - VIGA 15V

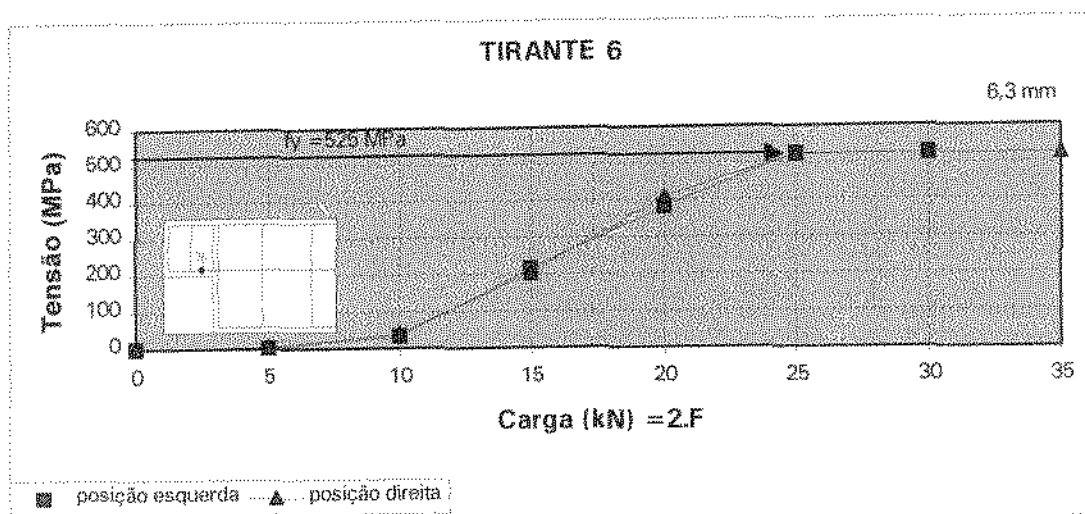


FIGURA 4.12 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - Viga 15V

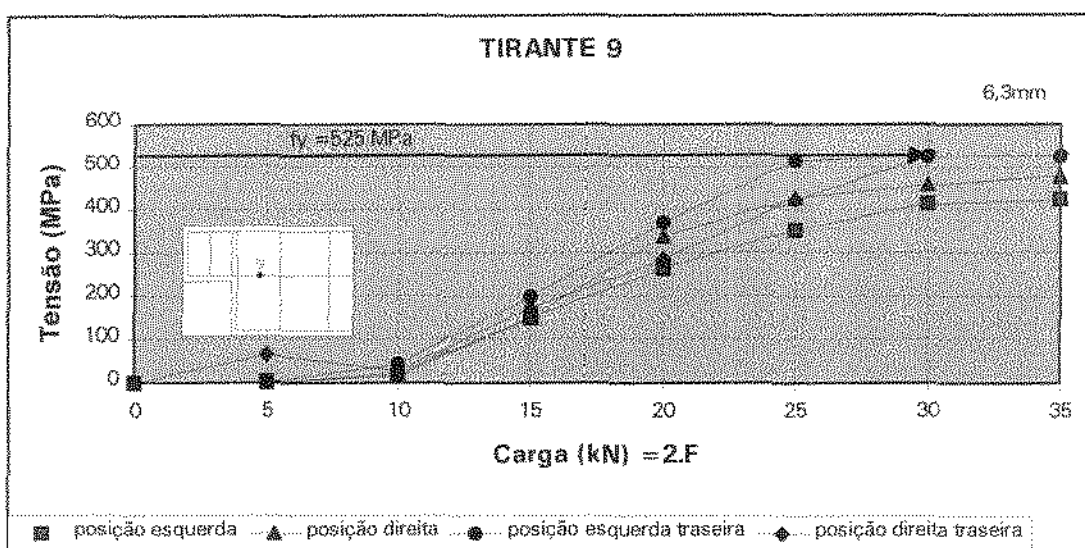


FIGURA 4.13 - Curva carga x tensão no tirante na posição 9 - Viga 15V

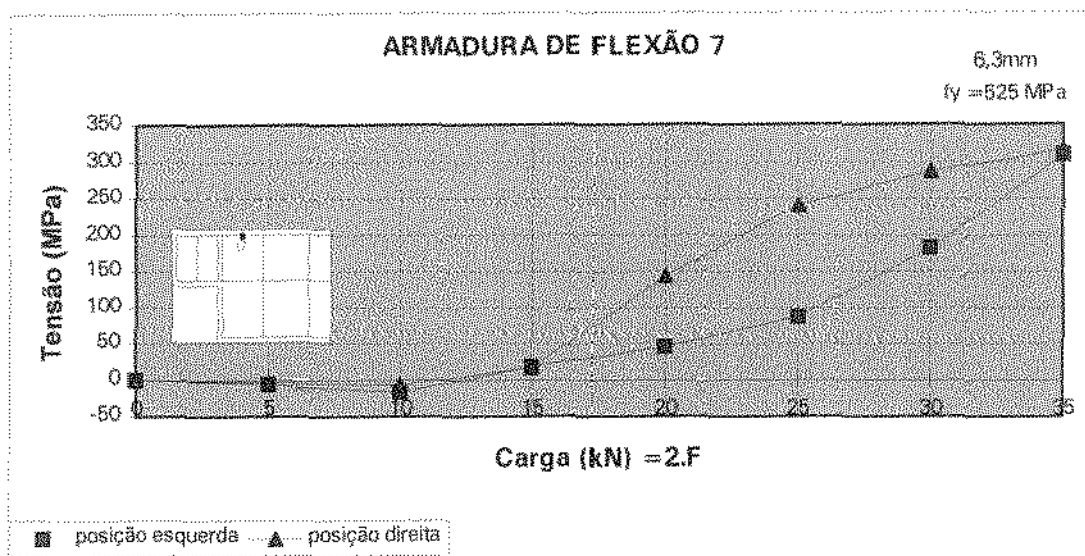


FIGURA 4.14 - Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 7 -
Viga 15V

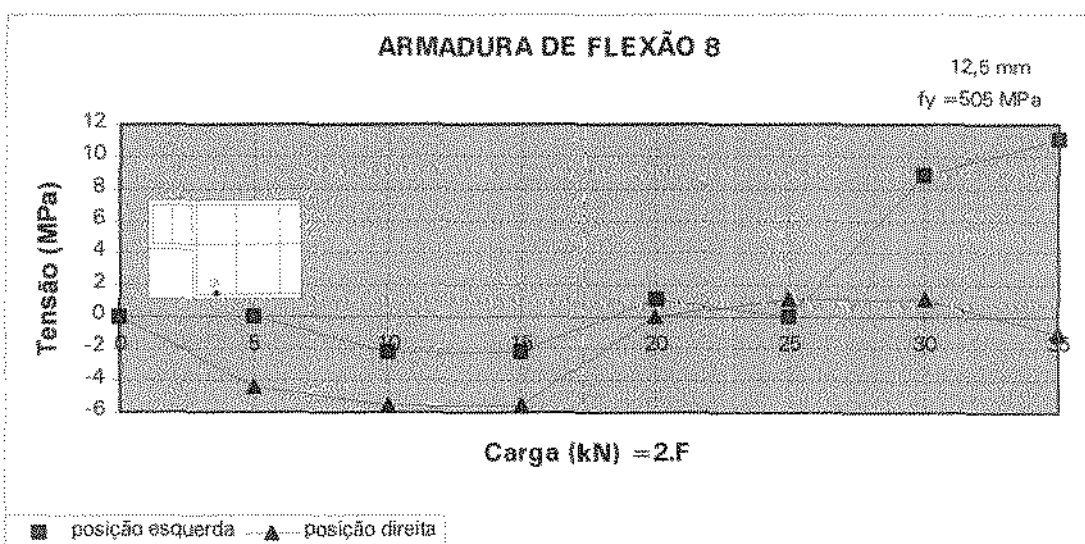


FIGURA 4.15 - Curva carga x tensão na armadura de flexão - posição 8 - Viga 15V

4.2 - VIGA 80V

A viga 80V confeccionada em concreto de alta resistência, também foi dimensionada segundo as analogias propostas por LEONHARDT(1978) e pela NBR9062(1980), supondo que parte da carga aplicada fosse resistida pela biela de compressão e parte pela armadura de suspensão.

Esta viga foi carregada até atingir a carga máxima de 10kN, através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5kN de carga.

Com a primeira carga aplicada, de 2,5kN ocorreu uma fissuração no dente esquerdo que iniciava-se no canto reentrante e prolongava-se através de um ângulo de 50° até a face superior da viga. O estribo de suspensão E3, cuja tensão de escoamento era de 695MPa correspondente a uma deformação de 5,65‰, alcançou seu escoamento próximo à carga de 5kN cuja tensão correspondeu a 700MPa e cuja deformação correspondeu a 6,4‰. Já o tirante, cuja tensão de escoamento era de 695MPa e que correspondia a uma deformação de 5,65‰, não alcançou o escoamento, obtendo para a carga máxima de 10kN uma tensão de 680MPa que correspondeu a uma deformação de 4,53‰.

Observa-se nas curvas carga x flecha que não houve grandes mudanças em sua inclinação, apresentando-se íngreme durante todo o carregamento. A flecha média máxima no meio do vão, foi de 5,98mm. A flecha média medida no escoamento da armadura de suspensão(5kN) foi de 3,5mm. A figura 4.17 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As figura de 4.18 à 4.21 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante, e as figuras de 4.22 à 4.29 mostram a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

As primeiras fissuras aparentes ocorreram na extremidade esquerda da viga com a primeira carga aplicada de 2,5kN, já na face direita as primeiras fissuras apareceram com a carga de 5kN e com uma inclinação de aproximadamente 45° , o que pode ser observado através das curvas de deformações no concreto e figura 4.16.

Observa-se na figura 4.16 que não há distribuição no mecanismo de fissuração, sendo que a ruptura deu-se através do desenvolvimento de uma única fissura.

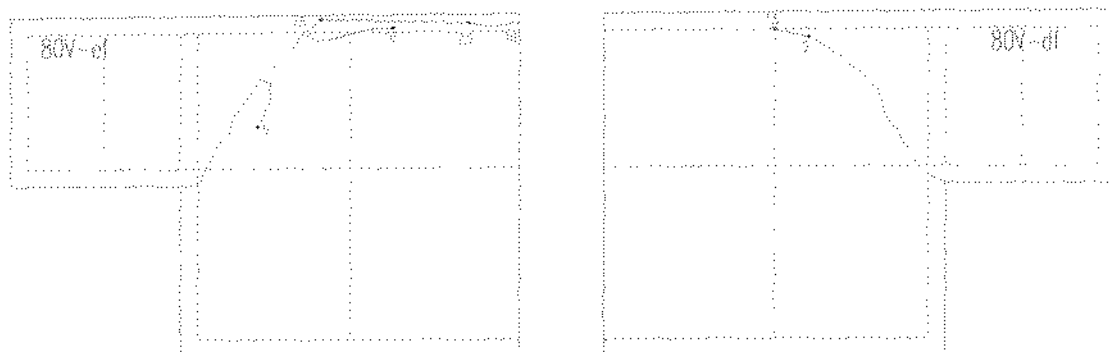
Os estribos E1 e E2 sobre o dente não chegaram a ser significativamente comprimidos, ao contrário, nota-se tração no estribo E2. Não se observa portanto a formação de biela inclinada sobre o dente.

O estribo E4, primeiro estribo próximo ao estribo de suspensão E3, foi pouco tracionado comparado a este último.

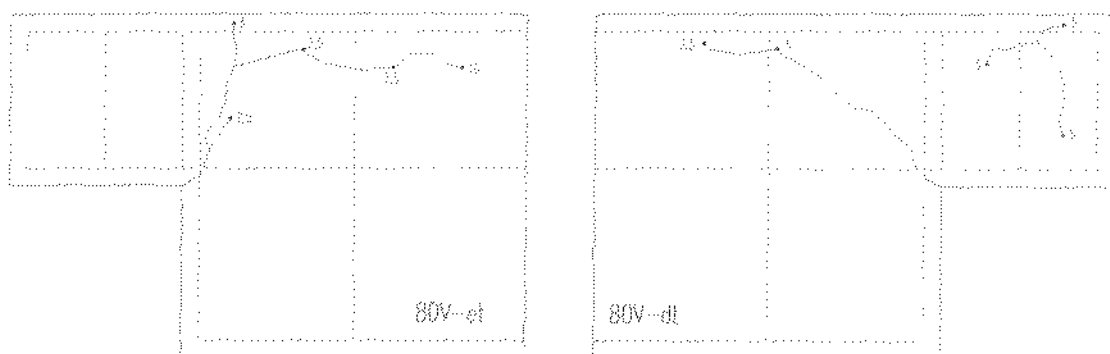
Não houve trabalho de compressão da armadura de flexão superior L7. Com a carga de 7,5kN nota-se uma abertura acentuada da fissuração na face esquerda e a sua propagação paralelamente à esta armadura ocasionando a tração desta armadura até próximo ao seu escoamento.

A armadura de flexão inferior L8, quase não deformou.

A resistência média à compressão do concreto de 90,4 MPa foi determinada através da média dos resultados dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.



a) face frontal



b) face posterior

FIGURA 4.16 - Detalhe da fissuração no estágio final de carga - VIGA 80V

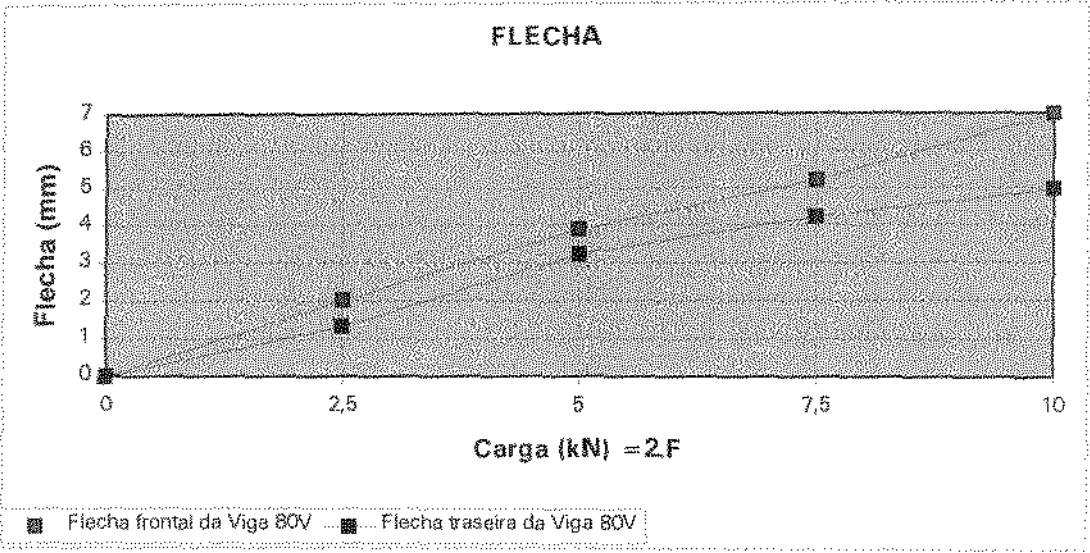


FIGURA 4.17 - Curva carga x flecha - Viga 80V

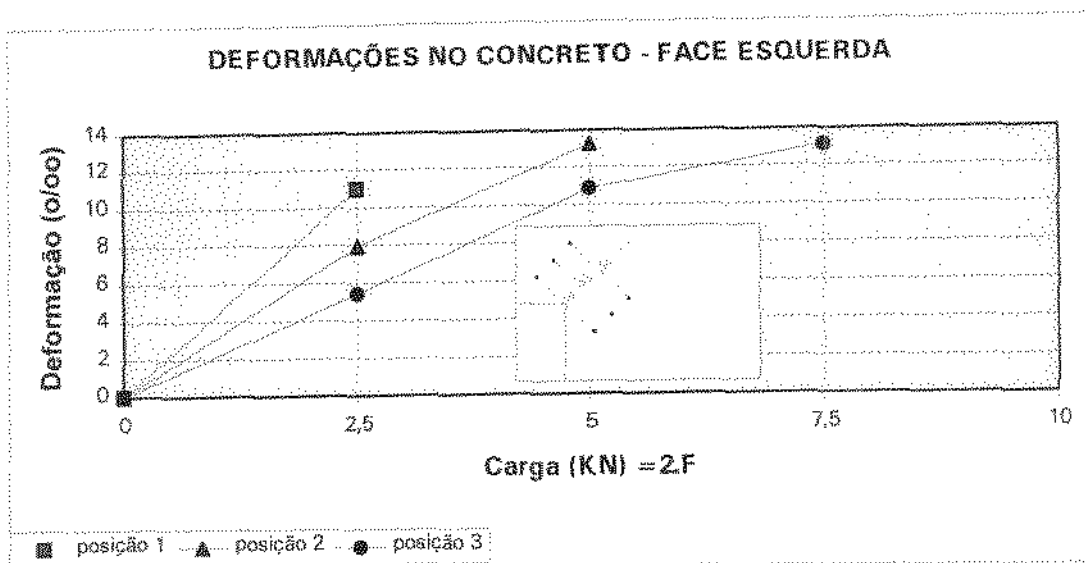


FIGURA 4.18 - Curva carga x deformação no concreto - face ef - Viga 80V

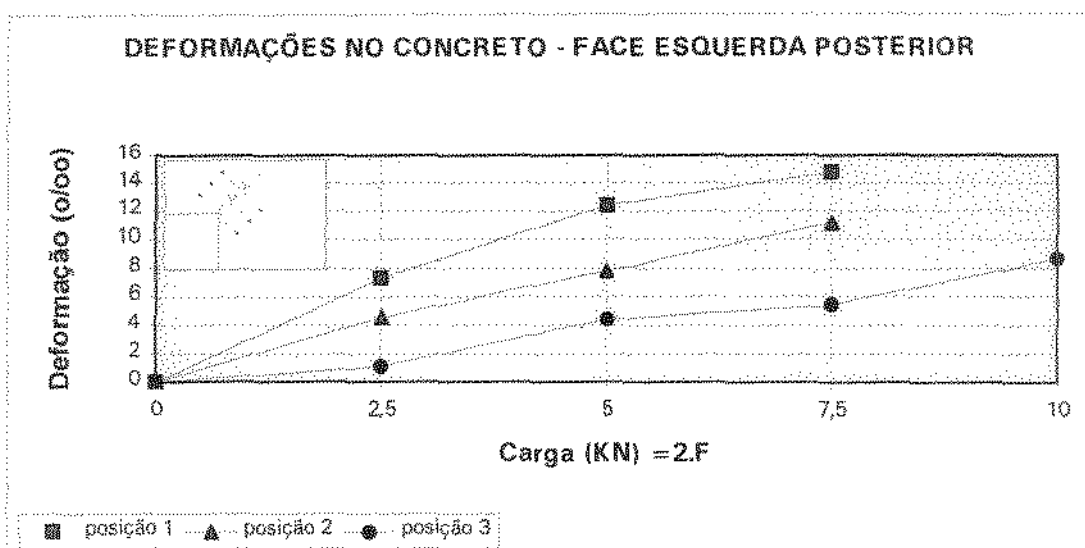


FIGURA 4.19 - Curva carga x deformação no concreto - face et - Viga 80V

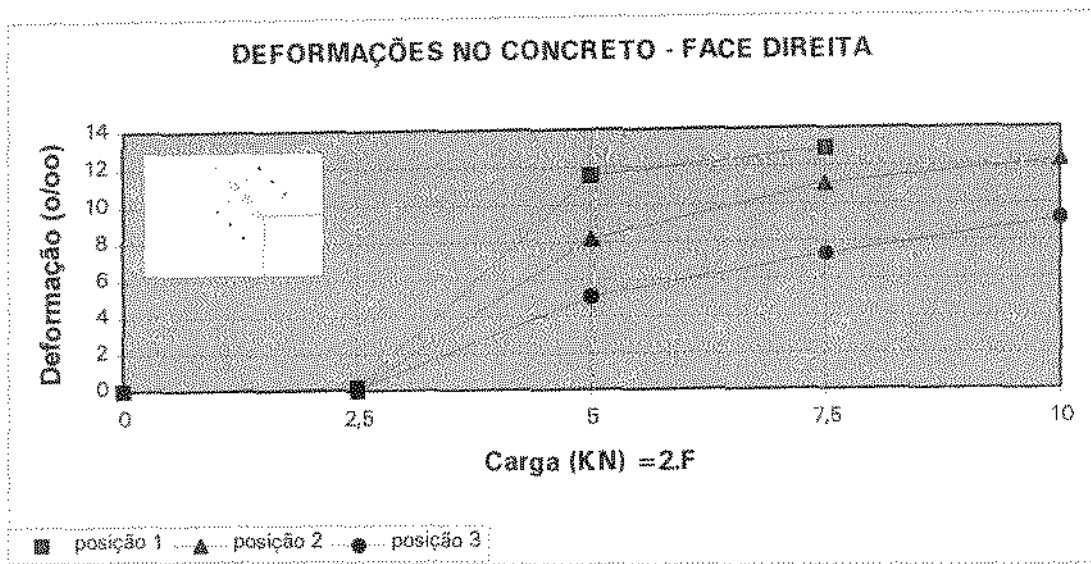


FIGURA 4.20 - Curva carga x deformação no concreto - face df - Viga 80V

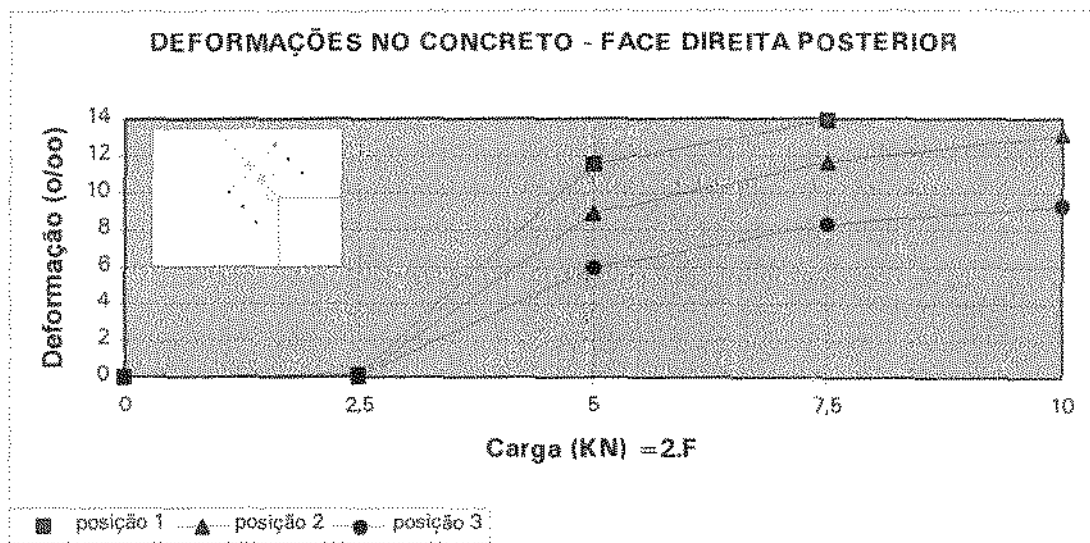


FIGURA 4.21 - Curva carga x deformação no concreto - face dt - Viga 80V

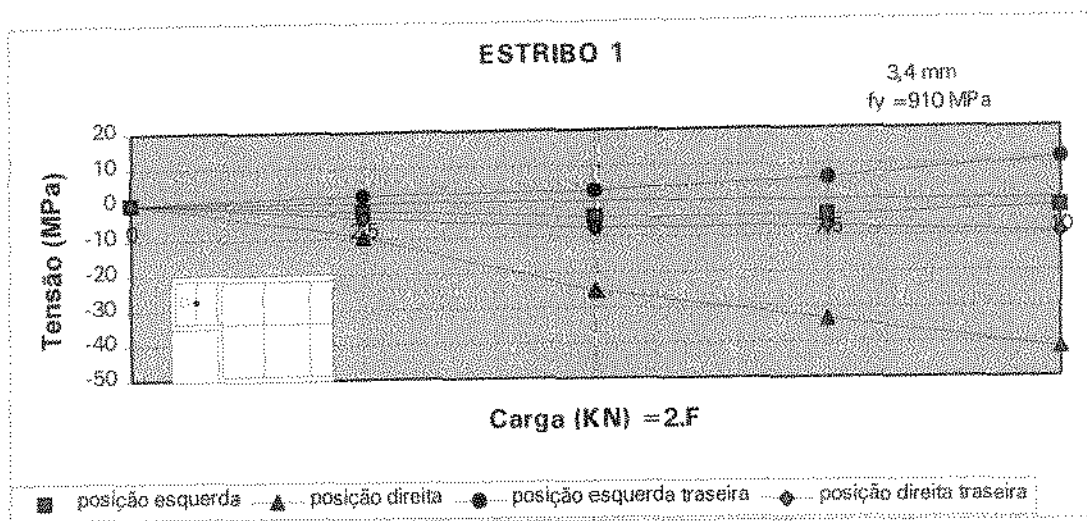


FIGURA 4.22 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - Viga 80V

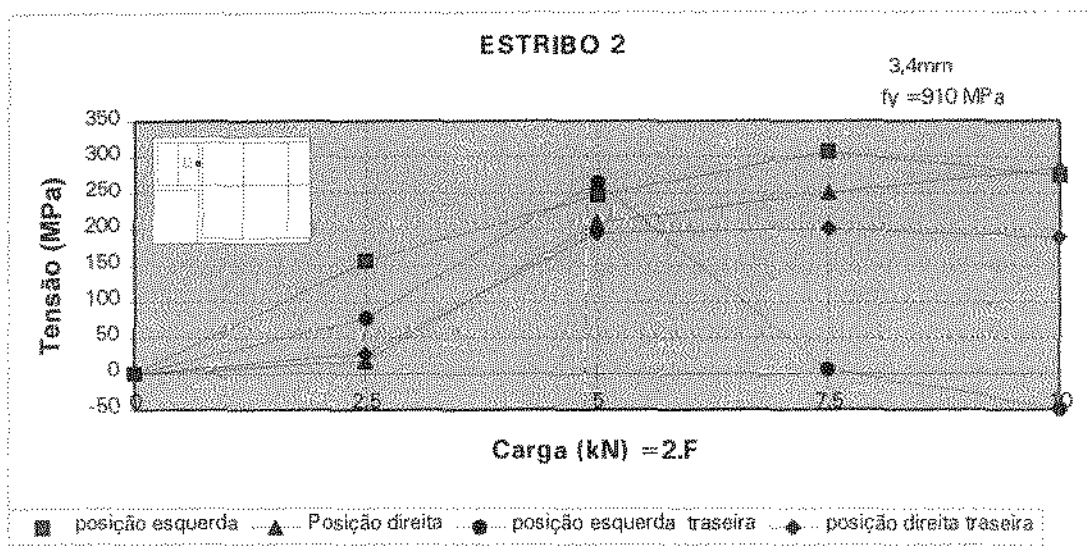


FIGURA 4.23 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - Viga 80V

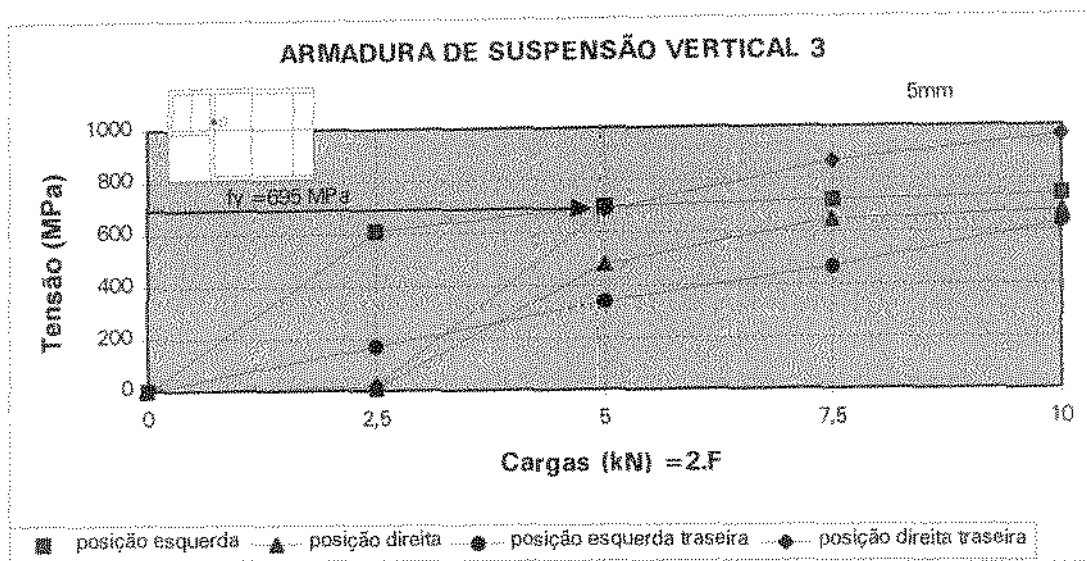


FIGURA 4.24 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 3 - Viga 80V

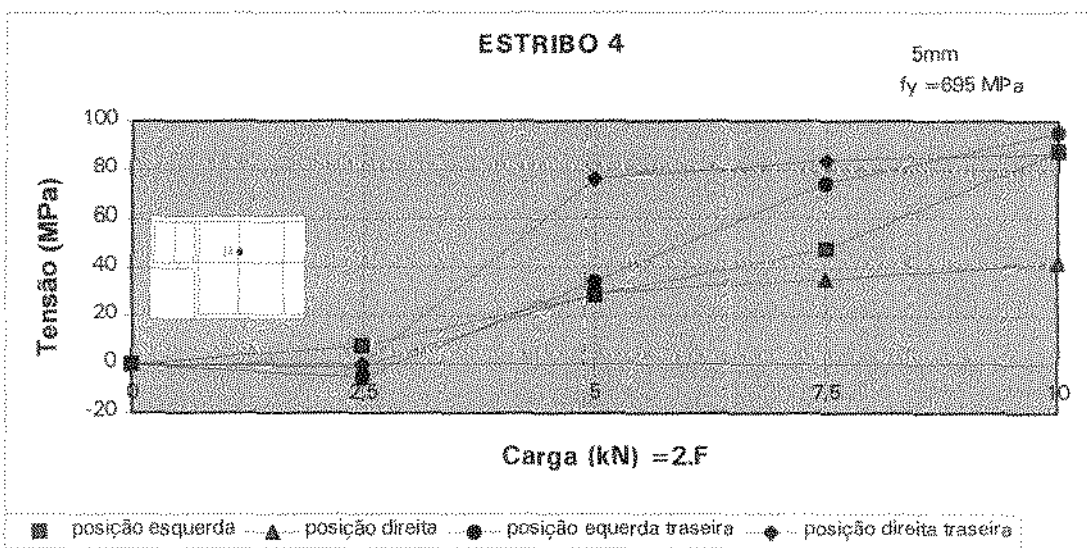


FIGURA 4.25 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - Viga 80V

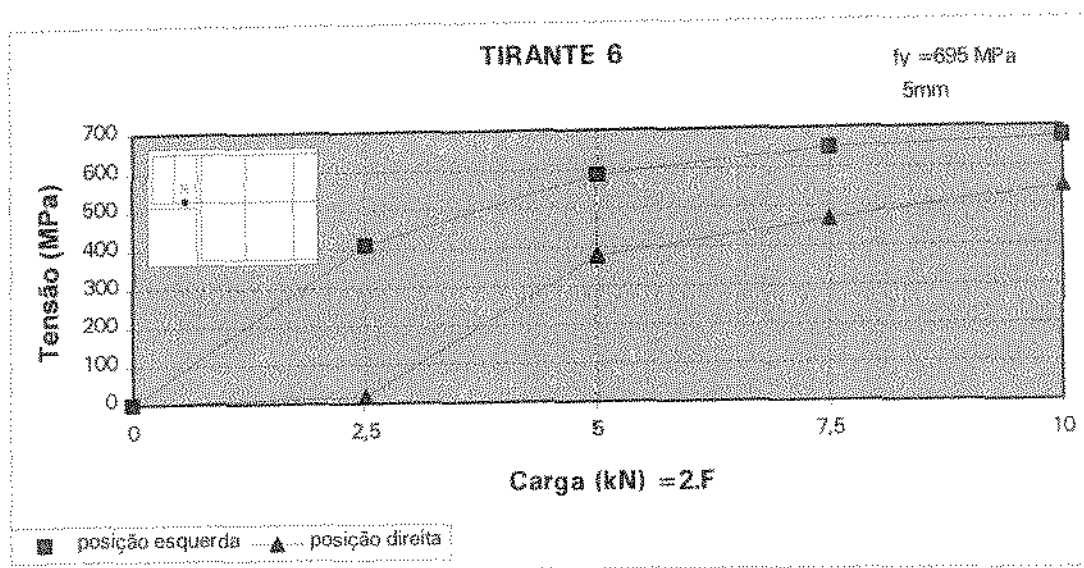


FIGURA 4.26 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - Viga 80V

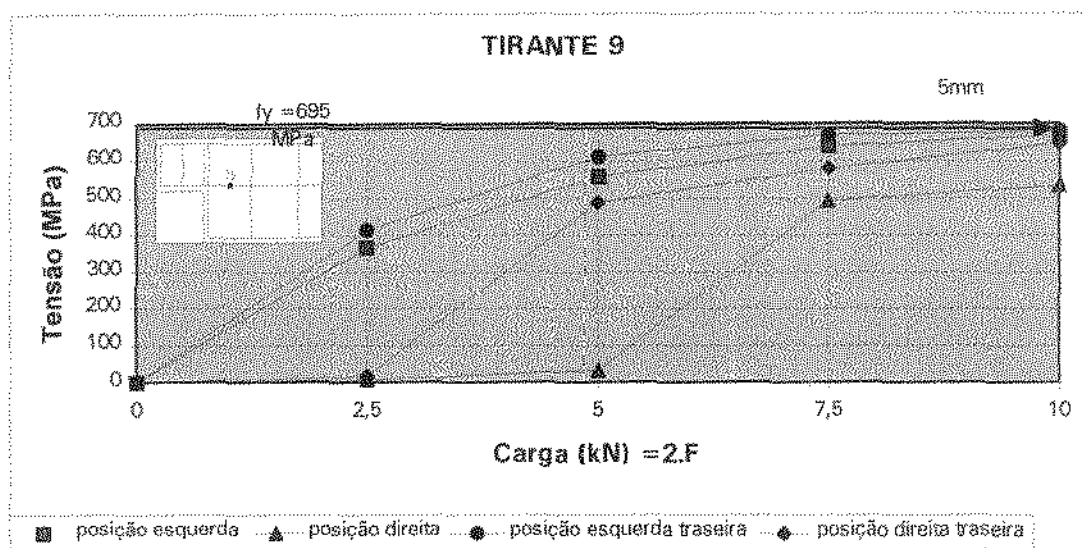


FIGURA 4.27 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - viga 80V

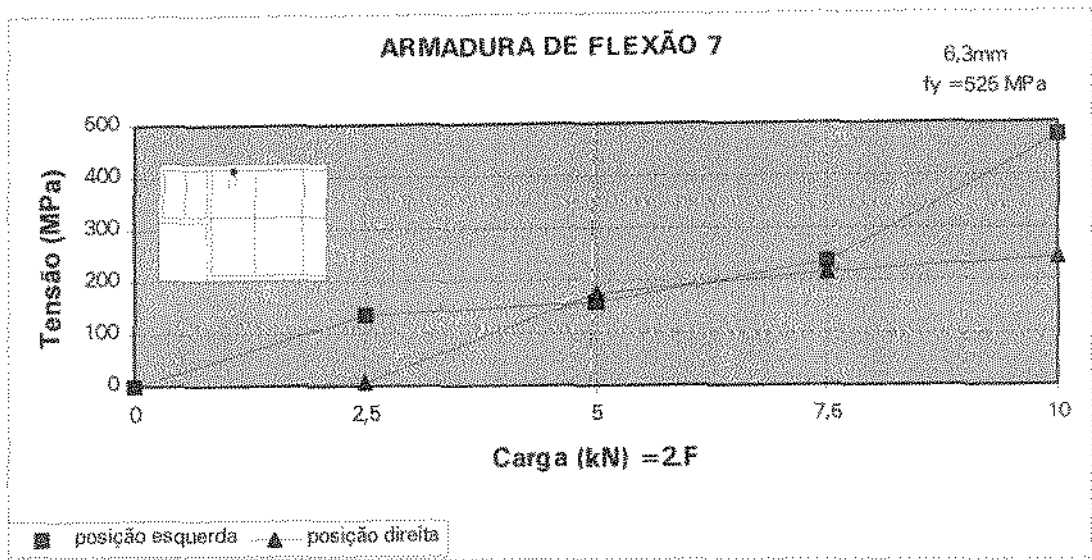


FIGURA 4.28 - Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 7- Viga 80V

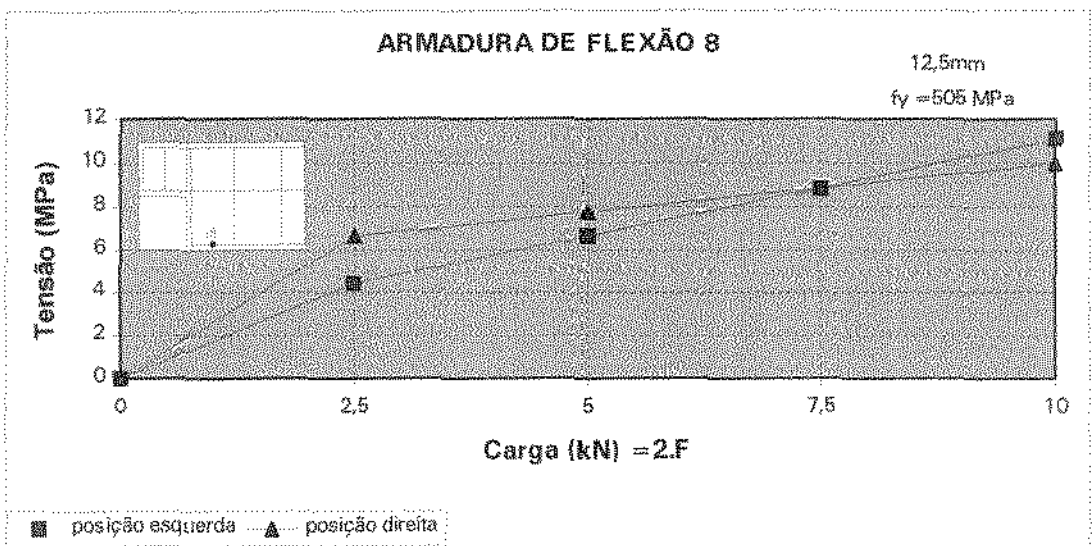


FIGURA 4.29 - Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 8- Viga80V

4.3 - VIGA 15I

A viga 15I foi armada segundo o modelo de dimensionamento proposto por LEONHARDT(1978), supondo que a resistência do dente ocorresse pela armadura de suspensão inclinada.

A viga 15I foi carregada até atingir a carga de 40kN com incrementos iniciais de 2,5kN de carga e de 5kN após a carga de 10kN.

A barra de suspensão inclinada I3, cuja tensão de escoamento era de 525 MPa que correspondia a uma deformação de 2,9 ‰, alcançou seu escoamento após a carga de 30 kN, que corresponde a uma deformação de 2,19 ‰ e uma tensão de 420 MPa.

Já o tirante, cuja tensão de escoamento era de 910 MPa e que correspondia a uma deformação de 6,3 ‰, não alcançou o escoamento, obtendo para a carga máxima de 40kN, uma tensão de 703 MPa que correspondeu a uma deformação de 3,36 ‰.

Com a carga de escoamento da armadura de suspensão (30kN), pode-se notar uma mudança na inclinação das curvas carga x flecha. A flecha máxima medida na face frontal do meio do vão foi de 8,3mm. A flecha média medida no início do escoamento da armadura de suspensão foi de 3,43mm. A figura 4.31 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As primeiras fissuras aparentes ocorreram no dente da extremidade esquerda com a carga de 15kN, como pode-se observar pelas curvas carga x deformação no concreto. Quanto à inclinação da fissuração inicial nas faces dos dentes, nota-se uma inclinação em torno de 70° nas faces esquerda posterior e direita frontal e uma inclinação em torno de 20° nas faces esquerda frontal e direita posterior. Detalhes da evolução da fissuração nas faces do dente são apresentadas na figura 4.30.

As figura 4.32 à 4.35 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante, e as figuras de 4.36 a 4.44 mostram a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

Sobre os dentes, os estribos E1 e E2 (figuras 4.36 e 4.37) foram tracionados.

Uma observação importante cabe à ancoragem superior da barra inclinada junto ao nó 6, onde notou-se na face esquerda posterior o esmagamento do concreto.

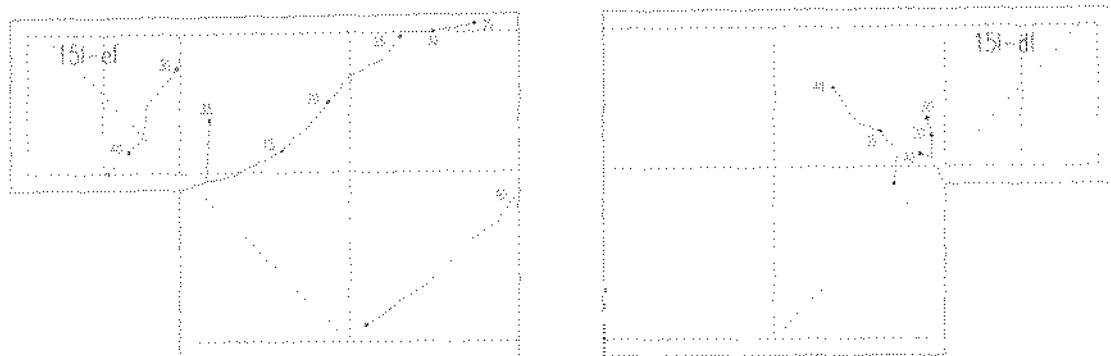
O estribo E4, último estribo colocado na viga próximo ao dente não sofreu deformação significativa em relação à barra inclinada I3.

No tirante, para a carga última, a deformação ficou próxima ao escoamento. A curva carga x tensão apresentou uma mudança na inclinação logo após o aparecimento das primeiras fissuras e também após o início do escoamento da barra inclinada.

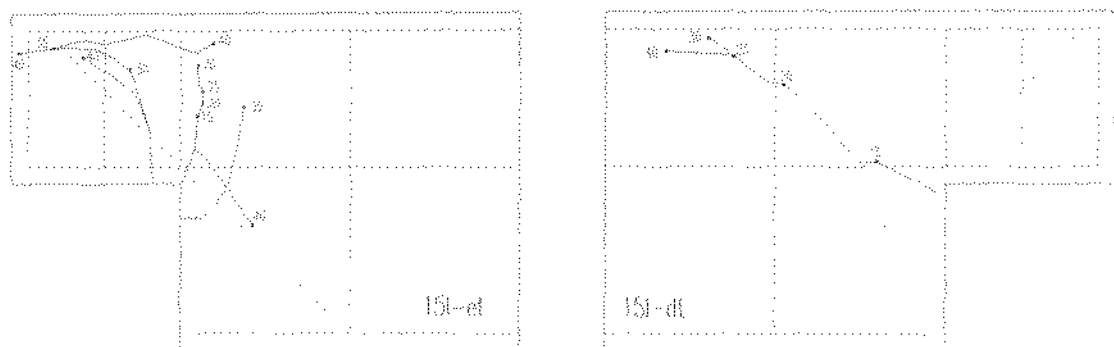
Não houve grandes deformações nas armaduras de flexão L7 e L8.

A barra inclinada de suspensão foi instrumentada também na sua ancoragem junto à armadura de flexão inferior, onde apresentou uma deformação não acentuada em relação à instrumentação no ponto I3.

A resistência média à compressão do concreto de 23,6 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.



a) face frontal



b) face posterior

FIGURA 4.30 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - VIGA 15I

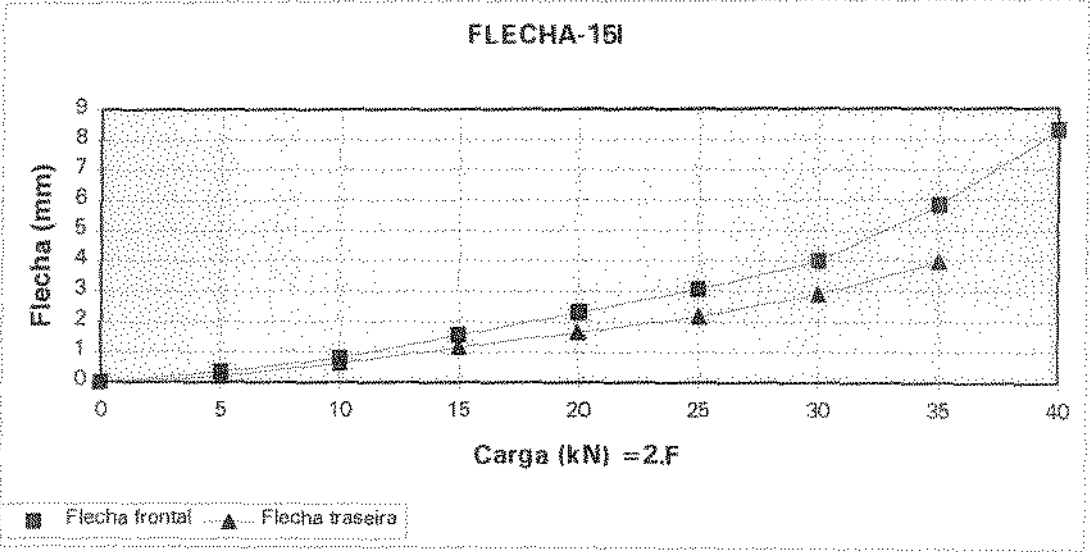


FIGURA 4.31 - Curva carga x flecha - VIGA 15 I

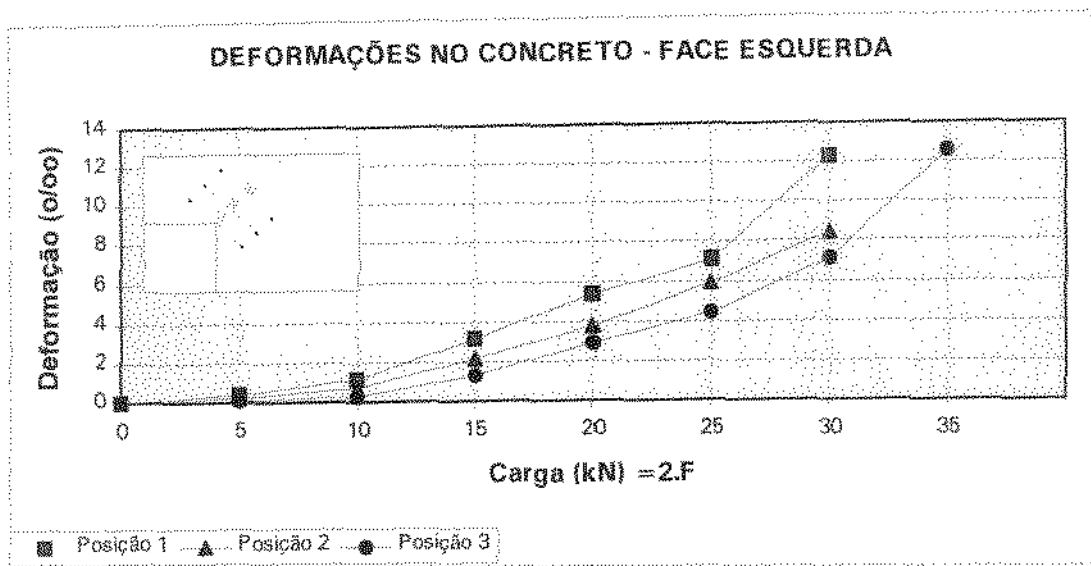


FIGURA 4.32 - Curva carga x deformação no concreto - face ef - VIGA 15 I

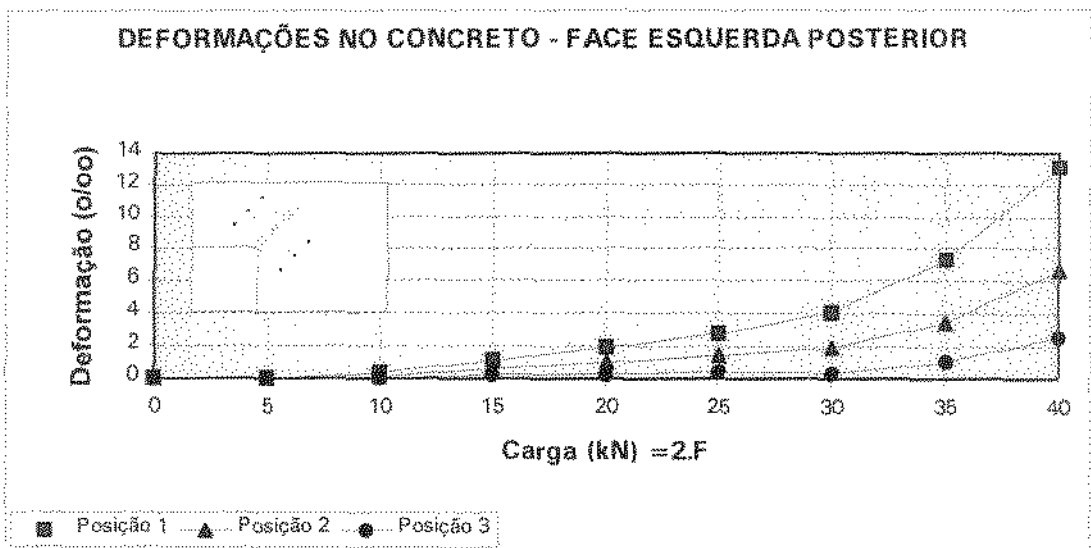


FIGURA 4.33 - Curva carga x deformação no concreto - face et - VIGA 15 I

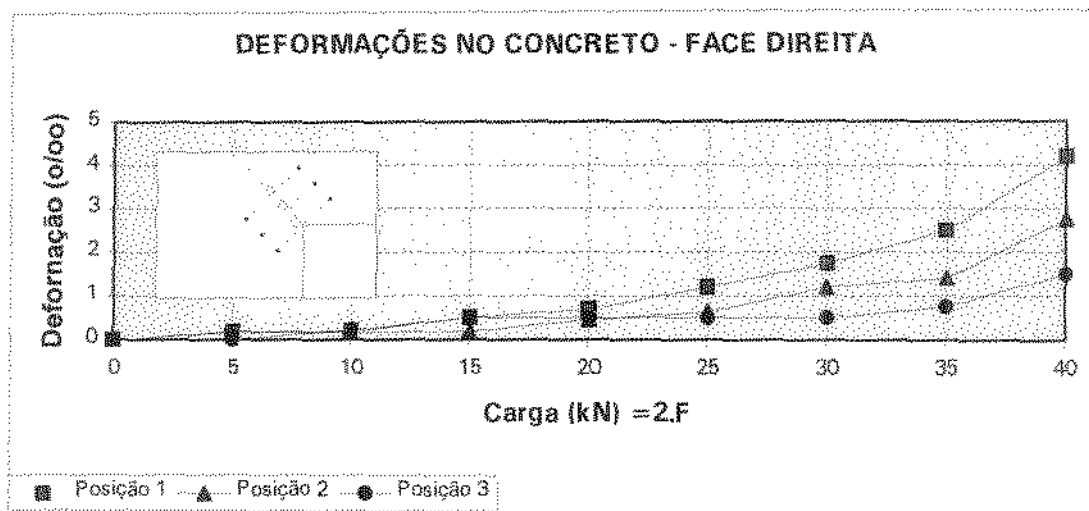


FIGURA 4.34 - Curva carga x deformação no concreto - face dt - VIGA 15 I

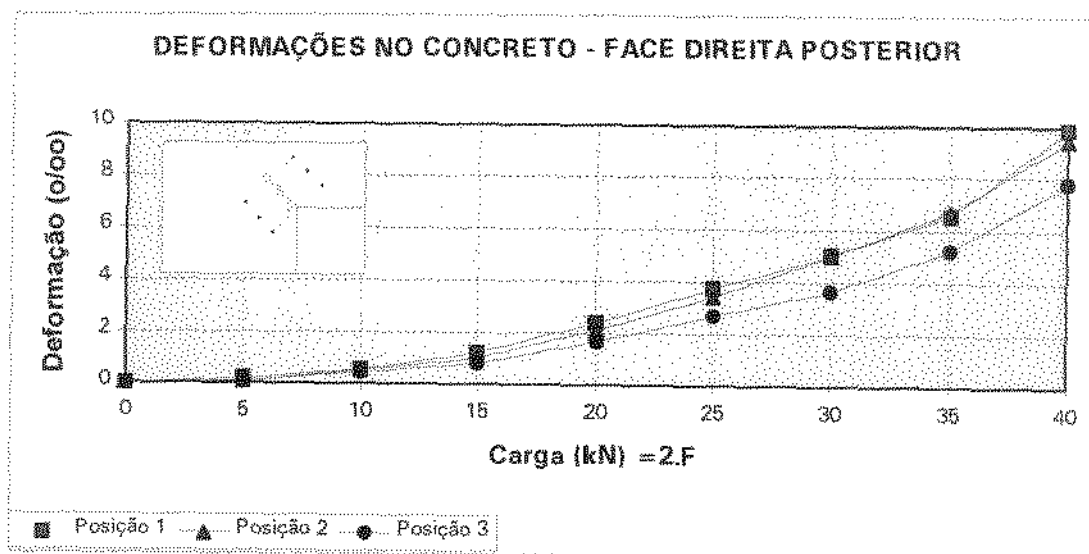


FIGURA 4.35 - Curva carga x deformação no concreto - face dt - VIGA 15 I

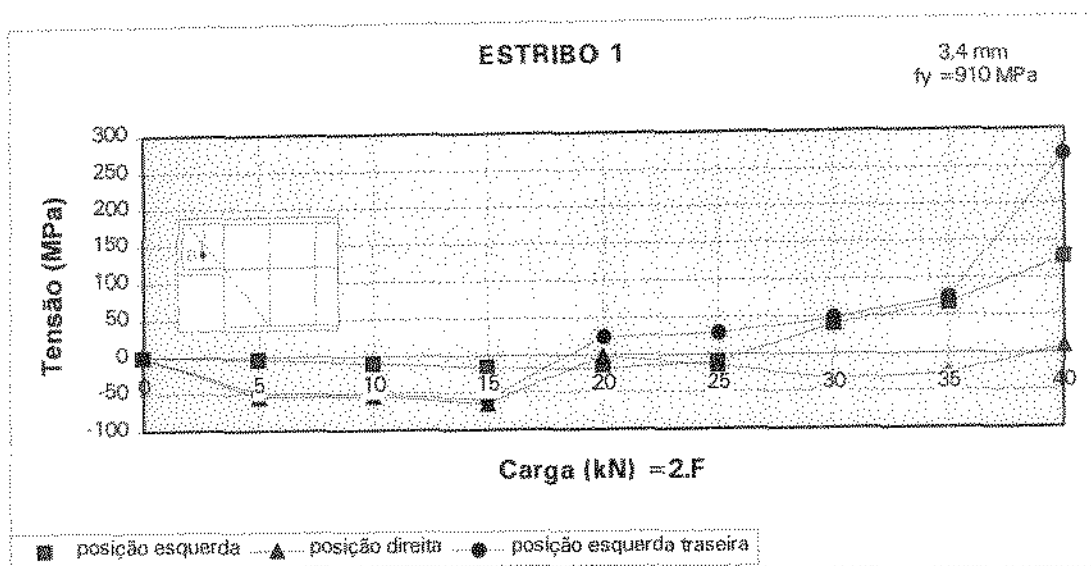


FIGURA 4.36 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - VIGA 15 I

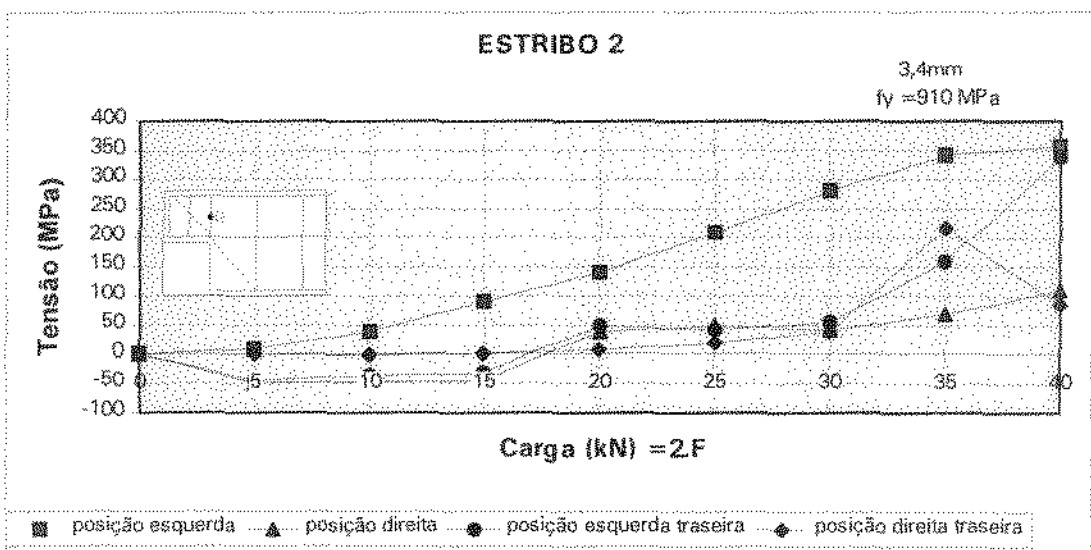


FIGURA 4.37 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - VIGA 15 I

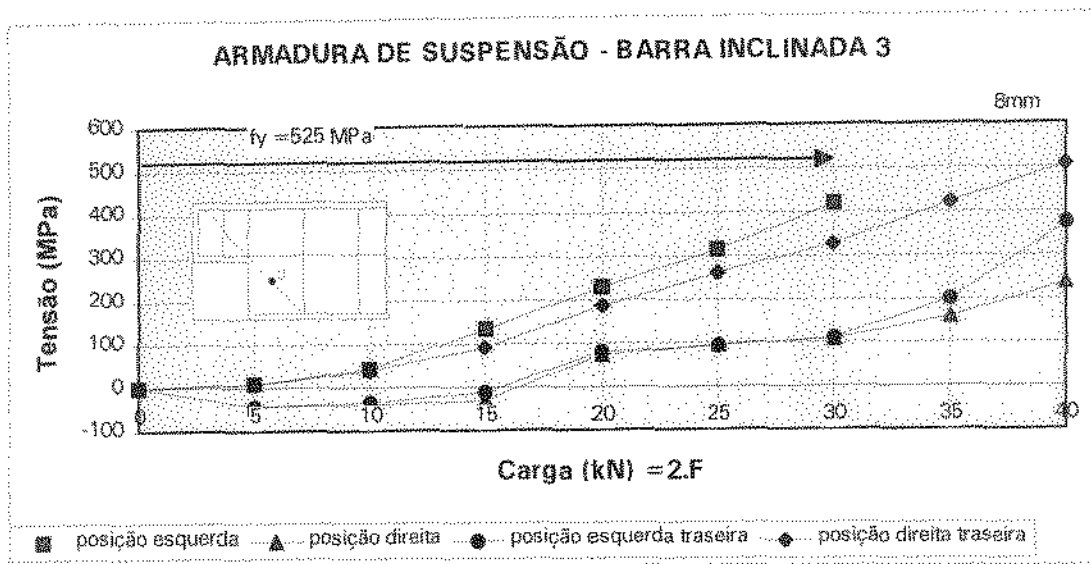


FIGURA 4.38 - Curva carga x tensão nas barras inclinadas - posição 3-VIGA 15 I

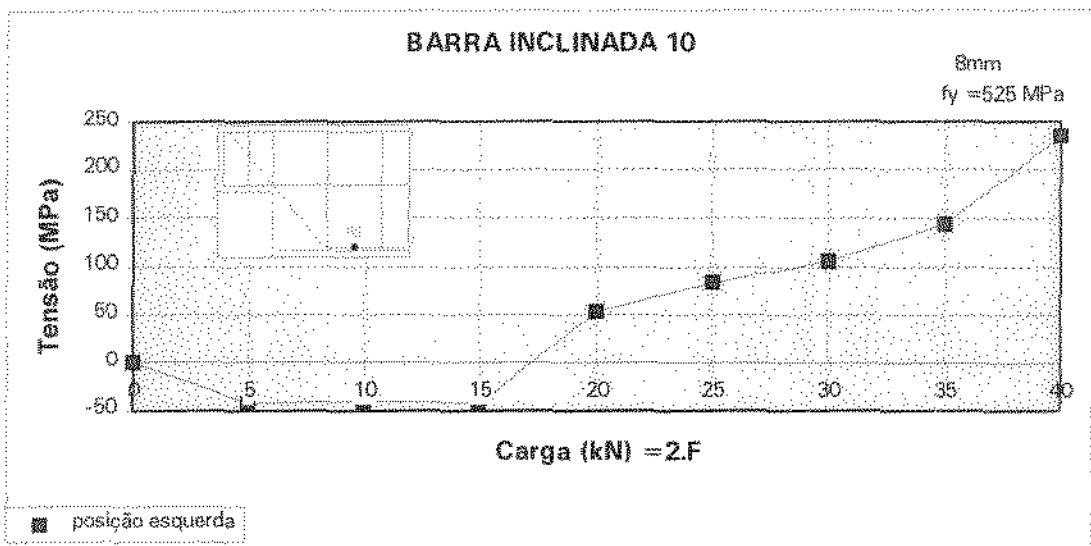


FIGURA 4.39 - Curva carga x tensão na barra inclinada na posição 10- VIGA 15 I

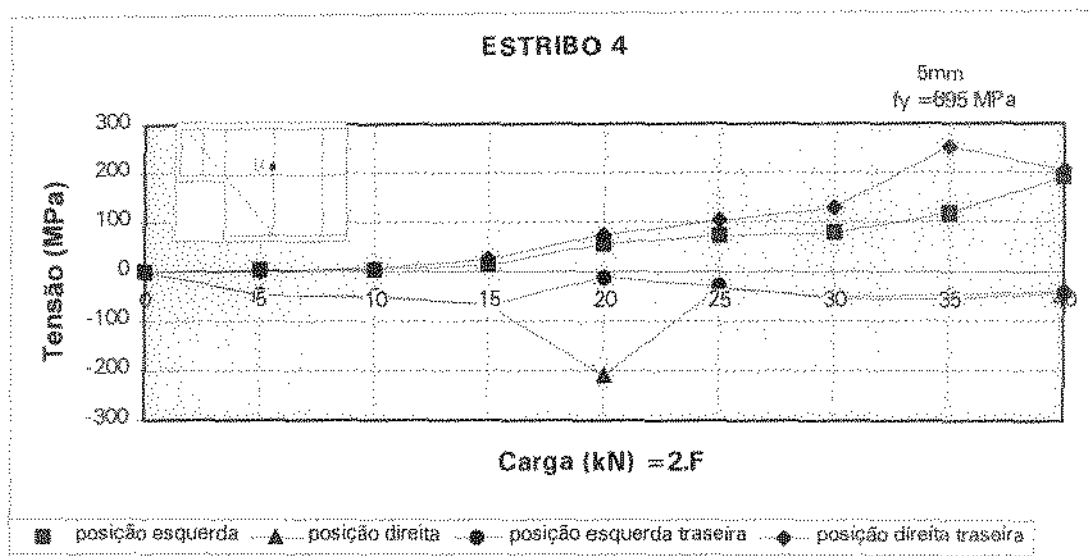


FIGURA 4.40 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - VIGA 15 I

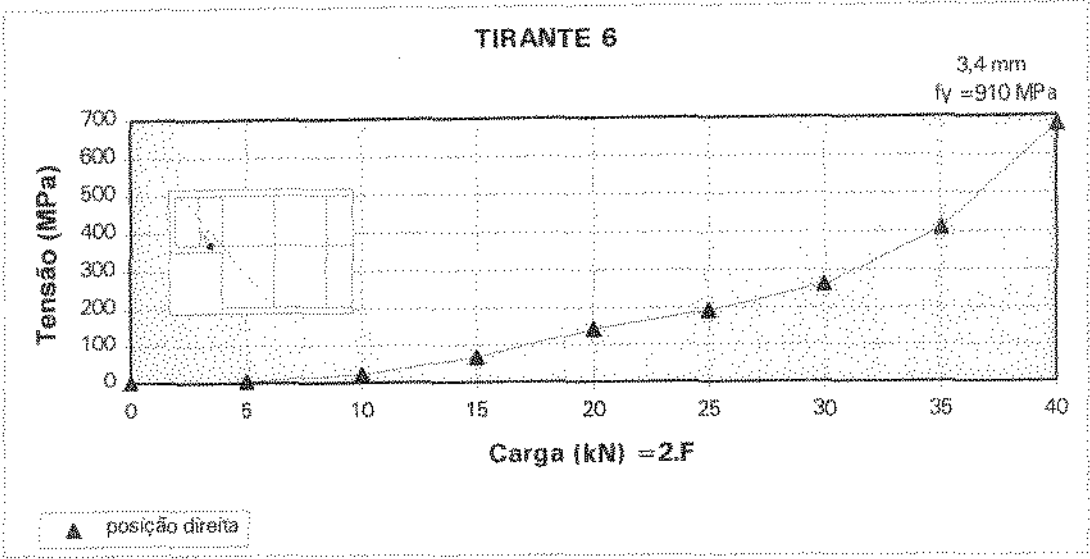


FIGURA 4.41 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - VIGA 15 I

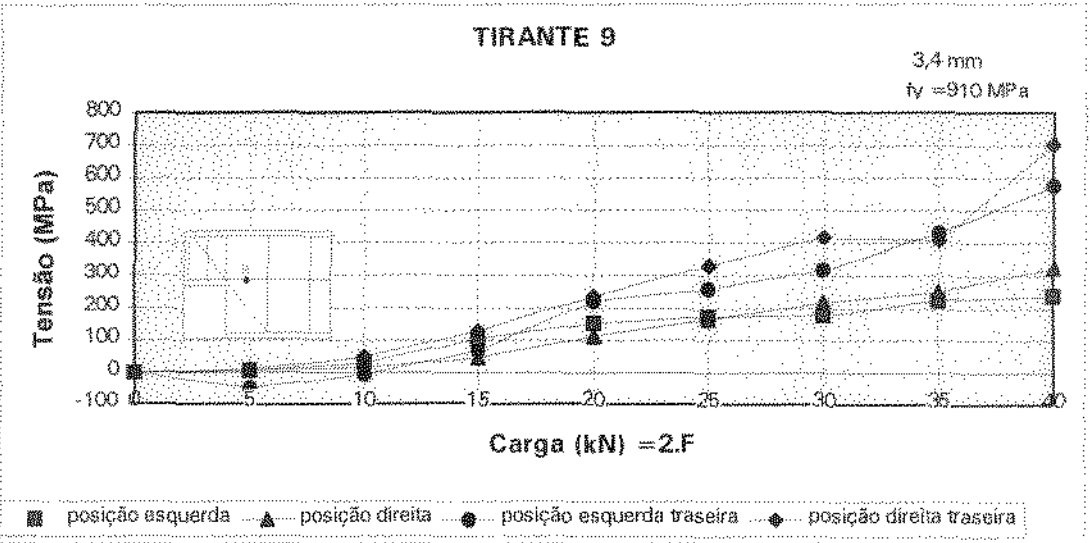


FIGURA 4.42 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - VIGA 15 I

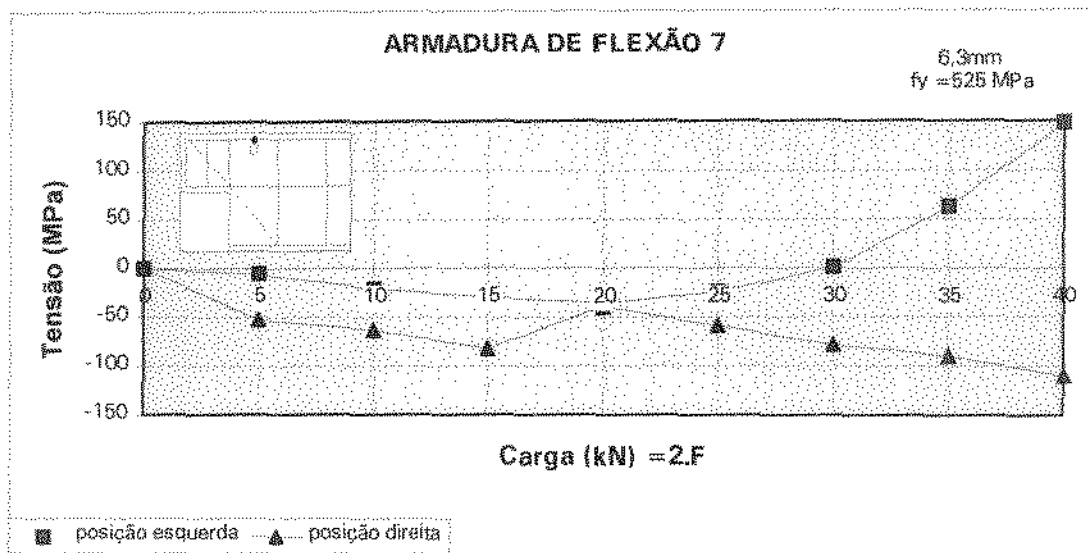


FIGURA 4.43 -Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 7- VIGA 15 I

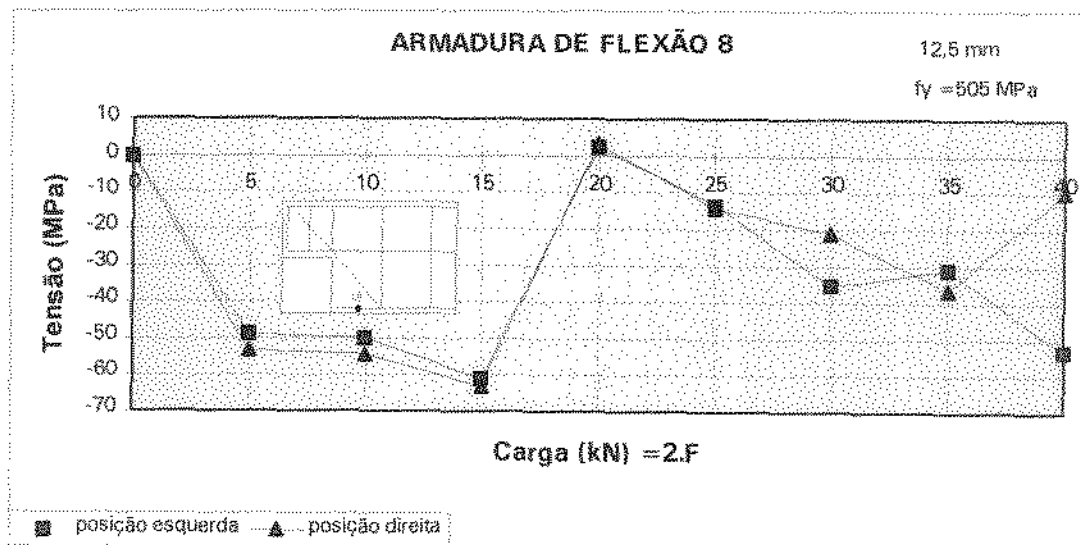


FIGURA 4.44 -Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 8- VIGA 15 I

4.4 - VIGA 80I

A viga 80I, confeccionada em concreto de alta resistência, foi armada segundo o modelo de dimensionamento proposto por LEONHARDT(1978), supondo que a carga aplicada fosse resistida pela barra de suspensão inclinada.

A viga 80I foi carregada até atingir a carga máxima de 65kN, sendo que as medidas das flechas e das deformações no concreto foram tomadas somente até a carga de 55kN, devido ao estado de fissuração exagerada. Os incrementos de carga foram de 2,5kN até a carga de 10kN e depois foram dados incrementos de 5kN.

A barra de suspensão inclinada I3, cuja tensão de escoamento era de 525 MPa correspondente a uma deformação de 2,9‰, começou a escoar após a carga de 50kN cuja tensão correspondeu a 484 MPa e cuja deformação correspondeu a 2,52‰.

Já o tirante na posição T6, cuja tensão de escoamento era de 910 MPa que correspondia a uma deformação de 6,3 ‰, alcançou o escoamento logo após a carga de 55 kN cuja deformação correspondeu a 6,28 ‰ e a tensão correspondeu a 900 MPa.

A flecha média máxima no meio do vão medida no início do escoamento do tirante(55kN) foi de 7,64mm e a flecha média medida no início do escoamento da barra de suspensão inclinada(50kN) foi de 6,28mm. A figura 4.46 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As figuras 4.47 à 4.50 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante, e as figuras de 4.51 à 4.59 mostram a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

As primeiras fissuras aparentes ocorreram com a carga de 20kN, conforme detalhe da fissuração apresentado na figura 4.45 e curvas carga x deformação no concreto.

A inclinação inicial da fissuração nas faces esquerda posterior e direita frontal apresentaram-se quase que verticais. Já nas faces direita posterior e esquerda frontal, a inclinação das fissuras foram menos acentuadas variando em torno de 50°. A evolução da fissuração pode ser observada na figura 4.45.

Sobre os dentes, o estribo E2, aproximou-se do escoamento com a carga máxima de 65kN.

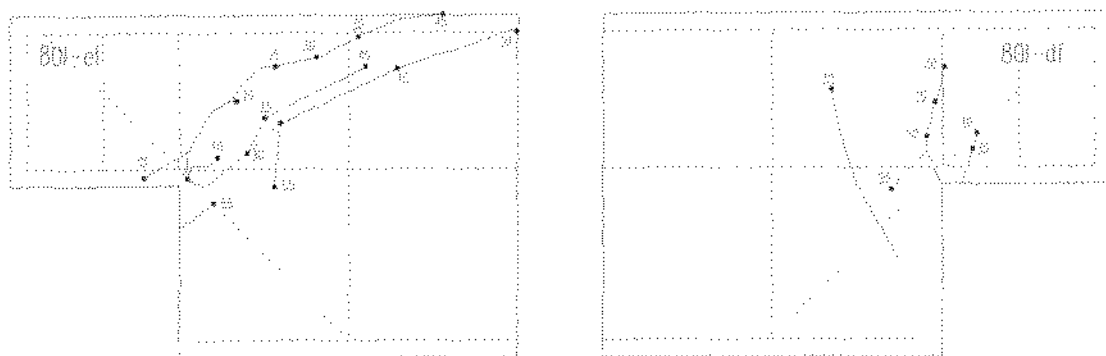
O estribo E4, último estribo da viga próximo ao dente, não apresentou deformação até que todos os tirantes e armaduras de suspensão já tivessem escoado.

No tirante nas posições T6 e T9, após a ramificação do processo de fissuração nota-se um sensível aumento da tensão.

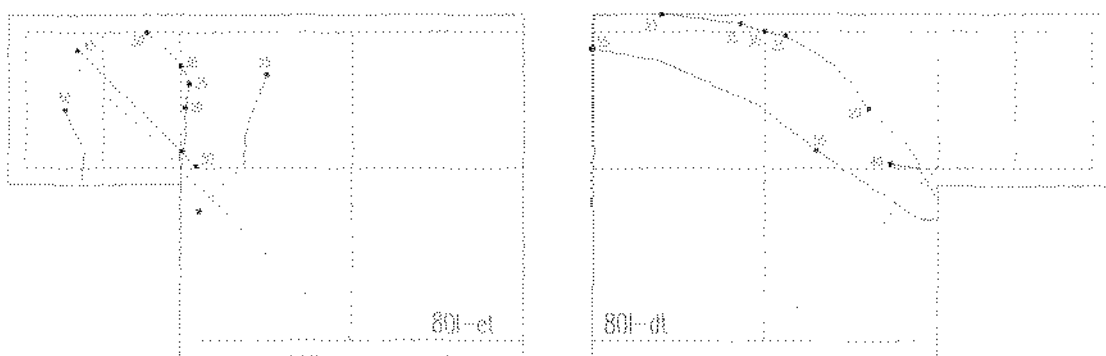
Quando o mecanismo de fissuração atingiu a armadura de flexão superior L7, esta foi tracionada.

No ponto de instrumentação I10, que representa a parte da barra inclinada ancorada junto à armadura de flexão inferior, observou-se que após o escoamento da barra na posição I3, houve uma mudança na inclinação da curva, o que mostra uma boa ancoragem.

A resistência média à compressão do concreto de 88,9 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.



a) face frontal



b) face posterior

FIGURA 4.45 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - VIGA 80 I

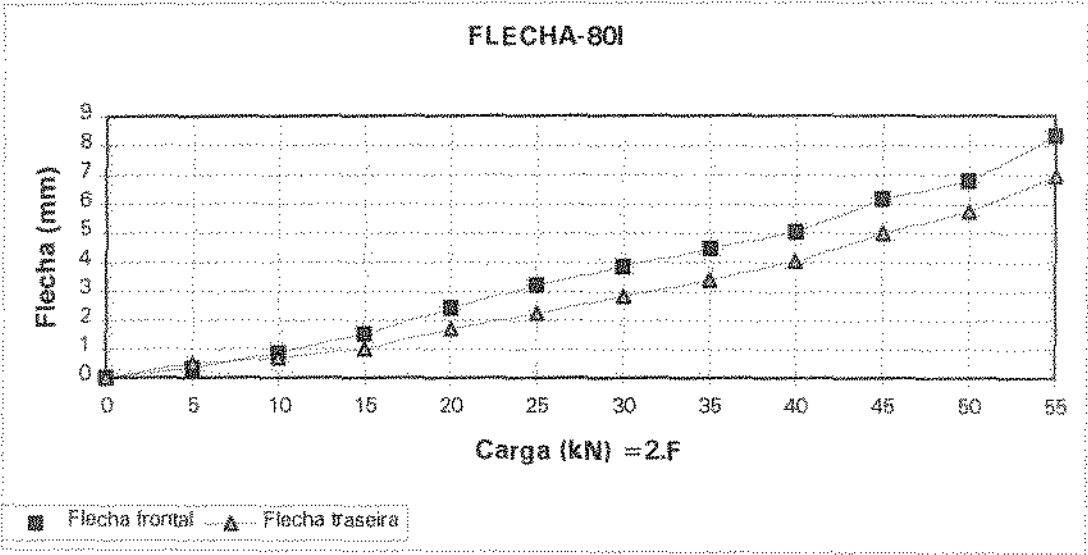


FIGURA 4.46 - Curva carga x flecha - VIGA 80 I

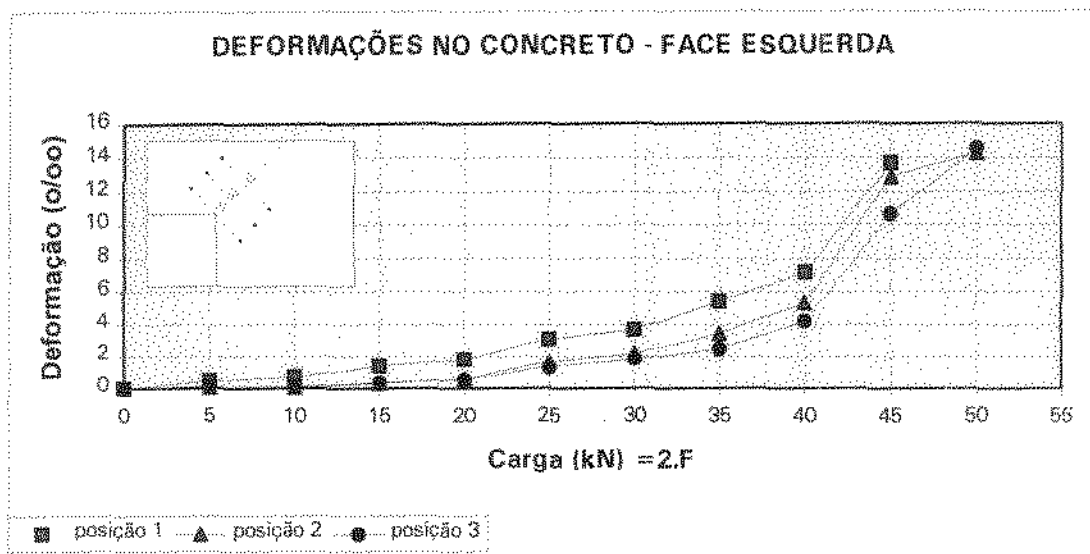


FIGURA 4.47 - Curva carga x deformação no concreto- face ef - VIGA 80 I

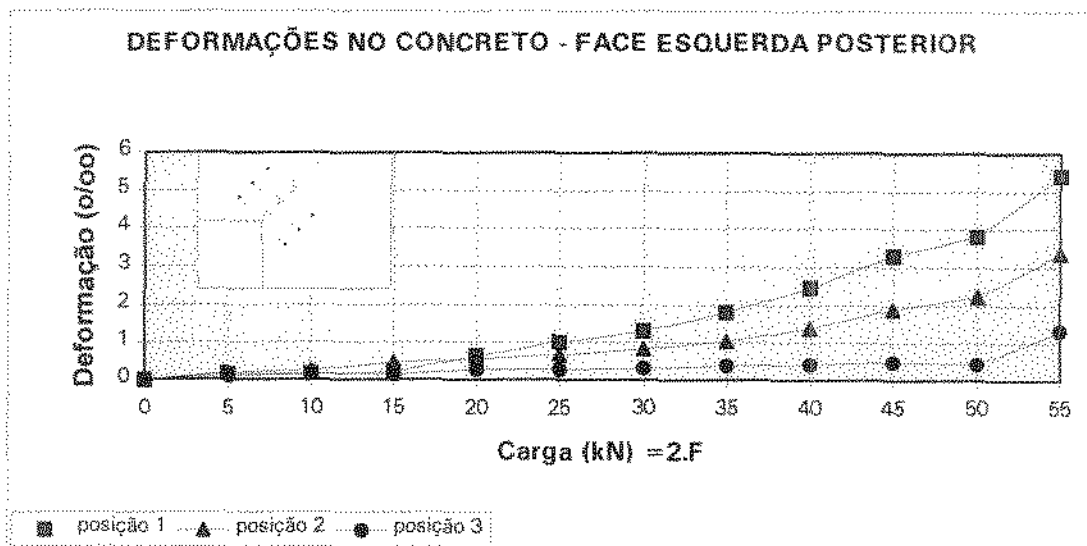


FIGURA 4.48 - Curva carga x deformação no concreto - face et - VIGA 80 I

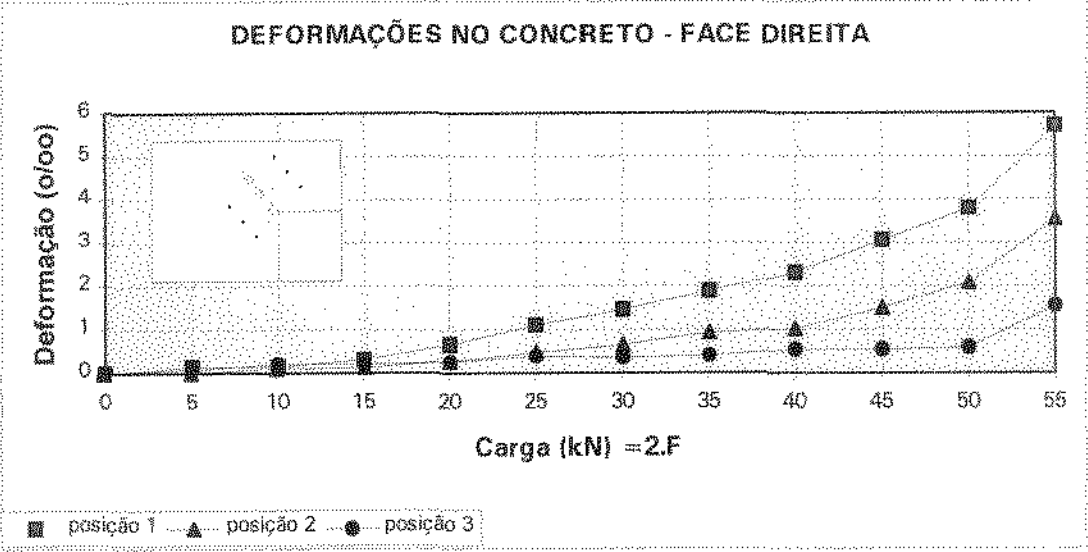


FIGURA 4.49 - Curva carga x deformação no concreto - face df - VIGA 80 I

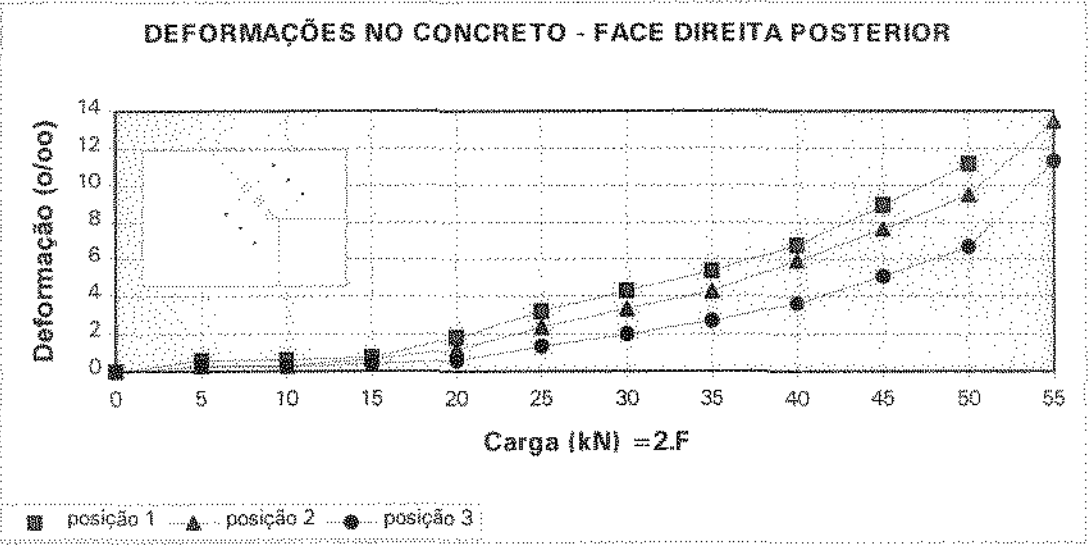


FIGURA 4.50 - Curva carga x deformação no concreto - face dt - VIGA 80 I

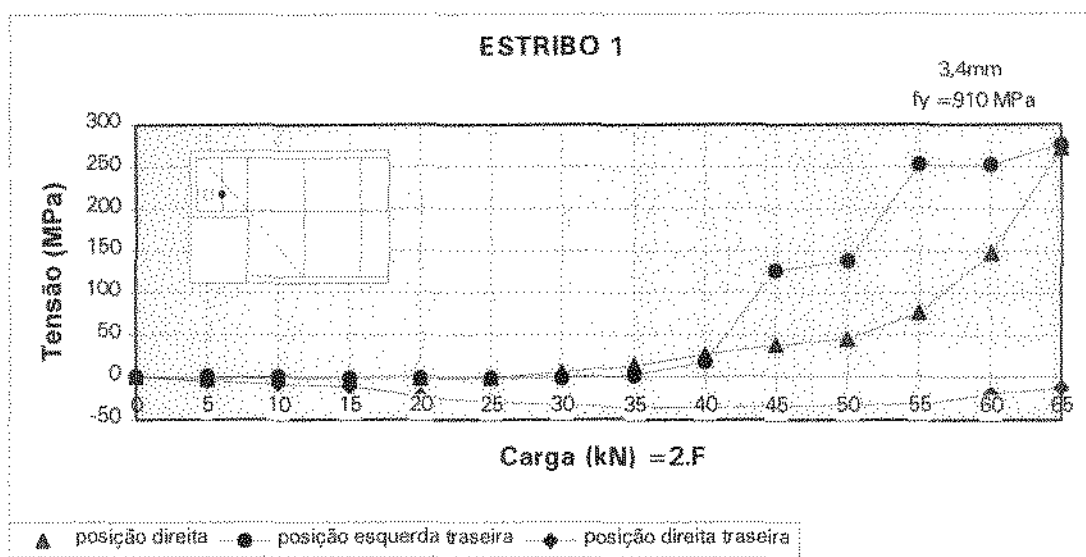


FIGURA 4.51 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - VIGA 80 I

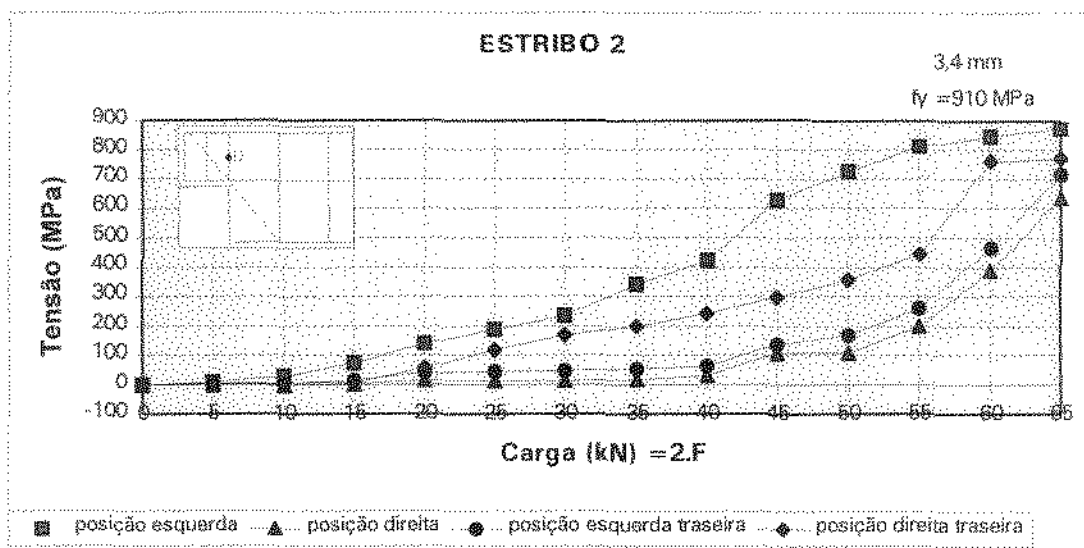


FIGURA 4.52 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - VIGA 80 I

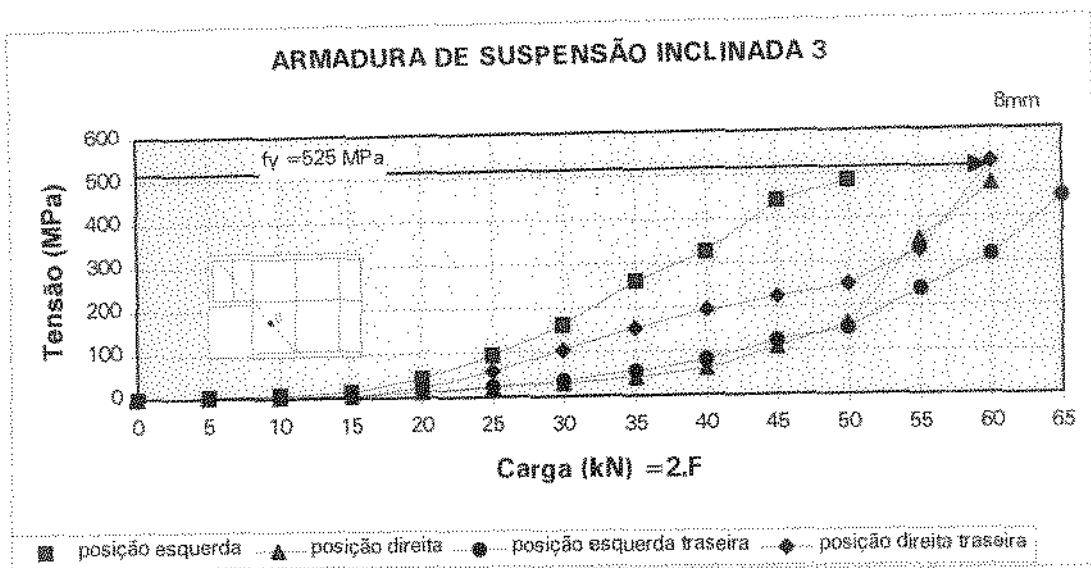


FIGURA 4.53 -Curva carga x tensão nas barras inclinadas na posição 3-VIGA 80 I

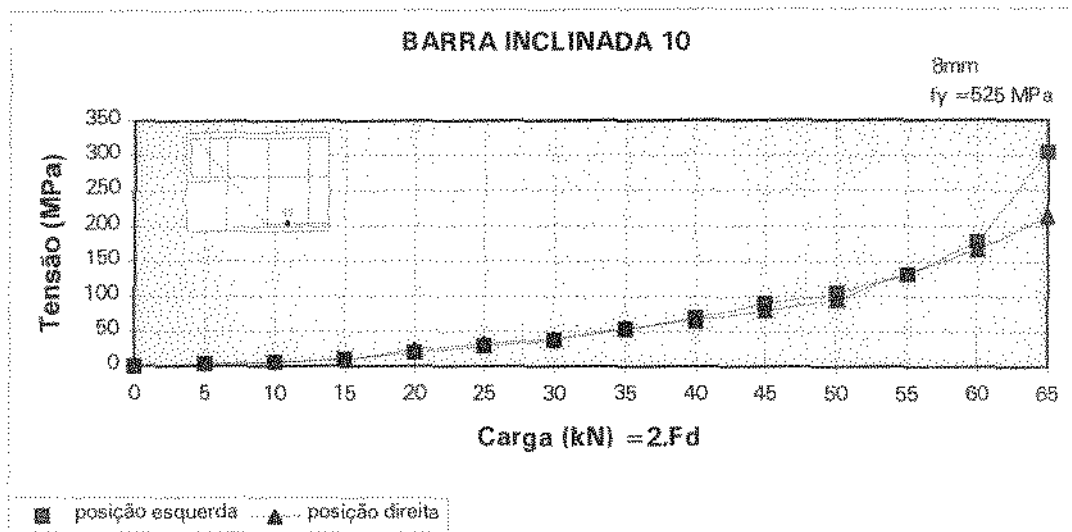


FIGURA 4.54 -Curva carga x tensão na barra inclinada na posição 10 - VIGA 80 I

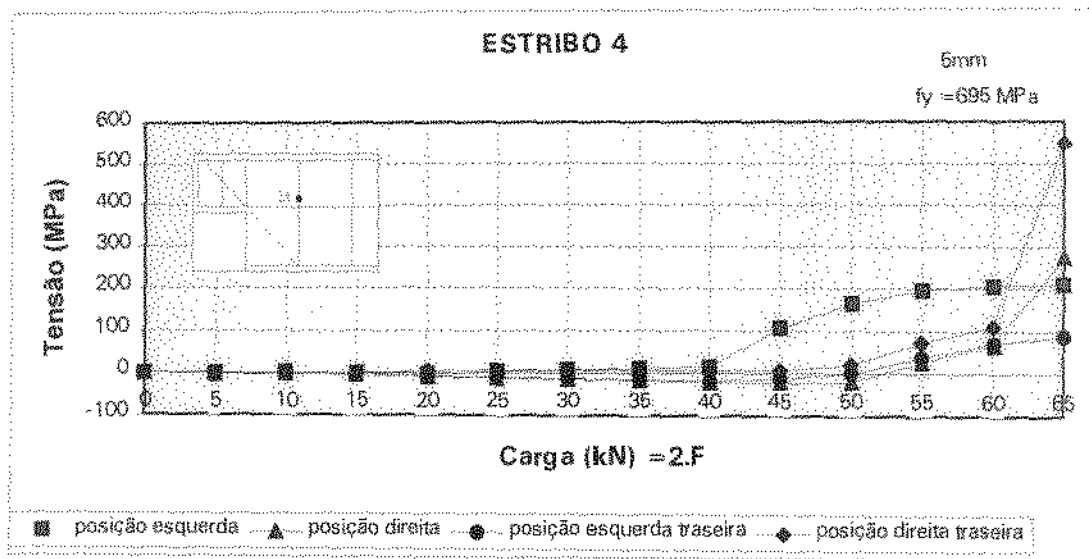


FIGURA 4.55 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - VIGA 80 I

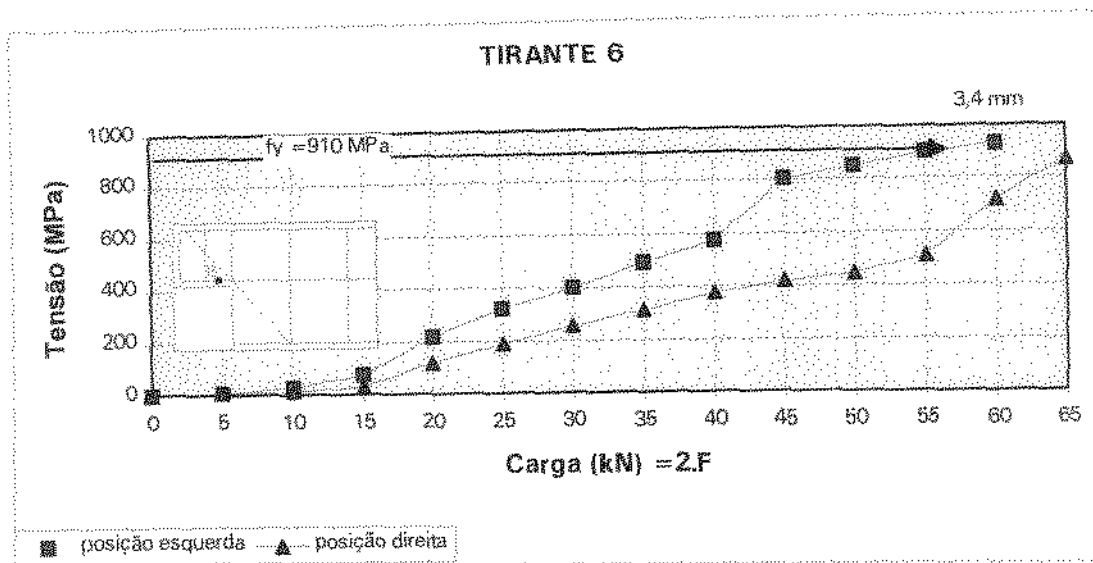


FIGURA 4.56 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 6 - VIGA 80 I

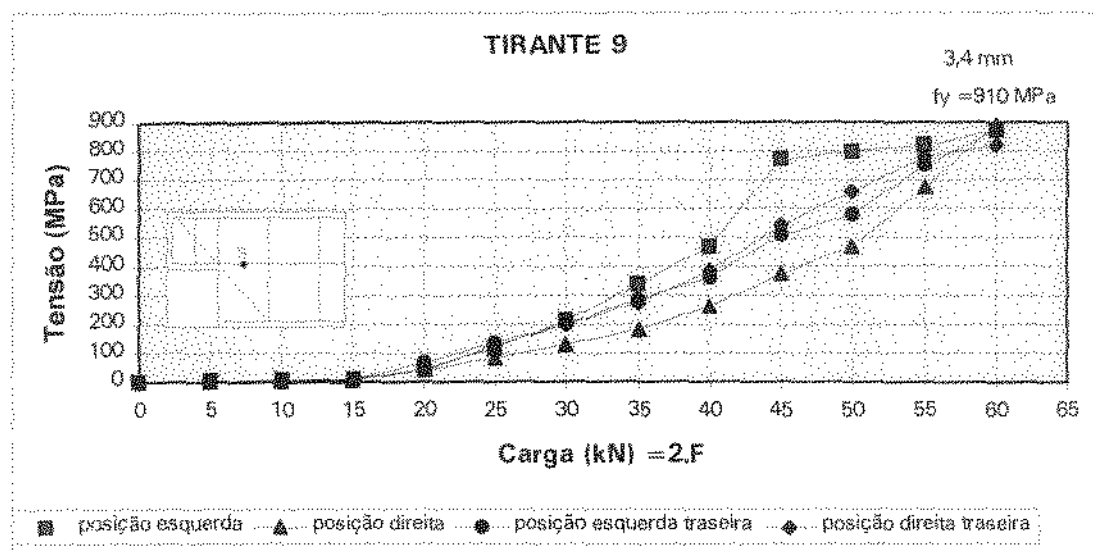


FIGURA 4.57 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - VIGA 80 I

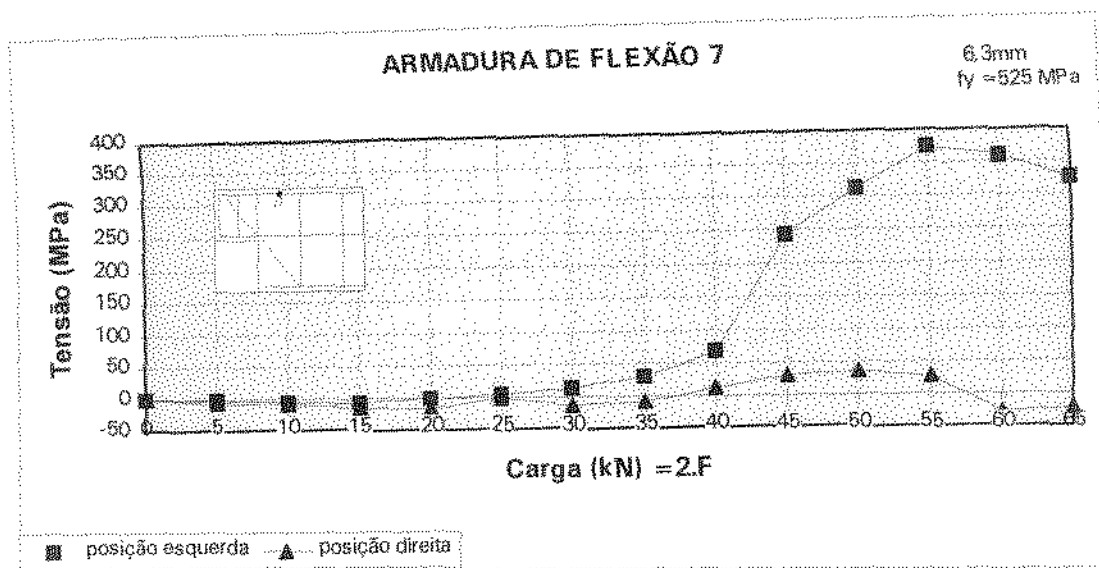


FIGURA 4.58 - Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 7- VIGA 80I

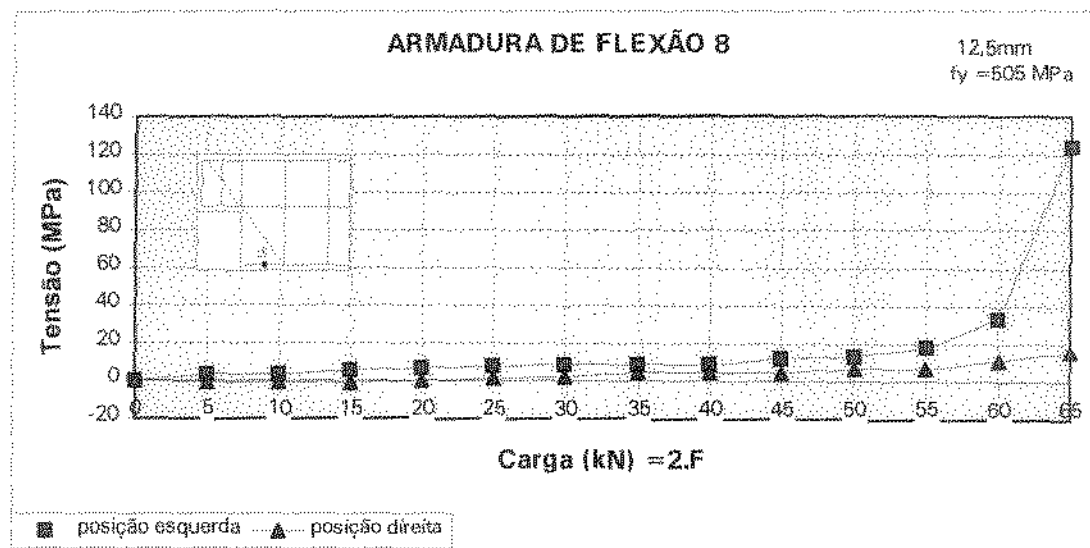


FIGURA 4.59 -Curva carga x tensão na armadura de flexão-posição 8- VIGA 80 I

4.5 - VIGA 15S

A viga 15S foi dimensionada segundo analogia proposta por FUSCO (1996), dividindo-se a armadura entre as posições inclinada e vertical segundo distribuição dada por BURKE (1976). Embora, de acordo com a normalização, a armadura mínima de costura fosse dispensável, esta última foi introduzida no dente com o objetivo de melhorar a distribuição da carga aplicada sobre o dente e melhorar a ancoragem.

Esta viga foi carregada até atingir a carga máxima de 80kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5kN até a carga de 10kN e com incrementos de 5kN para o restante do ensaio.

A barra de suspensão inclinada I3, cuja tensão de escoamento era de 525MPa correspondente a uma deformação de 2,9‰, começou a escoar após a carga de 70kN cuja deformação correspondeu a 2,38‰ e a tensão correspondeu a 457MPa. Já a armadura de suspensão vertical E3 não chegou a escoar, assim como o tirante.

A inclinação da curva carga x flecha teve uma mudança significativa em sua inclinação para a carga de 70kN, próxima ao escoamento da barra inclinada I3. A flecha média máxima no meio do vão foi de 12,32 mm. A flecha média medida no escoamento da armadura de suspensão foi de 10,26 mm. A figura 4.61 mostra a evolução destes deslocamentos verticais.

As figuras de 4.62 à 4.69 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante(D1, D2, D3) e das paralelas à bissetriz(B1 e B2). As figuras de 4.70 à 4.77 mostram a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

A fissuração na extremidade esquerda da viga iniciou-se com uma carga de 20kN com uma inclinação em torno de 45° . A evolução da fissuração são apresentadas na figura 4.60.

Sobre os dentes, os estribos E1 e E2 apresentaram tração.

O tirante T9 chegou perto do escoamento para a carga última aplicada (80kN).

A armadura de costura C6 teve uma boa deformação acompanhando a deformação do tirante T9. A armadura de costura atingiu para a carga última de 80kN, as deformações de 1,67‰ e 2,29‰ para os lados esquerdo e direito respectivamente, enquanto que o tirante T9 atingiu deformações, para a carga última, de 2,48‰ e 2,14‰ para os lados esquerdo e direito respectivamente.

A resistência média à compressão do concreto de 27,1 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.

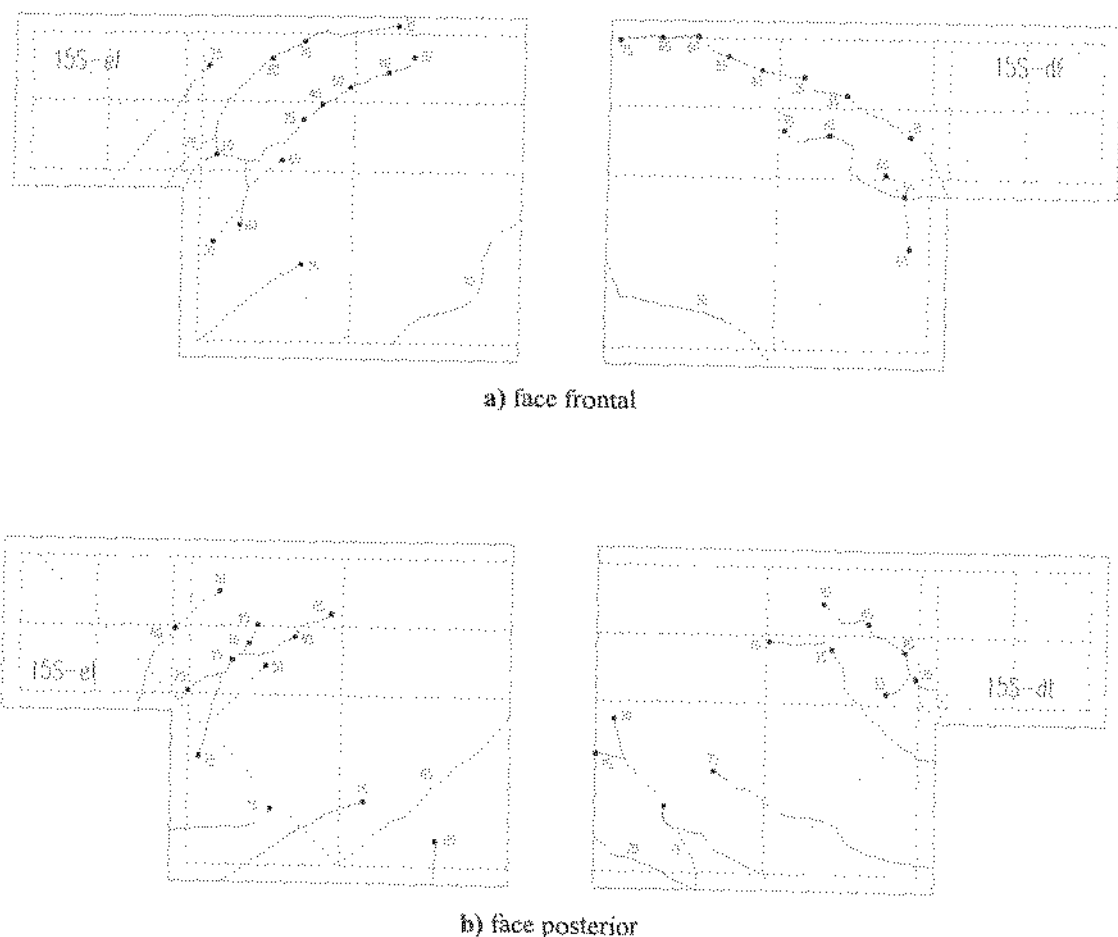


FIGURA 4.60 - Detalhe da fissuração no estágio final de carga - VIGA 15S

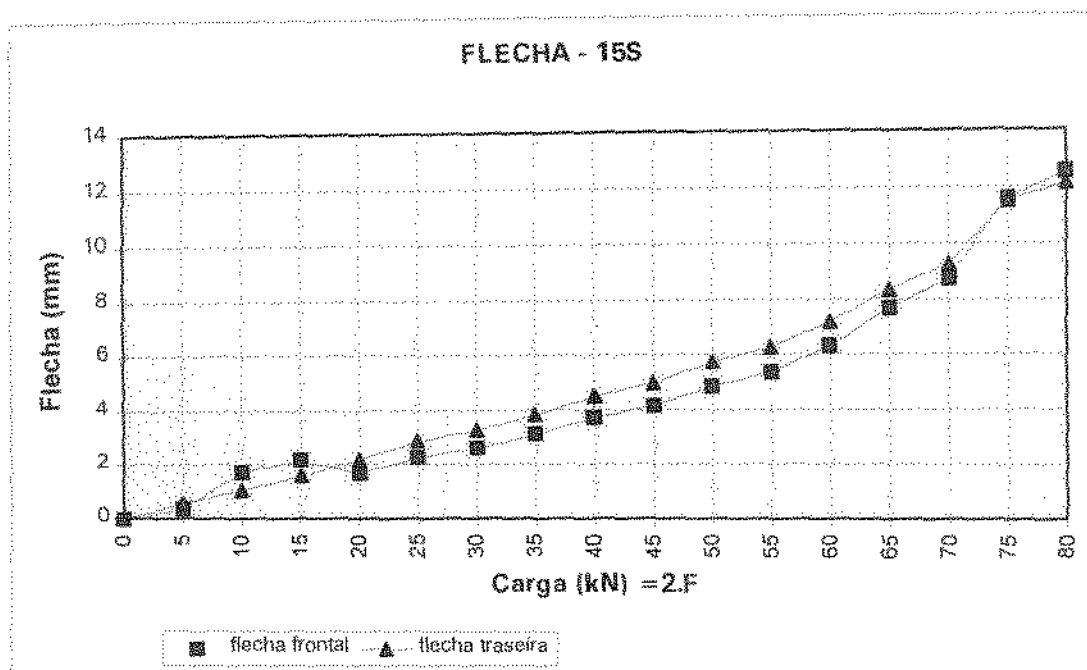


FIGURA 4.61 - Curva carga x flecha - VIGA 15S

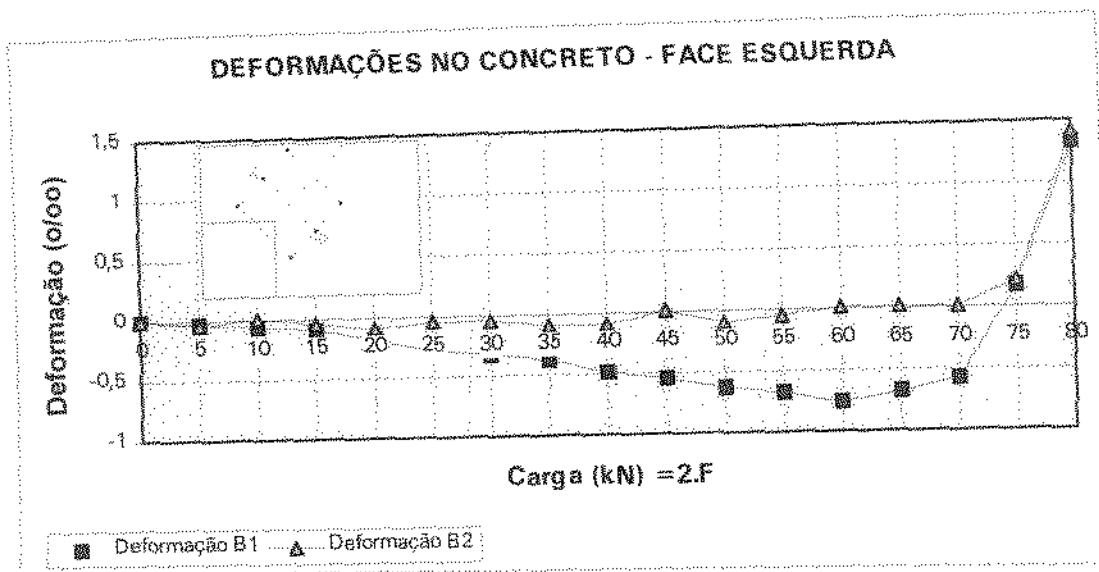


FIGURA 4.62 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz da face ef - VIGA 15S

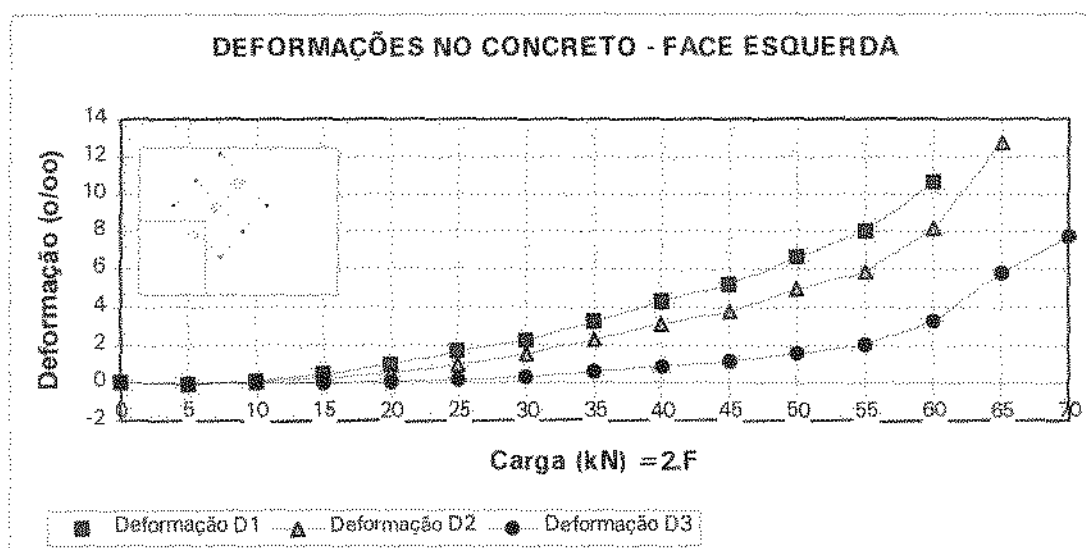


FIGURA 4.63 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal da face ef - VIGA 15S

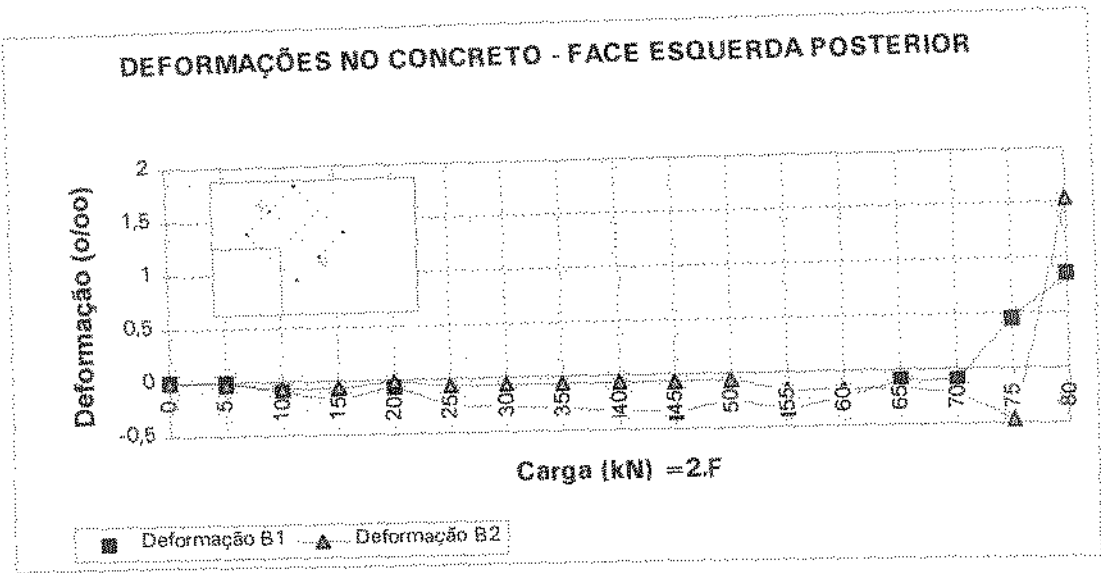


FIGURA 4.64 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz da face et - VIGA 15S

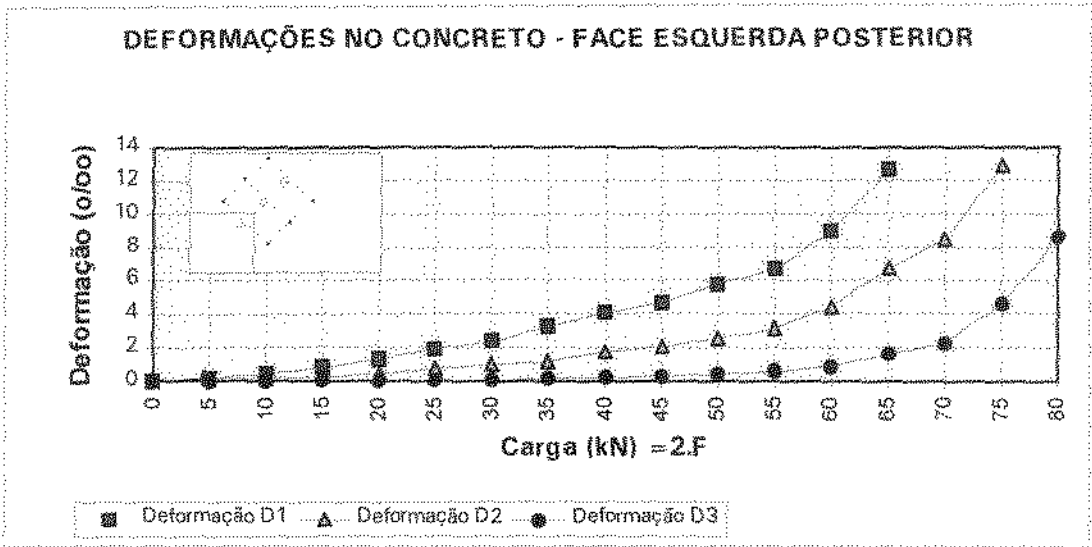


FIGURA 4.65 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal da face et - VIGA 15S

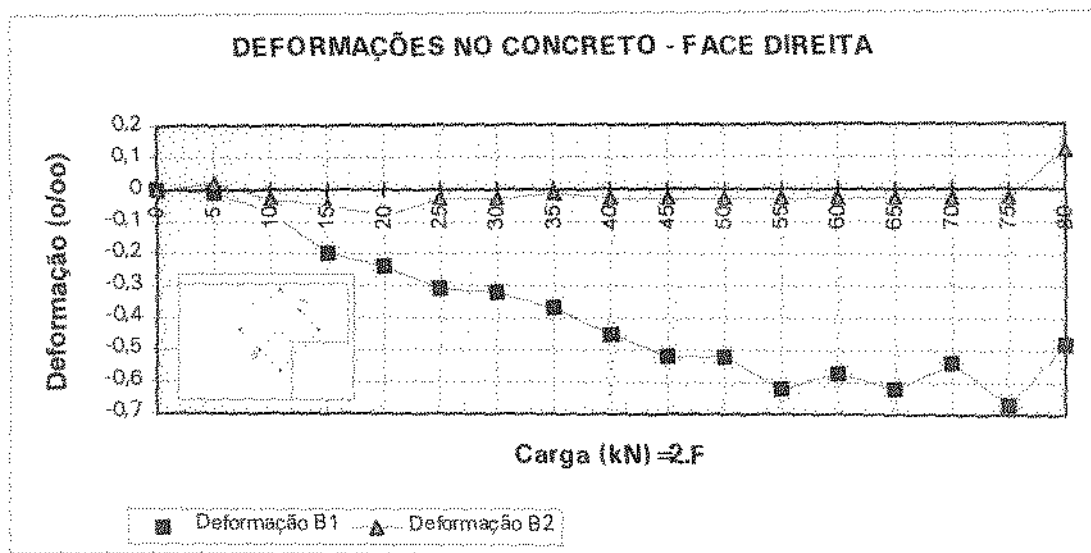


FIGURA 4.66 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz da face df - VIGA 15S

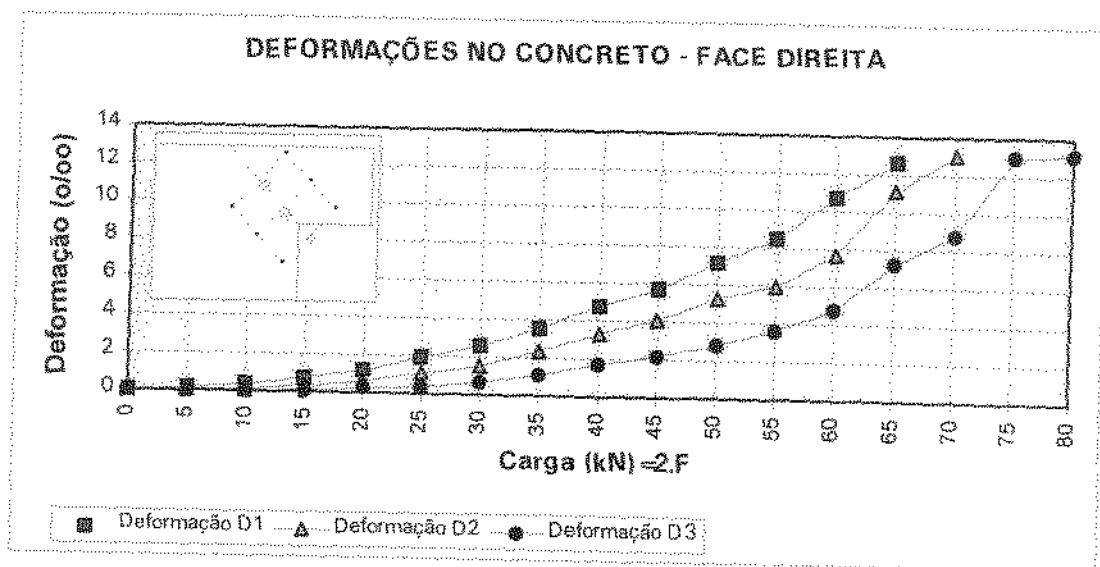


FIGURA 4.67 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal da face df - VIGA 15S

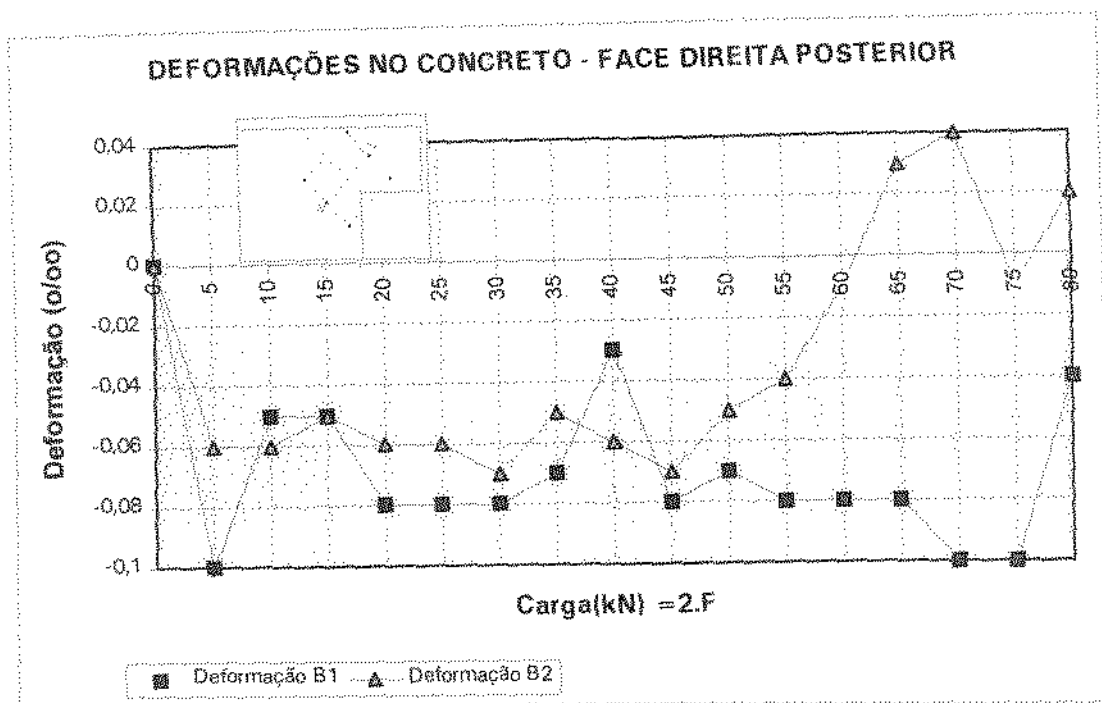


FIGURA 4.68 - Curva Carga x deformação no concreto - Bissetriz da face dt - viga 15S

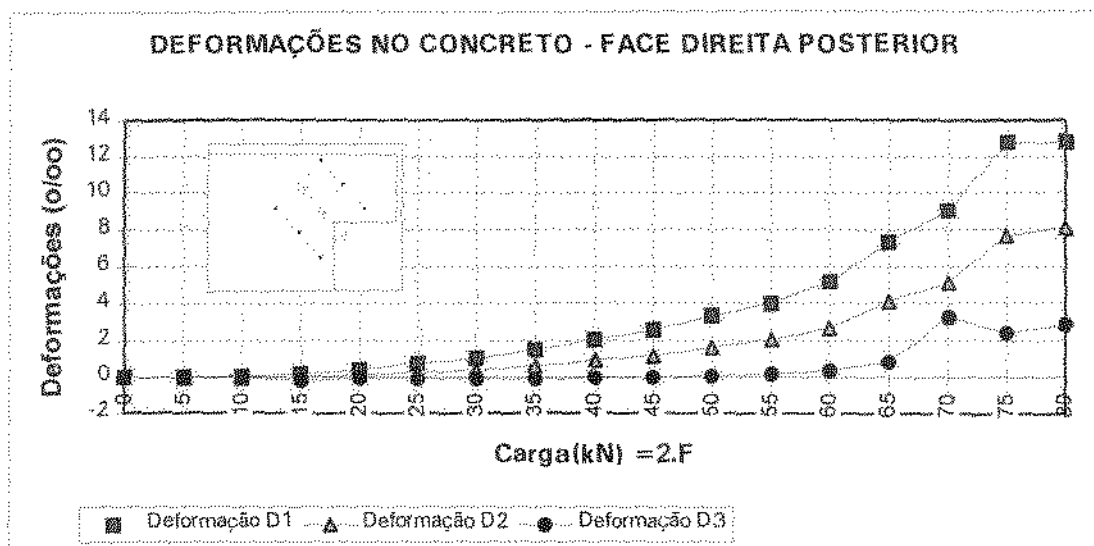


FIGURA 4.69 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal da face dt - VIGA 15S

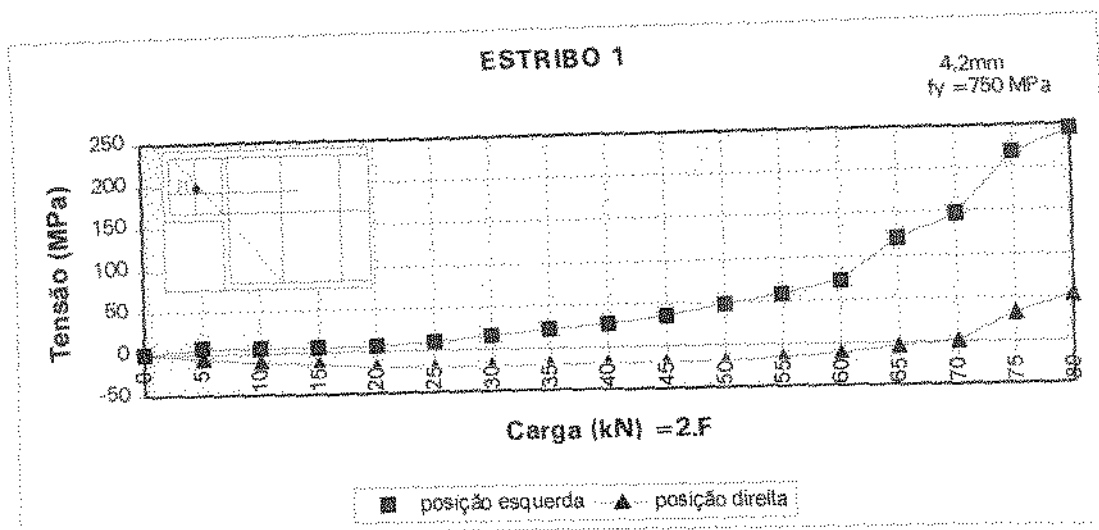


FIGURA 4.70 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - VIGA 15S

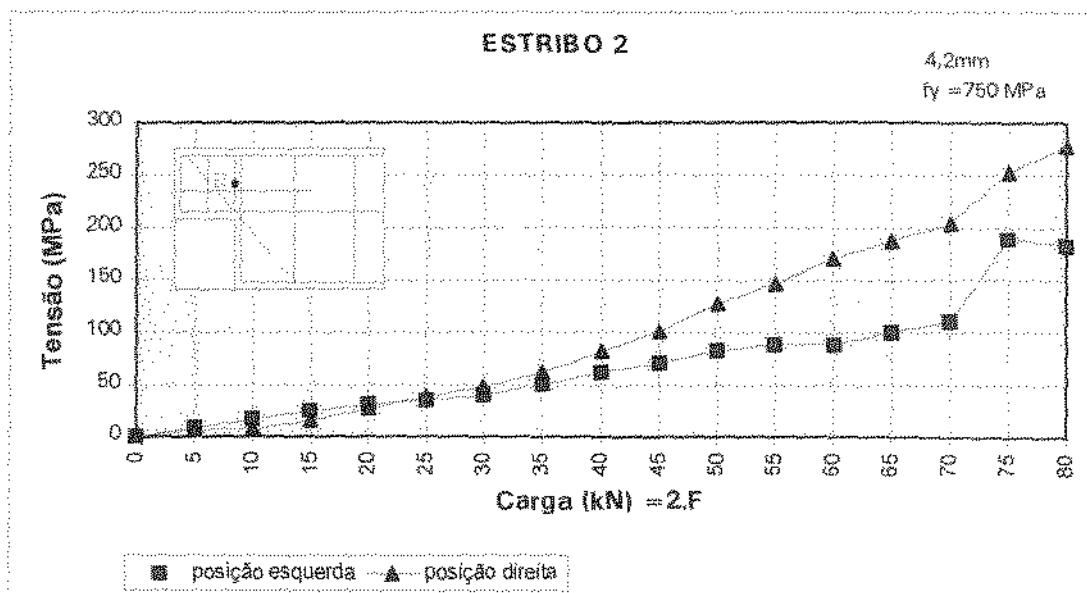


FIGURA 4.71 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - VIGA 15S

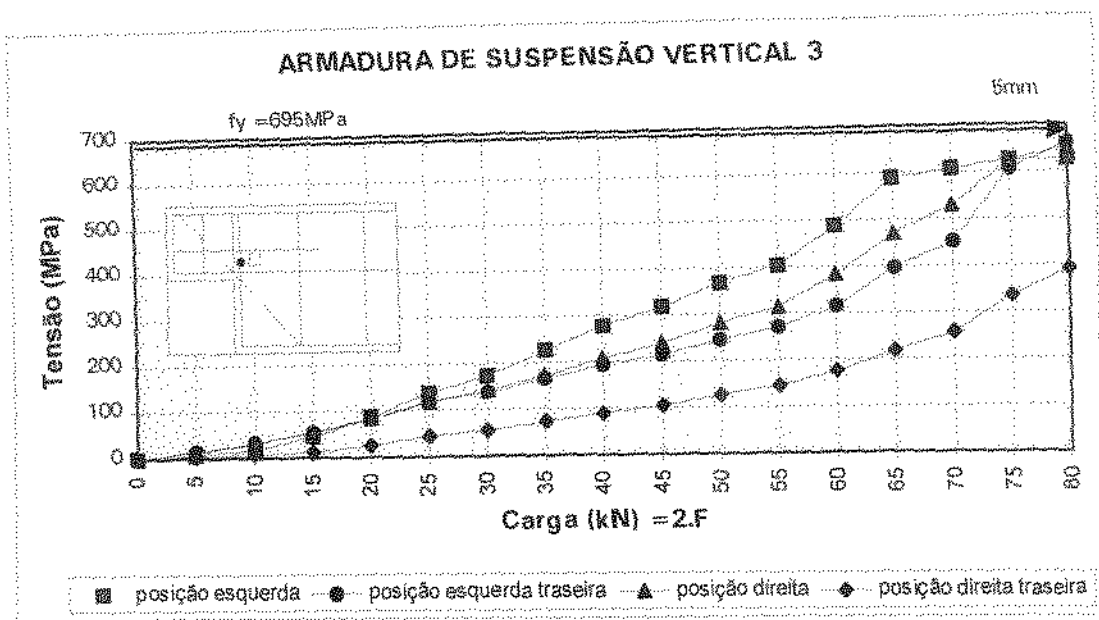


FIGURA 4.72 - Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão verticais na posição 3 - VIGA 15S

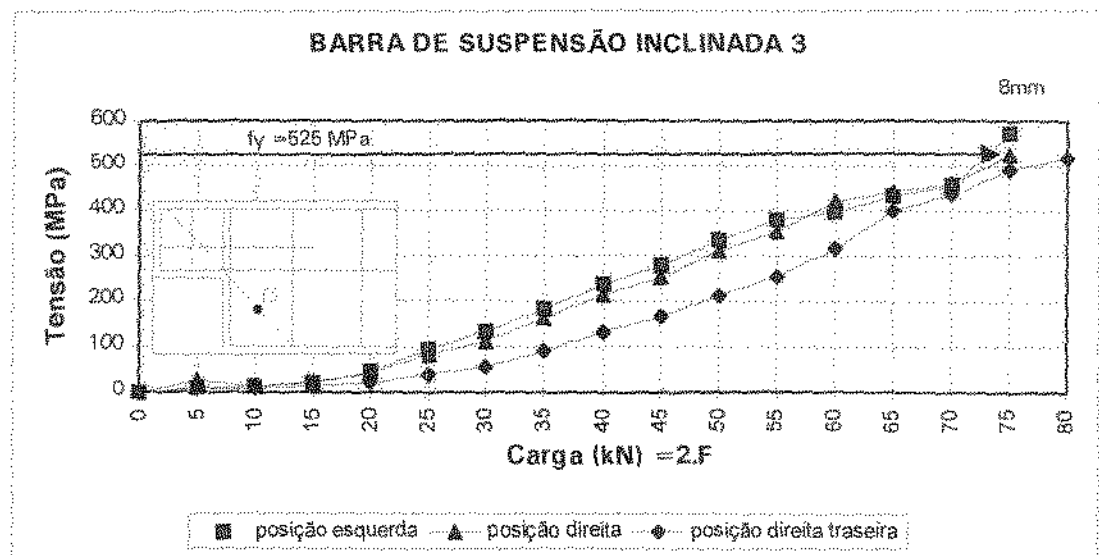


FIGURA 4.73 - Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão inclinadas na posição 3 - VIGA 15S

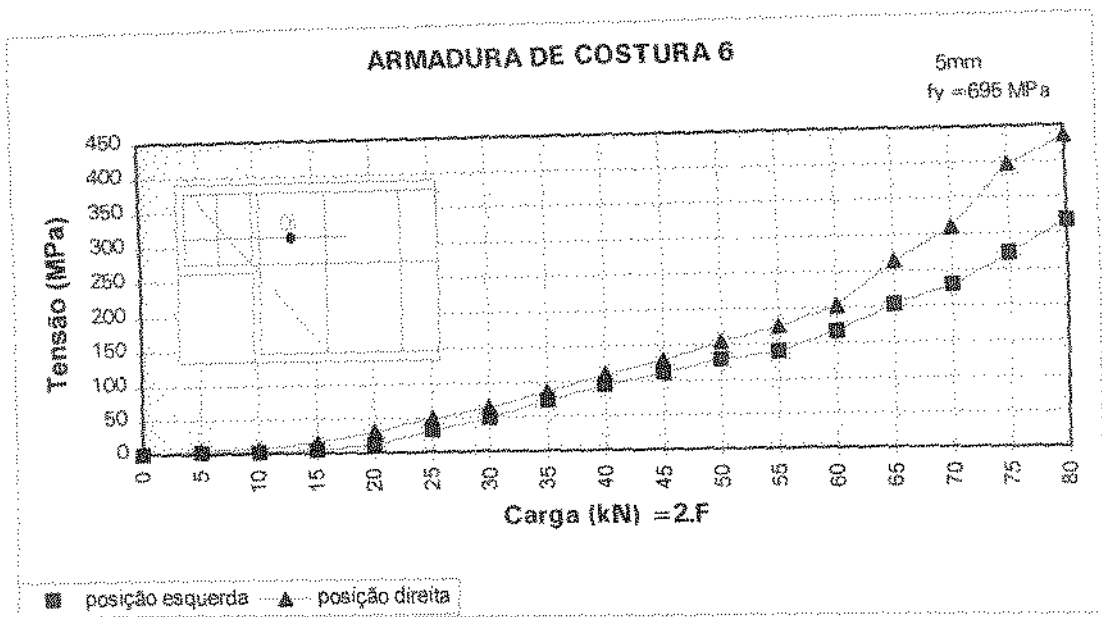


FIGURA 4.74 - Curva carga x tensão na armadura de costura na posição 6 - VIGA 15S

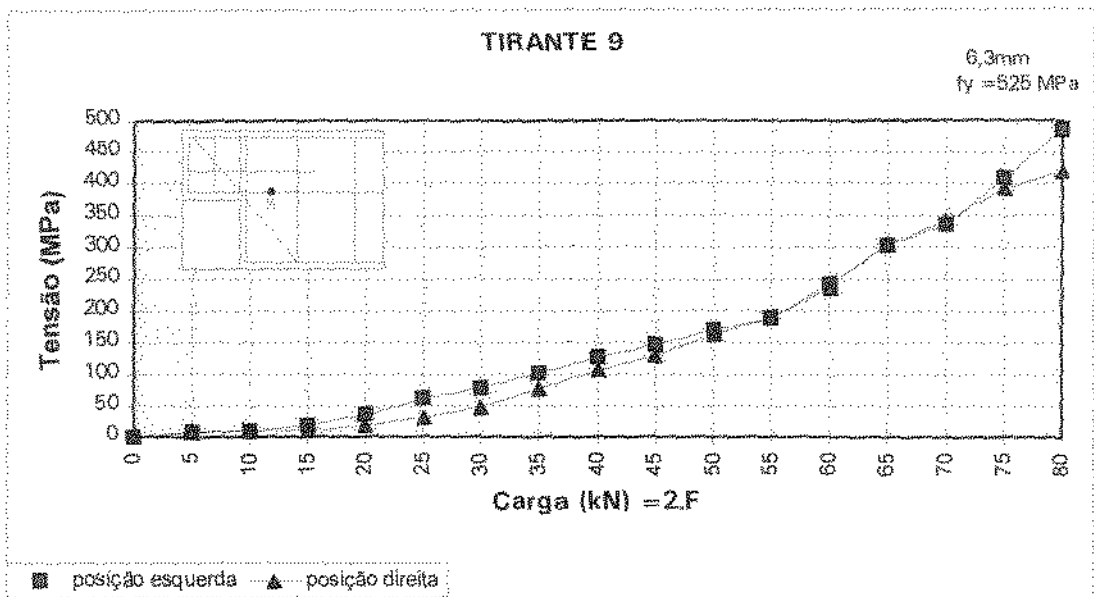


FIGURA 4.75 - Curva carga x tensão no tirante na posição 9 - VIGA 15S

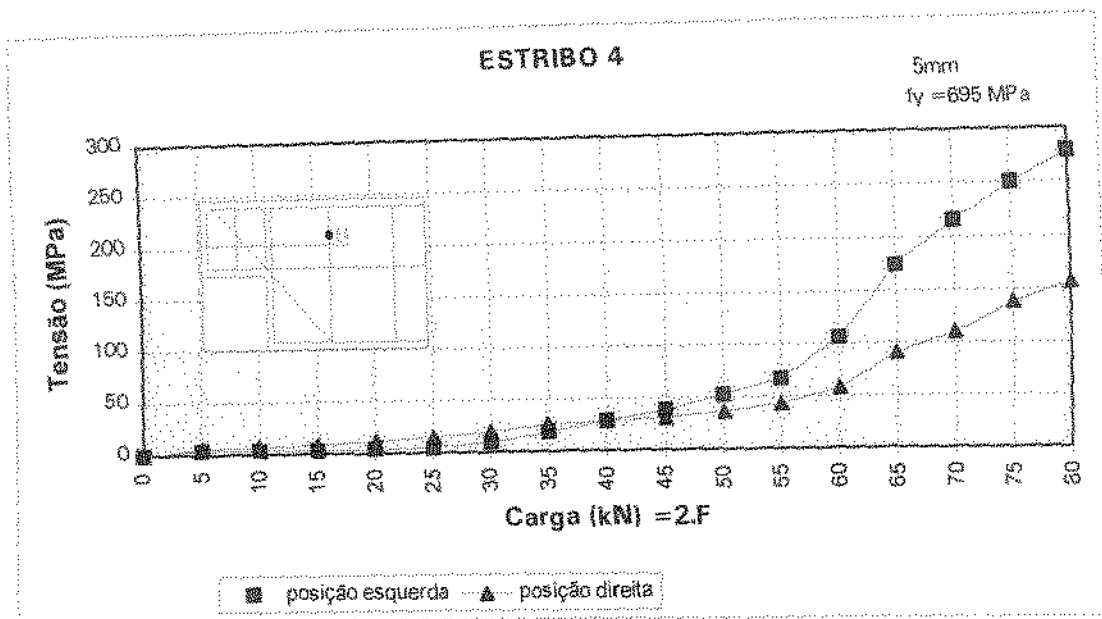


FIGURA 4.76 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - VIGA 15S

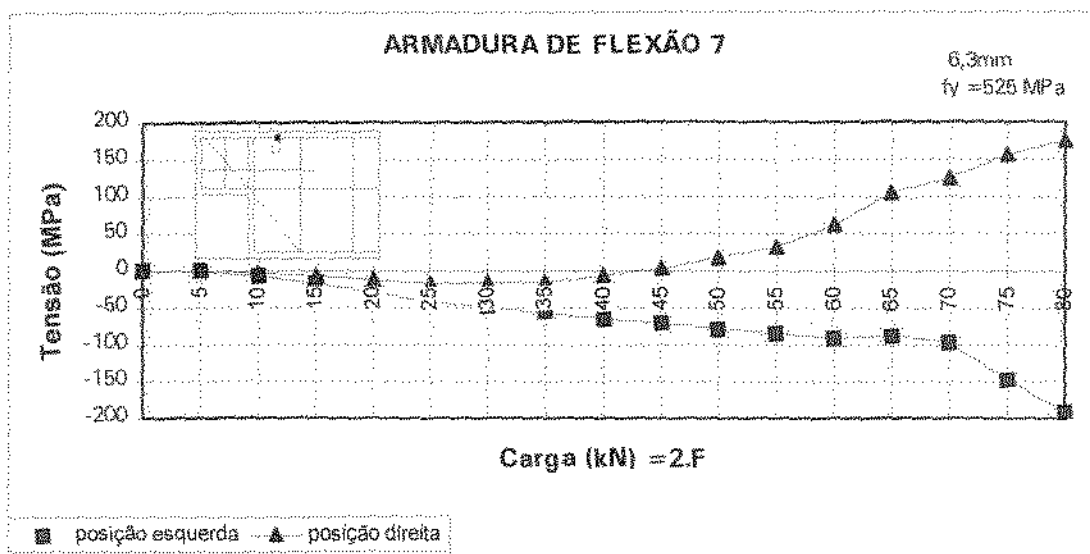


FIGURA 4.77 - Curva carga x tensão na armadura de flexão na posição 7 - VIGA 15S

4.6 - VIGA 80S

A viga 80S foi armada segundo a analogia apresentada por FUSCO(1996) e sua armadura de suspensão distribuída em armaduras inclinadas e verticais segundo esquemas construtivos apresentados por BURKE(1976). Embora, de acordo com a normalização, a armadura de costura sobre o dente fosse dispensável, esta foi adicionada com o objetivo de proporcionar melhor distribuição das cargas e melhor ancoragem do dente.

Esta viga foi carregada até atingir a carga máxima de 37,5kN através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 5kN até a carga de 10kN e incremento de 2,5kN até a carga máxima.

Para a carga próxima de 22,5kN iniciou-se o escoamento das armaduras de suspensão vertical e inclinadas. A barra inclinada de suspensão I3, cuja tensão era de 525 MPa correspondente a uma deformação de 2,8‰, alcançou seu escoamento com a carga de 25kN. E a armadura de suspensão vertical E3, cuja tensão de escoamento era de 750 MPa que correspondia a uma deformação de 5,8‰, iniciou o escoamento logo após a carga de 22,5kN com uma deformação de 5,63‰ que corresponde a uma tensão de 745 MPa.

Já o tirante cuja tensão de escoamento era de 695 MPa correspondente a deformação de 5,65‰, escoou com a carga de 30kN.

A figura 4.79 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais, onde a flecha média máxima (37,5 kN) no meio do vão foi de 11,39 mm e a flecha média medida no início do escoamento (22,5kN) da armadura de suspensão foi de 7,15mm.

As figuras 4.80 à 4.87 apresentam a evolução das deformações no concreto ao longo das diagonais perpendiculares à bissetriz do canto reentrante (D1,D2,D3) e das paralelas à bissetriz (B1 e B2). As figuras 4.88 à 4.95 mostram a evolução das tensões nas armaduras de cisalhamento e de flexão.

O início da fissuração deu-se com a primeira carga aplicada, 5 kN, e na extremidade esquerda estas fissuras assumiram inclinação de aproximadamente 40° . Já na extremidade direita as fissurações iniciais apresentaram-se mais verticais com

uma inclinação de aproximadamente 65° . A evolução da fissuração é apresentada na figura 4.78.

O estribo sobre o dente, E2, foi tracionado.

O estribo E4 deformou-se somente após o início do escoamento da armadura de suspensão.

A armadura de costura C6 obteve para a carga última de 35kN, uma deformação de 1,69‰ e 1,86‰ para as extremidades esquerda e direita respectivamente. O tirante T9 para a mesma carga última chegou ao escoamento(5,65‰).

A resistência média à compressão do concreto de 91,5 MPa foi determinada através dos ensaios de dois corpos-de-prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial.

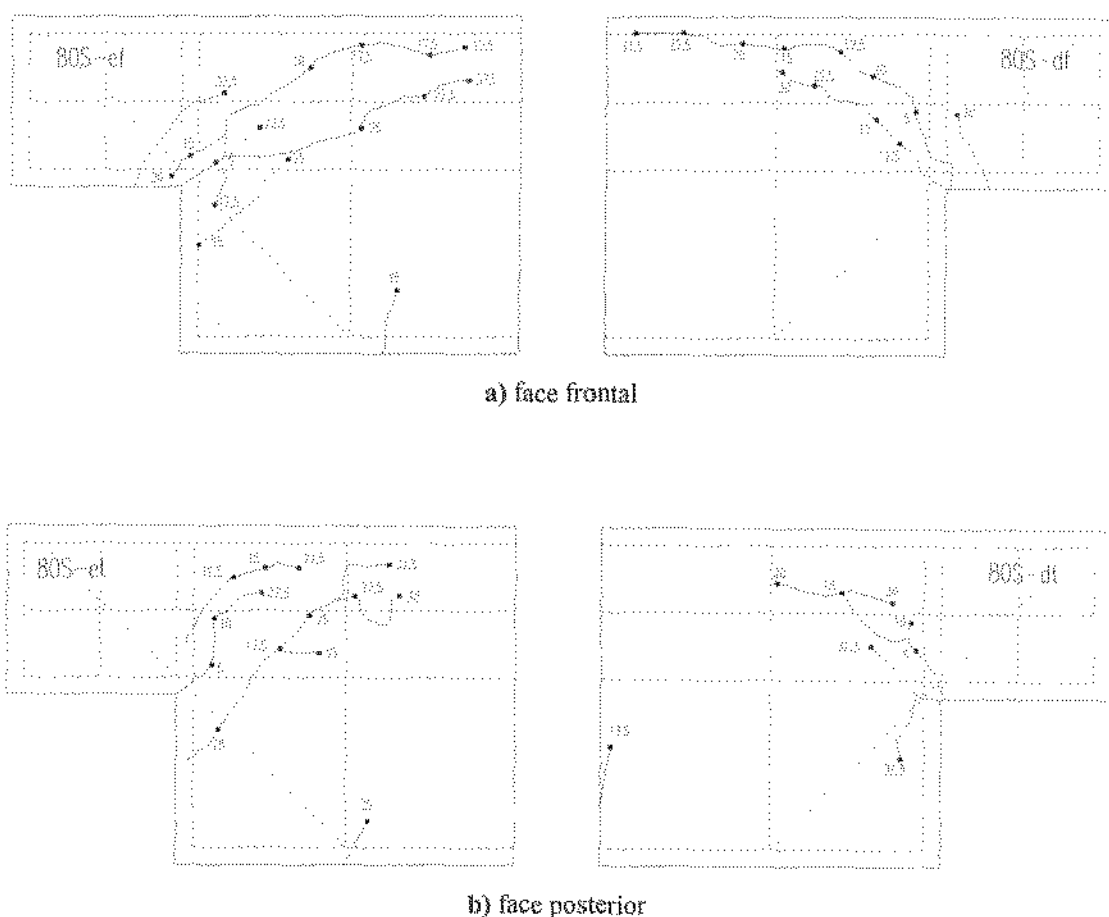


FIGURA 4.78 - Detalhes da fissuração no estágio final de carga - VIGA 80S

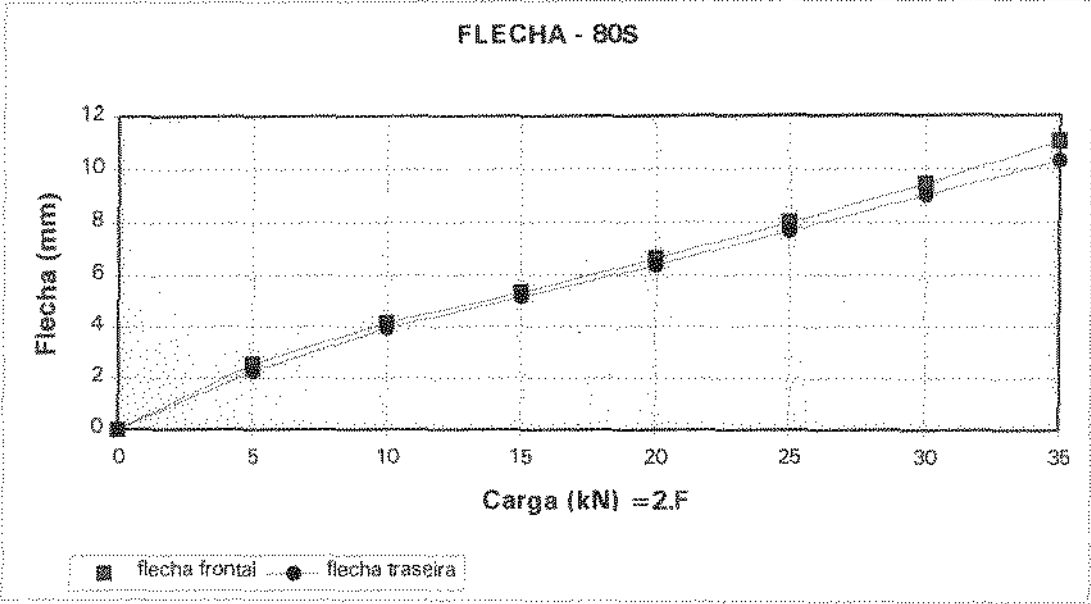


FIGURA 4.79 - Curva carga x flecha - VIGA 80S

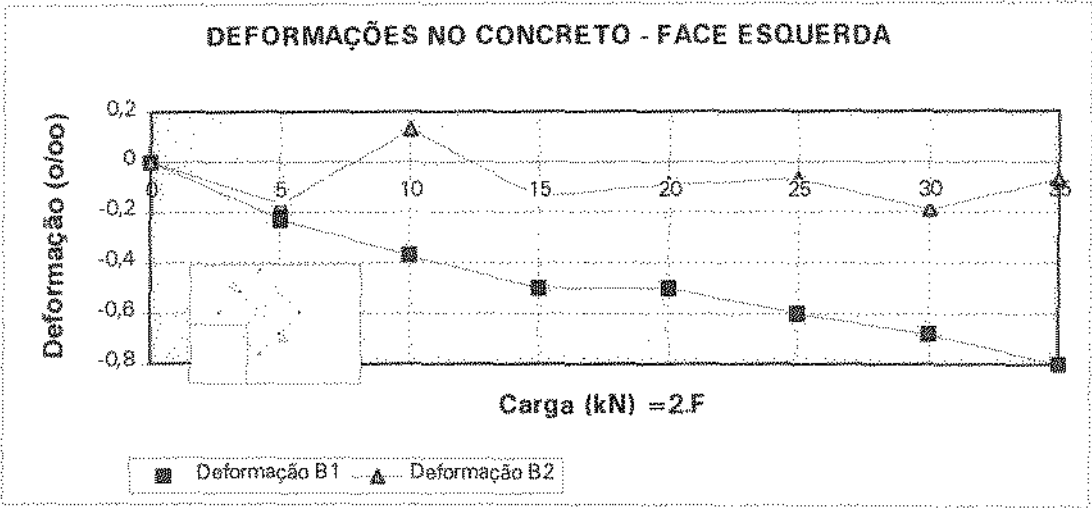


FIGURA 4.80 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz face ef - VIGA 80S

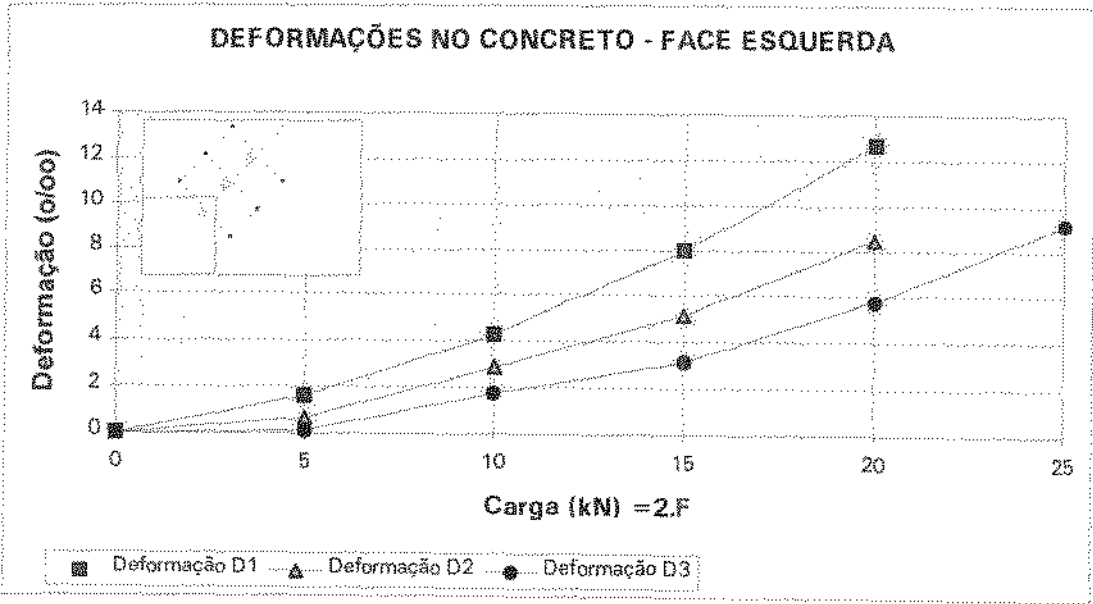


FIGURA 4.81 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal face ef - VIGA 80S

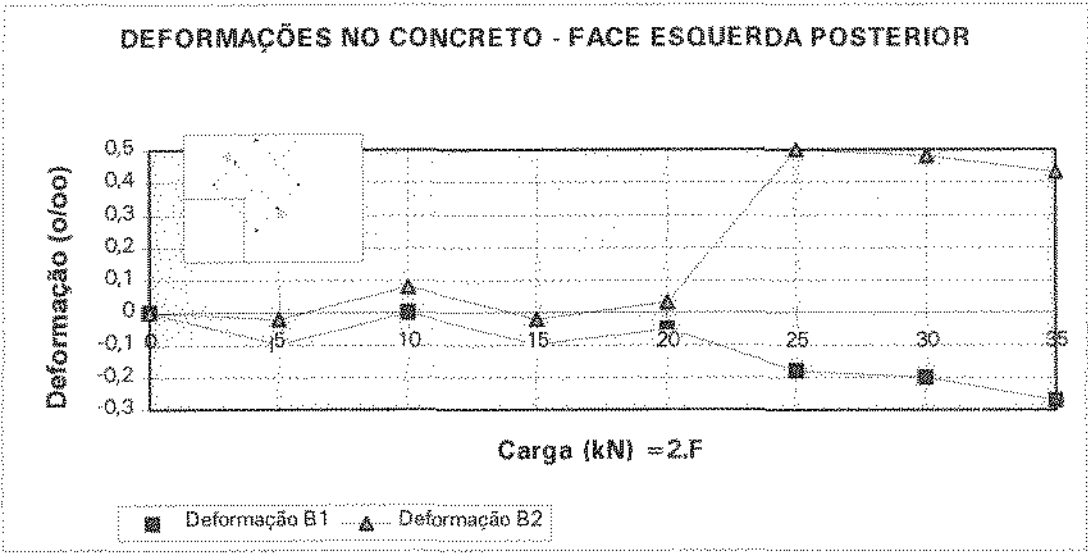


FIGURA 4.82 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz face et - VIGA 80S

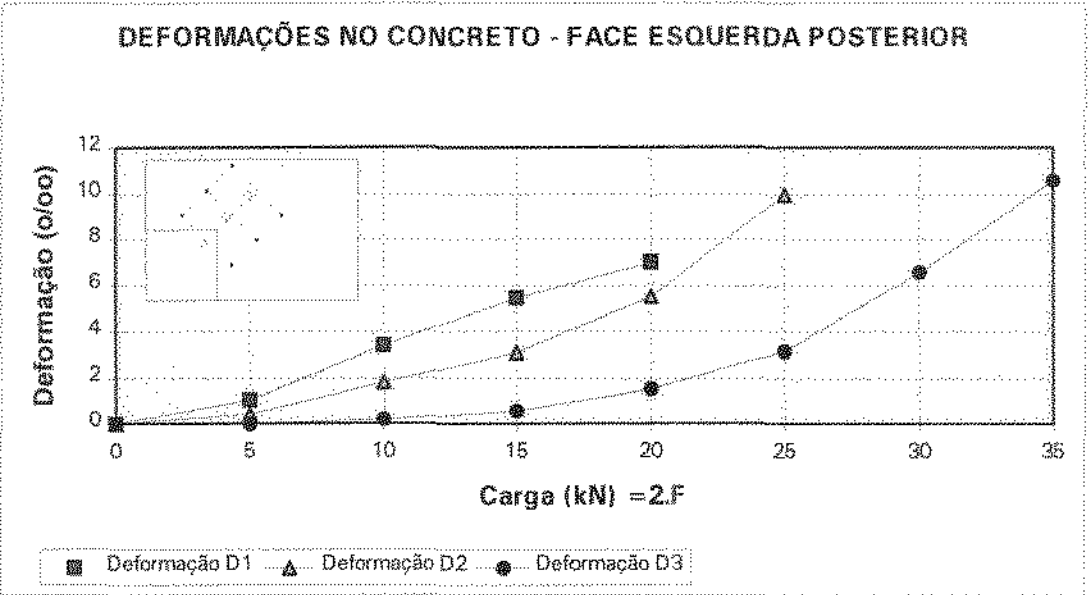


FIGURA 4.83 - Curva carga x deformação - Diagonal face et - VIGA 80S

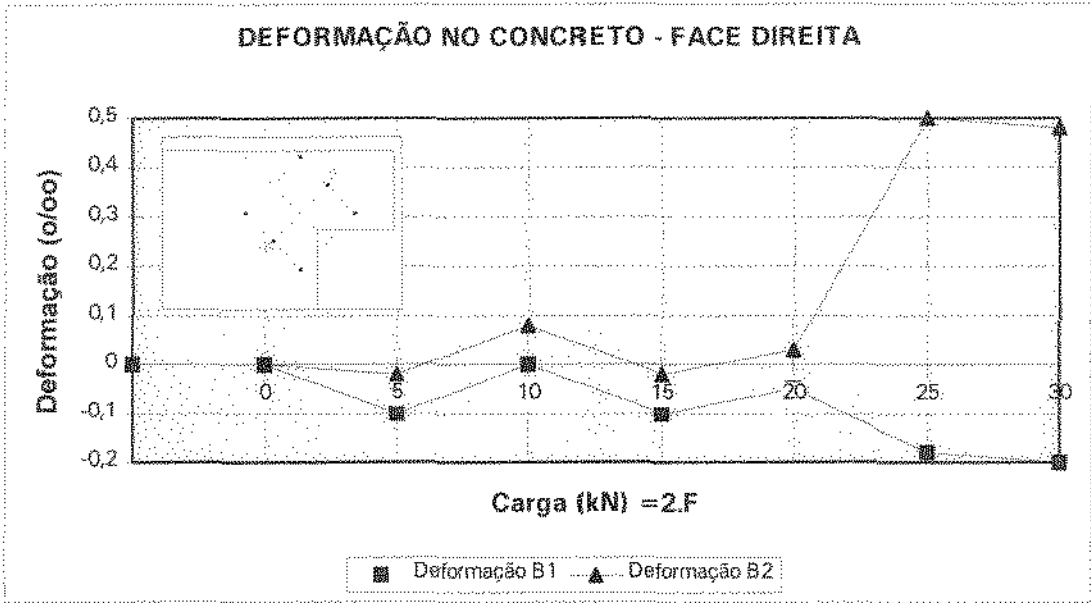


FIGURA 4.84 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz face df - VIGA 80S

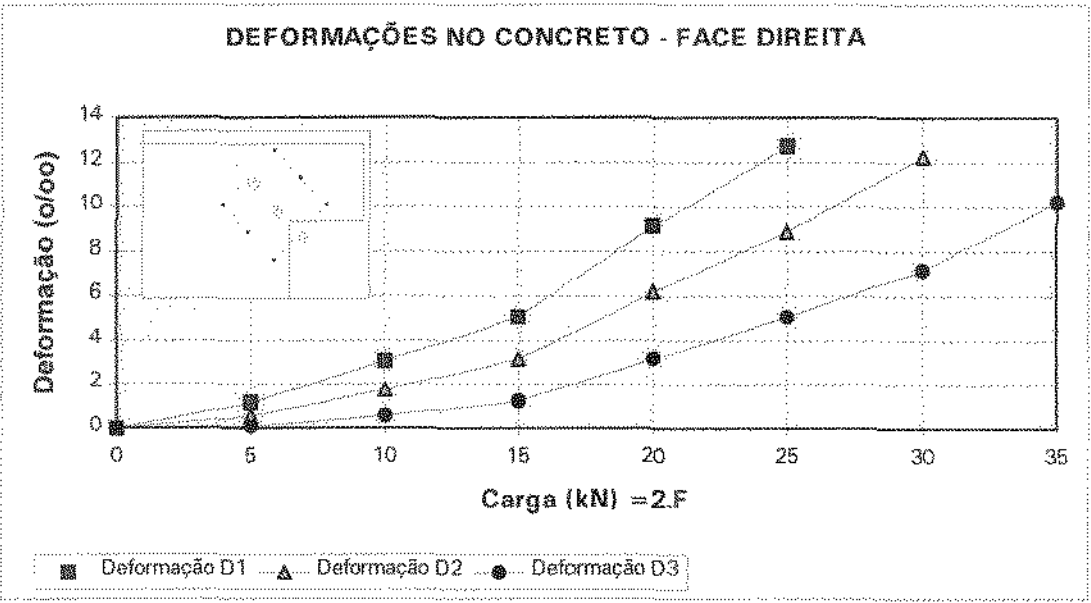


FIGURA 4.85 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal face df - VIGA 80S

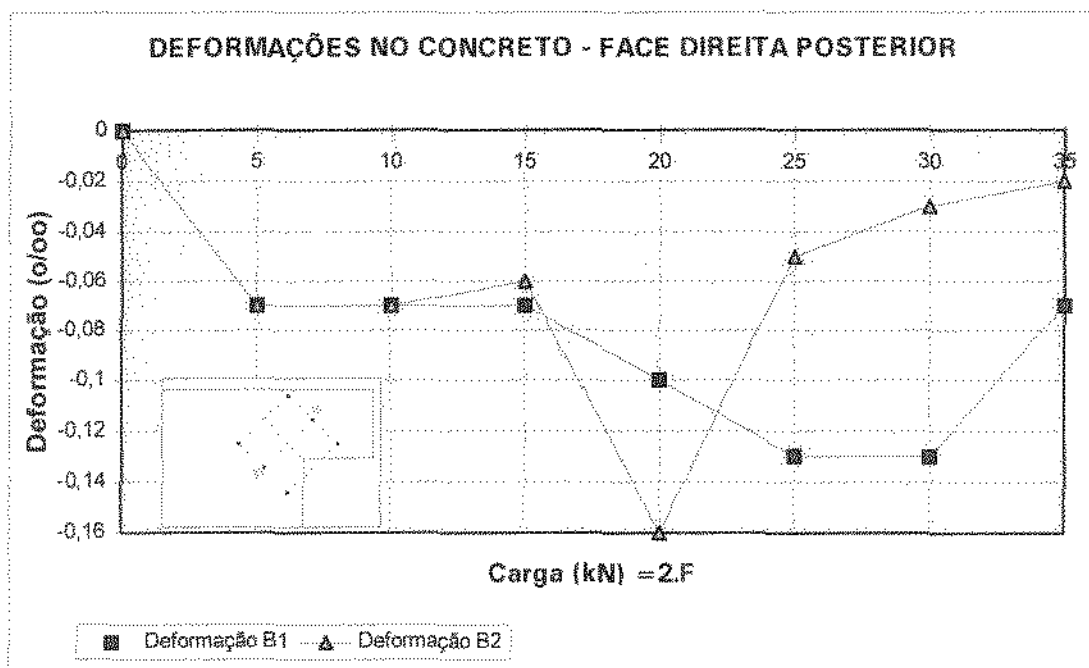


FIGURA 4.86 - Curva carga x deformação no concreto - Bissetriz face dt - Viga 80S

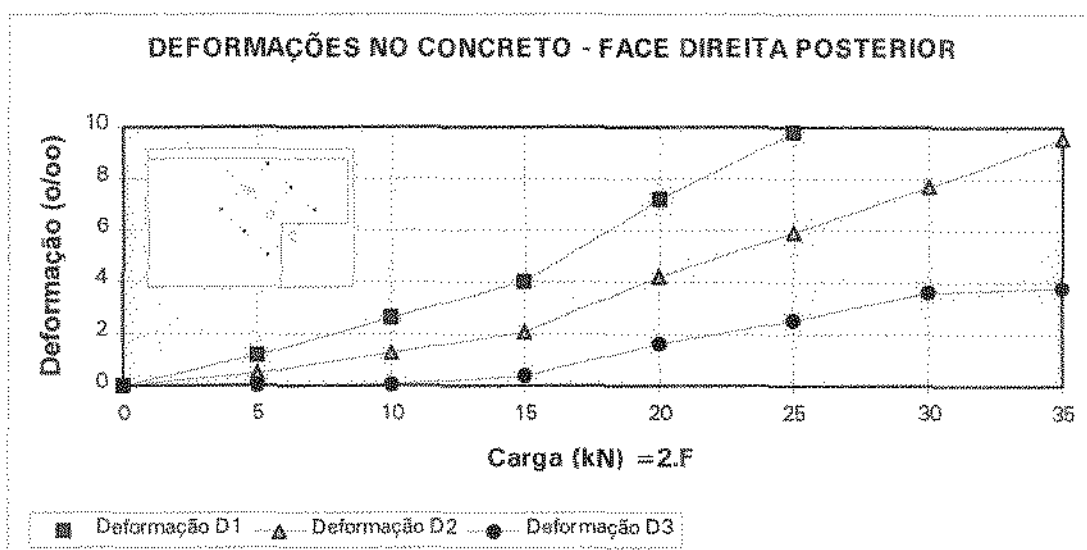


FIGURA 4.87 - Curva carga x deformação no concreto - Diagonal face dt - VIGA 80S

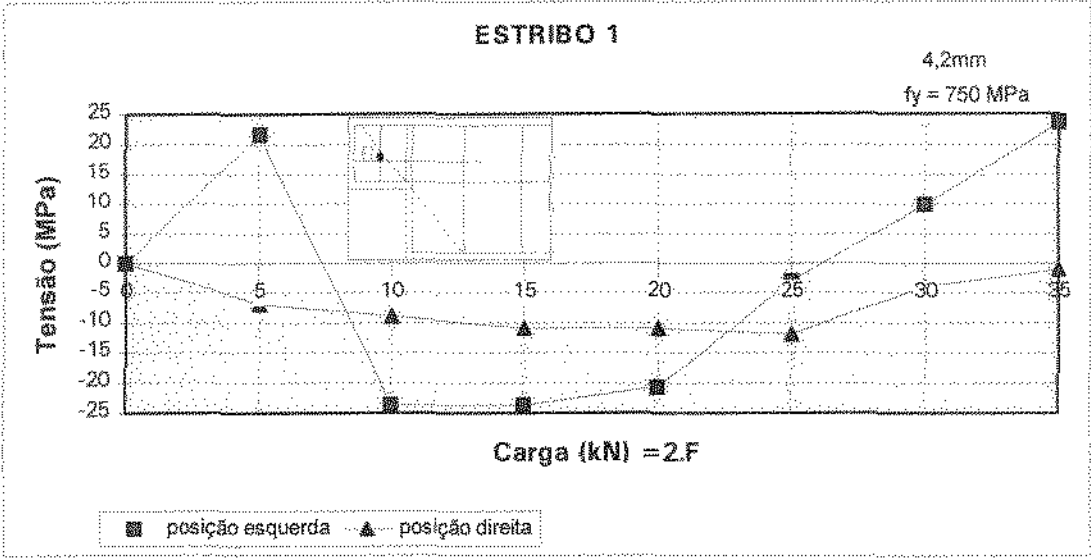


FIGURA 4.88 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 1 - VIGA 80S

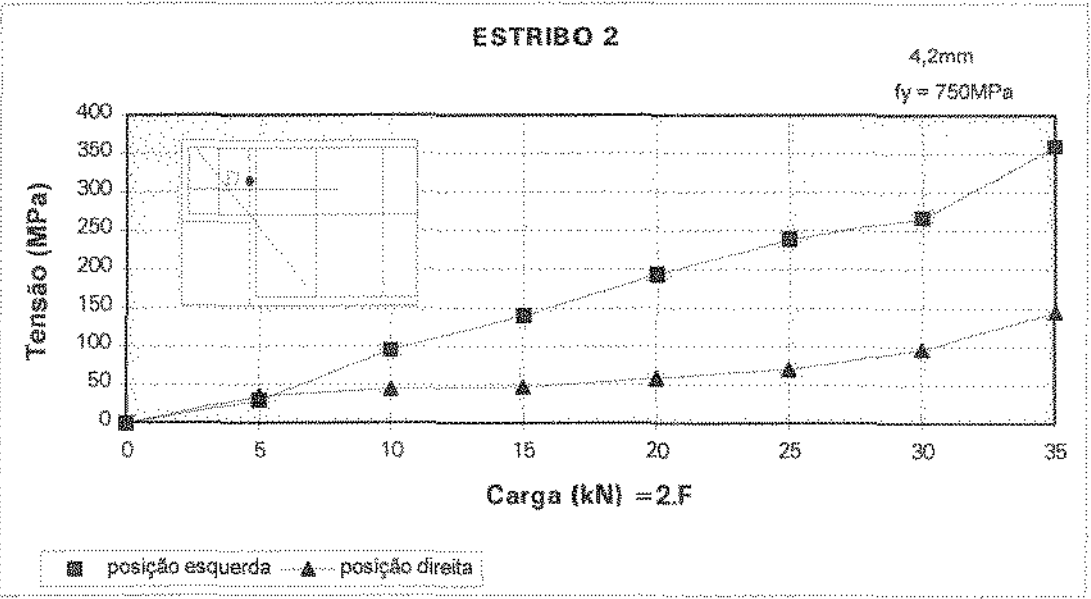


FIGURA 4.89 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 2 - VIGA 80S

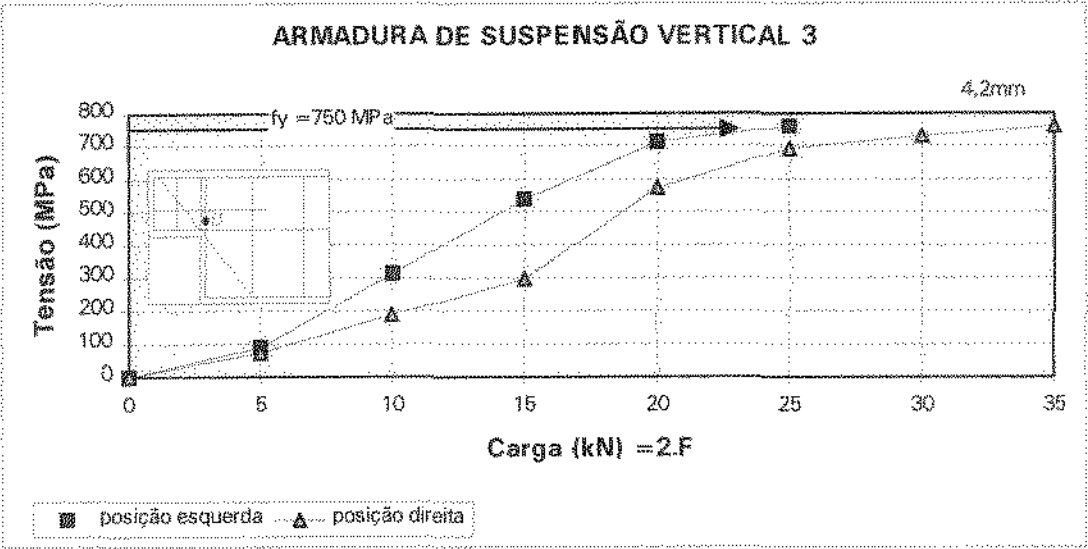


FIGURA 4.90 - Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão vertical na posição 3 - VIGA 80S

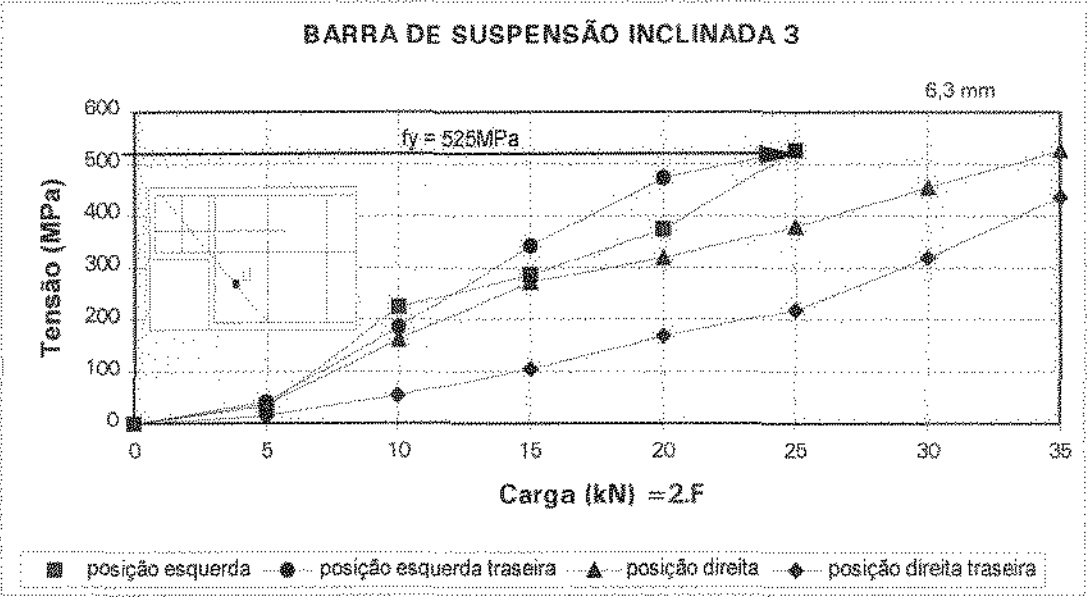


FIGURA 4.91 - Curva carga x tensão nas armaduras de suspensão inclinadas na posição 3 - VIGA 80S

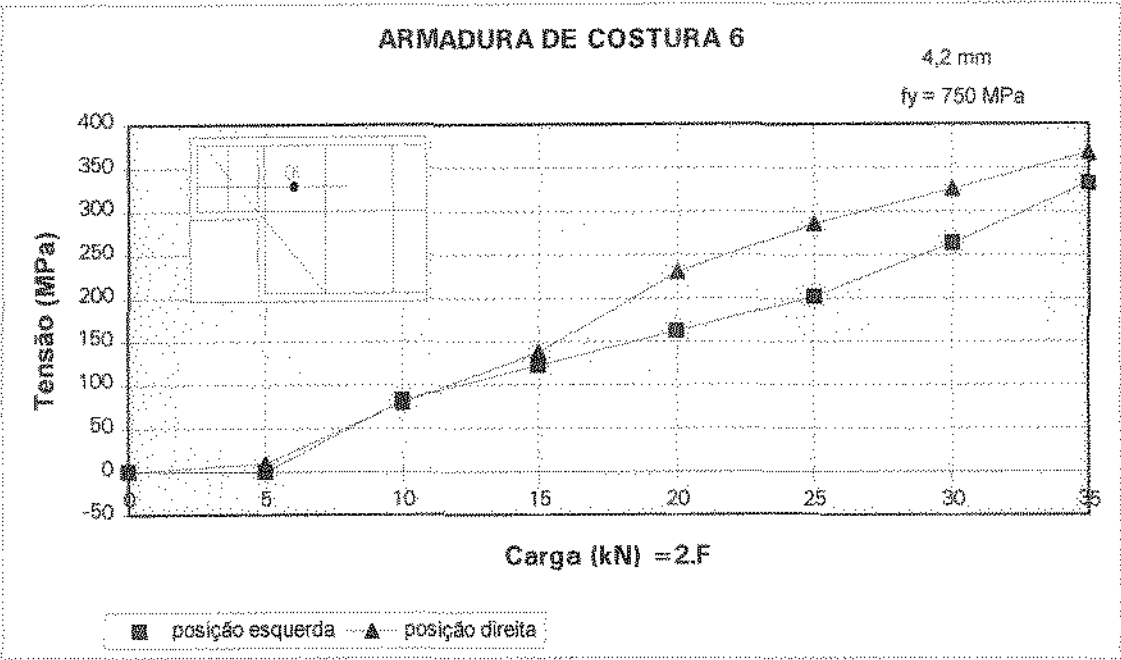


FIGURA 4.92 - Curva carga x tensão nas armaduras de costura na posição 6 - VIGA 80S

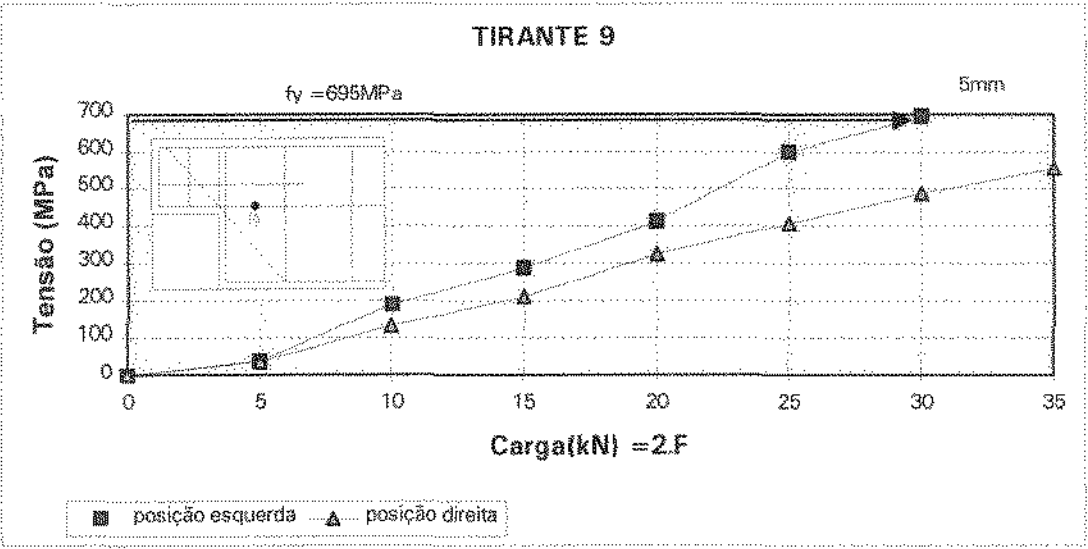


FIGURA 4.93 - Curva carga x tensão nos tirantes na posição 9 - VIGA 80S

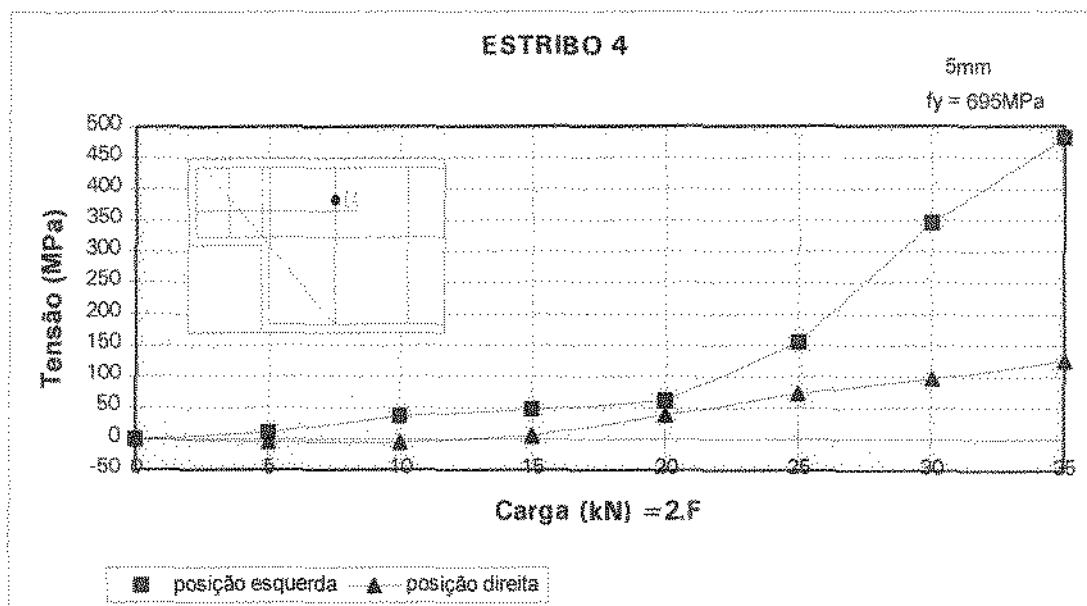


FIGURA 4.94 - Curva carga x tensão nos estribos na posição 4 - VIGA 80S

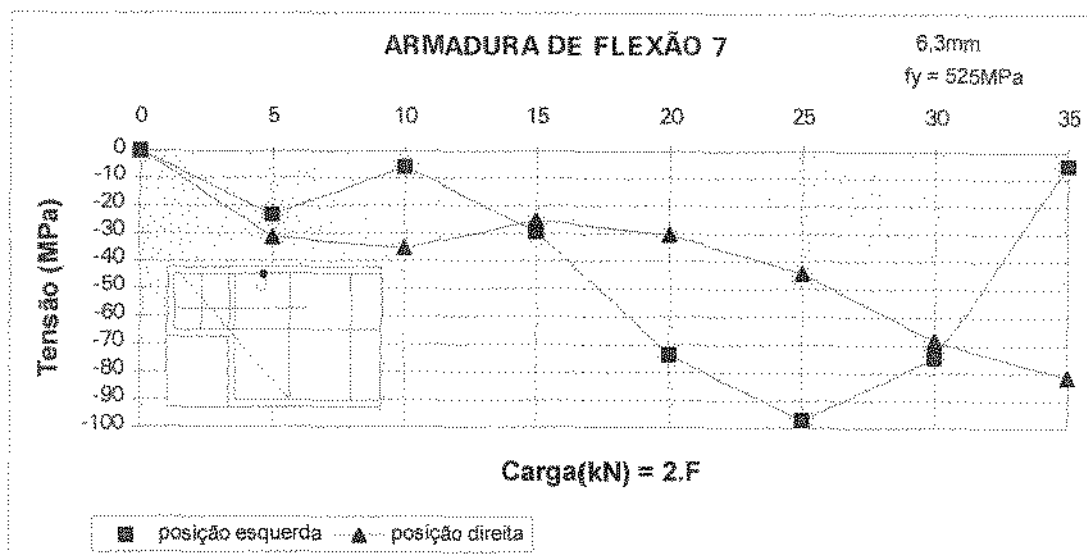


FIGURA 4.95 - Curva carga x tensão na armadura de flexão na posição 7 - VIGA 80S

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Primeiramente, ressalta-se que o modelo geométrico estudado foi selecionado dentre os modelos para "dentes Gerber usuais" considerando-se a teoria de que seu melhor comportamento é obtido através da relação altura do dente/altura da viga igual à 1/2. Esta relação também é caracterizada segundo a teoria proposta pela NBR9062 (1985) por $d/2 < a \leq d$; e segundo a teoria proposta por BURKE (1976) pela relação $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$.

Os resultados obtidos nestes ensaios serão abordados enfocando-se os aspectos de deslocamento vertical, carregamento último e o processo de fissuração, relacionados com seus respectivos esquemas resistentes e concretos empregados, sendo que dentro dos esquemas resistentes maior atenção tem sido dada ao tipo de armadura de suspensão, armadura do tirante, armadura de cisalhamento do dente e biela de compressão.

5.1 - CARREGAMENTO ÚLTIMO

a) Biela de compressão

As figuras 5.1 e 5.2 apresentam as deformações obtidas no ramo mais deformado dos estribos E1 e E2. Nota-se que estas armaduras foram tracionadas. Para o caso de armadura de suspensão vertical, a formação de uma biela comprimida sobre o dente que ajude na suspensão das reações de apoio, parece depender da taxa de armadura de suspensão adotada.

Nas vigas armadas com esquema resistente de armadura de suspensão inclinada ou mista observa-se uma inclinação menos acentuada das curvas dos extensômetros E1 e E2, registrando-se uma melhora em seu comportamento conforme a eficiência no funcionamento de seu esquema resistente de suspensão.

b) Armadura de cisalhamento do dente

As figuras 5.1 e 5.2 fornecem uma comparação dos esforços transmitidos ao ramo mais solicitado das armaduras de cisalhamento localizadas sobre os dentes. Observa-se que estas armaduras são mais solicitadas(tracionadas) de acordo com a menor eficiência dos esquemas resistentes das armaduras de suspensão

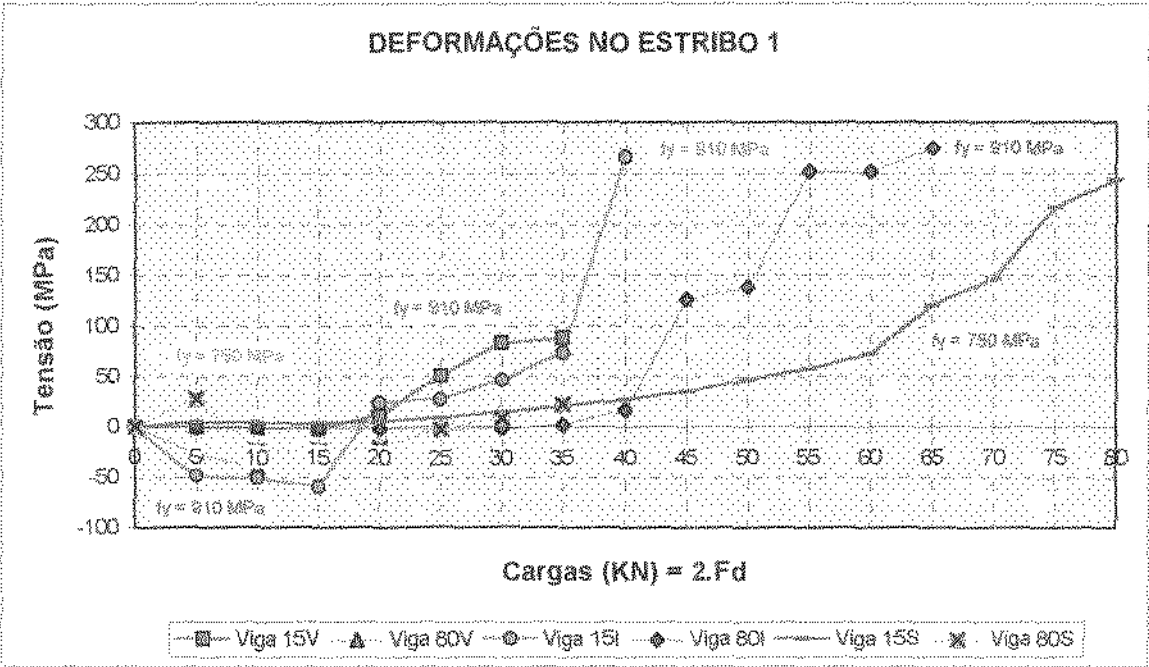


FIGURA 5.1 - Curvas comparativas carga x tensão no estribo E1

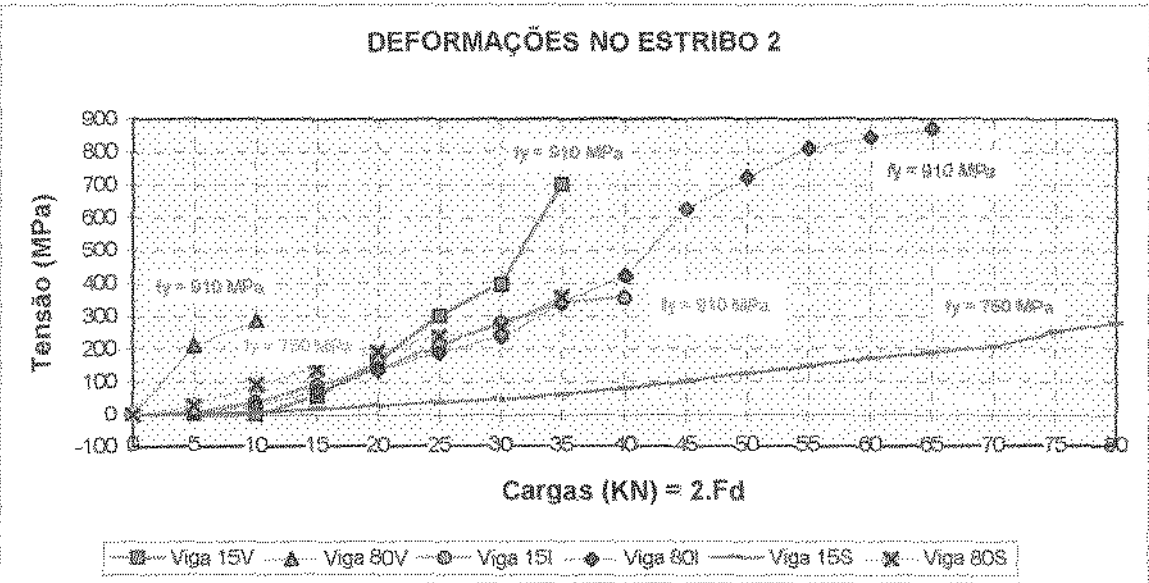


FIGURA 5.2 - Curvas comparativas carga x tensão no estribo E2

c) Tipo de armadura de suspensão

Um quadro comparativo entre as armaduras de suspensão mais solicitadas, nos diferentes esquemas resistentes utilizados, é apresentado na figura 5.3, onde pode-se observar as considerações expostas a seguir.

Para a analogia proposta pela NBR9062 (1985), aplicada à armadura de suspensão vertical, que permite assemelhar o dente Gerber ao consolo curto, minorando a carga a ser resistida pela armadura de suspensão conforme a distância do ponto de aplicação da carga no dente/altura útil do dente, assim como para a analogia apresentada por LEONHARDT (1978), as taxas de armaduras empregadas mostraram-se insuficientes.

Em relação às demais teorias [BURKE(1976), SCHLAICH(1987) e FUSCO(1996)] que permitiam uma maior taxa de armadura de suspensão para o caso de armadura de suspensão vertical, não se pode fazer comparações já que não foram ensaiados modelos que as considerassem.

Acredita-se que estas três últimas proposições talvez fornecessem resultados mais realistas para o caso de armaduras de suspensão verticais. Neste trabalho, optou-se por verificar o conteúdo da Normalização Brasileira para este tipo de armadura de suspensão.

Observou-se na viga 80V, confeccionada com concreto de alta resistência, um comportamento frágil, o qual está relacionado à rigidez da pasta e à insuficiência da armação. Com uma armadura inadequada não há redistribuição do processo de fissuração sendo o colapso atingido até pelo desenvolvimento de uma única fissura visível. Para o concreto de alta resistência, devido à sua maior rigidez, este processo é mais característico.

Quanto ao racional arranjo de armaduras, para o concreto de alta resistência, em vista de sua rigidez muito mais alta, os resultados obtidos demonstraram uma sensível melhora em seu mecanismo resistente com o uso de armaduras de suspensão inclinadas que distribuem melhor as fissuras e também retardaram o seu aparecimento. Para este tipo de armadura foi utilizado o esquema proposto por LEONHARDT (1978), levando-se em consideração que as barras inclinadas penduram a carga nelas

apoiadas diretamente no banzo comprimido sobre o apoio, e também considerando-se a inclinação destas.

Nos ensaios em que o esquema resistente foi constituído de armaduras de suspensão verticais e barras inclinadas, distribuídas conforme analogia preconizada por BURKE (1976) em que 60% da carga de reação do apoio seria resistida pela armadura de suspensão inclinada e os outros 40% pela armadura de suspensão vertical, sendo a carga total majorada em 20% conforme proposto por FUSCO (1996), observa-se uma acentuada melhora no mecanismo resistente do dente para a viga de concreto de resistência usual (viga 15S). Observa-se também que a armadura de suspensão vertical, para este esquema, não chegou a escoar, sendo portanto o esquema de armadura de suspensão inclinada mais rígido. Sugere-se uma distribuição da parcela da carga a ser resistida pela armadura de suspensão inclinada, conforme a proposta de LEONHARDT (1978), de aproximadamente 70% da carga de reação de apoio.

Já a viga de concreto de alta resistência (viga 80S) teve sua capacidade resistente reduzida se comparada à viga executada com armadura de suspensão inclinada (viga 80I). Este fato deve-se à redução da armadura de suspensão inclinada, devido à distribuição da carga, sendo esta armadura de maior importância para este tipo de concreto. Sugere-se, para este caso, que a parcela da armadura de suspensão inclinada seja majorada.

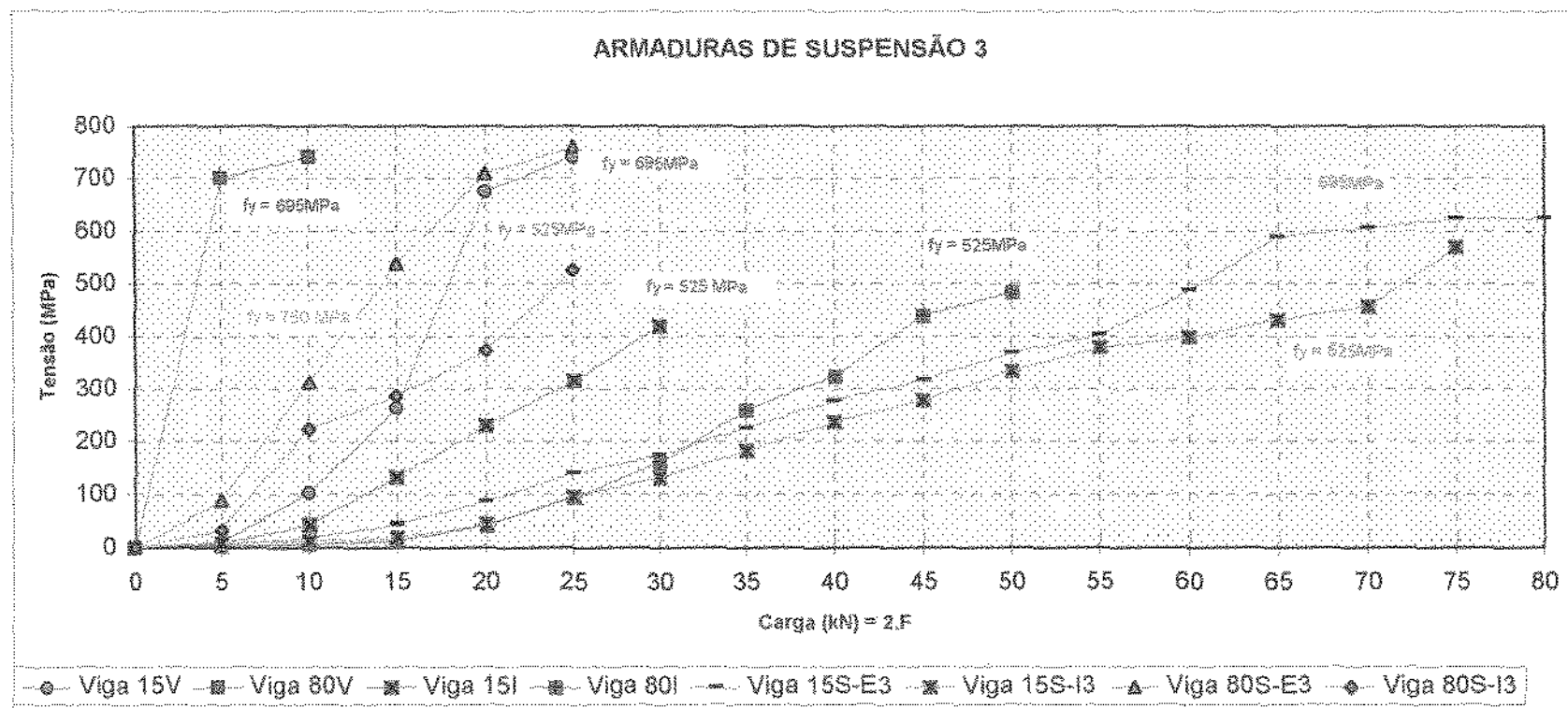


FIGURA 5.3 - Curvas comparativas carga x tensão nas armaduras de suspensão

A figura 5.4 apresenta uma comparação das curvas carga x tensão apresentadas no estribo E4, no ramo correspondente à face mais solicitada. Podemos observar que com o escoamento da armadura de suspensão inicia-se o processo de ruptura da peça, sendo a armadura de cisalhamento da viga próxima ao dente mais intensamente solicitada.

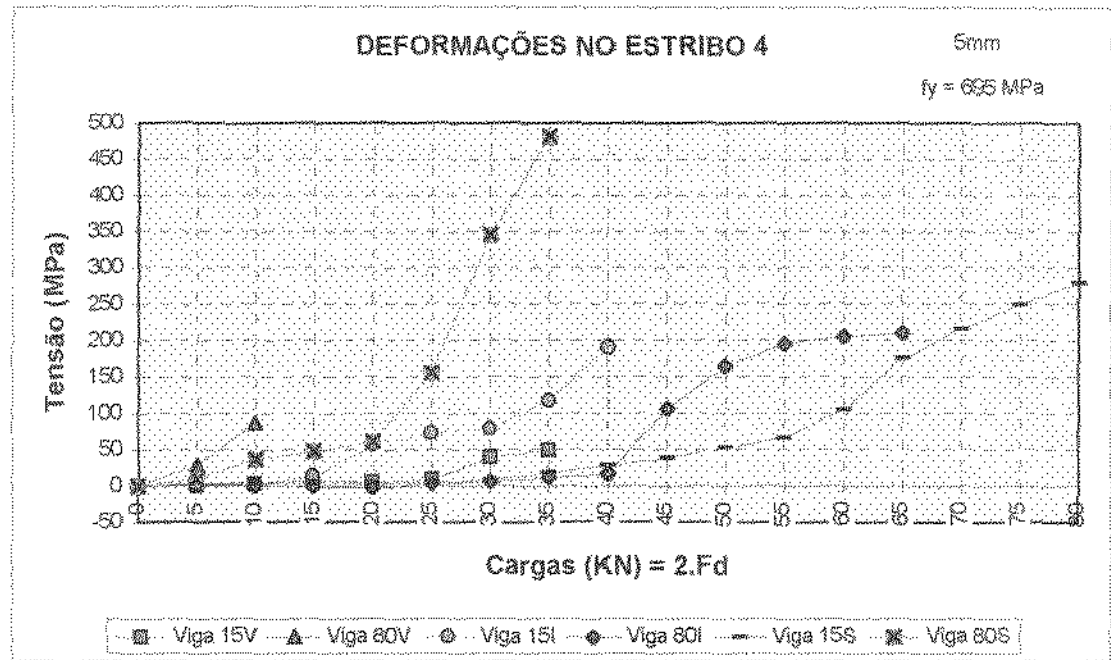


FIGURA 5.4 - Curvas comparativas carga x tensão nos estribos da posição E4.

Faz-se uma observação quanto à equação [2.5] proposta por BURKE (1976), a qual limita a carga vertical em: $F_d \leq 0,2 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (2,5 - 1,5 \cdot e/d) \cdot (1 - 0,6 \cdot H_d/V)$. Sendo que esta equação parece adequada ao concreto de resistência usual, devendo ser reestudada para o caso do concreto de alta resistência procurando-se obter valores mais realistas. Os valores limitantes para F_d obtidos neste trabalho para o concreto de resistência usual de 15MPa foi de $F_d \leq 60,75$ kN, e para o concreto de alta resistência de 80MPa foi de $F_d \leq 324$ kN. Os valores efetivamente adotados foram: $F_{u,cal} = 66\% \cdot F_d$ para o concreto usual e $F_{u,cal} = 10\% \cdot F_d$ para o concreto de alta resistência.

d) Armadura do tirante

Os tirantes apresentados nas vigas ensaiadas foram ancorados segundo recomendação da NBR9062 (1985), por barras de mesmo diâmetro soldadas nas suas extremidades.

A figura 5.5 mostra as curvas carga x tensão dos tirantes mais solicitados nos diferentes esquemas resistentes utilizados.

Recomenda-se para a definição da quantidade de armadura no tirante, o uso da taxa geométrica para a definição da quantidade de armadura, já que a taxa mecânica é função do f_{ck} e para os concretos de alta resistência originaria uma taxa menor que a estabelecida na equação 2.9 preconizada pela NBR9062 (1985) para as vigas com armadura de suspensão vertical ($0,04 \leq \varpi_{tir} \leq 0,15$). BURKE(1976) limita a taxa de armadura do tirante segundo a taxa geométrica:

- para esquema de armadura de suspensão vertical: $\rho_{tir} \leq 0,5\%$ (Eq. 2.11)
- para esquema de armadura de suspensão inclinada: $\rho_{tir} \leq 1,0\%$ (Eq. 2.12)

Comparando-se os valores das taxas geométricas efetivamente adotados, por meio da equação proposta por BURKE (1976), com o limite de taxa mecânica imposta pela NBR6118 (1980) temos os seguintes valores:

Valores da taxa mecânica de cálculo e da taxa geométrica adotada para as armaduras dos tirantes		
	$\varpi_{tir,cal}$	$\rho_{l,tir}$
15V	0,098	0,42%
15I	0,046	0,12%
15S	0,081	0,42%
80V	0,020	0,26%
80I	0,012	0,12%
80S	0,020	0,26%

onde $\rho_{l,tir}$ é a taxa geométrica de adotada no tirante.

Estas taxas de armadura mostraram-se eficientes para todos os modelos apresentados, sendo que todas escoaram somente após o escoamento da armadura de suspensão ou não chegaram ao escoamento.

Com relação aos comprimentos de ancoragem das barras dos tirantes, estes foram executados segundo a NBR9062 (1985), sendo o início de sua ancoragem na viga distante do primeiro estribo de d_v -d aplicando-se o disposto na NBR6118 (1980) para condição de má aderência, conforme figura 2.6.

Nas vigas executadas com concreto de alta resistência, os comprimentos de ancoragem obtidos eram muito menores que nas vigas com concreto de resistência usual, devido ao fato do l_b ser inversamente proporcional a f_{cd} empregada, optou-se então, para estas vigas, pela adoção da média entre os comprimentos obtidos para as vigas executadas com concreto de alta resistência e os obtidos nas vigas com concreto de resistência usual.

Comprimento necessário de ancoragem por aderência das barras tracionadas:

$$\ell_b = \frac{\phi \cdot f_{yd} \cdot A_{scal}}{4 \cdot \tau_{bu} \cdot A_{sc}} \geq \frac{\ell_{bl}}{3} \quad \text{onde} \quad \ell_{bl} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}}$$

$$\geq 10\phi$$

$$\geq 10\text{cm}$$

onde: A_{scal} = área da seção da armadura calculada com o esforço a ancorar

A_{sc} = área existente

τ_{bu} = valor último da tensão de cálculo para aderência:

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot (f_{cd})^{2/3} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ou

$$\tau_{bu} = 0,42(f_{cd})^{2/3} \text{ (MPa)}$$

Nota-se que para situação de má aderência, os valores de τ_{bu} indicados acima serão divididos por 1,5.

Este método empregado apresentou bons resultados na ancoragem. Este fato pode ser observado nas figuras 5.5 e 5.6, onde a porção do tirante sobre o dente apresentou maior deformação que a porção localizada na ancoragem.

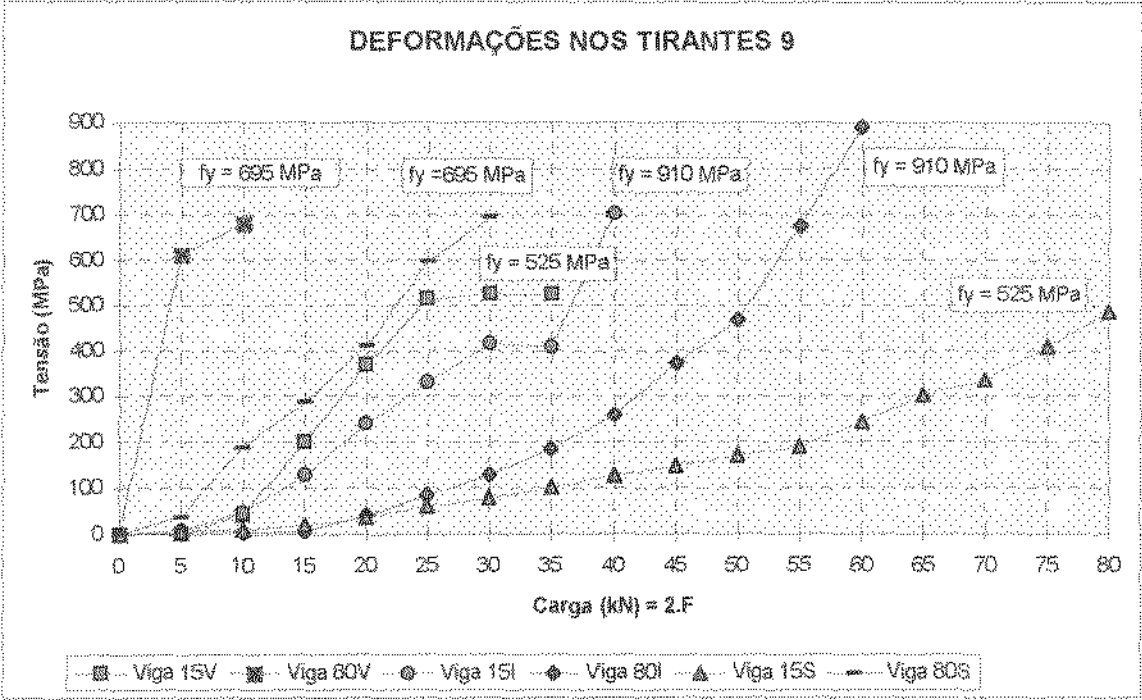


FIGURA 5.5 - Curvas comparativas carga x tensão nos tirantes T9

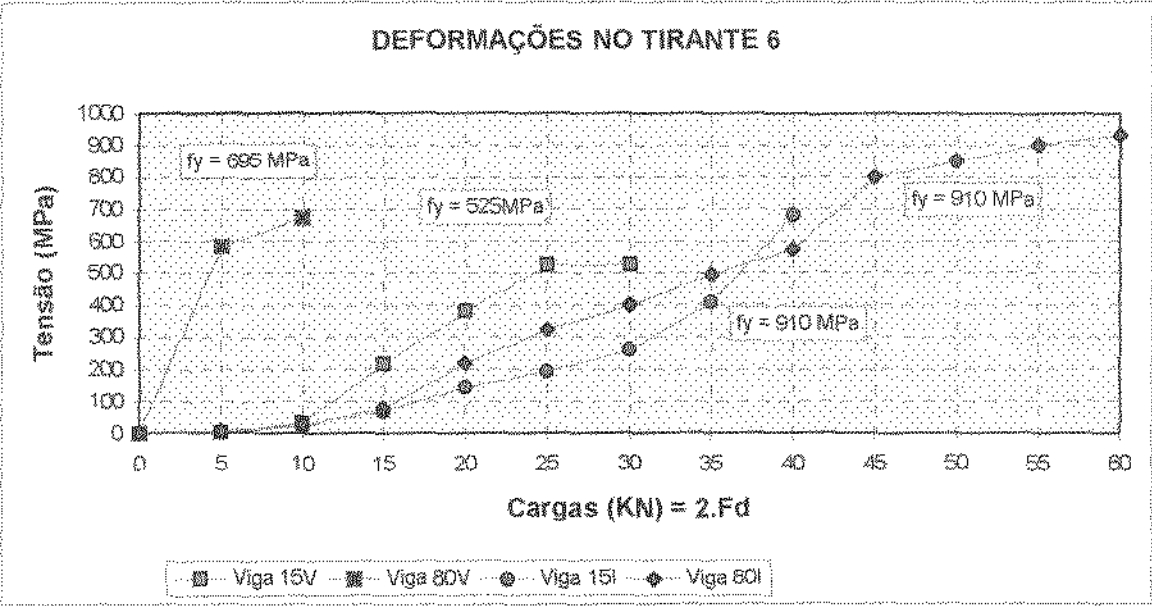


FIGURA 5.6 - Curvas comparativas carga x tensão nos tirantes T6

As armaduras de costura introduzidas na viga 15S apresentaram deformação semelhante à do tirante T9. Já as armaduras de costura da viga 80S apresentaram uma deformação menor que no tirante T9. Este fato parece estar relacionado ao melhor desempenho do esquema resistente de armadura de suspensão apresentado na viga 15S, concluindo-se que melhorando o funcionamento do esquema resistente de suspensão, há uma melhor distribuição das tensões sobre os dentes.

A figura 5.7 apresenta as curvas carga x tensão das armaduras de costura nas vigas 15S e 80S.

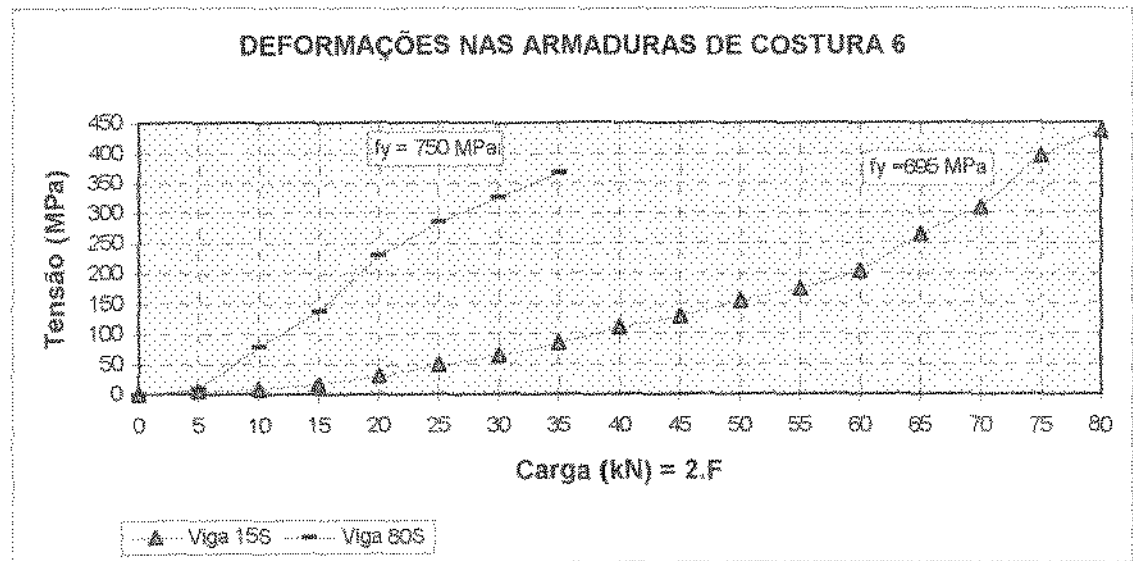


FIGURA 5.7 - Curvas comparativas carga x tensão nas armaduras de costura C6

5.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A figura 5.8 apresenta a evolução das flechas médias medidas no meio do vão das vigas.

Dentre as vigas confeccionadas com concreto de resistência usual observa-se uma maior ductilidade na viga 15S com esquema de armadura de suspensão mista. Já para as vigas executadas com concreto de alta resistência, a maior ductilidade é apresentada na viga com armadura de suspensão inclinada 80I.

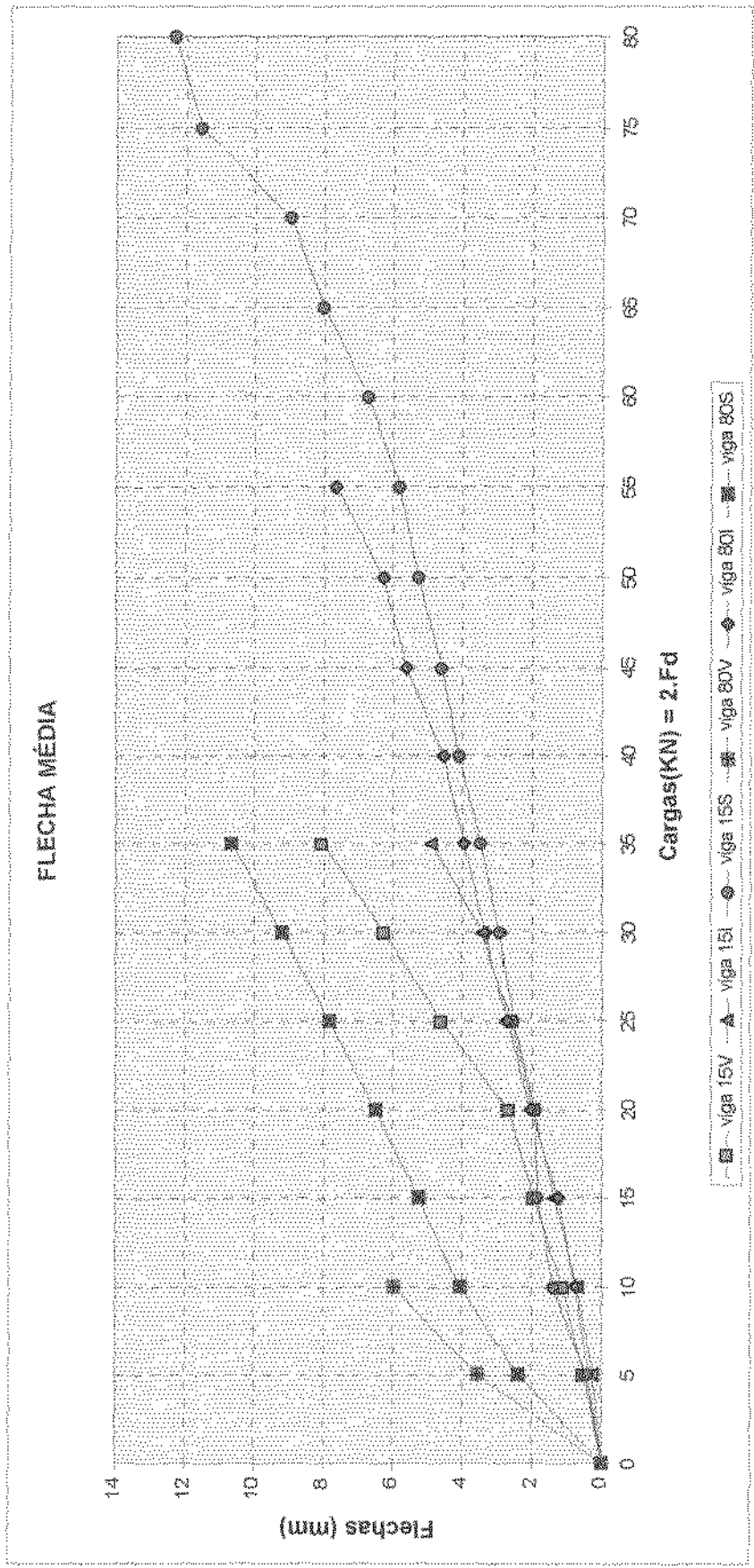


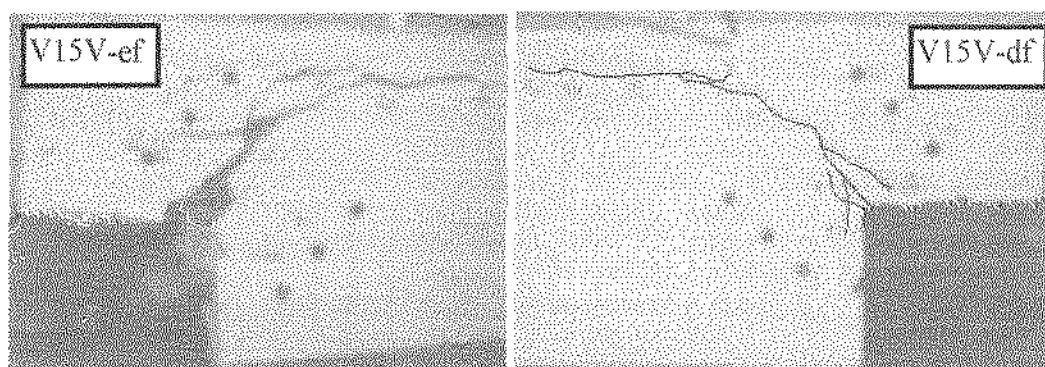
FIGURA 5.8 - Evolução das flechas médias

5.3 - PROCESSO DE FISSURAÇÃO

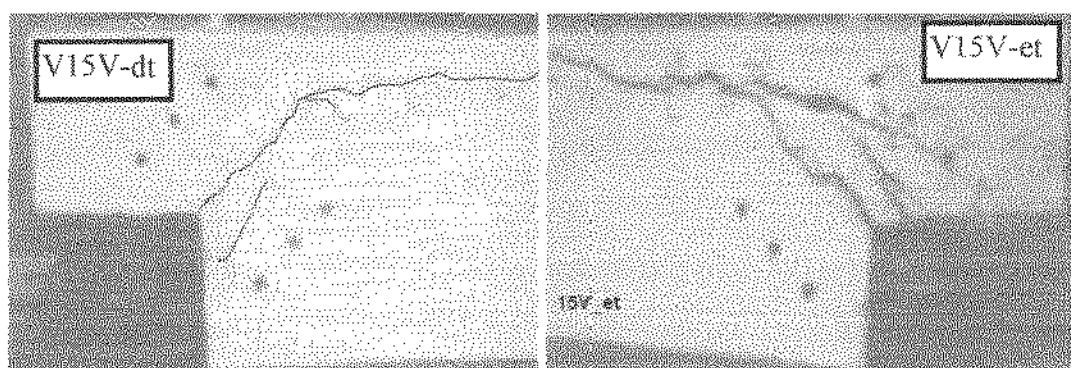
As figuras 5.9 à 5.14 apresentam a configuração fissurada dos dentes ensaiados. Observa-se através destas figuras que o aspecto da configuração fissurada é função da disposição das armaduras e do concreto empregado na confecção das vigas.

No concreto de alta resistência com esquema de armadura de suspensão vertical, observa-se que o colapso da peça foi atingido pelo desenvolvimento de uma única fissura visível.

Nas vigas que continham armadura de suspensão inclinada 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 um consequente alívio das deformações.

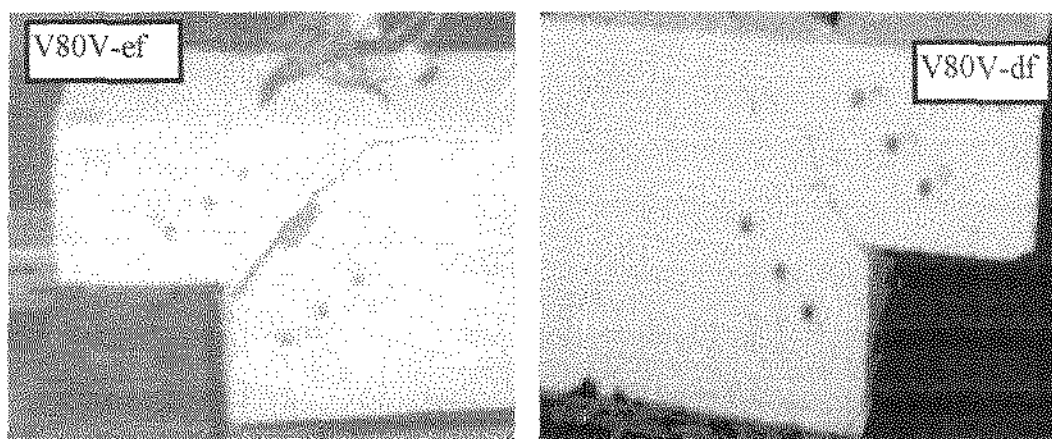


a) face frontal

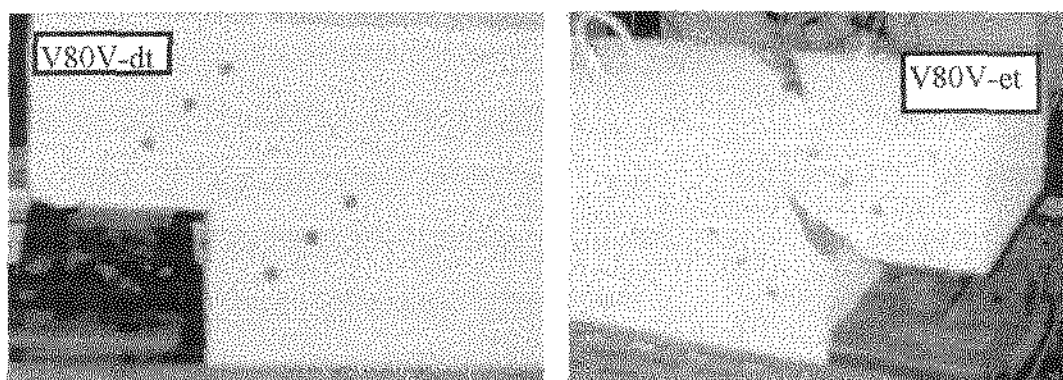


b) face traseira

FIGURA 5.9 - Evolução do processo de fissuração na Viga 15V

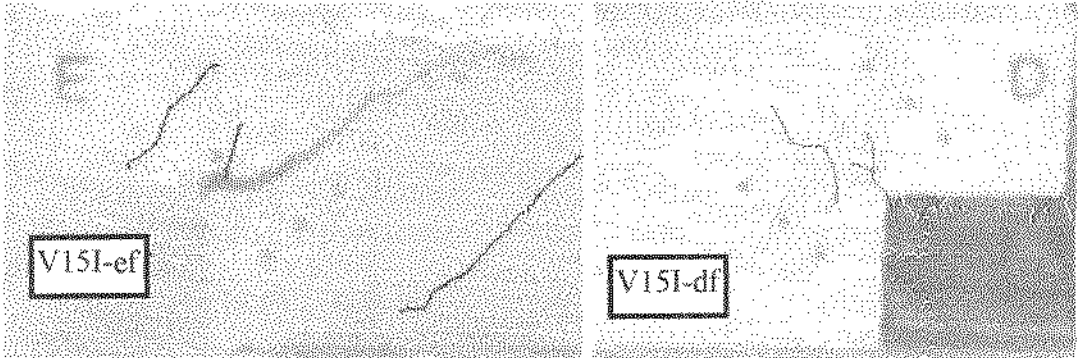


a) face frontal

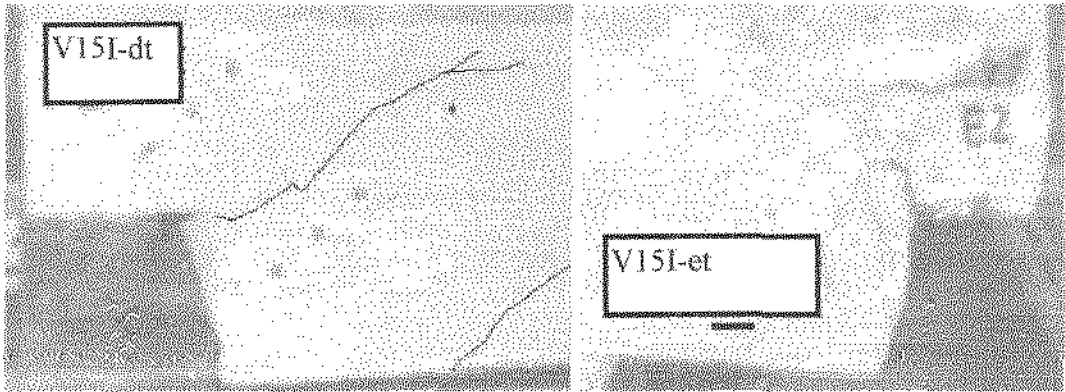


b) face traseira

FIGURA 5.10 - Evolução do processo de fissuração na viga 80V

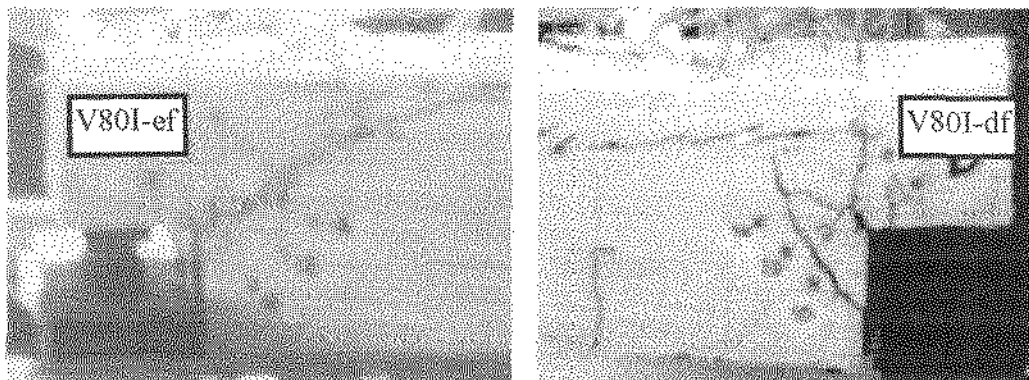


a) face frontal

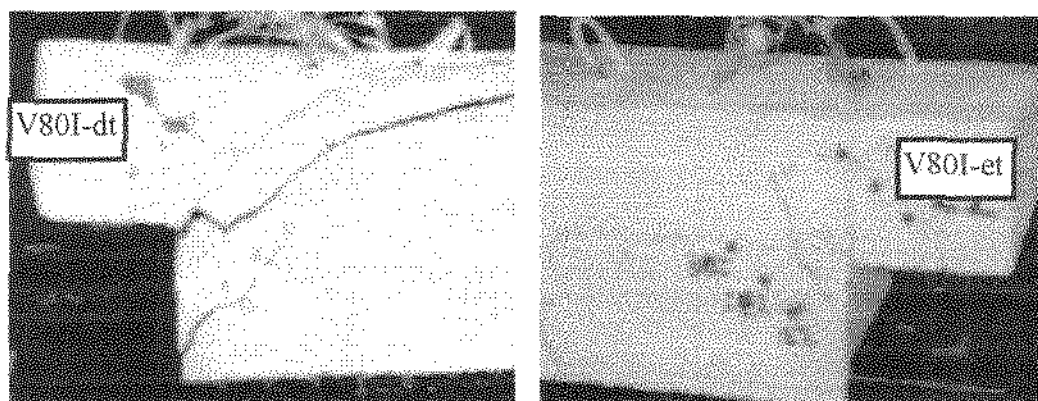


b) face traseira

FIGURA 5.11 - Evolução do processo de fissuração na viga 15I

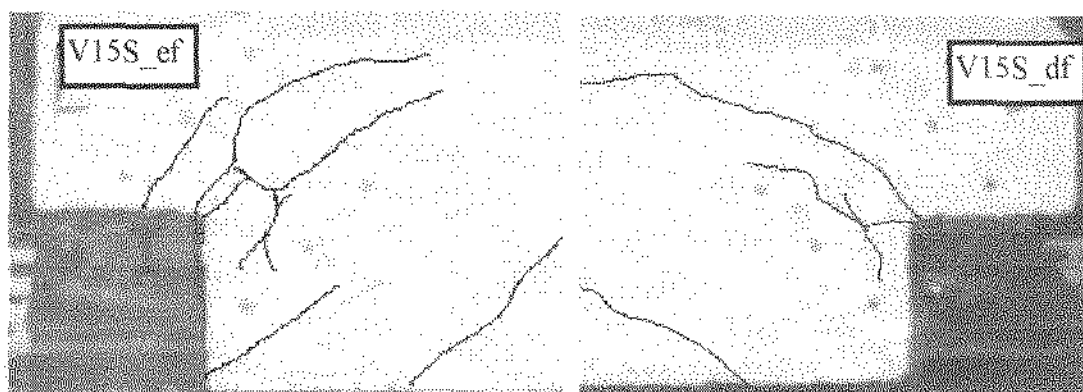


a) face frontal

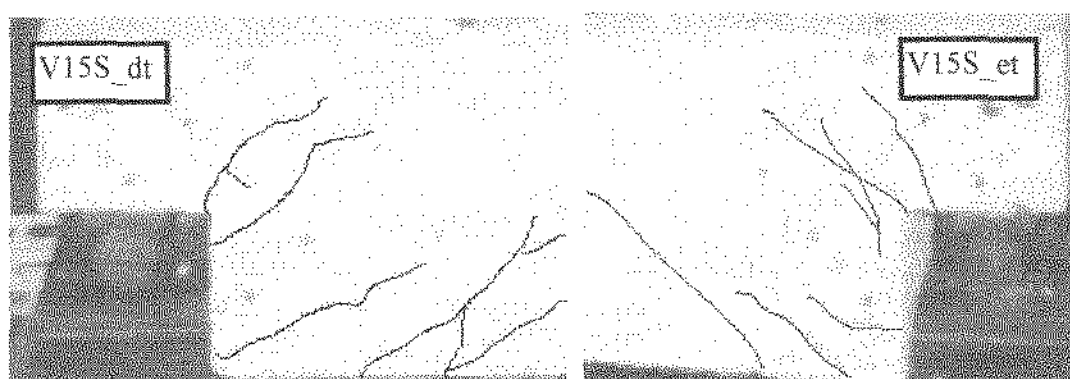


b) face traseira

FIGURA 5.12 - Evolução do processo de fissuração da VIGA 80I

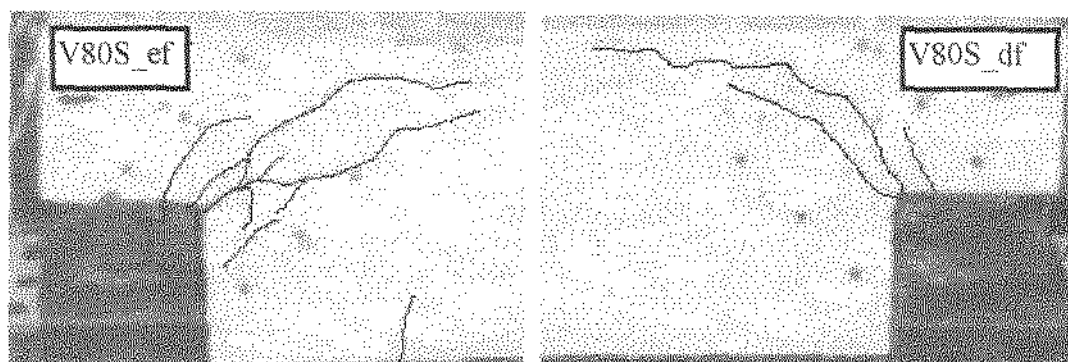


a) face frontal

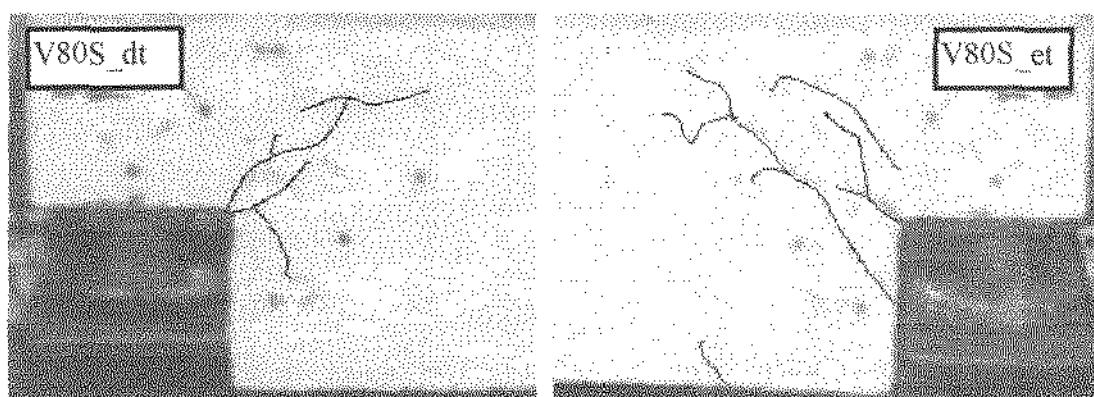


b) face traseira

FIGURA 5.13 - Evolução do processo de fissuração na viga 15S



a) face frontal



b) face traseira

FIGURA 5.14 - Evolução do processo de fissuração na viga 80S

CONCLUSÃO

Primeiramente, faz-se necessário ressaltar que os resultados obtidos neste trabalho são característicos dos "dentes Gerber usuais". Esta restrição foi feita face ao leque muito extenso que pode se apresentar num estudo da variação geométrica do dente. Portanto, para esta pesquisa, foi definido um modelo geométrico e a partir deste, iniciados os estudos cujas conclusões são apresentadas a seguir.

Após as análises dos resultados obtidos nos ensaios das vigas com redução de seção na extremidade, conclui-se que para os concretos de resistências usuais e concretos de alta resistência, e para as reações de apoio apresentadas, a máxima capacidade de carregamento dentro das analogias propostas, parece ser melhor definida para taxas de armaduras maiores que as efetivamente empregadas.

Para se elucidar os mecanismos resistentes dos dentes de vigas de concreto armado, onde os esforços são transmitidos ou por superfícies cisalhantes ou por tirantes tracionados, deve-se ter em mente que ambos são dependentes de aspectos de forma e rigidez. Portanto, a capacidade última de carregamento dos dentes ensaiados relacionam-se com seus respectivos esquemas resistentes e concretos empregados.

Em relação ao esquema resistente proposto por LEONHARDT (1978) para armadura de suspensão vertical, em que a formação de uma biela comprimida sobre o dente deva ajudar na suspensão das reações de apoio, parece que a formação desta biela está interligada com uma taxa de armadura suficientemente capaz de suspender a carga aplicada majorada, caso contrário, a biela que se forma é apenas a biela secundária.

Baseado na analogia proposta pela NBR9062 (1985), que permite assemelhar o dente Gerber ao consolo curto, minorando a carga a ser resistida pela armadura de suspensão vertical conforme a relação da distância do ponto de aplicação da carga/altura útil do dente, os resultados obtidos foram insatisfatórios.

Para vigas de concreto de alta resistência dimensionadas com armaduras de suspensão vertical, seu comportamento frágil está relacionado a dois aspectos importantes: a rigidez da pasta e a insuficiência da armação.

No dente Gerber, a existência do canto reentrante faz com que as tensões se concentrem neste ponto, fazendo com que o mecanismo de fissuração seja aí iniciado (região de fissura localizada).

No concreto de alta resistência o mecanismo de fissuração é mais característico e isto é devido à sua maior rigidez. Não havendo uma armadura adequada, o intervalo de propagação das fissuras apresenta-se curto devido à tendência de serem menos frequentes, portanto, há uma diminuição da quantidade de fissuras e como consequência uma rápida propagação destas. A ruína pode ser atingida até pelo desenvolvimento de uma única fissura visível. Deve haver, portanto, uma armadura suficientemente capaz de redistribuir estas tensões (fissuras).

Para os concreto de alta resistência, com o uso de armaduras de suspensão inclinadas, os resultados obtidos demonstraram uma sensível melhora em seu mecanismo resistente com diminuição da abertura da fissura principal do canto reentrante e também com a melhor redistribuição destas.

Embora tenhamos alcançado melhora no comportamento resistente com o esquema de armadura de suspensão inclinada, a proposta de LEONHARDT (1978), ainda não é adequada para os concretos empregados.

A analogia preconizada por FUSCO (1996) de majoração da carga a ser resistida pela armadura de suspensão, aliada a uma conveniente distribuição entre estribos verticais e barras inclinadas, apresentou bom resultado para o concreto de resistência usual e provou ser a armadura de suspensão inclinada mais rígida e, portanto, passível de receber maior quantidade de carga que a armadura de suspensão vertical.

Esse mesmo mecanismo resistente de armadura mista para o concreto de alta resistência não se apresenta adequado, pelo menos para uma distribuição de 60% da carga atribuída à armadura de suspensão inclinada. Quando comparado ao esquema resistente de armadura de suspensão inclinada que recebeu a totalidade da carga aplicada, este último apresentou melhor resultado. Portanto, sugere-se que para vigas de concreto de alta resistência a carga a ser resistida pela armadura de suspensão deva ser majorada de uma taxa ainda maior que 1,2 sugerida por FUSCO (1996).

O objetivo principal do esquema resistente deve ser o de retardar a fissuração no canto reentrante, pois com o aparecimento das primeiras fissuras diminui-se a área

de concreto comprimido, transferindo-se toda a carga para a armadura de suspensão próxima ao canto reentrante. Neste trabalho notou-se que a armadura inclinada apresenta uma maior contribuição para o retardamento do aparecimento das fissuras e para a sua melhor distribuição.

Sugere-se que seja dada continuidade a este trabalho fazendo-se uma comparação das variações geométricas do dente e conseqüentemente dos arranjos das armaduras já que as direções das tensões mudam seus campos de propagação de acordo com a mudança da geometria da peça.

BIBLIOGRAFIA

AGOSTINI, L.R.S. *Pilares de Concreto de Alta Resistência*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992. 220p. (Tese Doutorado)

AHMAD, S.H., SHAH, S.P. Structural properties of high-strength concrete and its implications for precast prestressed concrete. *PCI Journal*, v.30, n.6, p.92-119, Nov./Dec.1985.

AHMAD, S.H., SHAH, S.P. High strength concrete: *A Review*. In: *SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE, I.*, Stavenger-Norway, June, 1987. *FIP-CEB Bulletin d'Information*, n.197. High strength concrete: state of the art report, aug. 1990. 61p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 212. Admixtures for concrete. *Concrete International: Design & Construction*, v.3, n.5, p.24-52, May. 1981.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318. *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, ACI, 1989.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 363. State-of-the-art report on high strength concrete. *Journal of the A.C.I.*, v.81, n.4, p.364-411, July-Aug. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1980. 53p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - *NBR 9062: Projeto Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado*. p.157-165. Set. 1985.

BLICK, R.L. Some factors influencing high-strength concrete. *Modern Concrete*, v.36, n.12, p.38-41, Apr. 1973.

BURKE, J.U. *Anotações de aulas-cadernos Maubertec*. Professor da Universidade de São Paulo, 1976.

- CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Properties of high-strength concrete subject to short-term loads. *Journal of the ACI*, v.78, n.3, p.171-178, May-June 1981.
- CEB-FIP Model Code 1990. First predraft 1988. *CEB Bulletin d'Information* n.190.
- CHEN, W.F. *Plasticity in reinforced concrete*. New York: McGraw-Hill Book Company, 1982.
- FERNANDES, G.B. *Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992. (Tese Doutorado).
- FERNANDES, G.B., AGOSTINI, L.R.S., PINTO JR., N.O. *Modelos Bielas e Tirantes*. Itatiba: Rev. USF, v.7, n.8, Engenharia VII, p.49-86, 1989.
- FIP-CEB Working group on high-strength concrete. High-strength concrete: state of the art report. *FIP-CEB Bulletin d'Information*, n.197, Aug. 1990. 61p.
- FUSCO, P.B. *Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: Editora Pini, 1996.
- 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).
- GAYNOR, R.D., MEININGER, R.C. Evaluating concrete sands: five tests to estimate quality. *Concrete International: Design & Construction*, v.5, n.12, p.53-60, Dec. 1983.
- KRIZ, L.B., RATHS, C.H. Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Feb, 1965.
- 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.

- MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1994. 573p.
- LEONHARDT, F., MÖNNING, E. *Construções de concreto*. Editora Interciência, 1978.
- NILSON, A.H. Design implications of current research on high strength concrete. *American Concrete Institute*, SP-87, Detroit, p.85-118, 1985.
- NILSON, A.H. High strength concrete - an overview - of Cornell research. In: *SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE*,1. Stavenger-Norway, p.27-38, June 1987.
- NORWEGIAN STANDARD NS 3473 - Concrete structures, design rules.(available in English from N.B.R. KØbenhavngt. 10 - 0566 Oslo 5 - Norway), 1989, apud *FIP/CEB Bulletin d'Information*, n.197. High strength concrete: state of the art report. 1990. 61p.
- PARK, R., PAULEY, T. *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons, p. 680-685, 1975.
- PERDÃO JR, P. *Estudo comparativo entre pilares de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal e pilares circulares de seção mista: tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência*. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, 1994. 300p. (Dissertação de Mestrado).
- PINTO JR., N.O. *Flexão de vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992, 2v. 362p. (Tese Doutorado)
- RÜSCH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. *Journal of the ACI*, v.57, n.1, p.1-28, July 1960.
- SCHLAICH, J., SCHÄEFER, K., JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, v.32, n.3, p.74-150, May/June, 1987.

SILVA, I.S. *Concreto de alta resistência: Composição, Propriedades e Dimensionamento*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 1995. 128p. (Dissertação de Mestrado)

SMADI, M.M., SLATE, F.O., NILSON, A.H. High, medium and low strength concretes subjected to sustained loads - strains, strengths and failure. *ACI Journal*, v.82, n.5, Sept-Oct. 1985 apud *FIP/CEB Bulletin d'information* n. 197. High strength concrete: state of the art report. 1990. 61p.

STEINLE, A., ROSTÁSY F.S. The structural behaviour of partly cut-away ends of beams. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Stuttgart, n.6, p.270-277, e n.7, p.337-341, July/1975.

WILLS JR, M.H. How aggregate particle shape influences concrete mixing water requirement and strength. *Journal of A.C.I. Materials*, v.2, n.4, p.843-865, Dec. 1967.