

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE LOCAL E GLOBAL DA RESISTÊNCIA AO
ESFORÇO CORTANTE DE VIGAS COM E SEM
APOIOS EM DENTE**

KLEBER CAVALCANTI CABRAL

ORIENTADOR: YOSIAKI NAGATO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS
PUBLICAÇÃO: E.DM 013A/98

BRASÍLIA - DF, 20 de NOVEMBRO de 1998.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE LOCAL E GLOBAL DA RESISTÊNCIA AO
ESFORÇO CORTANTE DE VIGAS COM E SEM
APOIOS EM DENTE**

KLEBER CAVALCANTI CABRAL

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.SC).

APROVADA POR:



YOSIAKI NAGATO, D.Sc. (UnB)

(ORIENTADOR)



GUILHERME SALES SOARES DE AZEVEDO MELO, PhD. (UnB)

(EXAMINADOR INTERNO)



LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA, PhD. (UFF - COPPE/UFRJ)

(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA - DF, 20 de NOVEMBRO de 1998.

FICHA CATALOGRÁFICA

CABRAL, KLEBER CAVALCANTI

Análise Local e Global da Resistência ao Esforço Cortante de Vigas com e sem Apoios em Dente.

xxvii, 176p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas, 1998)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.
Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.

1. Concreto Armado	2. Esforço Cortante
3. Modelos de Escoras e Tirantes	4. Apoios em Dente
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CABRAL, K. C., 1998. Análise Local e Global da Resistência ao Esforço Cortante de Vigas com e sem Apoios em Dente. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM 013A/98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 176p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Kleber Cavalcanti Cabral

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Local e Global da Resistência ao Esforço Cortante de Vigas com e sem Apoios em Dente

GRAU/ANO: Mestre/1998

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Kleber Cavalcanti Cabral
Rua Gov. Juvenal Lamartine, 19 – Bairro Tirol
CEP: 59020-280 – Natal/RN – Brasil

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Marcelo e
Maria de Fátima, fonte
inesgotável de amor, carinho e
ensinamentos, e aos meus
irmãos, Murilo, Wendy e
Angela, que compõem a força
especial desta grande família.
À minha noiva Tatianna pelo
seu amor e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Yosiaki Nagato, pela sua dedicação permanente durante toda a realização deste trabalho, enriquecendo-me com o seu conhecimento; o meu muito obrigado.

Aos professores do Mestrado em Estruturas da Universidade de Brasília pelos ensinamentos transmitidos.

À eng.^a Eliane Kraus de Castro, ao técnico Leonardo e a Antônio do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil, e aos técnicos Severino e Xavier do Laboratório de Ensaios de Materiais, pela colaboração na realização dos ensaios.

Ao Departamento de Apoio e Controle Técnico de Furnas Centrais Elétricas S.A. (Goiânia-GO), na pessoa do Eng.^o Walton Pacelli de Andrade, por ter possibilitado a realização de ensaios.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro.

A Lourival e Jorge, colegas de apartamento e de discussões, pela valiosa amizade.

A Emidio e Anne, pela amizade e pelo apoio na realização dos ensaios em Furnas Centrais Elétricas.

A Aleide Waleska, pela amizade e pela preciosa colaboração na editoração deste trabalho.

A Islen, Jocinez (Cema) e Rayol pela constante presença e auxílio durante a realização dos ensaios.

Aos meus colegas do Mestrado em Estruturas da UnB: Ana Elisa, Cecília, César, Chênia, Feijão, Felipe, Flávio, Francely, Gustavo, Henrique, Ieda, Jaqueline, Jonathan, Liana, Márcia, Márcio (Caratinga), Ricardo, Rodnny, Selênio, Silvana, Soraia, Ana Gabriela, Pedro Cláudio, Mário, Dênio, Marlos, Lisandra, Rodolfo, Gilberto, Izidileno, Marcus Vinicius, Nazaré, Moacir, Ediane, Luciano, Nélvio, Miguel, Suzana, Janes e Luciana, pessoas que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho.

Minha gratidão a meus primos Cássio e José Ivo, pelo importante incentivo e contribuição nessa conquista.

RESUMO

A resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado com e sem apoios em dente vem sendo estudada ao longo dos anos, e, apesar da quantidade e variedade de estudos já realizados, algumas questões ainda persistem sem respostas claras e definitivas.

Este trabalho dá continuidade a uma linha de pesquisa cujo objetivo principal é estudar em laboratório o comportamento de modelos representativos da escora junto ao apoio em dente de uma viga, com tipos alternativos de armaduras determinadas a partir de uma modelagem local com escoras e tirantes simulando o espraçamento da escora original. Foram ensaiados 15 blocos cuja forma procura reproduzir a escora geralmente assumida na extremidade da viga com apoio em dente. Foram considerados 3 ângulos de inclinação da escora (30° , 45° e 60°), e foram ensaiados blocos sem armadura, com armadura normal ao eixo da escora e com armaduras correspondentes a estribos verticais e a grampos ou estribos horizontais na viga.

Os ensaios dos blocos permitiram constatar-se que ocorre um espraçamento da escora, mas parece que tais ensaios não representam bem o comportamento real da escora principal do dente da viga.

Com o objetivo de complementar o conhecimento sobre os mecanismos de resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado, foram ensaiadas também 5 vigas de altura constante, com a mesma armadura longitudinal principal, sendo uma viga sem armadura transversal, uma só com armadura longitudinal complementar distribuída ao longo da altura (armadura de pele), uma só com estribos verticais, uma com estribos verticais e armadura de pele, e uma sem armadura transversal e tendo na zona de compressão do vão de cisalhamento duas chapas lubrificadas cujo objetivo seria eliminar a parcela do esforço cortante resistente dessa região e permitir a medição do efeito conjugado de engrenamento dos agregados e de ação de pino da armadura longitudinal.

Os ensaios das vigas mostraram que a armadura de pele aumenta a resistência à flexão das vigas e aumenta substancialmente a resistência ao esforço cortante da viga sem armadura transversal.

ABSTRACT

The shear strength of reinforced concrete beams with or without dapped ends have been studied through the years but, despite the quantity and the variety of available results some questions still remain without definitive and clear answers.

The main objective of this experimental research work was to study the behaviour of models planned to simulate the main strut irradiating from the support of a beam with dapped end, with alternative types of reinforcement derived from a local modelling with a strut-and-tie model equivalent to the original main strut. 15 model blocks were tested, trying to simulate the main strut at the dapped end with 3 different strut inclination. Some models were unreinforced, and others were reinforced with vertical or/and horizontal stirrups or with inclined stirrups perpendicular to the original strut axis.

The tests of the model blocks lead to the conclusion that the spreading of the main strut takes place as described in the related literature, but this kind of test seems not to represent adequately the real behaviour of the strut in the dapped end of a beam.

As a complementary study, five beams without dapped ends were also tested in order to study the shear resisting mechanisms. The main longitudinal reinforcement was kept constant. One beam had no transverse reinforcement, the second one had only additional longitudinal reinforcement distributed along the height of the beam, the third one had only vertical stirrups, the fourth one had both vertical stirrups and longitudinal reinforcement along the height and the last beam had neither transverse reinforcement nor additional longitudinal reinforcement, but had two lubricated steel plates in the compression zone within the shear span and close to the load point in order to cancel the shear resisted by the concrete in that zone.

From the beam tests it was concluded that the additional longitudinal reinforcement placed along the height of the beam increases the flexural strength and also increases significantly the shear strength of a beam without transverse reinforcement.

ÍNDICE

Capítulo		Página
1 -	INTRODUÇÃO	1
1.1 -	HISTÓRICO	1
1.2 -	OBJETIVO DO TRABALHO	2
1.3 -	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	2
2 -	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 -	INTRODUÇÃO	4
2.2 -	MODELO DE ESCORAS E TIRANTES	4
2.2.1 -	Regiões “B” e “D”	4
2.2.2 -	Procedimento para a análise estrutural	5
2.2.3 -	Modelagem	5
2.2.4 -	Tensões nas escoras, regiões nodais e tirantes	6
2.2.4.1 -	Resistência das escoras	6
2.2.4.2 -	Resistência dos nós	8
2.2.4.3 -	Resistência dos tirantes	10
2.3 -	ALGUNS ESTUDOS E RECOMENDAÇÕES SOBRE APOIOS EM DENTES	11
2.3.1 -	Modelagem global	11
2.3.1.1 -	Segundo Leonhardt e Mönning	11
2.3.1.2 -	Segundo Schlaich e Schäfer	13
2.3.1.3 -	Segundo a NBR 9062	14
2.3.1.4 -	Segundo Regan	14
2.3.1.5 -	Segundo Melo	18
2.3.2 -	Modelagem local	18
2.3.2.1 -	Segundo o CEB/90	19
2.3.2.2 -	Segundo Souza	19

2.4 -	CONSIDERAÇÕES SOBRE ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS	20
2.4.1 -	Vigas sem armadura transversal	21
2.4.1.1 -	Forças internas em uma viga sem armadura transversal	21
2.4.1.2 -	Fatores que afetam a resistência ao esforço cortante de vigas sem armadura transversal	22
2.4.2 -	Vigas com armadura transversal	22
2.4.2.1 -	Forças internas em uma viga com armadura transversal	23
2.5 -	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS E DE PESQUISADORES QUANTO AO CÁLCULO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO	24
2.5.1 -	Norma NBR 6118	24
2.5.2 -	Norma CEB-FIP MC90	26
2.5.3 -	Norma ACI 318-95	28
2.5.4 -	Norma Eurocode 2/91	30
2.5.5 -	Norma CAN3-A23-3-M84	33
2.5.6 -	Zsutty	34
2.5.7 -	Bazant	35
2.6 -	ESTUDOS EXPERIMENTAIS DESENVOLVIDOS NA UnB SOBRE A RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA LONGITUDINAL DE PELE	37
3 -	PROGRAMA EXPERIMENTAL	38
3.1 -	INTRODUÇÃO	38
3.2 -	PEÇAS ENSAIADAS	38
3.2.1 -	Dimensões básicas	38
3.2.1.1 -	Modelos de escoras	38
3.2.1.2 -	Vigas	39
3.2.2 -	Dimensionamento das armaduras	40
3.2.2.1 -	Modelos de escoras	40
3.2.2.2 -	Vigas	42
3.2.3 -	Detalhamento	43
3.2.3.1 -	Modelos de escoras	43

3.2.3.2 - Vigas	47
3.3 - MATERIAIS	49
3.3.1 - Concreto	49
3.3.2 - Aço	52
3.3.2.1 - Modelos de escoras	52
3.3.2.2 - Vigas	55
3.3.2.3 - Tipos de aços empregados	57
3.4 - FABRICAÇÃO	57
3.5 - MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO	57
3.5.1 - Modelos de escoras	57
3.5.2 - Vigas	60
3.6 - INSTRUMENTAÇÃO	63
3.6.1 - Cargas	63
3.6.1.1 - Modelos de escoras	63
3.6.1.2 - Vigas	63
3.6.2 - Deslocamento vertical nas vigas	63
3.6.3 - Deformações específicas nas armaduras	63
3.6.4 - Deformações específicas no concreto	68
3.6.5 - Fissuração	69
4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	71
4.1 - INTRODUÇÃO	71
4.2 - COMPORTAMENTO DAS PEÇAS ENSAIADAS	71
4.2.1 - Modelos de escoras	71
4.2.1.1 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°	72
4.2.1.2 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°	76
4.2.1.3 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°	80
4.2.2 - Vigas	82
4.2.2.1 - Viga V1	82
4.2.2.2 - Viga V2	83
4.2.2.3 - Viga V3	84
4.2.2.4 - Viga V4	85

4.2.2.5 -	Viga V5	86
4.3 -	EVOLUÇÃO DAS ABERTURAS DE FISSURAS	87
4.3.1 -	Modelos de escoras	87
4.3.2 -	Vigas	89
4.4 -	DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS VIGAS	90
4.5 -	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS	90
4.5.1 -	Modelos de escoras	90
4.5.2 -	Vigas	95
4.6 -	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	99
4.6.1 -	Modelos de escoras	99
4.6.2 -	Vigas	112
5 -	ANÁLISE DOS RESULTADOS	123
5.1 -	INTRODUÇÃO	123
5.2 -	MODO DE RUPTURA DAS PEÇAS ENSAIADAS	123
5.2.1 -	Modelos de escoras	123
5.2.1.1 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°	123
5.2.1.2 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°	124
5.2.1.3 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°	124
5.2.2 -	Vigas	125
5.3 -	TENSÕES ÚLTIMAS NOS MODELOS DE ESCORAS	126
5.4 -	EVOLUÇÃO DAS ABERTURAS DAS FISSURAS NOS MODELOS DE ESCORAS	127
5.4.1 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°	127
5.4.2 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°	127
5.4.3 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°	128
5.5 -	DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS VIGAS	128
5.6 -	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS	129
5.6.1 -	Modelos de escoras	129
5.6.1.1 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°	129
5.6.1.2 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°	129
5.6.1.3 -	Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°	130

5.6.2 -	Vigas	130
5.7 -	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO CONCRETO	131
5.7.1 -	Modelos de escoras	131
5.7.1.1 -	Deformação em leque	131
5.7.1.2 -	Deformação na direção da escora	131
5.7.1.3 -	Deformação ao longo da altura da escora	131
5.7.2 -	Vigas	132
5.7.2.1 -	Deformações na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte	132
5.7.2.2 -	Deformações na direção vertical ao longo do vão de corte	132
5.7.2.3 -	Deformações na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte	132
5.7.2.4 -	Deformações na zona comprimida abaixo do ponto de aplicação das cargas	133
5.7.2.5 -	Deformações no meio do vão ao longo da altura	133
5.7.2.6 -	Deformações na superfície do concreto na parte superior da viga próximo aos pontos de aplicação das cargas e no meio do vão	133
5.8 -	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS DAS VIGAS ENSAIADAS	134
6 -	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	137
6.1 -	INTRODUÇÃO	137
6.2 -	CONCLUSÕES	137
6.2.1-	Modelos de escoras	137
6.2.2 -	Vigas	138
6.3 -	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	139
6.3.1 -	Modelos de escoras	139
6.3.2 -	Vigas	140
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		141

ANEXO A – RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DURANTE OS ENSAIOS DOS MODELOS DE ESCORAS	144
ANEXO B – RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DAS VIGAS	150
ANEXO C – RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NO CONCRETO ($\times 10^{-3}$) DURANTE OS ENSAIOS DOS MODELOS DE ESCORAS	153
ANEXO D – RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NO CONCRETO ($\times 10^{-3}$) DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS	163
ANEXO E - RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NO DEFLECTÔMETRO DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS	175

LISTA DE TABELAS

Tabela		Página
3.01 -	Resistência à compressão e à tração do concreto dos modelos de escoras	50
3.02 -	Resistência à compressão e à tração do concreto das vigas	51
3.03 -	Características dos aços utilizados na armação dos modelos de escoras	54
3.04 -	Característica dos aços utilizados na armação das vigas	56
4.01 -	Cargas de fissuração, carga de ruptura, tensão última e relação entre a tensão última e a tensão de compressão do concreto	71
4.02 -	Cargas de fissuração diagonal e ruptura	82
4.03 -	Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 30°	88
4.04 -	Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 45°	88
4.05 -	Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 60°	89
4.06 -	Evolução das aberturas das fissuras nas vigas em função da carga aplicada	89
5.01 -	Cargas de ruptura obtidas experimentalmente e cargas últimas calculadas através dos métodos apresentados por normas e pesquisadores	134
5.02 -	Comparação entre as cargas últimas obtidas experimentalmente e as calculadas através de formulações apresentadas por normas e pesquisadores	135
A.01 -	Deformações nas armaduras do modelo M1-AH	144
A.02 -	Deformações nas armaduras do modelo M1-AC	144
A.03 -	Deformações nas armaduras do modelo M1-AV	145
A.04 -	Deformações nas armaduras do modelo M1-AI	145

A.05 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AV	146
A.06 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AC	146
A.07 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AI	147
A.08 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AV	147
A.09 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AC	148
A.10 -	Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AI	148
A.11 -	Deformações nas armaduras do modelo M3-AH	149
A.12 -	Deformações nas armaduras do modelo M3-AI	149
B.01 -	Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V1	150
B.02 -	Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V2	150
B.03 -	Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V3	151
B.04 -	Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V5	151
B.05 -	Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V4	152
C.01 -	Deformações no concreto do modelo M1-SA	153
C.02 -	Deformações no concreto do modelo M1-AH	154
C.03 -	Deformações no concreto do modelo M1-AC	154
C.04 -	Deformações no concreto do modelo M1-AV	155
C.05 -	Deformações no concreto do modelo M1-AI	156
C.06 -	Deformações no concreto do modelo M2.1-SA	157
C.07 -	Deformações no concreto do modelo M2.1-AV	157
C.08 -	Deformações no concreto do modelo M2.1-AC	158
C.09 -	Deformações no concreto do modelo M2.1-AI	158
C.10 -	Deformações no concreto do modelo M2.2-AV	159
C.11 -	Deformações no concreto do modelo M2.2-AC	159
C.12 -	Deformações no concreto do modelo M3-SA	160
C.13 -	Deformações no concreto do modelo M3-AH	161
C.14 -	Deformações no concreto do modelo M3-AI	162
D.01 -	Deformações no concreto da viga V1	163
D.02 -	Deformações no concreto da viga V2	165

D.03 -	Deformações no concreto da viga V3	167
D.04 -	Deformações no concreto da viga V4	170
D.05 -	Deformações no concreto da viga V5	173
E.01 -	Deslocamentos verticais da viga V1	175
E.02 -	Deslocamentos verticais da viga V2	175
E.03 -	Deslocamentos verticais da viga V3	176
E.04 -	Deslocamentos verticais da viga V4	176
E.05 -	Deslocamentos verticais da viga V5	176

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
2.01 -	a) Campo de tensões tipo leque, b) Campo de tensões tipo garrafa e c) Campo de tensões tipo prisma (Schlaich e Schäfer)	6
2.02 -	Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (CEB/90)	8
2.03 -	Exemplo de nós contínuos e nós singulares (Schäfer e Schlaich)	9
2.04 -	Exemplo de nós: a) nó CCC, b) nó CCT, c) nó CTT e d) nó TTT (Schäfer e Schlaich)	10
2.05 -	Modelos de escoras e tirantes para apoios em dentes, segundo Leonhardt e Mönig	11
2.06 -	Tipos de armaduras possíveis para os apoios em dentes, segundo Leonhardt e Mönig	12
2.07 -	Modelos propostos por Schlaich e Schäfer para apoios em dentes	13
2.08 -	Armação proposta para os modelos 1 e 3 (Schlaich e Schäfer)	13
2.09 -	Detalhamento de apoios em dentes segundo a NBR 9062	14
2.10 -	Modelos de escoras e tirantes adotados por Regan	14
2.11 -	Detalhe das armaduras e instrumentação utilizados por Regan	15
2.12 -	Esquema dos ensaios utilizados por Regan	15
2.13 -	Ruptura dos ensaios dos dentes 1/1 e 1/2 (Regan)	17
2.14 -	Modelo de escoras e tirantes utilizado para o ensaio do dente 1/2	17
2.15 -	Modelos de escoras e tirantes utilizados por Melo	18
2.16 -	Modelagem local proposta pelo CEB/90	19
2.17 -	Modelagem local proposta por Souza	20
2.18 -	Forças internas em uma viga fissurada sem armadura transversal (MacGregor)	21
2.19 -	Forças internas em uma viga fissurada com armadura transversal (MacGregor)	23

2.20 -	Distribuição dos esforços cortantes resistentes em vigas com armadura transversal (ACI – ASCE COMMITTEE 426)	24
3.01 -	Dimensões dos modelos de escoras	39
3.02 -	Dimensões das vigas ensaiadas	40
3.03 -	Modelagem local utilizada	41
3.04 -	Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 30^\circ$	43
3.05 -	Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = \alpha = 45^\circ$	44
3.06 -	Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	45
3.07 -	Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 60^\circ$	46
3.08 -	Detalhamento das vigas V1 e V2	47
3.09 -	Detalhamento das vigas V3 e V4	48
3.10 -	Detalhamento da viga V5	49
3.11 -	Gráfico tensão x deformação do concreto	52
3.12 -	Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 8,0 mm	53
3.13 -	Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 10,0 mm	53
3.14 -	Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 12,5 mm	54
3.15 -	Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 6,3 mm	55
3.16 -	Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 20,0 mm	56
3.17 -	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$	64
3.18 -	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$	65
3.19 -	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	66
3.20 -	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	67
3.21 -	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas	67
3.22 -	Instrumentação utilizada no concreto para os modelos de escoras	69
3.23 -	Instrumentação utilizada no concreto para as vigas	70
4.01 -	Gráfico carga x flecha das vigas	90

4.02 -	Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$	91
4.03 -	Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$	92
4.04 -	Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	93
4.05 -	Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	94
4.06 -	Deformações medidas nas armaduras da viga V1	95
4.07 -	Deformações medidas nas armaduras da viga V2	96
4.08 -	Deformações medidas nas armaduras da viga V3	97
4.09 -	Deformações medidas nas armaduras da viga V4	98
4.10 -	Deformações medidas nas armaduras da viga V5	99
4.11 -	Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$	100
4.12 -	Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$	101
4.13 -	Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	102
4.14 -	Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	103
4.15 -	Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$	104
4.16 -	Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$	105
4.17 -	Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	106
4.18 -	Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	107
4.19 -	Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$	108

4.20 -	Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$	109
4.21 -	Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	110
4.22 -	Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$	111
4.23 -	Gráfico carga x deformação na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte	113
4.24 -	Gráfico carga x deformação na direção vertical ao longo do vão de corte	115
4.25 -	Gráfico carga x deformação na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte	117
4.26 -	Gráfico carga x deformação da zona de compressão abaixo do ponto de aplicação das cargas	119
4.27 -	Gráfico carga x deformação no meio do vão ao longo da altura da viga	121
4.28 -	Gráfico carga x deformação na superfície superior da viga próximo aos pontos de aplicação de carga e no meio do vão	122

LISTA DE FOTOS

Foto		Página
3.01 -	Esquema de ensaio utilizado para a determinação do módulo de elasticidade do concreto	51
3.02 -	Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB	59
3.03 -	Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da UnB	59
3.04 -	Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Concreto do Deptº de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS	60
3.05 -	Montagem dos ensaios das vigas	61
3.06 -	Apoio utilizado entre o bloco e a viga	62
3.07 -	Apoio utilizado para aplicação da carga nas vigas	62
4.01 -	Fissuração do modelo M1-SA para a carga última	73
4.02 -	Fissuração do modelo M1-AH para a carga última	74
4.03 -	Fissuração do modelo M1-AV para a carga última	74
4.04 -	Fissuração do modelo M1-AC para a carga última	75
4.05 -	Fissuração do modelo M1-AI para a carga última	75
4.06 -	Fissuração do modelo M2.1-SA para a carga última	76
4.07 -	Fissuração do modelo M2.1-AV para a carga última	77
4.08 -	Fissuração do modelo M2.1-AC para a carga última	77
4.09 -	Fissuração do modelo M2.1-AI para a carga última	78
4.10 -	Fissuração do modelo M2.2-AV para a carga última	78
4.11 -	Fissuração do modelo M2.2-AC para a carga última	79
4.12 -	Fissuração do modelo M2.2-AI para a carga última	79
4.13 -	Fissuração do modelo M3-SA para a carga última	80
4.14 -	Fissuração do modelo M3-AH para a carga última	81
4.15 -	Fissuração do modelo M3-AI para a carga última	81

4.16 -	Fissuração da viga V1 para a carga última	83
4.17 -	Fissuração da viga V2 para a carga última	84
4.18 -	Fissuração da viga V3 para a carga última	85
4.19 -	Fissuração da viga V4 para a carga última	86
4.20 -	Fissuração da viga V5 para a carga última	87

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	:Significado
a	: vão de corte
A_{st}, A_{sl}	: área de armadura longitudinal de tração
A_{vs}, A_{sev}, A_{sv}	: área da seção transversal de estribos verticais
A_{vi}	: área da seção transversal dos estribos inclinados
b, b_w	: largura da viga
C	: força de compressão na escora e no nó
C_1, C'_1	: força de compressão do concreto na região comprimida
d	: altura útil da viga
d_a	: diâmetro máximo do agregado
E_{sec}	: módulo de elasticidade secante
F	: força de compressão na escora e no nó
f_c, f'_c	: resistência do concreto à compressão
f_{cd}	: resistência de cálculo do concreto à compressão
f^*_{cd}	: resistência do concreto para nós e escoras segundo Schlaich
f_{cd1}	: tensão média do concreto para regiões não fissuradas
f_{cd2}	: tensão média do concreto para regiões fissuradas
$f_{c,28d}$: resistência à compressão do concreto aos 28 dias
f_{ck}	: resistência característica do concreto à compressão
f_{cko}	: 10 MPa
f_{ct}	: resistência à tração do concreto por compressão diametral
$f_{ctk0,05}$: valor característico da tensão de ruptura do concreto à tração simples
f_{ctm}	: resistência média de tração do concreto
f_r	: tensão de ruptura do aço
F_{Rtw}	: esforço cortante resistente de cálculo da armadura transversal
F_t	: força de tração no tirante
f_{ult}	: tensão última

f_y	: tensão de escoamento do aço
f_{yd}	: resistência de cálculo do aço à tração
f_{yk}	: resistência característica de escoamento do aço
f_{yl}	: tensão de escoamento do aço da armadura longitudinal de flexão
f_{yv}	: tensão de escoamento do aço da armadura transversal
f_{ywd}	: tensão de escoamento de cálculo da armadura de combate ao esforço cortante
h	: altura total da viga
h_k	: distância entre o centróide da zona de compressão e o centróide da armadura de tração na seção transversal
I	: força no tirante inclinado da modelagem local das escoras
M_u	: momento fletor último
N_{sd}	: esforço normal na seção devido às cargas aplicadas ou pré-esforço
s	: espaçamento entre estribos
T	: força de tração no tirante
T_1, T_2	: força de tração na armadura longitudinal de flexão
V_a	: esforço cortante transferido através da fissura pelo engrenamento dos agregados nas duas faces da fissura
V_{ay}	: componente vertical do esforço cortante transferido através da fissura pelo engrenamento dos agregados nas duas faces da fissura
V_{ax}	: componente horizontal do esforço cortante transferido através da fissura pelo engrenamento dos agregados nas duas faces da fissura
V_c	: resistência nominal ao cisalhamento proveniente do “concreto”; esforço cortante da primeira fissura diagonal
V_{cd}	: capacidade resistente de cálculo ao esforço cortante do concreto
V_{cr}	: esforço cortante correspondente à fissuração diagonal
V_{cw}, V'_{cw}	: parcela do esforço cortante na zona comprimida da viga
V_d	: ação de pino da armadura longitudinal de flexão na resistência ao esforço cortante; Esforço cortante de cálculo
V_n	: resistência nominal ao cisalhamento
V_{Rd1}	: valor de cálculo do esforço cortante resistente do elemento sem armadura

	transversal
V_{Rd2}	: valor de cálculo do esforço cortante suportado sem a ocorrência de esmagamento das escoras comprimidas
V_{Rd3}	: valor de cálculo do esforço cortante que pode ser suportado por um elemento com armadura transversal
V_s	: força de tração nos estribos
V_u	: esforço cortante último
V_{wd}	: capacidade resistente de cálculo da armadura de cisalhamento
z	: distância entre o centróide da zona de compressão e o centróide da armadura longitudinal de tração na seção transversal
Z_A	: força na armadura de flexão do dente
Z_S	: força no tirante inclinado do dente
Z_V	: força na armadura de suspensão do dente
α	: ângulo entre a direção dos estribos ou barras dobradas e a horizontal; ângulo de abertura da escora
$\alpha_{fct,m}$: 1,40 MPa
ϵ_y	: deformação específica de escoamento do aço
ϕ	: fator de minoração da resistência; diâmetro nominal do aço
ϕ_c	: fator de minoração da resistência do concreto
ϕ_l	: diâmetro nominal da armadura longitudinal
ϕ_s	: fator de minoração da resistência do aço
ϕ_t	: diâmetro nominal da armadura transversal
γ_c	: coeficiente de minoração da resistência do concreto
λ	: 1, para concreto de densidade normal
ν	: fator de eficácia
θ	: ângulo de inclinação da escora
ρ, ρ_w	: taxa de armadura longitudinal, igual a A_s/bd
ρ_l	: menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2h$ a partir da face do apoio
σ_{cp}	: N_{sd}/A_c
τ_{Rd}	: valor de referência para o cálculo do esforço cortante resistente
τ_{wd}	: tensão cisalhante de cálculo

- τ_{wz} : tensão cisalhante nominal última
- ω_{sv} : taxa mecânica de armadura transversal
- ξ : $1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$
- ψ_l : coeficiente empiricamente determinado que leva em conta a influência, sobre os resultados fornecidos pela Teoria da Treliça Generalizada, da rigidez de seu bordo tracionado em função da menor taxa de armação longitudinal de tração ρ_l , no trecho de comprimento $2h$ medido a partir da face do apoio

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - HISTÓRICO

O mecanismo de resistência ao esforço cortante de peças de concreto foi e continua sendo objeto de numerosos estudos e, apesar da quantidade e variedade de estudos já realizados, algumas questões ainda persistem sem respostas claras e definitivas.

Na busca de soluções racionais e práticas para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, modelos teóricos têm sido desenvolvidos, como os modelos de escoras e tirantes. Esses modelos são uma generalização do conceito da análise clássica de treliça, usada desde o início do século para verificar o equilíbrio entre as ações, as reações e os esforços internos no concreto e no aço de um elemento estrutural, onde as escoras representam campos de tensões de compressão no concreto e os tirantes campos de tensões de tração nas armaduras.

Com a utilização do modelo de escoras e tirantes pretende-se atingir um melhor grau de racionalidade para toda a estrutura, seja onde se aplica a hipótese de Bernoulli de distribuição plana de deformações, ou, por exemplo, nas regiões de apoios em dentes, aberturas em vigas, nós de pórticos e consolos, onde a validade desta hipótese não é mais observada.

Algumas normas de projeto e execução de estruturas de concreto armado começam a incorporar regras de dimensionamento baseadas em modelos de escoras e tirantes. Entretanto, muitas dúvidas ainda persistem sobre a aplicação desses modelos, tais como definir a posição das escoras e tirantes, definir as dimensões dos nós e das escoras para verificação das tensões no concreto, que limites utilizar para essas tensões, compatibilizar os modelos com o comportamento desejável em serviço, pois em muitos casos a

modelagem global é feita com escoras que não representam adequadamente o comportamento da peça na região de abrangência dessas escoras.

1.2 - OBJETIVO DO TRABALHO

O presente trabalho envolve dois estudos paralelos, com objetivos distintos.

O primeiro estudo visa obter informações sobre o comportamento até a ruptura da escora principal de um apoio em dente, encontrada na modelagem global da viga, armada a partir da modelagem local proposta por Souza [35]

O segundo estudo visa ampliar o conhecimento experimental sobre o mecanismo de ruptura por esforço cortante de vigas de concreto armado com altura constante, envolvendo a influência dos estribos, da armadura de pele, da zona comprimida do concreto, do engrenamento dos agregados e do efeito de pino da armadura longitudinal.

Nos capítulos 3 a 6, os dois estudos serão apresentados em paralelo, sob títulos comuns.

1.3 - DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

No capítulo 2, apresenta-se uma breve revisão bibliográfica a respeito do uso de modelos de escoras e tirantes no dimensionamento de vigas com apoios em dentes, onde estes modelos são tratados global e localizadamente. Apresenta-se, também, uma breve revisão sobre os mecanismos resistentes ao esforço cortante e as formulações propostas por diversas normas e pesquisadores para o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto armado. Finalmente, descrevem-se brevemente os estudos experimentais já realizados na UnB sobre a resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado com armadura longitudinal de pele.

No capítulo 3, descreve-se o programa experimental, apresentando o projeto e a execução dos modelos de escoras e das vigas, as características dos materiais empregados, a instrumentação utilizada e a metodologia empregada nos ensaios.

No capítulo 4 são apresentados os resultados experimentais dos ensaios.

No capítulo 5 são feitas as análises dos resultados experimentais apresentados no capítulo 4 e é feita também uma comparação entre os resultados experimentais e teóricos.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

A resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado vem sendo estudada ao longo dos anos, e apesar da quantidade e variedade de estudos já realizados, algumas questões ainda persistem sem respostas claras e definitivas. Neste capítulo apresenta-se uma breve revisão sobre o uso de modelos de escoras e tirantes para o dimensionamento de vigas com apoios de altura reduzida (dentes Gerber) e as proposições de pesquisadores e normas vigentes para o cálculo da resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado com e sem armadura de cisalhamento, assim como uma relação dos estudos experimentais realizados na UnB sobre a resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado com armadura longitudinal de pele.

2.2 - MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES

Os modelos de escoras e tirantes têm sido estudados visando o dimensionamento de peças de concreto armado, especialmente em regiões com perturbações no estado de tensões produzidas por descontinuidades geométricas ou físicas. Esses modelos são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado, onde as escoras são idealizações dos campos de tensões de compressão no concreto, e os tirantes campos de tração nas armaduras.

2.2.1 - Regiões “B” e “D”

Para efeito da aplicação do modelo de escoras e tirantes, pode-se subdividir a estrutura em regiões contínuas (regiões “B”) e descontínuas (regiões “D”).

Regiões “B” são aquelas em que as hipóteses de Bernoulli, de distribuição plana de deformações ao longo da seção transversal, são válidas, enquanto que nas regiões “D” as distribuições de deformações não são planas, podendo ser produzidas por descontinuidades físicas e/ou geométricas. Os exemplos mais comuns de descontinuidades geométricas são: apoios em dentes, aberturas em vigas, nós de pórticos e consolos. Como exemplos mais comuns de descontinuidades físicas têm-se: ações concentradas e reações de apoio.

2.2.2 - Procedimento para a análise estrutural

Conforme recomendado por Schlaich et al [30] e Schäfer [28], o mais conveniente para a análise estrutural é dividir a estrutura em regiões “B” e “D”, pois seria muito incômodo modelar a estrutura inteira com escoras e tirantes.

O projeto das regiões “B” pode ser efetuado utilizando-se a teoria de flexão no estado limite último com os modelos de treliça. Para o projeto das regiões “D”, deve-se conhecer os esforços solicitantes no contorno destas regiões.

O método do caminho de carga é usado para sistematizar o modelo de escoras e tirantes, através das trajetórias de tensão ou trajetórias de forças.

2.2.3 - Modelagem

Na literatura [28,29,30] é indicado que os modelos de escoras e tirantes sejam, a princípio, baseados em análises elásticas de elementos não fissurados. Isto, entretanto, deve ser tomado como uma orientação para os casos de regiões de descontinuidade (regiões “D”) para os quais não existe suficiente comprovação experimental da possibilidade de redistribuição de forças (Schlaich e Schäfer [30]).

Pode-se ajustar a geometria de um modelo formado a partir de uma análise elástica, para traduzir melhor as condições de ruptura verificadas experimentalmente, ou mesmo devido a imposições de ordem prática para o detalhamento da armadura. Em geral, não há um único modelo para cada caso. Esta não unicidade não deve ser tomada como desvantagem, pois a liberdade de escolha entre diversas opções que possam traduzir um comportamento

real, permite ao projetista, com experiência e com boa noção do comportamento de estruturas, uma certa liberdade quanto à definição dos modelos a serem utilizados.

2.2.4 - Tensões nas escoras, regiões nodais e tirantes

Um dos aspectos mais questionáveis com relação a modelos formados por elementos comprimidos e tracionados parece ser a definição da resistência das escoras e das regiões nodais. Embora, na maioria dos elementos normalmente armados ou subarmados, estas tensões, geralmente, não sejam críticas, em algumas regiões de descontinuidade isto pode não ser o caso (Shehata e Nagato [34]).

2.2.4.1 - Resistência das escoras

As escoras são discretizações de campos de tensões de compressão no concreto. Trata-se de uma idealização da realidade. Dependendo da forma como as tensões de compressão se distribuem através da estrutura, a partir de ações concentradas e reações, teremos escoras ou campos de compressão diferentes. Para cobrir todos os campos de distribuição de tensões de compressão, segundo Schlaich [30], três configurações típicas são enumeradas:

- distribuição de tensões radial - tipo leque
- distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção - tipo garrafa
- distribuição de tensões paralelas - tipo prisma

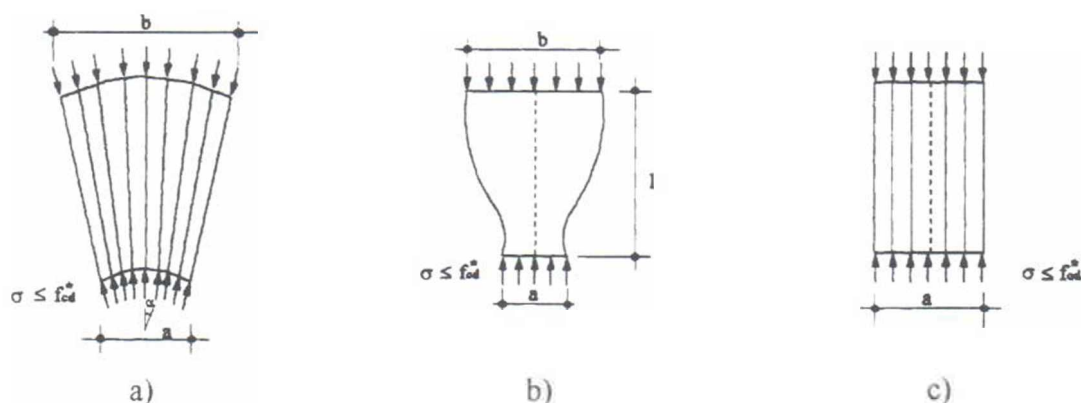


Figura 2.01 - a) Campo de tensões tipo leque; b) Campo de tensões tipo garrafa e c) Campo de tensões tipo prisma (Schlaich e Schäfer [30]).

A distribuição de tensões radial (figura 2.01-a) é uma idealização de um campo de tensões com curvatura desprezível. Este tipo de distribuição de tensões pode ser encontrado em regiões “D”, onde forças concentradas são introduzidas e propagadas de maneira suave. Neste campo de tensão, não se desenvolvem trações transversais.

A distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção (figura 2.01-b) ocorre quando forças concentradas são introduzidas e propagadas através de curvaturas acentuadas. A difusão dessas tensões provoca compressão biaxial ou triaxial abaixo da força e trações transversais consideráveis mais adiante. Esta tração transversal, combinada com a compressão longitudinal, pode provocar fissuras longitudinais e iniciar uma ruptura prematura. Como a resistência à tração do concreto é muito baixa, normalmente se reforça este campo de tensões na direção transversal.

A distribuição de tensões paralela (figura 2.01-c) ocorre quando as tensões se distribuem uniformemente, sem perturbação. Este campo de tensão é típico de uma região “B” e evidentemente não desenvolve trações transversais.

A resistência à compressão das escoras é menor que a resistência à compressão dos banzos comprimidos principalmente devido aos efeitos de tração vindos da armadura que as atravessa.

Schäfer e Schlaich [30] sugerem os seguintes valores simplificados da resistência da escoras:

$0,85 f_{cd}$ para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;

$0,68 f_{cd}$ para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;

$0,51 f_{cd}$ para campos de compressão com fissuras inclinadas.

onde: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

No código CEB/90 [18], a resistência de projeto de uma região sob compressão uniaxial pode ser determinada através de um diagrama simplificado de tensões uniformes para o

concreto, ao longo de toda a altura, de escoras e banzos comprimidos. Considera-se a tensão média igual a:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad (2.01)$$

para zonas não fissuradas, ou

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad (2.02)$$

para zonas fissuradas onde a resistência à compressão pode ser reduzida pelo efeito de tração transversal da armadura e pela necessidade de transmitir forças através das fissuras (Fig. 2.02).

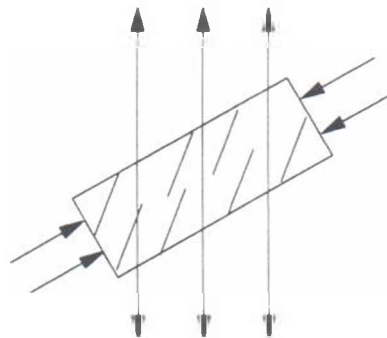


Figura 2.02 - Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (CEB/90 [18]).

2.2.4.2 - Resistência dos nós

Um nó pode ser definido como o volume de concreto que envolve as interseções das escoras comprimidas, em combinação com forças de ancoragem de armaduras e/ou forças de compressão externas (ações concentradas ou reações de apoio). O nó também representa uma mudança brusca na direção das forças, enquanto em uma estrutura de concreto armado real, este desvio normalmente ocorre em certo comprimento e largura.

Segundo Schäfer e Schlaich [30] os nós podem ser classificados em contínuos e singulares (Figura 2.03). Os nós contínuos são aqueles em que o desvio de forças é feito em comprimentos razoáveis. Estes nós normalmente não são críticos, desde que seja providenciada uma ancoragem adequada para a armadura. Os nós singulares são aqueles em que as forças concentradas são aplicadas e o desvio de forças é feito localizadamente. Estes nós são críticos e devem ter suas tensões verificadas.

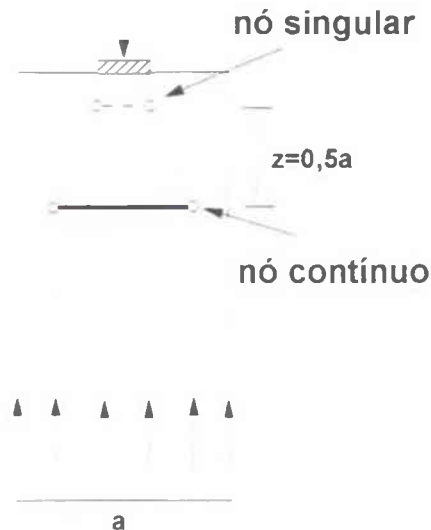


Figura 2.03 - Exemplo de nós contínuos e nós singulares (Schäfer e Schlaich [30]).

Há essencialmente quatro tipos de nós, dependendo da combinação das escoras (C) e dos tirantes (T):

CCC = nós com apenas escoras comprimidas;

CCT = nós com duas escoras comprimidas e um tirante tracionado;

CTT = nós com uma escora comprimida e dois tirantes tracionados;

TTT = nós com apenas tirantes tracionados.

A figura 2.04 mostra os quatro tipos principais de nós.

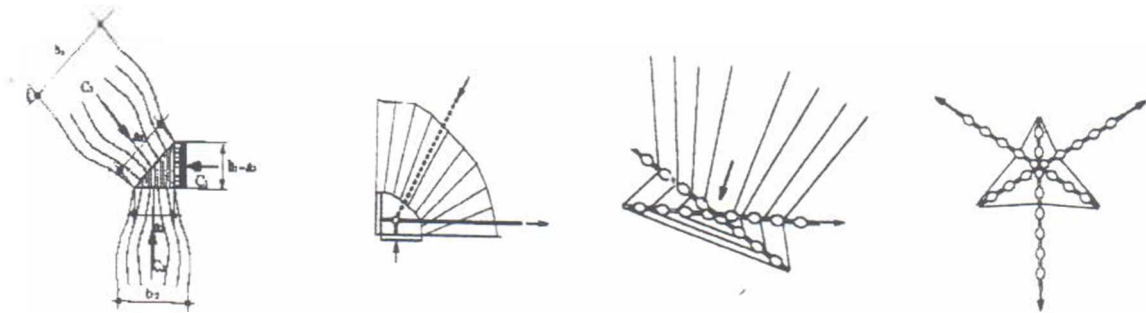


Figura 2.04 - Exemplo de nós: a) nó CCC, b) nó CCT, c) nó CTT e d) nó TTT (Schäfer e Schlaich [30]).

Schäfer e Schlaich [30] sugerem como limites de tensões de compressão média no contorno dos nós :

$f_{cd}^* = 1,0 f_{cd}$, para nós que só encontram escoras comprimidas (tipo CCC), criando um estado de tensão biaxial ou triaxial na região nodal;

$f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$, para nós onde barras tracionadas são ancoradas (tipos CCT, CTT ou TTT), para $f_{cd} = 0,85 f_c / \gamma_c$, onde f_c = resistência do concreto à compressão e γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto.

2.2.4.3 - Resistência dos tirantes

A força nos tirantes é usualmente absorvida pela armadura, cujo eixo deve coincidir com o do tirante do modelo. A área de armadura necessária é obtida diretamente através da força no tirante no estado limite último e a resistência de escoamento do aço:

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (2.03)$$

onde:

A_s = Área de aço;

F_t = Força de tração no tirante;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço à tração.

2.3 - ALGUNS ESTUDOS E RECOMENDAÇÕES SOBRE APOIOS EM DENTES

2.3.1 - Modelagem global

Um modelo adequado para a região de apoio em dente (apoio com altura reduzida em relação à altura da viga) depende de vários fatores, tais como: dimensões relativas do dente, tipo de carregamento, dimensões e posição do aparelho de apoio e tipo de detalhe de armadura (Shehata e Nagato [33]).

2.3.1.1 - Segundo Leonhardt e Mönning [23]

Leonhardt e Mönning [23] apresentam dois modelos que mostram a influência da disposição da armadura sobre o fluxo dos esforços internos na região do dente (Figura 2.05).

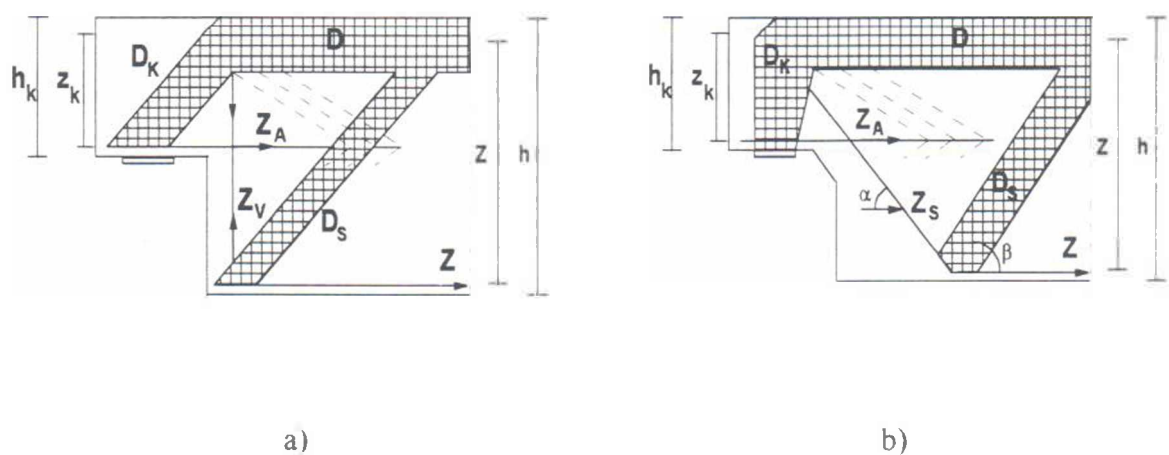


Figura 2.05 - Modelos de escoras e tirantes para apoios em dentes, segundo Leonhardt e Mönning [23].

São apresentados também alguns critérios para o detalhamento das armaduras, dentre os quais:

- a) Não usar barras grossas para estribos e grampos;
- b) Para combater a força Z_A , usar barras com laços horizontais (grampos), podendo-se levar em conta o efeito favorável da compressão transversal proveniente da reação vertical de apoio A. Os laços podem estar dispostos em várias camadas, distribuídas numa altura $h_k/4$;
- c) Para a armadura de suspensão Z_V , usar estribos próximos à extremidade da viga, dispostos numa distância $x = h/4$;
- d) Barras do banzo tracionado dobradas devem ser ancoradas o mais próximo possível do canto superior do dente, e, de preferência, chanfrar a viga embaixo, acompanhando as barras inclinadas;
- e) Os estribos inclinados, correspondentes a Z_S , devem ficar o mais próximo possível do canto reentrante, devendo ser distribuídos num comprimento de no máximo $h/4$;
- f) Se as barras grossas inferiores do banzo tracionado terminarem com extremidades retas ou com ganchos, dispor alguns grampos horizontais na extremidade da viga para garantir a escora inclinada D_S ;
- g) Dois a quatro estribos verticais no dente, o último próximo ao canto reentrante, garantem a escora comprimida que chega no apoio.

A figura 2.06 mostra os tipos de armaduras indicado por Leonhardt e Mönning [23] para os apoios em dentes.

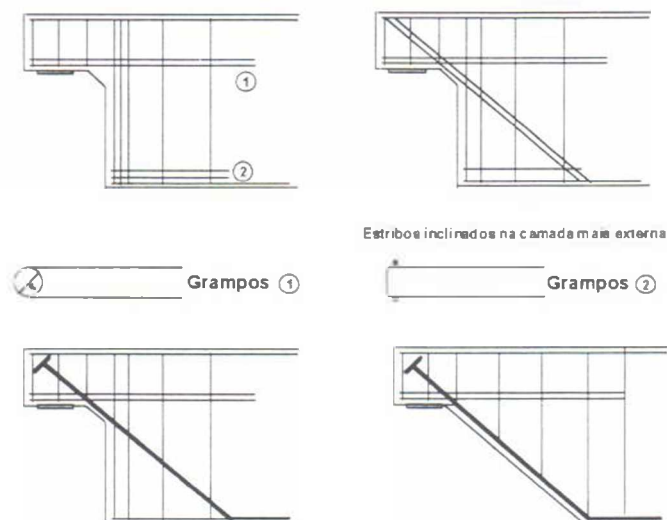


Figura 2.06 - Tipos de armaduras possíveis para apoios em dentes, segundo Leonhardt e Mönning [23].

2.3.1.2 - Segundo Schlaich e Schäfer [31]

Schlaich e Schäfer [31] indicam que as armaduras nos dentes sejam dimensionadas segundo modelos simples (modelos 1 e 2) ou segundo modelo composto (modelo 3) obtido a partir da combinação dos dois modelos simples, conforme mostra a figura 2.06, os quais são analisados separadamente. Para a utilização do modelo composto, Schlaich e Schäfer [31] recomendam que pelo menos 30% da carga total no dente sejam absorvidos pelo modelo simples sem tirante inclinado.

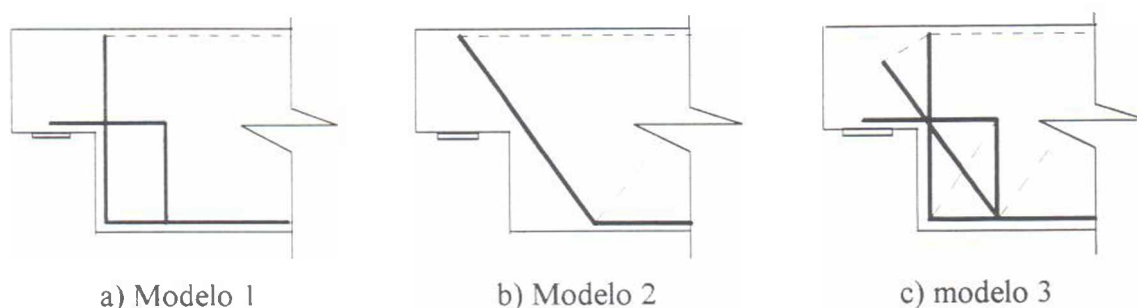


Figura 2.07 - Modelos propostos por Schlaich e Schäfer [31] para apoios em dentes.

Pode-se ver na figura 2.08 que na região do dente são colocados estribos verticais, apesar dos modelos não indicarem sua necessidade.

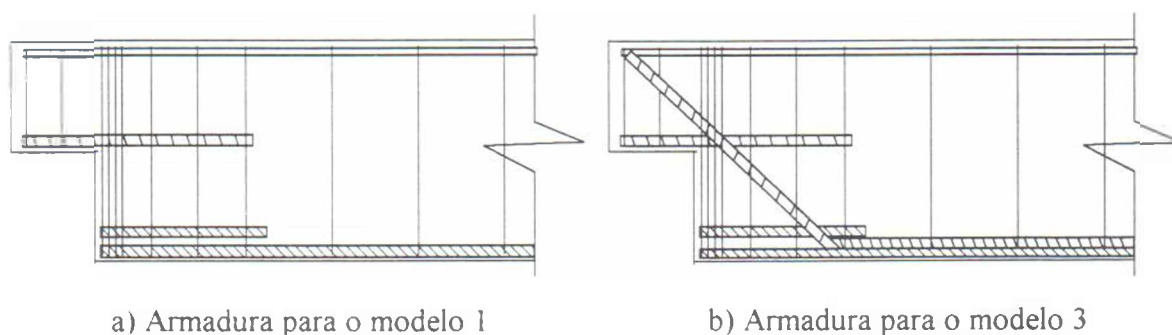


Figura 2.08 - Armação proposta para os modelos 1 e 3 (Schlaich e Schäfer [31]).

2.3.1.3 - Segundo a NBR 9062 [9]

A NBR 9062 [9], no item 7.4, trata de dentes de apoios, permitindo que sejam assemelhados a consolos. Na norma existem recomendações quanto às armaduras, como a necessidade da colocação de estribos verticais e horizontais no dente, conforme mostra a figura 2.09, apesar da modelagem global não indicar essa necessidade.

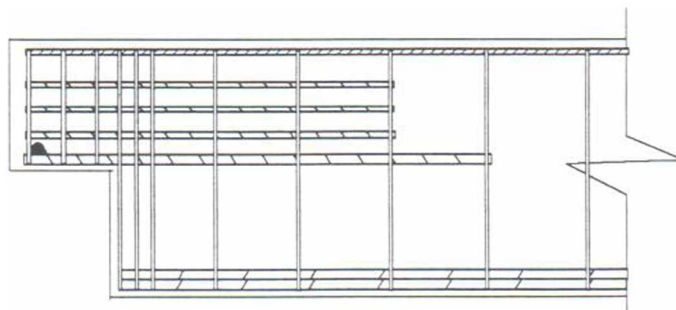
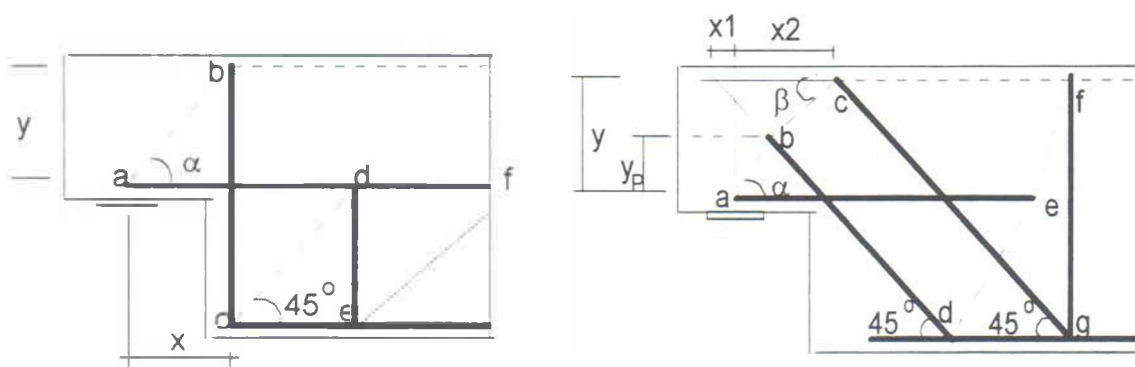


Figura 2.09 - Detalhamento de apoios em dente segundo a NBR 9062 [9].

2.3.1.4 - Segundo Regan [27]

Regan [27] ensaiou duas vigas, com cada dente sendo ensaiado separadamente. Os modelos utilizados para o dimensionamento das vigas estão apresentados na figura 2.10. Os dois dentes de cada viga foram nominalmente similares.



a) Modelo com tirantes ortogonais

b) Modelos com tirantes inclinados

Figura 2.10 - Modelos de escoras e tirantes adotados por Regan [27].

Os detalhes das armaduras e localização dos extensômetros elétricos das vigas ensaiadas por Regan [27] encontram-se na figura 2.11.

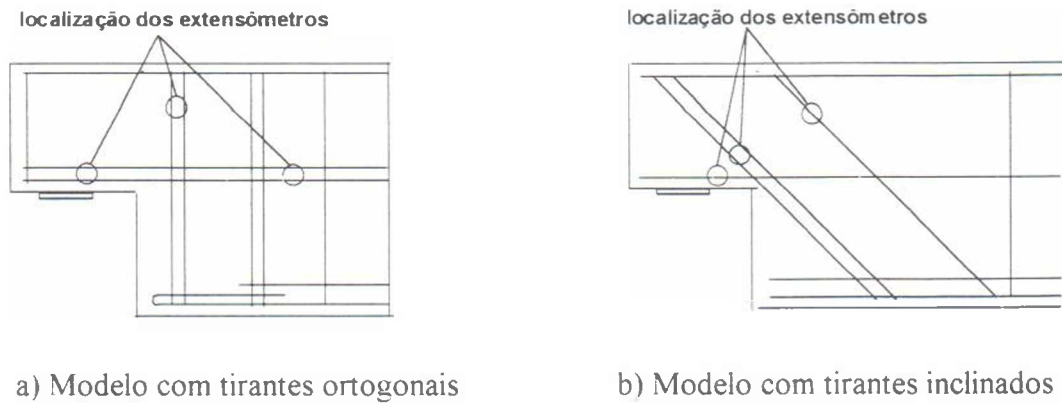


Figura 2.11 - Detalhe das armaduras e instrumentação utilizados por Regan [27].

Os esquemas dos ensaios para os quatro dentes são mostrados na figura 2.12.

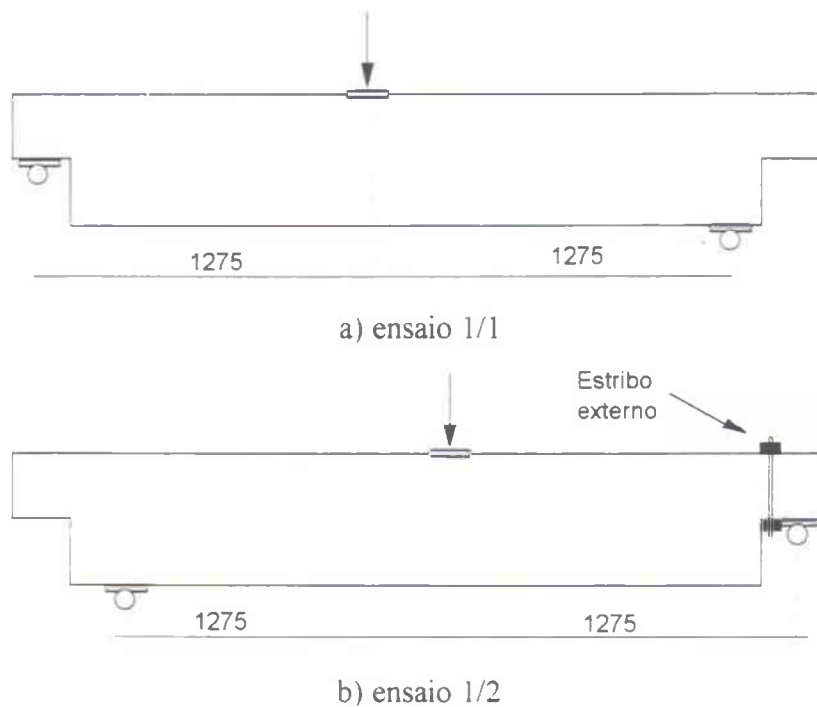


Figura 2.12 - Esquema dos ensaios utilizados por Regan [27].

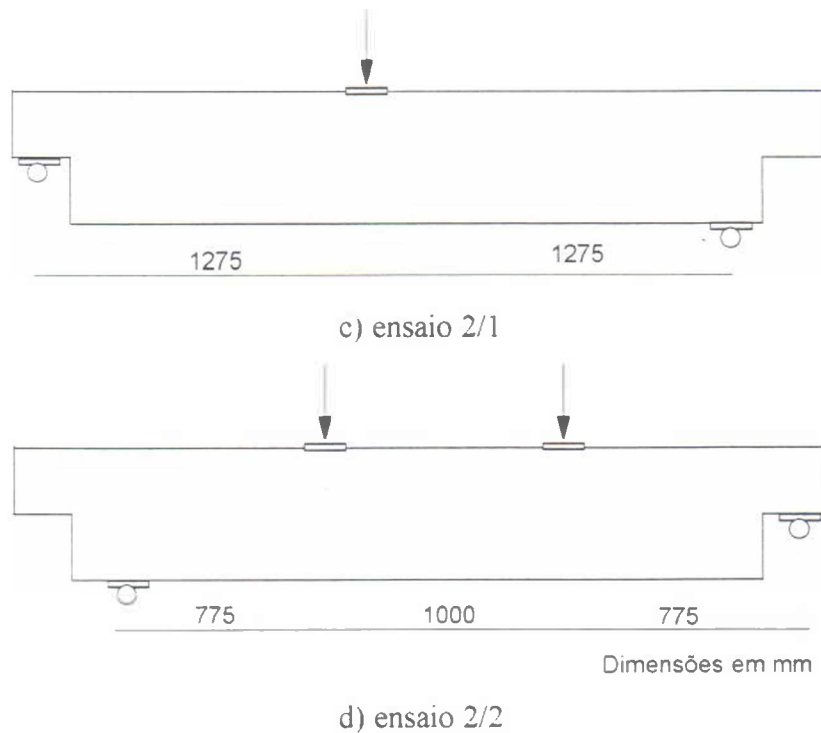


Figura 2.12 (cont.) - Esquema dos ensaios utilizados por Regan [27].

A ruptura do ensaio 1/1 ocorreu com uma fissura de separação entre o apoio e o ponto de encontro da armadura de suspensão com a armadura superior causando a desintegração da extremidade do dente além do apoio (Figura 2.13-a). As deformações medidas mostraram que a armadura de flexão do dente escoou, enquanto que as deformações nos estribos foram relativamente baixas.

Para evitar o tipo de ruptura ocorrido no dente 1/1, foi colocado um estribo externo no dente 1/2 (Figura 2.12-b). Esse estribo foi apertado antes do ensaio, mas a força nele atuante não foi monitorada. Antes da ruptura, abriu-se uma fissura inclinada entre o apoio e o ponto de encontro da armadura superior com a armadura de suspensão, como no caso do dente 1/1, mas sua abertura foi controlada pelo estribo externo. A ruptura no ensaio 1/2 ocorreu com uma fissura diagonal partindo do canto reentrante (a primeira a surgir) e estendeu-se até quase o topo da viga, onde ocorreu o esmagamento do concreto (Figura 2.13-b). As deformações medidas mostraram que a armadura de flexão do dente escoou.

A ruptura da viga 2/1 ocorreu devido à flexão no meio do vão, apesar do dente estar próximo da ruptura. A propagação da ruptura da viga foi evitada devido à necessidade de se fazer o ensaio 2/2. Houve escoamento das barras horizontais.

Para evitar a ruptura por flexão ocorrida no ensaio 2/1, o vão de cisalhamento foi reduzido para a realização do ensaio 2/2. A ruptura no dente 2/2 ocorreu com a separação da zona de compressão a partir da parte superior da armadura inclinada. Os estribos inclinados internos e os mais externos, assim como as barras horizontais, atingiram o escoamento.

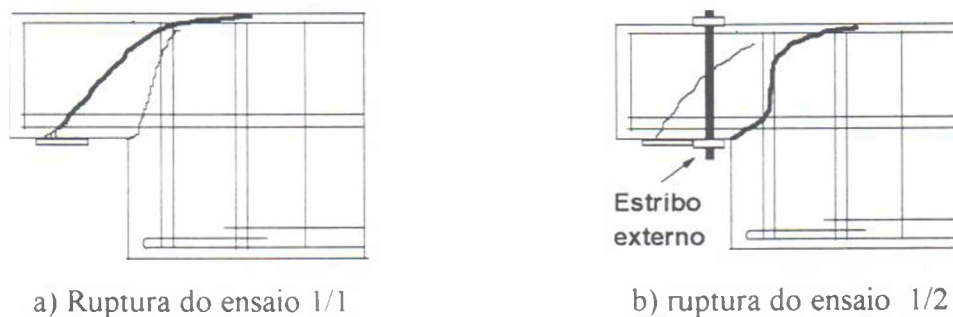


Figura 2.13 - Ruptura dos ensaios dos dentes 1/1 e 1/2 (Regan [27]).

Com a colocação do estribo externo no dente 1/2, mudou-se o modelo da figura 2.10-a para o modelo da figura 2.14, que é um modelo hiperestático. Conhecido o valor da força no estribo externo, o modelo ficaria resolvido. Mas no caso do ensaio do dente 1/2, esta força não foi monitorada.

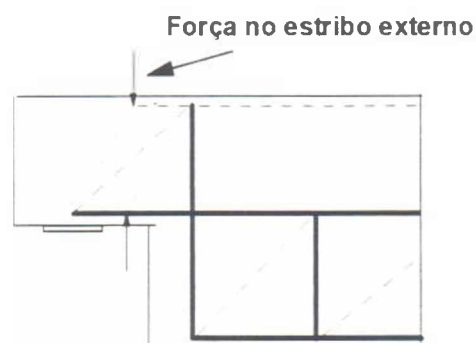


Figura 2.14 - Modelo de escoras e tirantes utilizado para o ensaio do dente 1/2 [27].

2.3.1.5 - Segundo Melo [25]

Melo [25] ensaiou três vigas com cada dente sendo ensaiado separadamente (dois ensaios por viga), com o esquema de ensaio mantido invariável. Foram adotados modelos propostos na literatura com algumas modificações, onde pode-se notar que houve a preocupação em reforçar a região do dente de altura reduzida com estribos verticais (Figura 2.15).

Os dentes 1 e 2 da primeira viga foram armados segundo o modelo de escoras e tirantes da figura 2.15-a, os dentes 3 e 4 da segunda viga foram armados segundo o modelo da figura 2.15-b e os dentes 5 e 6 da terceira viga, segundo o modelo da figura 2.15-c.

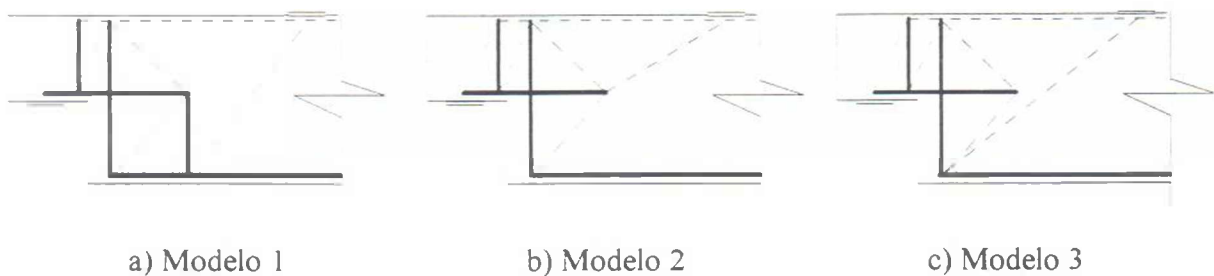


Figura 2.15 - Modelos de escoras e tirantes utilizados por Melo [25].

Em todos os dentes, a ruptura ocorreu com abertura excessiva da fissura que partiu do apoio, cruzando (dentes 1,2,3 e 5) ou não (dentes 4 e 6) a face superior da viga. O cruzamento indicou um cisalhamento da zona comprimida. Em todos os dentes houve escoamento da armadura de flexão.

2.3.2 - Modelagem local

Como foi apresentado no item 2.3.1, as normas e pesquisadores recomendam a utilização de estribos verticais e grampos ou estribos horizontais na região de altura reduzida nos apoios em dentes, embora os modelos usuais de escoras e tirantes não mostrem a necessidade dessas armaduras.

A necessidade de estribos verticais nos apoios em dentes foi confirmada por Regan [27], onde a ausência de estribos no dente 1/1 levou à ruptura prematura com a desintegração da extremidade do dente além do apoio, e a adição de um estribo externo no dente 1/2 mostrou, no decorrer do ensaio, ser suficiente para evitar danos nesta região.

Serão apresentadas a seguir, propostas de modelagem local encontradas na literatura consultada.

2.3.2.1 - Segundo o CEB/90 [18]

O CEB/90 [18] indica um modelo com tirante vertical e outro com tirante horizontal para cargas concentradas próximas aos apoios, sendo a distância relativa “a/z” o parâmetro que define a aplicação de qual modelo deve-se utilizar, como mostra a figura 2.16.

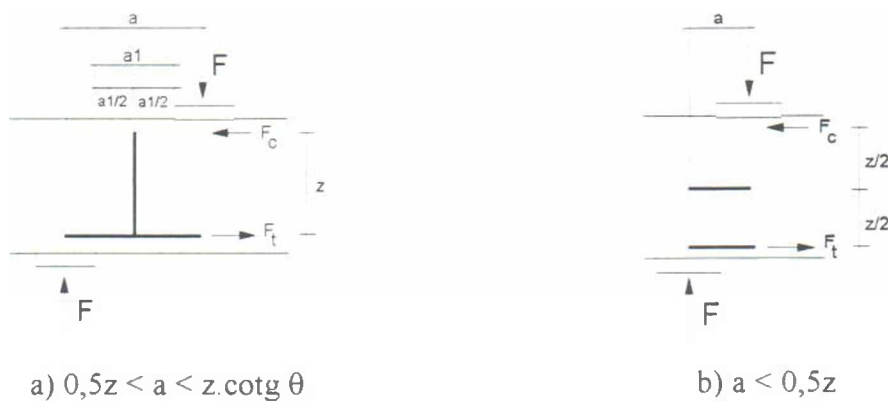


Figura 2.16 - Modelagem local proposta pelo CEB/90 [18]

2.3.2.2 - Segundo Souza [35]

Souza [35] propôs uma modelagem local para a escora do dente buscando uma forma de dimensionar racionalmente tanto os estribos verticais como os grampos ou estribos horizontais a serem colocados nos dentes. Esse modelo considera que a escora tem um espraiamento entre o apoio e o topo da armadura de suspensão, como mostra a figura 2.17. O modelo apresenta duas soluções, dependendo do ângulo θ (ângulo de inclinação da

escora). Se $\theta \leq 45^\circ$, adota-se o modelo da figura 2.17-a e se $\theta > 45^\circ$, adota-se o modelo da figura 2.17-b.

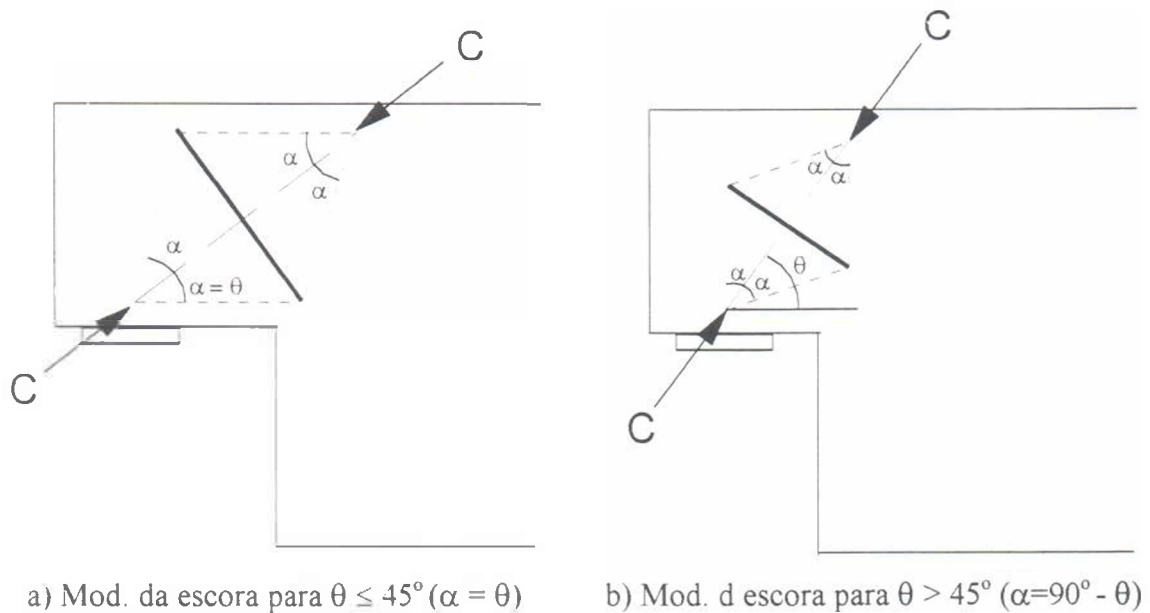


Figura 2.17 - Modelagem local proposta por Souza [35].

2.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS

Os estudos até agora realizados mostram que a analogia clássica de treliça de Morsch [26] não é correta quando admite que todo o esforço cortante é absorvido pela armadura transversal (estribos ou barras dobradas). Após a fissuração inclinada, uma parte do esforço cortante é resistida pela armadura transversal, outra parte é resistida pelo concreto da região comprimida e a parte restante é resistida pela ação de engrenamento dos agregados ao longo das fissuras e pela ação de pino da armadura longitudinal.

2.4.1 - Vigas sem armadura transversal

2.4.1.1 - Forças internas em uma viga sem armadura transversal

O esforço cortante transferido através de uma fissura inclinada em uma viga sem armadura transversal é mostrado na figura 2.18. O esforço cortante é transferido através da seção A-B-C por:

V_{cz} = esforço cortante na zona de compressão;

V_{av} = a componente vertical do esforço cortante transferido através da fissura pelo engrenamento dos agregados nas duas faces da fissura;

V_d = a ação de pino da armadura longitudinal de flexão.

Após o surgimento da fissura inclinada, aproximadamente 40 a 60% do esforço cortante total pode ser transferido por V_d e V_{av} , juntos.

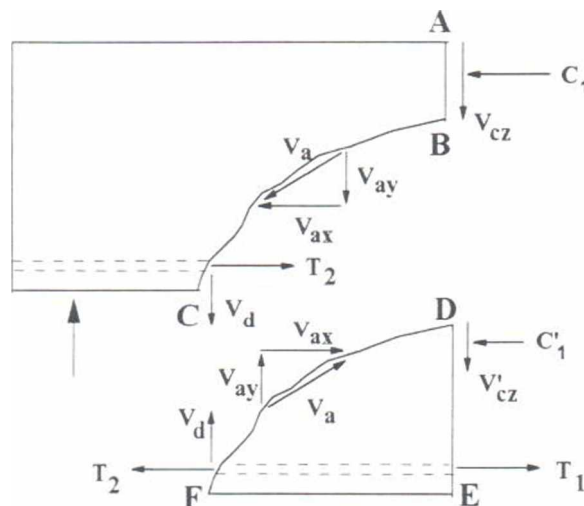


Figura 2.18 - Forças internas em uma viga fissurada sem armadura transversal
(MacGregor | 24 |)

Considerando a porção D-E-F abaixo da fissura, e assumindo momentos sobre a armadura no ponto E, mostra que V_d e V_a causam um momento sobre o ponto E que pode ser equilibrado por uma força de compressão C'_1 . O equilíbrio de forças horizontais na seção

A-B-D-E mostra que $T_1 = C_l + C'_l$, e finalmente, T_1 e $C_l + C'_l$ deve equilibrar o momento externo nesta seção.

Quando as fissuras alargam, V_a decresce, aumentando a fração do esforço cortante resistido por V_{cz} . O efeito de pino V_d conduz a um fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal. Quando este fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal ocorre, V_d cai a praticamente zero. Quando V_a e V_d desaparecem, todo o esforço cortante na viga é resistido através de V_{cz} e na altura AB acima da fissura, que se reduz progressivamente. Isto pode causar esmagamento ou cisalhamento do concreto nesta região devido à combinação de V_{cz} com a compressão C_l , ou a ruptura da parte superior da viga por um mecanismo de flexo-compressão.

2.4.1.2 - Fatores que afetam a resistência ao esforço cortante de vigas sem armadura transversal

Vigas sem armadura transversal podem chegar à ruptura quando fissuras inclinadas ocorrem. Por esta razão a capacidade de resistência ao esforço cortante de tais membros é considerado como sendo igual a força cortante que provoca o aparecimento da fissura diagonal. A força cortante que provoca fissuração inclinada em uma viga é afetada por cinco variáveis principais: resistência de tração do concreto (f_{ct}), percentual de armadura longitudinal (ρ_w), relação a/d , altura da viga e forças axiais, sendo difícil quantificar a influência de cada uma dessas variáveis.

2.4.2 - Vigas com armadura transversal

Devido ao aparecimento de fissuras inclinadas, a resistência da viga cai abaixo da capacidade de resistência à flexão, se não existir armadura transversal. A finalidade da armadura transversal é para assegurar que a total capacidade de flexão da viga seja alcançada, impedindo a ruptura prematura devida ao esforço cortante.

2.4.2.1 - Forças internas em uma viga com armadura transversal

As forças transmitidas através de uma fissura em uma viga com armadura transversal são mostradas na figura 2.19. A terminologia é a mesma da figura 2.18. O esforço cortante V_s é transferido através da tração nos estribos. Como V_s cresce quando as fissuras se abrem, haverá sempre uma força de compressão C'_1 e uma força de cisalhamento V'_{cz} atuando na parte da viga abaixo da fissura. Como resultado disso, T_2 será menor que T_1 , a diferença dependendo da quantidade de armadura transversal. A força T_2 , entretanto, será maior que $T = M/z$ baseado no momento em C .

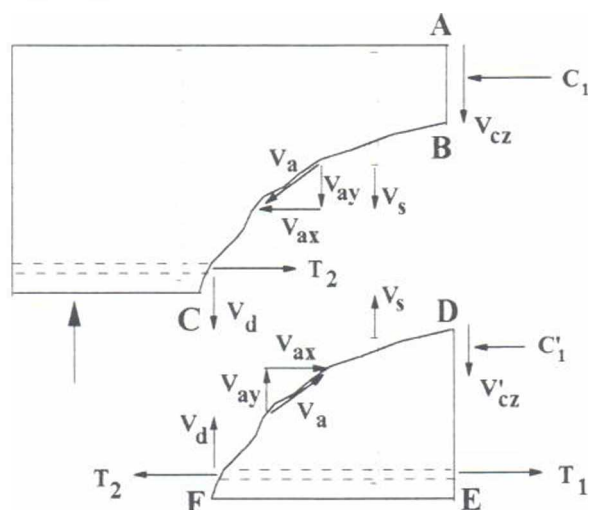


Figura 2.19 - Forças internas em uma viga fissurada com armadura transversal
(MacGregor [24])

A história do carregamento de uma viga é mostrado qualitativamente na figura 2.20. As somas das componentes do esforço cortante interno resistente deve ser igual ao esforço cortante aplicado, como indicado pela linha a 45° na parte superior. Antes do aparecimento da fissuração de flexão, todo o esforço cortante é suportado pelo concreto não-fissurado. Entre o aparecimento da fissuração de flexão e a fissuração inclinada, o esforço cortante externo é resistido por V_{cs} , V_{ay} e V_d . Finalmente, os estribos que atravessam a fissura escoam, e V_s permanece constante para maiores esforços cortantes aplicados. Uma vez que os estribos escoam, a fissura inclinada abre mais rapidamente. Com o aumento da abertura da fissura inclinada, V_{ay} decresce, forçando o aumento de V_d e V_{cz} em uma velocidade acelerada até ocorrer a ruptura por fendilhamento ao longo da armadura longitudinal de flexão, ou a ruptura da zona de compressão devido ao esforço cortante e compressão combinados.

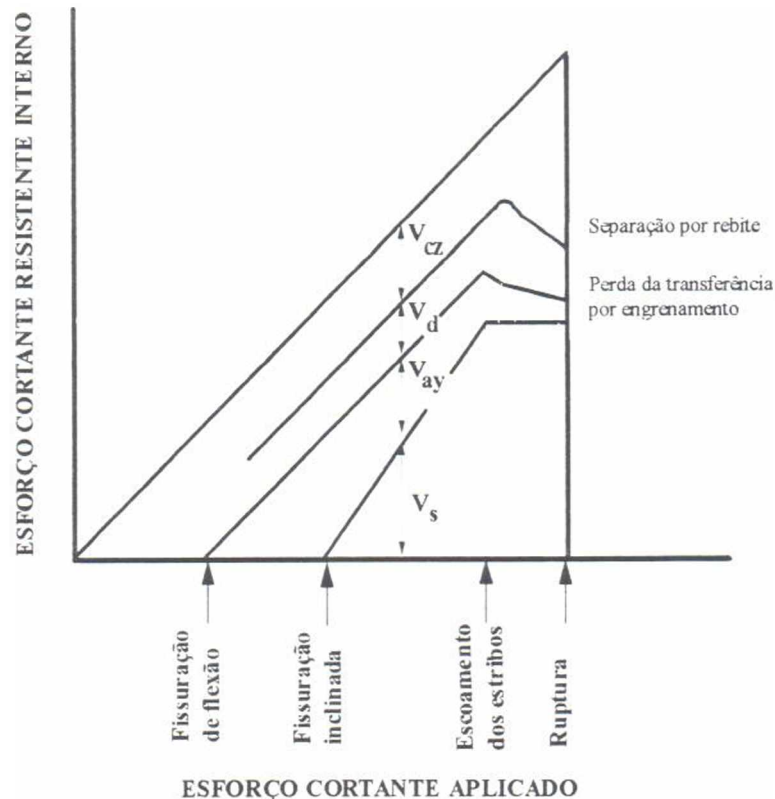


Figura 2.20 - Distribuição dos esforços cortantes resistentes em vigas com armadura transversal (ACI-ASCE COMMITTEE 426 [13]).

Cada uma das componentes desse processo, exceto V_s , tem uma resposta carga-deflexão frágil. Com isso, torna-se difícil quantificar as contribuições de V_{cz} , V_d e V_{ay} . No projeto, essas parcelas são juntadas em V_c , que é chamada incorretamente de “esforço cortante suportado pelo concreto”.

2.5 - PRESCRIÇÕES NORMATIVAS E DE PESQUISADORES QUANTO AO CÁLCULO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO

2.5.1 - Norma NBR 6118 [1]

A NBR 6118 [1] prescreve que a verificação da segurança é feita usando o modelo da treliça clássica de Morsch [26], baseada na configuração de fissuras por ocasião do colapso de um elemento fletido. No item 4.1.4.2 da NBR 6118 [1], a resistência ao

esforço cortante das vigas sem armadura transversal não é especificada. Para o caso de vigas com armadura transversal submetidas à flexão simples, tem-se:

$$V_c = 0,87 \cdot \Psi_l \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.04)$$

onde:

$$\Psi_l = 0,07 \text{ para } \rho_l \leq 0,001$$

$$\Psi_l = 0,14 \text{ para } \rho_l \geq 0,015$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários de ρ_l , que é a menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2h$ a partir da face do apoio, não se tomando valores menores que 0,001 nem maiores que 0,015.

A contribuição da armadura transversal das peças lineares é calculada pela teoria clássica da treliça de Morsch [26]:

$$V_s = 0,87 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{s} \quad (2.05)$$

onde :

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15$$

Portanto tem-se:

$$V_d = V_s + V_c, \text{ ou } \tau_{wd} = 0,87 \cdot (\Psi_l \cdot \sqrt{f_{ck}} + \rho_w \cdot f_{yd}) \leq \tau_{wu} \quad (2.06)$$

A NBR 6118 [1], no item 5.3.1.2-b, prescreve que para peças lineares com $b_w \leq 5h$, sendo h a altura total e com armadura transversal constituída por estribos verticais, o valor limite da tensão de cálculo para cisalhamento será:

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad (2.07)$$

onde:

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão igual a $f_{ck} / 1,4$.

2.5.2 - Norma CEB-FIP MC90 [18]

A norma CEB-FIP MC90 [18] não adota a teoria aditiva para a resistência ao esforço cortante ($V_u = V_s + V_c$). Ela propõe a utilização do modelo de treliça generalizada como base para o dimensionamento ao cisalhamento de peças de concreto armado submetidas à flexão simples e cisalhamento, estabelecendo para a inclinação das diagonais comprimidas da treliça ao nível da linha neutra valores compreendidos entre $18,4^\circ$ e 45° ($3 \geq \cot \theta \geq 1$).

No caso em que uma grande parcela do esforço cortante é produzido por uma ação aplicada a uma distância $z \cdot \cot \theta$ ($\leq 3z$) do apoio, permite-se que a armadura transversal seja projetada para uma força menor. Isto traz as seguintes consequências:

a) a força de compressão inclinada no apoio pode ser consideravelmente aumentada, por isso deve-se verificar as tensões de compressão nas regiões nodais.

b) a força na armadura principal a ser ancorada é maior e a ancoragem deve ser verificada.

c) se a fissuração ocorrer em serviço, a quantidade de armadura transversal controlando a abertura da fissura diagonal pode ser muito pequena e violar o critério estabelecido. Na ausência de um cálculo mais preciso, o esforço cortante que causa a fissuração pode ser estimado por:

$$V_{cr} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{\frac{3d}{a}} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ct}} \cdot b \cdot d \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.08)$$

onde a função $(3d/a)^{1/3}$ é uma expressão empírica que leva em conta a influência da compressão transversal devido às ações e reações de apoio, e $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, com d em mm.

Para vigas com armadura transversal, o esforço cortante resistente é considerado como sendo obtido do modelo de treliça, de acordo com a equação 2.09:

$$F_{Rtw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (2.09)$$

onde α é o ângulo de inclinação da armadura transversal com a horizontal, $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$ e $z \approx 0,90 \cdot d$.

A aplicação dos modelos está sujeita às seguintes condições:

a) a taxa mecânica mínima de armadura transversal não deve ser menor que 0,2, isto é:

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yk}}{b_w \cdot s \cdot f_{ctm} \cdot \text{sen } \alpha} \geq 0,2 \quad (2.10)$$

onde:

A_{sw} = área da seção transversal das barras da armadura transversal;

f_{yk} = resistência característica do aço;

b_w = largura das vigas de seção retangular;

s = espaçamento entre os estribos;

f_{ctm} = resistência média de tração do concreto, sendo igual a $\alpha_{fct,m} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{f_{cko}}\right)^2}$, com

$$\alpha_{fct,m} = 1,40 \text{ MPa e } f_{cko} = 10 \text{ MPa.}$$

b) a inclinação dos estribos em relação ao eixo da peça deve ser no mínimo 45° e as barras dobradas no mínimo 30° .

c) o espaçamento entre os ramos dos estribos não deve ser maior que $0,75d$ ou 800 mm.

d) a armadura de cisalhamento deve ser adequadamente ancorada nos banzos.

Para a determinação da tensão nominal de cisalhamento última, adotando-se $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$, tem-se:

$$\tau_{wu} = 0,87 \rho_w f_{yd} \quad (2.11)$$

onde:

$$1,15 \cdot \tau_{wu} \left(\frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \right) \leq 0,6 f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa e } f_{cd} = f_{ck}/1,5$$

2.5.3 - Norma ACI 318-95 [12]

De acordo com a norma ACI 318-95 [12], no item 11.1, o dimensionamento de peças de concreto armado deve basear-se na expressão:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (2.12)$$

onde ϕ é o fator de minoração da resistência, sendo, para cisalhamento, igual a 0,85, V_u é a força cortante na seção considerada e V_n a resistência nominal ao cisalhamento, dada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.13)$$

onde V_c é a resistência nominal ao cisalhamento proveniente “do concreto” e V_s é a resistência nominal da armadura transversal.

O código do ACI assume que a parcela V_c da resistência ao cisalhamento das vigas sem armadura transversal é o esforço cortante correspondente à fissuração diagonal, de acordo com a equação (2.14).

$$V_c = \left(0,16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b d \leq 0,29 \cdot b d \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.14)$$

com f_c em MPa, b e d em mm e V_c em N, onde M_u é o momento último da seção e $(V_u \cdot d / M_u) \leq 1$ expressa a relação entre a altura útil e o vão de cisalhamento, d/a .

Esta equação considera os parâmetros $\sqrt{f_c}$, ρ e a/d , mas alguns pesquisadores [11,21] indicam que a equação proposta pelo ACI superestima a influência de f_c e subestima a influência de ρ e a/d . Outras pesquisas [14,22] indicam que a resistência ao cisalhamento diminui com o aumento da altura útil (efeito escala), o que não é considerado por essa expressão.

A norma sugere ainda uma fórmula simplificada, que assume que a segunda parcela da equação (2.14), relacionada com o efeito de pino e a relação a/d , é equivalente a $0,01 \sqrt{f_c}$, ou seja:

$$V_c = 0,17 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ em MPa, } b \text{ e } d \text{ em mm e } V_c \text{ em N}) \quad (2.15)$$

A parcela da resistência ao esforço cortante resistida pela armadura transversal é obtida considerando-se uma treliça com diagonais comprimidas a 45° com o eixo da viga.

Assumindo que todos os estribos que atravessam a fissura escoem e que $z \approx d$, esta parcela, para o caso da armadura transversal perpendicular ao eixo da viga, é:

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{s} \leq 0,68 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad (f_c \text{ em MPa, } b \text{ e } d \text{ em mm e } V_s \text{ em N}) \quad (2.16)$$

O mecanismo de ruptura das vigas com armadura transversal é totalmente diferente do das vigas sem armadura transversal. Contudo, o ACI e vários outros códigos consideram a resistência ao esforço cortante de vigas com armadura transversal como sendo $V_u = V_c + V_s$.

A tensão nominal de cisalhamento última, para vigas com armadura transversal, é dada pela expressão (2.17) considerando-se $z \approx d$.

$$\tau_{wul} = \phi \cdot \left[\frac{V_c}{bd} + \rho_w \cdot f_{yd} \right] \quad (2.17)$$

A norma estabelece os seguintes limites a serem considerados:

- a) $\sqrt{f_c} \leq 8,30$ MPa (f_c em MPa), com exceção das vigas onde: $0,01 \cdot (f_c/f_y) \leq \rho_w \leq 1,035/f_y$. (f_c e f_y em MPa)
- b) $f_y \leq 414$ MPa

2.5.4 - Norma Eurocode 2/91 [19]

O método de cálculo, correspondente ao esforço cortante, baseia-se em três valores do esforço cortante resistente:

- a) V_{Rd1} = valor de cálculo do esforço cortante resistente do elemento sem armadura de cisalhamento.
- b) V_{Rd2} = valor máximo do esforço cortante suportado sem ocorrência de esmagamento das escoras comprimidas do concreto.
- c) V_{Rd3} = valor de cálculo do esforço cortante que pode ser suportado por um elemento com armadura transversal.

Na ausência de uma análise mais rigorosa, o valor de cálculo do esforço cortante atuante nunca deve ser superior a V_{Rd2} em qualquer seção ou elemento.

As seções em que o valor de cálculo do esforço cortante atuante (V_{sd}) é inferior a V_{Rd1} , não necessitam de armadura de cisalhamento, mas deverá ser utilizada uma armadura mínima. O valor de cálculo do esforço cortante resistente V_{Rd1} é dado por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (2.18)$$

onde:

τ_{Rd} = valor de referência para o cálculo do esforço cortante resistente igual a $0,25 \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c$, onde γ_c coeficiente de minoração relativo às propriedades de concreto devendo ser tomado igual a 1,5, e $f_{ctk0,05}$ é o valor característico da tensão de ruptura do concreto à tração simples, obtido através da tabela 2.01;

K = 1 para elementos em que mais de 50% da armadura inferior é interrompida no vão. Caso contrário, $K = 1,6 - d \leq 1$, sendo d expresso em metros;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \geq 0,02;$$

A_{sl} = área da armadura longitudinal de tração;

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil;

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c;$$

N_{Sd} = esforço normal na seção devido às cargas aplicadas ou pré-esforço (compressão positiva).

Tabela 2.01 – Valores de τ_{Rd} (N/mm²), com $\gamma_c = 1,5$, para diferentes classes de resistência do concreto

f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

O valor de cálculo do esforço cortante resistente máximo (V_{Rd2}), para a verificação relativa ao esmagamento da escora comprimida, é dado pela expressão 2.19:

$$V_{Rd2} = 0,45 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.19)$$

sendo o fator de eficácia v dado por:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.20)$$

A resistência ao esforço cortante de uma seção com armadura de cisalhamento é dada pela expressão (2.21):

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (2.21)$$

onde :

V_{cd} = capacidade resistente de cálculo ao esforço cortante “do concreto”, igual a V_{Rd1} , calculado de acordo com a equação 2.18;

V_{wd} = capacidade resistente de cálculo da armadura de cisalhamento.

A contribuição da armadura de cisalhamento é dada, no caso de estribos verticais, pela expressão 2.22.

$$V_{wd} = 0,9 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{s} \quad (2.22)$$

onde:

A_{sw} = área da seção da armadura de cisalhamento;

s = espaçamento entre estribos;

f_{ywd} = valor de cálculo da tensão de escoamento da armadura de combate ao esforço cortante.

No caso de barras inclinadas, a contribuição da armadura de cisalhamento é dada pela equação 2.23:

$$V_{wd} = 0,9 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{s} (1 + \cotg \alpha) \cdot \sen \alpha \quad (2.23)$$

Para a verificação relativa ao esmagamento das escoras comprimidas, V_{Rd2} é dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd2} = 0,45 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \quad (2.24)$$

onde α é o ângulo de inclinação das barras inclinadas com relação à horizontal.

2.5.5 - Norma CAN3-A23-3-M84 [16]

De acordo com a norma CAN3-A23-3-M84 [16], no item 11.3, a resistência de ao esforço cortante de vigas é dada por:

$$V_r = V_c + V_s \quad (2.25)$$

onde V_c é a resistência nominal ao cisalhamento proveniente “do concreto” e V_s é a resistência nominal da armadura transversal.

Para membros sujeitos somente a cisalhamento e flexão, a norma CAN3-A23-3-M84 [16], item 11.3.4.1, estabelece a seguinte expressão para o cálculo da parcela proveniente do “concreto”:

$$V_c = 0,20 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (f'_c \text{ em MPa, } b_w \text{ e } d \text{ em mm e } V_c \text{ em N}) \quad (2.26)$$

onde:

$\lambda = 1$, para concreto de densidade normal;

$\phi_c =$ fator de minoração da resistência para o concreto igual a 0,60.

A contribuição da armadura de cisalhamento é dada, no caso de estribos verticais, pela expressão 2.27 (item 11.3.6.1).

$$V_s = \phi_s \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \leq 0,8 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.27)$$

onde:

$\phi_s =$ Fator de minoração da resistência para a armadura, igual a 0,85.

No caso de estribos inclinados, a contribuição da armadura de cisalhamento é dada pela expressão 2.28 (item 11.3.6.3):

$$V_s = \phi_s \cdot \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,8 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.28)$$

Quando a armadura de combate ao esforço cortante consiste somente de uma barra ou um grupo de barras paralelas dobradas à mesma distância do apoio, a contribuição desta armadura é dada pela expressão 2.29 (item 11.3.6.3):

$$V_s = 0,85 \cdot A_{vt} \cdot f_y \cdot \sin \alpha \leq 0,3 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.29)$$

Onde a armadura de combate ao esforço cortante consiste de uma série de barras paralelas ou de grupos de barras paralelas dobradas a diferentes distâncias do apoio, a resistência ao esforço cortante V_s será admitido como 0,75 vezes o valor dado pela equação 2.29, mas não maior que $0,5 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (item 11.3.6.4).

2.5.6 - Zsutty [36,37]

De acordo com Zsutty [36,37], a resistência ao esforço cortante último das vigas é dada por:

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (2.30)$$

onde:

- V_u = esforço cortante último;
- ϕ = 0,85 (coeficiente de redução usado na norma ACI-318);
- V_c = parcela do esforço cortante resistida pelo “concreto”;
- V_s = parcela do esforço cortante resistida pelos estribos.

Para as vigas com a relação $a/d \geq 2,5$, a parcela do esforço cortante resistida pelo “concreto” é dada por:

$$V_c = 2,3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}} \quad (f_c \text{ em MPa, } b \text{ e } d \text{ em mm e } V_c \text{ em N}) \quad (2.31)$$

e, para as vigas com relação $a/d < 2,5$, a equação 2.31 é multiplicada por um fator linear que leva em conta a ação de arco. Portanto, a parcela do esforço cortante resistida pelo “concreto” é dada por:

$$V_c = \left(\frac{2,5}{a/d} \right) \left(2,3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}} \right) \quad (f_c \text{ em MPa, } b \text{ e } d \text{ em mm e } V_c \text{ em N}) \quad (2.32)$$

A parcela do esforço cortante resistida pelos estribos é dada por:

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d}{s} \quad (2.33)$$

onde:

V_s = parcela do esforço cortante resistido pela armadura transversal;

A_{sw} = área da seção da armadura transversal na distância s ;

f_{yd} = tensão de escoamento da armadura transversal;

s = espaçamento entre os estribos;

d = altura útil da viga.

A tensão nominal de cisalhamento última, para vigas com armadura transversal, é dada por:

$$\tau_{vu} = \phi \cdot \left[\frac{V_c}{bd} + \rho_w \cdot f_{yw} \right] \quad (2.34)$$

2.5.7 - Bazant [14]

De acordo com Bazant [14], a resistência ao esforço cortante último das vigas é dada por:

$$V_u = V_c + V_s \quad (2.35)$$

onde:

- V_u = esforço cortante último;
 V_c = parcela do esforço cortante resistida pelo “concreto”;
 V_s = parcela do esforço cortante resistida pelos estribos.

Para as vigas de concreto armado a parcela do esforço cortante resistida pelo “concreto” é dada por:

$$V_c = 0,54 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{\rho} \left(\sqrt{f'_c} + 249 \sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}} \right) \times \frac{1 + \sqrt{5,08/d_a}}{\sqrt{1 + d/25d_a}} \quad (2.36)$$

com f'_c em MPa, b e d em mm e V_c em N, onde:

- d_a = diâmetro máximo do agregado;
 ρ = taxa de armadura longitudinal;
 f'_c = resistência a compressão do concreto

A parcela do esforço cortante resistida pelos estribos é dada por:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yv} \cdot d}{s} (\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (2.37)$$

onde:

- V_s = parcela do esforço cortante resistido pela armadura transversal;
 A_v = área da seção da armadura transversal na distância s ;
 f_{yv} = tensão de escoamento da armadura transversal;
 s = espaçamento entre os estribos;
 d = altura útil da viga;
 α = ângulo entre os estribos e a armadura longitudinal.

2.6 - ESTUDOS EXPERIMENTAIS DESENVOLVIDOS NA UnB SOBRE A RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA LONGITUDINAL DE PELE

Relacionam-se a seguir os estudos já realizados sobre o assunto na UnB, com os dados principais dos ensaios.

Cavalcante Neto et alli [17] realizaram ensaios à ruptura de cinco vigas de concreto armado com seção retangular de 150 mm x 300 mm, comprimento total de 2800 mm, vão livre de 2600 mm e relação a/d igual a 3,2. Das cinco vigas ensaiadas, três não possuíam armadura transversal, visando estudar a contribuição da armadura de pele.

Sedycias Filho [32], seguindo o mesmo esquema de ensaio e as características das vigas de Cavalcante Neto et alli [17], realizou o ensaio de duas vigas: uma apresentando apenas armadura convencional de cisalhamento e a outra possuindo, além dos estribos verticais, uma armadura longitudinal de pele.

Bernadina e Silva [15] realizaram ensaios à ruptura de quatro vigas de concreto armado com seção retangular de 150 mm x 300 mm, comprimento total igual a 3000 mm, vão livre de 2400 mm e relação a/d igual a 2,4.

França Júnior e Kunze [20] pesquisaram a contribuição da armadura de pele no combate ao esforço cortante em vigas de concreto armado com diferentes relações a/d . O programa experimental desenvolvido envolveu o ensaio à ruptura de sete vigas com seção retangular de 150 mm x 300 mm, comprimento total de 3000 mm e vão livre igual a 2600 mm, com relações a/d assumindo os valores 3,2 , 3,6 e 4,0.

Adorno [10] realizou ensaios à ruptura de onze vigas, objetivando examinar a influência de taxas mais altas de estribos sobre a contribuição da armadura de pele na resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado com seção retangular de 150 mm x 300 mm, comprimento total igual a 3000 mm, vão livre de 2400 mm, com relação a/d assumindo valores 1,9 e 2,4 e com taxas de armadura transversal maiores que as dos programas experimentais anteriores.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - INTRODUÇÃO

O programa experimental que será descrito neste capítulo, como mostrado no item 1.2, envolve dois estudos paralelos, com objetivos distintos: um sobre o comportamento até a ruptura da escora principal de um apoio em dente, realizado por meio de ensaios em blocos cuja forma procura reproduzir tal escora, e o outro sobre os mecanismos resistentes ao esforço cortante em vigas de altura constante. Os dois estudos serão apresentados em paralelo, sob títulos comuns.

Os ensaios das escoras foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais, no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília e no Laboratório de Concreto do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS em Goiânia-GO.

Os ensaios das vigas foram realizados na laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

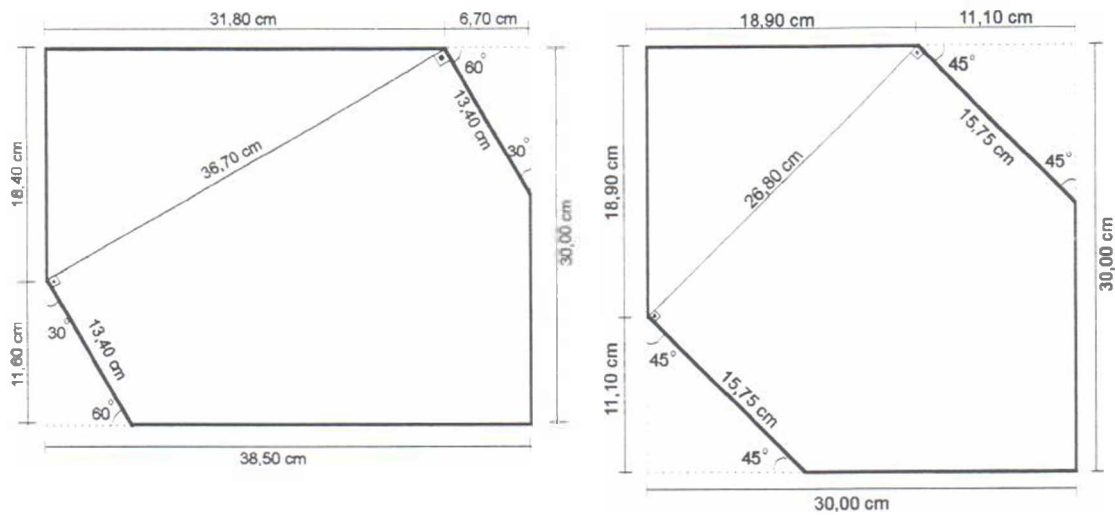
3.2 – PEÇAS ENSAIADAS

3.2.1 - Dimensões básicas

3.2.1.1 - Modelos de escoras

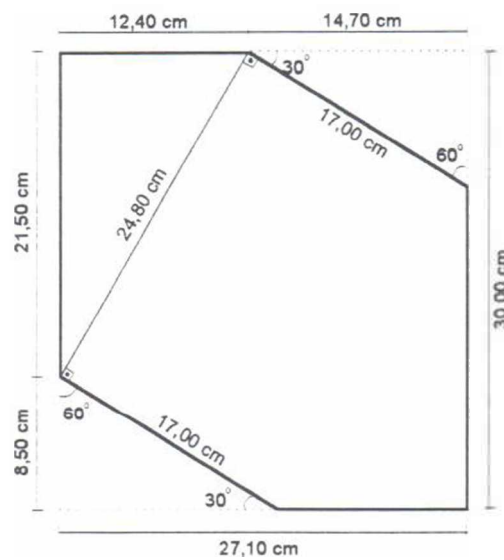
Foram ensaiados 15 blocos simulando a escora geralmente assumida na extremidade da viga, nos modelos de escoras e tirantes, principalmente em dentes Gerber, utilizando-se ângulos θ (ângulo de inclinação da escora) de 30°, 45° e 60°. As dimensões dos blocos foram baseadas em uma viga com a altura do dente de 300 mm e largura de alma de 150

mm, sendo o comprimento do dente função do ângulo θ . As dimensões dos blocos são mostradas na figura 3.01.



a) Escora com $\theta = 30^\circ$

b) Escora com $\theta = 45^\circ$



c) Escora com $\theta = 60^\circ$

Figura 3.01 - Dimensões dos modelos de escoras

3.2.1.2 - Vigas

Foram ensaiadas cinco vigas de dimensões constantes: comprimento total de 2300 mm, seção transversal retangular com 150 mm de largura por 300 mm de altura.

O esquema de ensaio das cinco vigas foi mantido invariável. A distância das cargas concentradas aos centros dos apoios (vão de cisalhamento) era de 600 mm, a distância entre as cargas era de 500 mm e o vão total de 1700 mm. A figura 3.02 apresenta as dimensões das vigas ensaiadas.

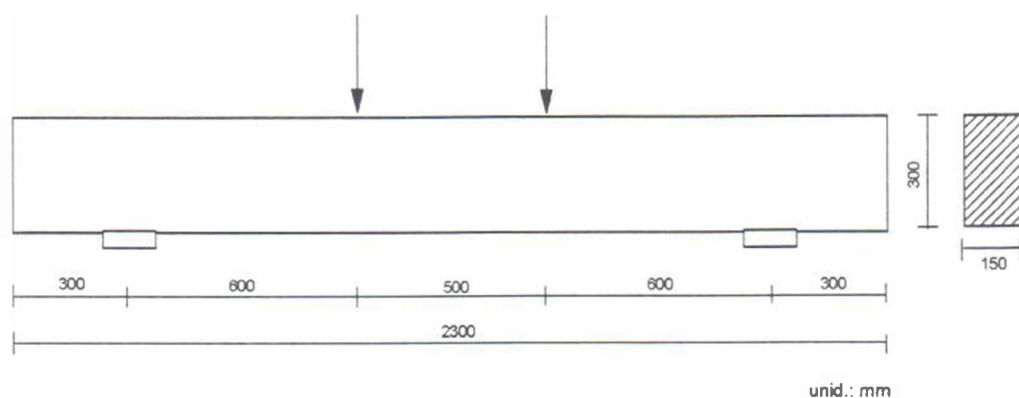
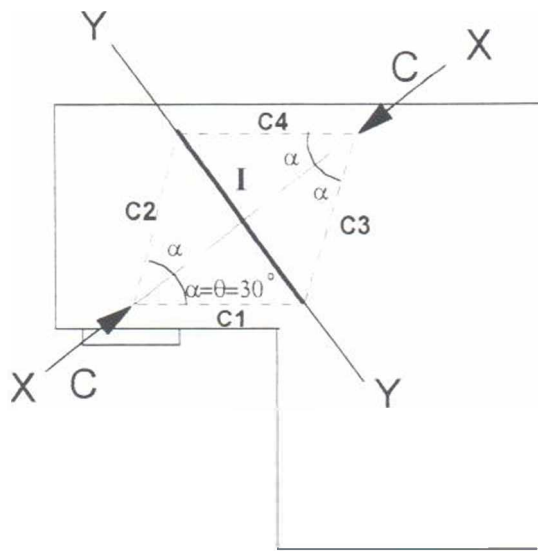


Figura 3.02 - Dimensões das vigas ensaiadas

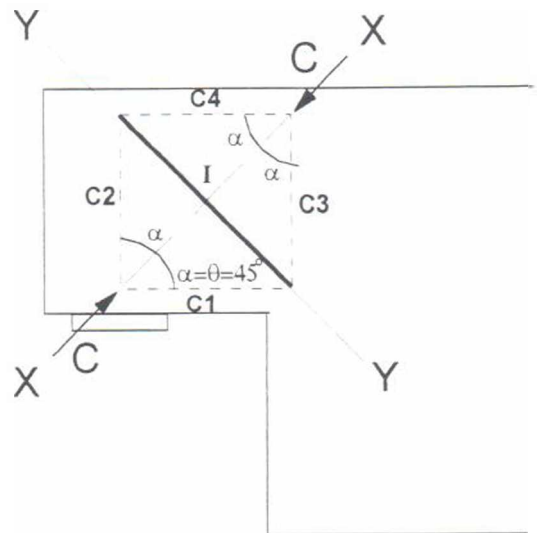
3.2.2 - Dimensionamento das armaduras

3.2.2.1 - Modelos de escoras

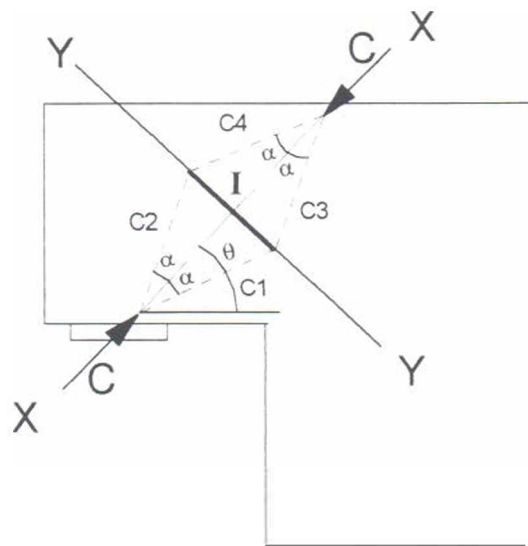
Para o dimensionamento dos modelos de escoras foi utilizada a modelagem local proposta por Souza [35], considerando-se valores do ângulo θ (ângulo de inclinação da escora) de 30° , 45° e 60° . A partir desta modelagem local, determinou-se o ângulo de espraçamento (abertura) total da escora (2α), de 60° (para as escoras com ângulo de inclinação de 30° e 60°) e 90° (para as escoras com ângulo de inclinação de 45°). Para a escora com ângulo de inclinação de 45° , foi utilizada também uma modificação na modelagem proposta por Souza [35], limitando-se o ângulo de espraçamento total (2α) em 60° , por entender-se que esta escora não tenha um espraçamento total que chegue a 90° e também para que esta escora tenha um espraçamento total igual às escoras com ângulo de inclinação de 30° e 60° . As modelagens locais utilizadas estão mostradas na figura 3.03.



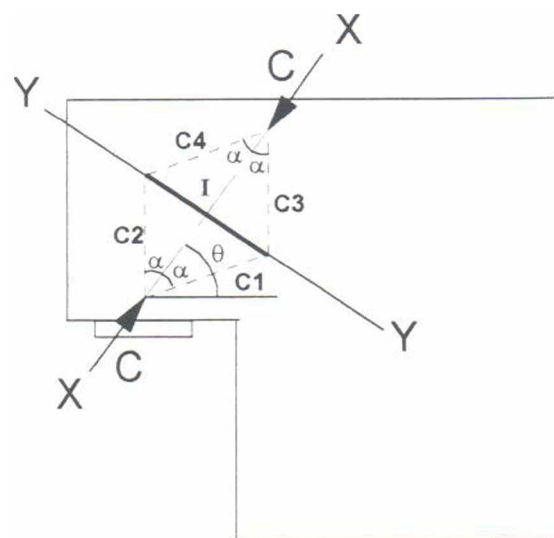
(a) Mod. da escora para $\theta=\alpha=30^\circ$



(b) Mod. da escora para $\theta=\alpha=45^\circ$



(c) Mod. da escora para $\theta=45^\circ$ e $\alpha=30^\circ$



(d) Mod. da escora para $\theta=60^\circ$ e $\alpha=30^\circ$

Figura 3.03 - Modelagem local utilizada

Para o cálculo dos esforços de compressão $C1$, $C2$, $C3$ e $C4$, e de tração I , faz-se o equilíbrio dos nós, seguindo a orientação dos eixos ilustradas na figura 3.03. Por equilíbrio dos nós, obtêm-se:

$$C1 = C2 = C3 = C4$$

$$C1 = \frac{C}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (3.01)$$

$$I = C \cdot \tan \alpha \quad (3.02)$$

Para o dimensionamento das armaduras do dente, isto é, os estribos verticais e horizontais, tem-se que decompor o esforço de tração I nas direções vertical e horizontal. A força C foi calculada a partir da fórmula encontrada no item 6.9.2 do CEB/90 [18] para um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa . Para as escoras com ângulo de inclinação de 30° e 45° , a força C foi calculada de acordo com a equação 3.03 e para as escoras com ângulo de inclinação de 60° , de acordo com a equação 3.04.

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad (\text{unidades em MPa}) \quad (3.03)$$

$$f_{cd2} = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad (\text{unidades em MPa}) \quad (3.04)$$

3.2.2.2 - Vigas

Para o dimensionamento à flexão e ao esforço cortante das cinco vigas foi utilizado o processo da norma NBR 6118 [1] onde foram fixados a seção transversal ($b_w = 150$ mm e $h = 300$ mm), o diâmetro ($\phi_t = 20$ mm) e a tensão de escoamento ($f_{yk} = 500$ MPa, aço CA 50) das barras da armadura longitudinal, o diâmetro ($\phi_t = 6,35$ mm) e a tensão de escoamento ($f_{yk} = 500$ MPa) das barras da armadura transversal, o cobrimento de concreto ($c = 15$ mm) medido até a face externa dos estribos, a resistência característica à compressão do concreto ($f_{ck} = 30$ MPa) e o vão de cisalhamento ($a = 600$ mm).

Procurando induzir uma ruptura por esforço cortante, foi considerada, para o dimensionamento ao esforço cortante, uma carga de aproximadamente 60% da carga de ruptura por flexão.

3.2.3 - Detalhamento

3.2.3.1 - Modelos de escoras

Foram ensaiados blocos representando a escora geralmente assumida nas extremidades das vigas, principalmente em dentes Gerber, calculados de acordo com a modelagem local apresentada no item 3.2.2.1. Foram ensaiados blocos sem armadura, blocos com armadura normal ao eixo da escora (correspondendo a armadura inclinada no dente) e com armadura correspondente a estribos verticais e a grampos horizontais. As figuras 3.04 a 3.07 apresentam o detalhamento dos quinze modelos de escoras ensaiados. Foram utilizados estribos fechados, dobrados ou soldados (no caso de barras de 12,5 mm).

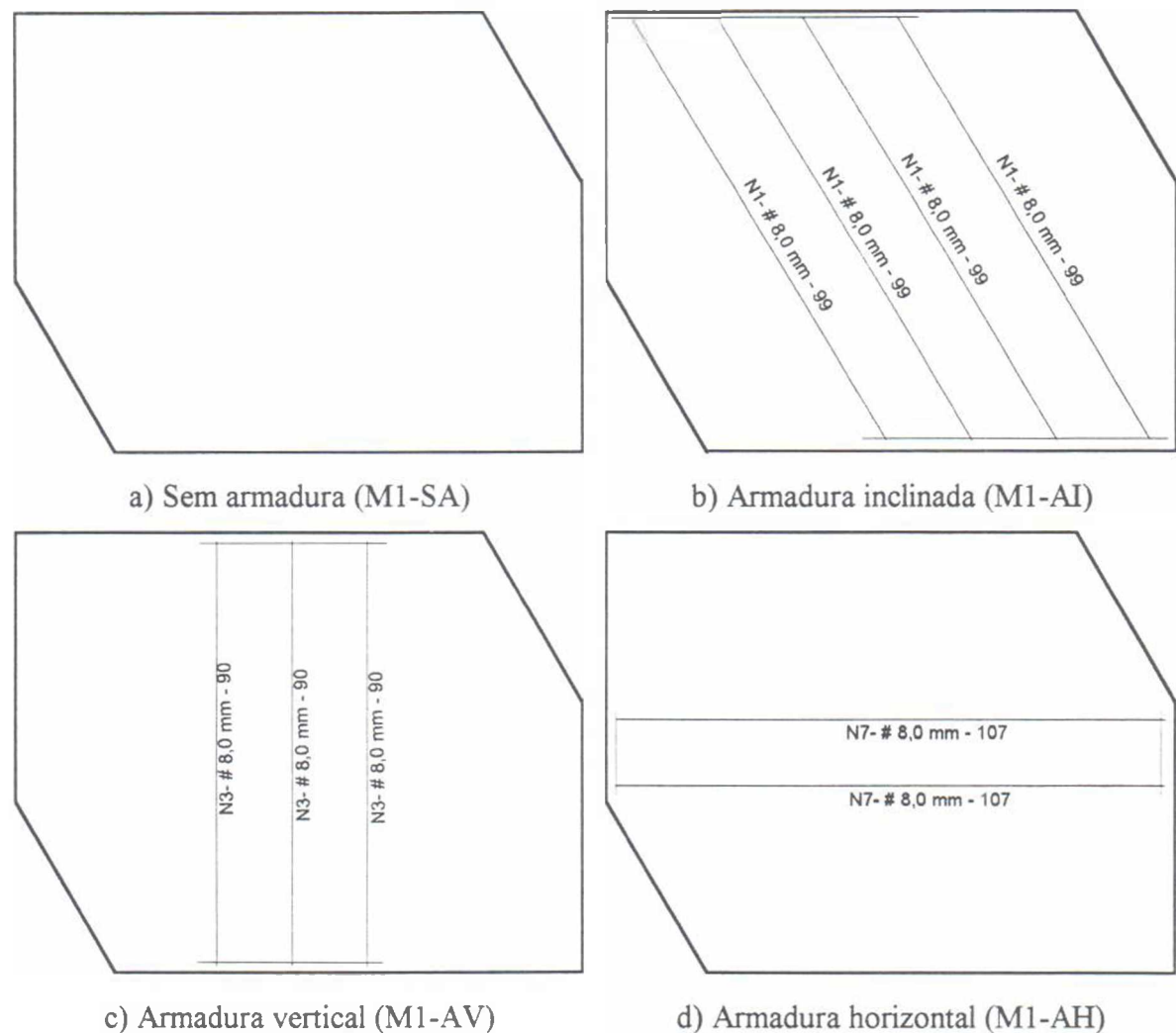
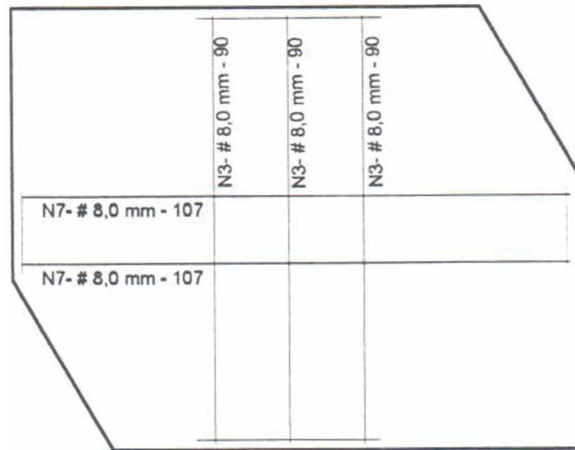
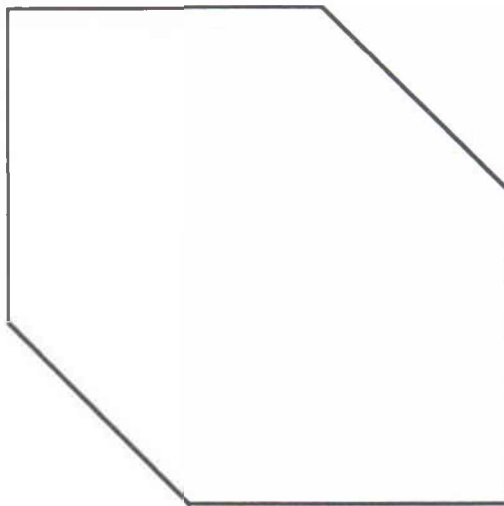


Figura 3.04 - Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 30^\circ$

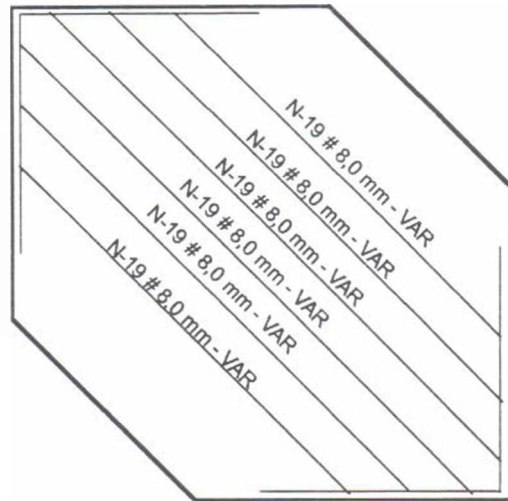


e) Armadura cruzada (M1-AC)

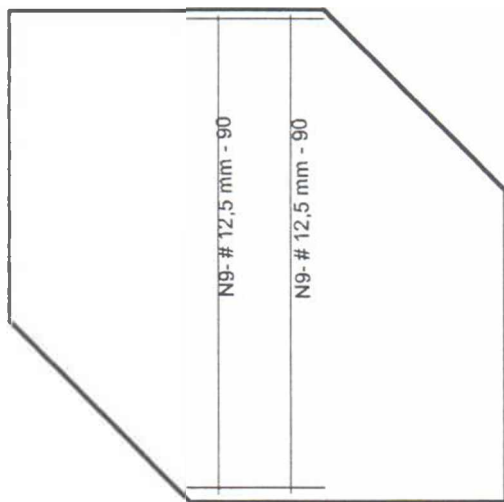
Figura 3.04 (cont.) - Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 30^\circ$



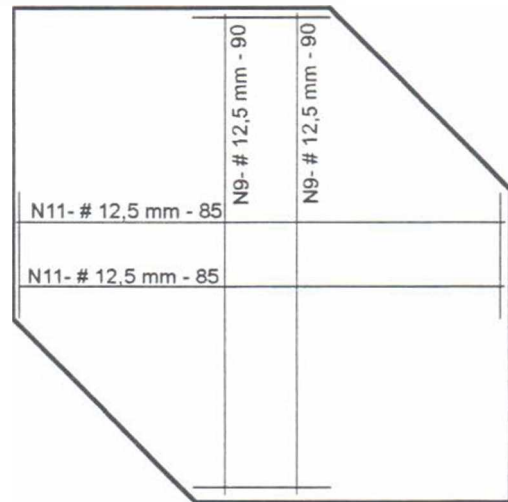
a) Sem armadura (M2-SA)



b) Armadura inclinada (M2.1-AI)

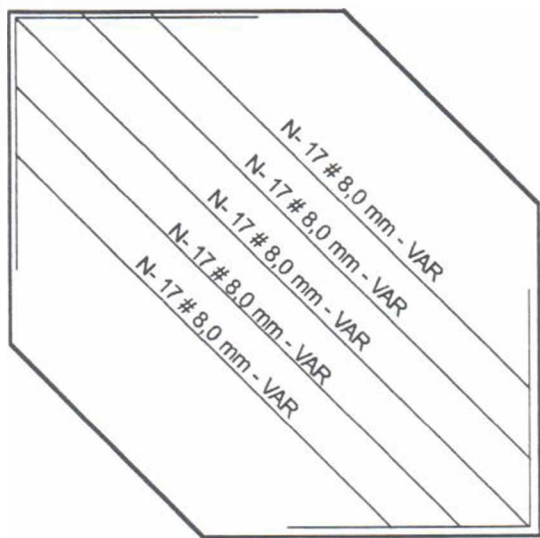


c) Armadura vertical (M2.1-AV)

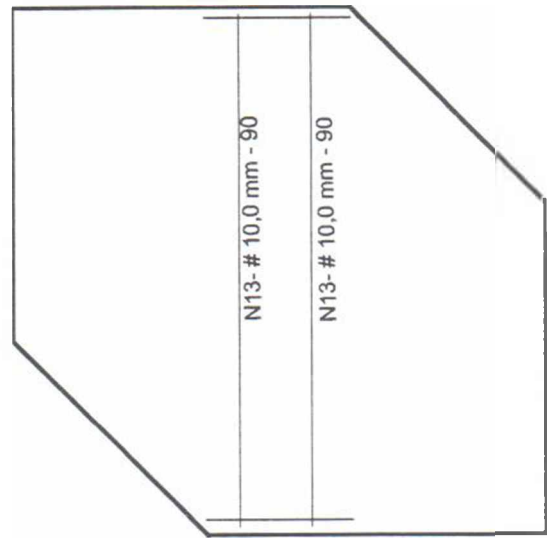


d) Armadura cruzada (M2.1-AC)

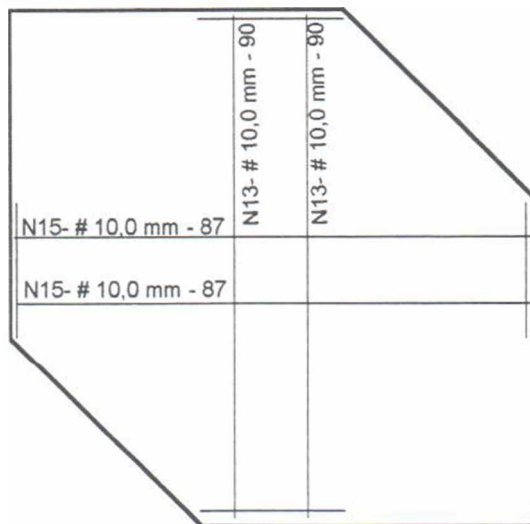
Figura 3.05 - Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = \alpha = 45^\circ$



c) Armadura inclinada (M2.2-AI)

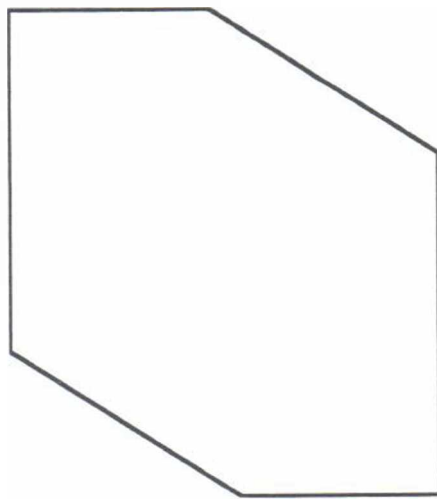


d) Armadura vertical (M2.2-AV)

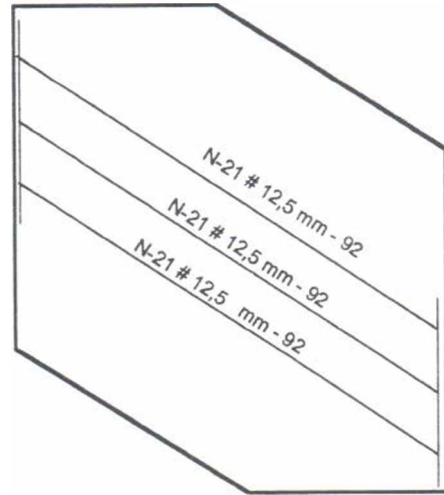


e) Armadura cruzada (M2.2-AC)

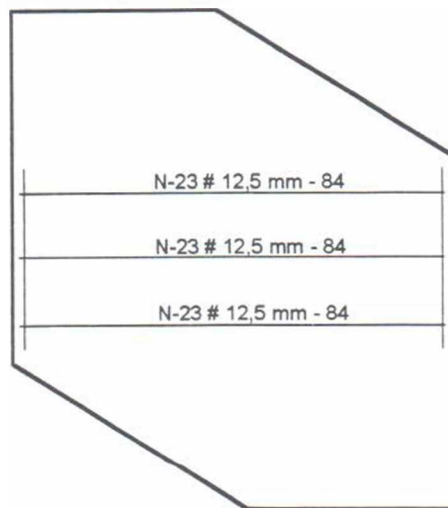
Figura 3.06 - Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



c) Sem armadura (M3-SA)



d) Armadura inclinada (M3-AI)

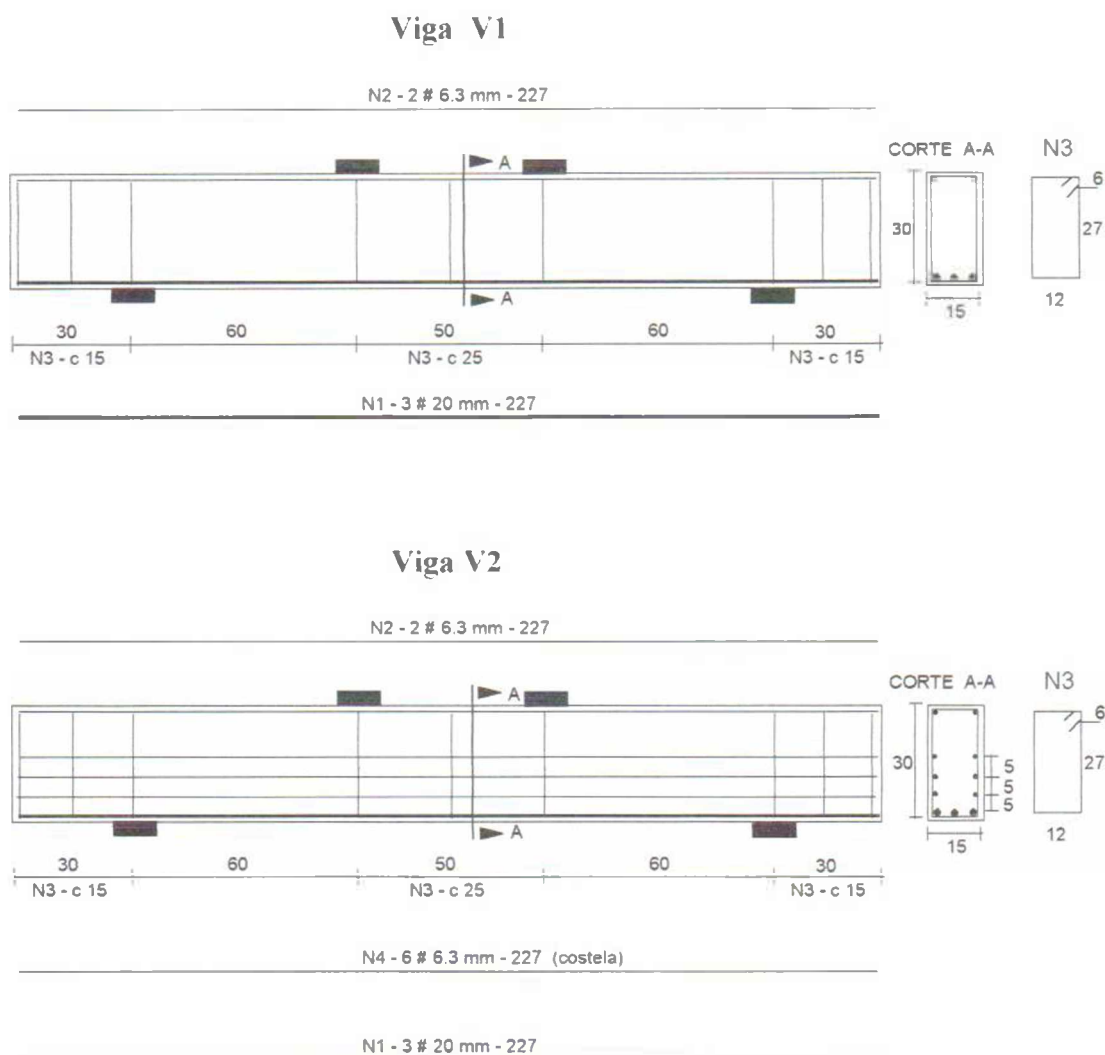


e) Armadura horizontal (M3-AH)

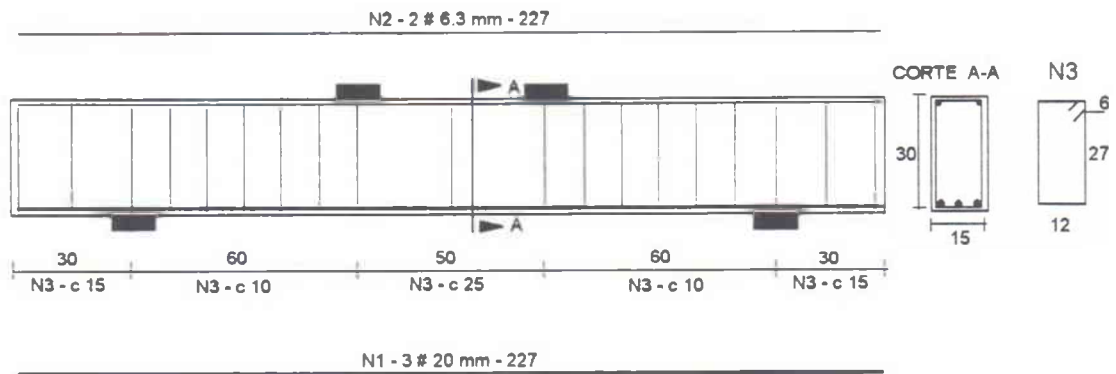
Figura 3.07 - Armaduras utilizadas nos modelos com $\theta = 60^\circ$

3.2.3.2 - Vigas

Foram ensaiadas cinco vigas onde a armadura longitudinal de flexão foi mantida constante, compreendendo uma viga sem armadura transversal, uma viga com armadura longitudinal distribuída ao longo da altura (além da armadura de flexão principal), uma viga só com estribos verticais, uma viga com estribos verticais e armadura longitudinal distribuída ao longo da altura e uma viga sem armadura transversal onde foram colocadas duas chapas metálicas lubrificadas na zona de compressão do vão de cisalhamento para excluir a parcela do esforço cortante resistente da região comprimida. As figuras 3.08 a 3.10 apresentam o detalhamento das cinco vigas ensaiadas.



Viga V3



Viga V4

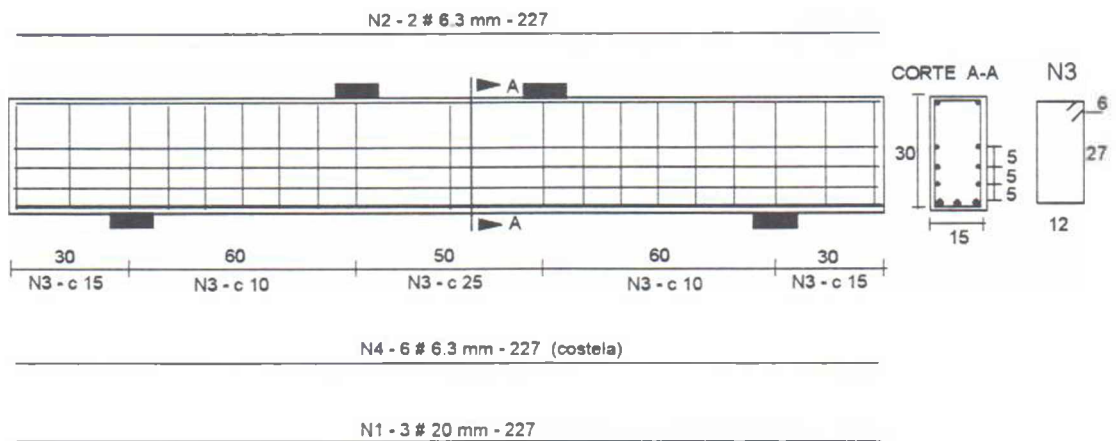


Figura 3.09 - Detalhamento das vigas V3 e V4

Viga V5

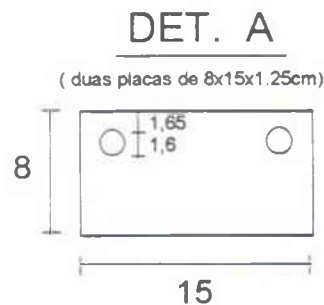
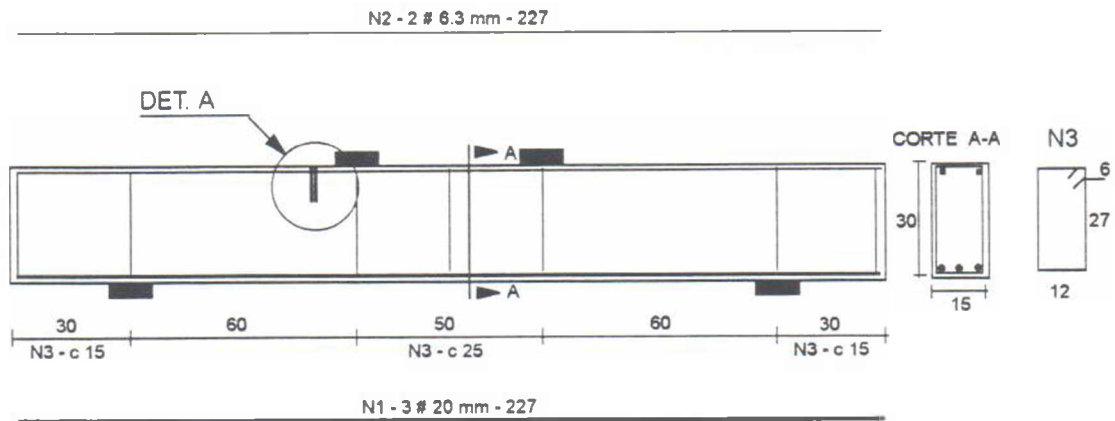


Figura 3.10 - Detalhamento da viga V5

3.3 - MATERIAIS

3.3.1 - Concreto

Para a moldagem dos quinze modelos e das cinco vigas, utilizou-se um concreto especificado para $f_{c,28d} = 30$ MPa, fornecido pela empresa "CAUEMIX S/A", cujo traço em peso empregado foi de 1: 1,5: 2,0, utilizando-se a brita 1 como agregado graúdo, relação água/cimento (a/c) igual a 0,43, porcentagem de aditivo de 2% e consumo de cimento igual a 483 kg/m^3 . O concreto utilizado apresentou um Slump de 130 mm, que foi obtido segundo a NBR 7223 [6].

Para os 15 modelos e as 5 vigas, foram moldados 54 corpos de prova cilíndricos de dimensões 150 mm x 300 mm segundo a NBR 5738 [2]. Esses corpos de prova foram usados para a determinação das resistências à compressão e à tração e do módulo de elasticidade do concreto.

Os corpos de prova foram moldados de forma semelhante à dos modelos e das vigas, ou seja, o concreto foi lançado manualmente e vibrado com um vibrador de imersão de 25 mm de diâmetro até que a maior parte do ar imerso na massa de concreto fosse expulsa. Os corpos de prova foram desformados após 24 horas de sua moldagem e colocados em uma câmara úmida até os 14 dias de idade, quando foram expostos ao meio ambiente do laboratório.

As tabelas 3.01 e 3.02 apresentam os valores médios das resistências à compressão (ensaios realizados na data do ensaio das peças, segundo a NBR 5739 [3] e tração por compressão diametral (ensaios realizados 60 dias após o ensaio das peças, segundo a NBR 7222 [5]) do concreto dos modelos e das vigas ensaiadas, respectivamente.

Tabela 3.01 - Resistência à compressão e à tração do concreto dos modelos de escoras

Modelo	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)
M1-SA	42,6	3,1
M1-AI	42,4	3,1
M1-AV	42,6	3,1
M1-AH	42,6	3,1
M1-AC	42,4	3,1
M2.1-SA	41,3	3,1
M2.1-AI	41,1	3,1
M2.1-AV	41,3	3,1
M2.1-AC	41,3	3,1
M2.2-AI	41,1	3,1
M2.2-AV	41,1	3,1
M2.2-AC	41,1	3,1
M3-SA	42,4	3,1
M3-AI	42,4	3,1
M3-AH	42,4	3,1

Tabela 3.02 - Resistência à compressão e à tração do concreto das vigas

Viga	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)
V1	42,0	3,1
V2	42,0	3,1
V3	42,0	3,1
V4	42,0	3,1
V5	42,0	3,1

Foi executado o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias de idade, de acordo com o plano de carga número 3 da NBR 8522 [8]. A foto 3.01 apresenta o esquema de ensaio utilizado e a figura 3.11 apresenta o gráfico tensão x deformação do concreto, com o valor de E_{sc} .

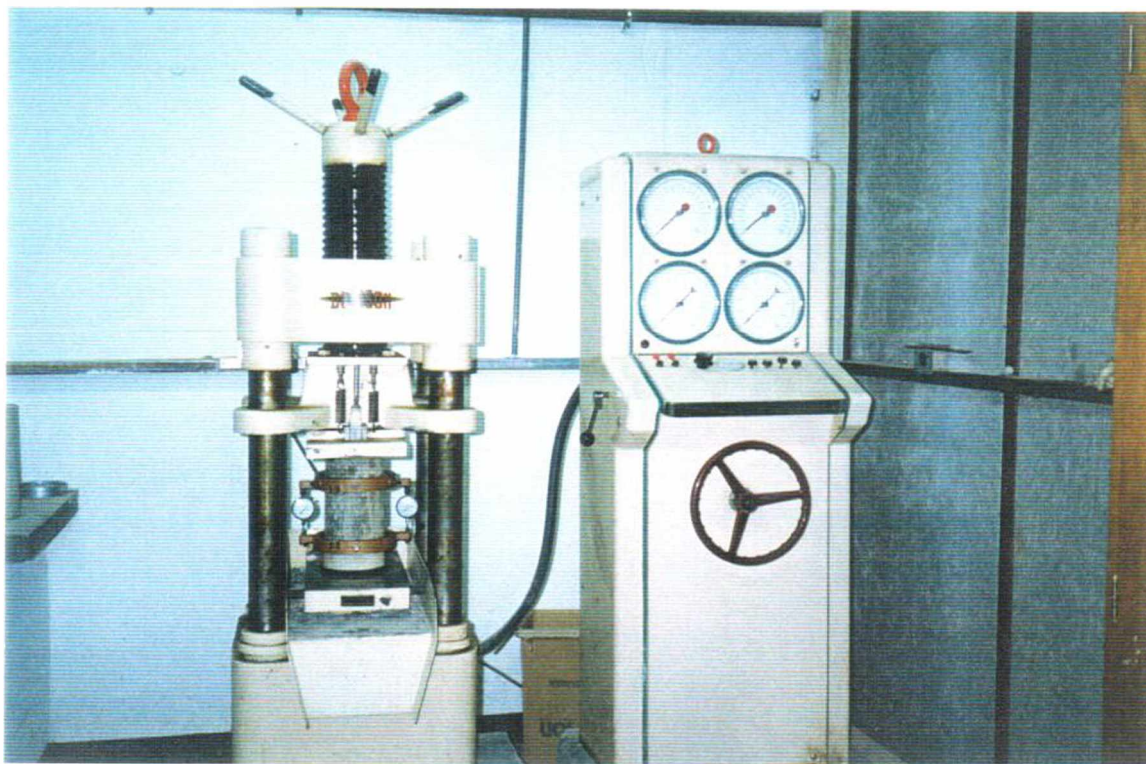


Foto 3.01 - Esquema de ensaio utilizado para a determinação do módulo de elasticidade do concreto

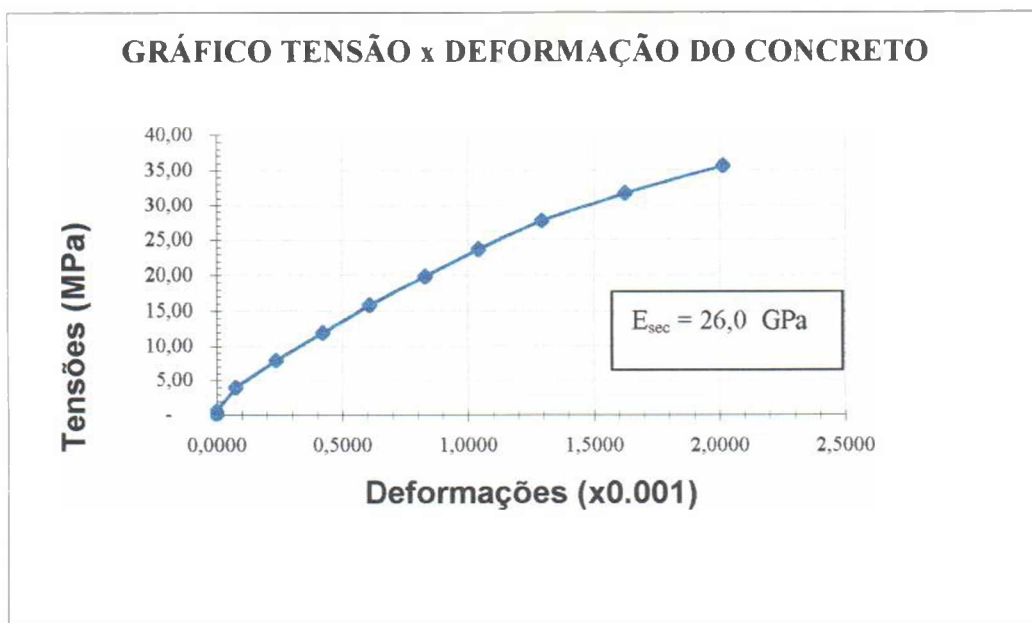


Figura 3.11 - Gráfico tensão x deformação do concreto

3.3.2 - Aço

3.3.2.1 - Modelos de escoras

Para a armação dos modelos, foram utilizadas barras (CA-50A) de diâmetros nominais de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm.

As amostras do aço empregado na confecção dos modelos foram ensaiadas à tração, segundo a NBR 6152 [4], na máquina de ensaios tipo universal AMSLER com capacidade para 600 kN e as deformações das barras medidas com extensômetro mecânico (Mitutoyo - 0,01 a 5 mm).

As figuras 3.12 a 3.14 apresentam os diagramas tensão x deformação das amostras dos aços, ensaiados à tração, utilizados na armação dos modelos.

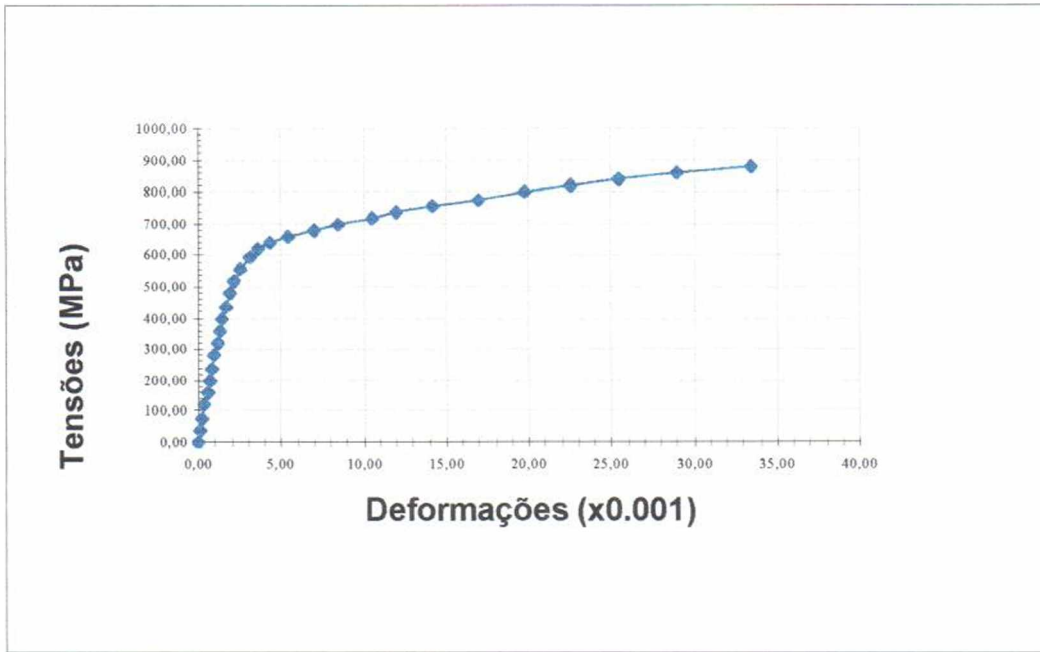


Figura 3.12 - Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 8,0 mm

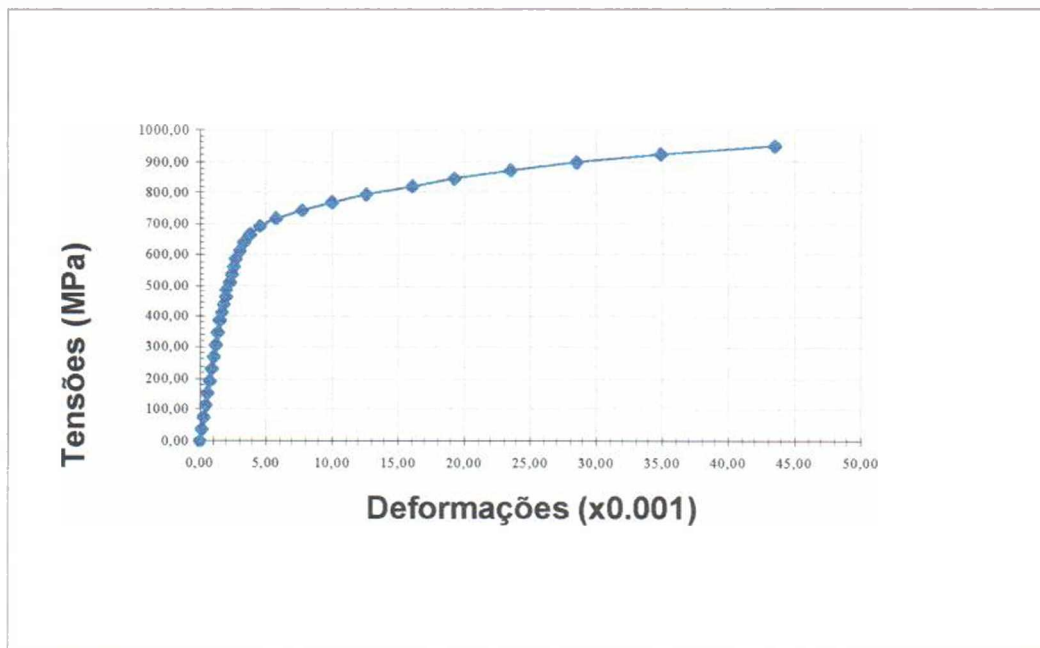


Figura 3.13 - Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 10,0 mm

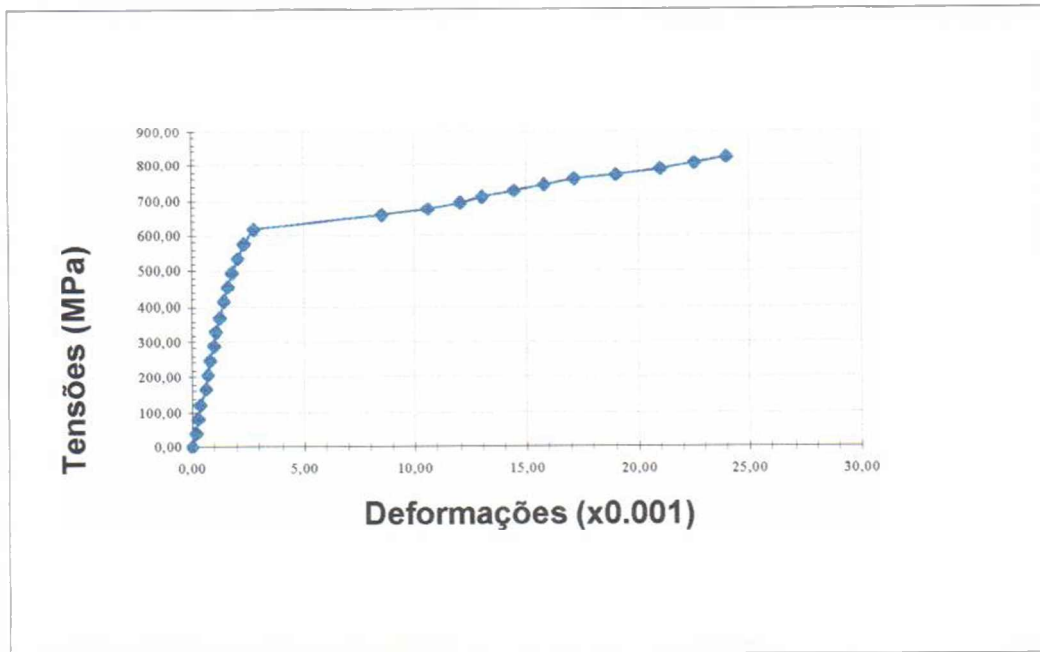


Figura 3.14 - Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 12,5 mm

A tabela 3.03 apresenta os valores médios das diversas grandezas determinadas nos ensaios à tração dos aços utilizados na armação dos modelos.

Tabela 3.03 - Características dos aços utilizados na armação dos modelos de escoras

Diâmetro (mm)		f_y (MPa)	f_r (MPa)	ϵ_y (‰)
Nominal	Efetivo			
8,0	7,90	600	930	4,2
10,0	9,85	700	930	4,8
12,5	12,30	600	980	3,2

3.3.2.2 - Vigas

Para a armação das vigas, foram utilizadas barras (CA-50A) de diâmetros nominais de 20,0 mm, para a armadura longitudinal de flexão, e 6,3 mm, para os estribos e armadura longitudinal distribuída ao longo da altura.

As amostras do aço empregado na confecção das vigas foram ensaiadas à tração, segundo a NBR 6152 [4], na máquina de ensaios tipo universal AMSLER com capacidade para 600 kN, e as deformações das barras medidas com extensômetro mecânico (Mitutoyo - 0,01 a 5 mm).

As figuras 3.15 e 3.16 apresentam os diagramas tensão x deformação das amostras dos aços, ensaiados à tração, utilizados na armação das vigas.

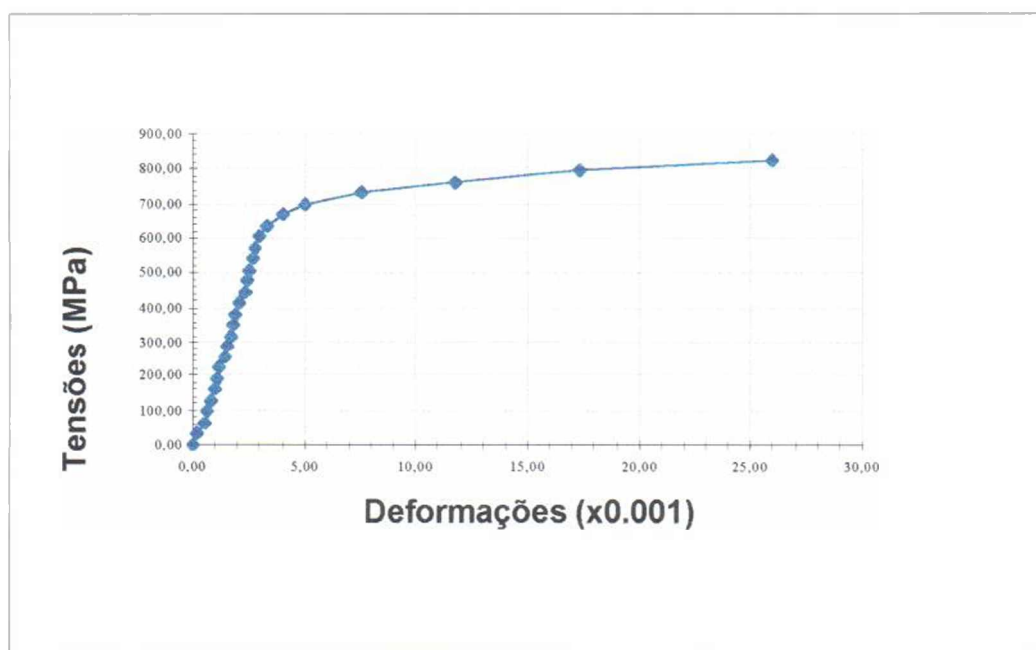


Figura 3.15 - Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 6,3 mm

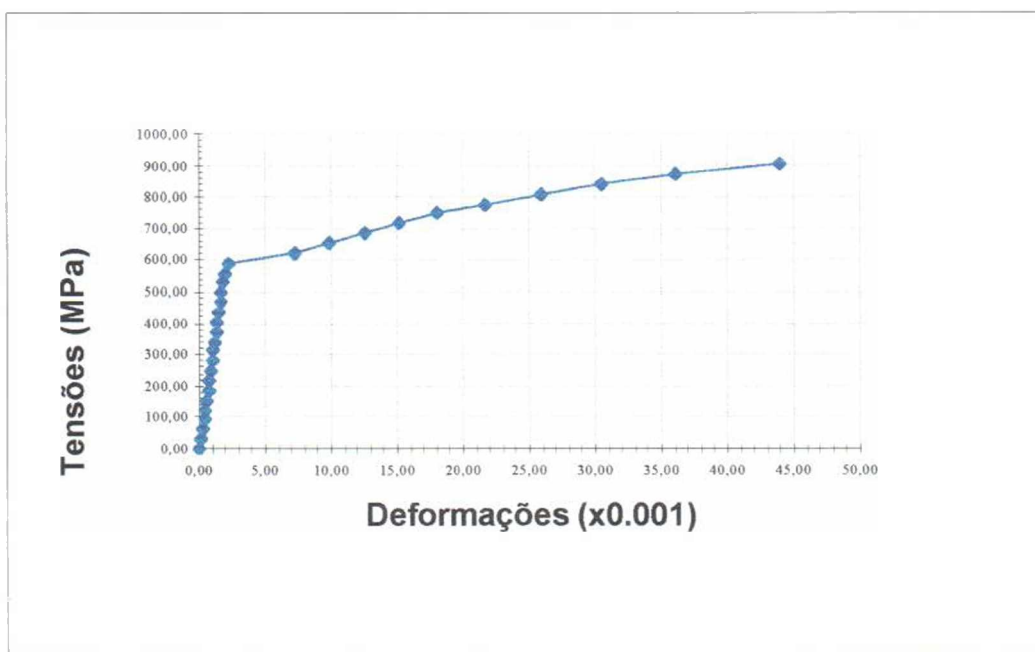


Figura 3.16 - Diag. tensão x deformação do aço com diâmetro nominal de 20,0 mm

A tabela 3.04 apresenta os valores médios das diversas grandezas determinadas nos ensaios à tração dos aços.

Tabela 3.04 - Características dos aços utilizados na armação das vigas

Diâmetro		f_y	f_r	ϵ_y
(mm)				
Nominal	Efetivo	(MPa)	(MPa)	(‰)
6,3	6,26	700	870	5,2
20,0	19,99	600	980	2,9

3.3.2.3 – Tipos de aços empregados

Os diagramas tensão x deformação das amostras ensaiadas fornecem dois tipos diferentes de aço: o primeiro com patamar de escoamento em torno de 600 MPa ($\phi = 20,0$ e $12,5$ mm) e os demais sem patamar de escoamento definido, adotando-se como tensão de escoamento a convencional, obtida pela interseção da curva com uma reta paralela ao trecho linear do diagrama, a partir da deformação específica residual de 0,2% (NBR 7480 [7]).

3.4 - FABRICAÇÃO

Na fabricação dos modelos utilizou-se formas de madeirit e para a fabricação das vigas utilizou-se formas: metálicas (Vigas: V1, V2, V3 e V4) e de madeirit (Viga V5). Antes da concretagem, colocou-se óleo nas formas a fim de facilitar a desmoldagem. Para conseguir o cobrimento de 15 mm, tanto para os modelos como para as vigas, foram utilizadas “pastilhas” de argamassa de areia e cimento pré fabricadas com arame para amarração. Os modelos de escoras foram concretados na posição horizontal.

Os modelos e as vigas foram curadas com a aplicação de panos umedecidos colocados sobre as partes expostas cobrindo-se todo o conjunto com uma lona plástica durante 14 dias. A seguir foram desmoldadas e expostas às condições internas do laboratório.

3.5 – MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO

3.5.1 - Modelos de escoras

Os ensaios foram efetuados em três locais distintos, em função das dimensões das peças e da capacidade dos equipamentos: na prensa do Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB (modelos: M2.1-SA, M2.1-AI, M2.1-AV, M2.1-AC, M2.2-AI, M2.2--AV, M2.2-AC, M3-SA, M3-AI e M3-AH), no Laboratório de Estruturas da UnB (modelos: M1-SA, M1-AH e M1-AV) e no Laboratório de Concreto do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS em Goiânia-GO (modelos: M1-AC e M1-AI).

Para os ensaios realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB, utilizou-se uma prensa hidráulica da marca DENISON com capacidade de 2000 kN. Os ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da UnB foram efetuados no pórtico de reação localizado sobre uma laje de reação, onde utilizou-se, para a aplicação da carga, o macaco ENERPAC - 500 kN (vigas: V1, V2, V3 e V5) e o macaco ENERPAC - 1000 kN (viga V4), juntamente com a célula de carga KRATOS de 500 kN e 1000 kN respectivamente. Para os ensaios realizados no Laboratório de Concreto do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS, utilizou-se uma prensa hidráulica da marca MARUTO com capacidade para 5000 kN.

Antes da montagem de cada ensaio, os modelos recebiam um capeamento em suas bases com enxofre ou gesso (exceto nos modelos de escoras M2.1-SA, M2.1-AV e M2.1-AC) a fim de garantir o nivelamento da superfície. Foi decidida a colocação deste capeamento depois que ocorreu um problema no ensaio do modelo M2.1-AV que apresentava a superfície de contato muito irregular.

A técnica de ensaio constituiu na aplicação de um carregamento vertical por etapas, com o número de etapas de leituras da instrumentação variando entre: 15 a 28 (modelos M1), 14 a 22 (modelos M2.1), 17 a 24 (modelos M2.2) e 21 a 26 (modelos M3). A ruptura é atingida incrementando-se as cargas lentamente de maneira a tornar possível o registro do aparecimento de fissuras e do carregamento de surgimento das mesmas.

As fotos 3.02 a 3.04 apresentam uma visão global da montagem dos ensaios.

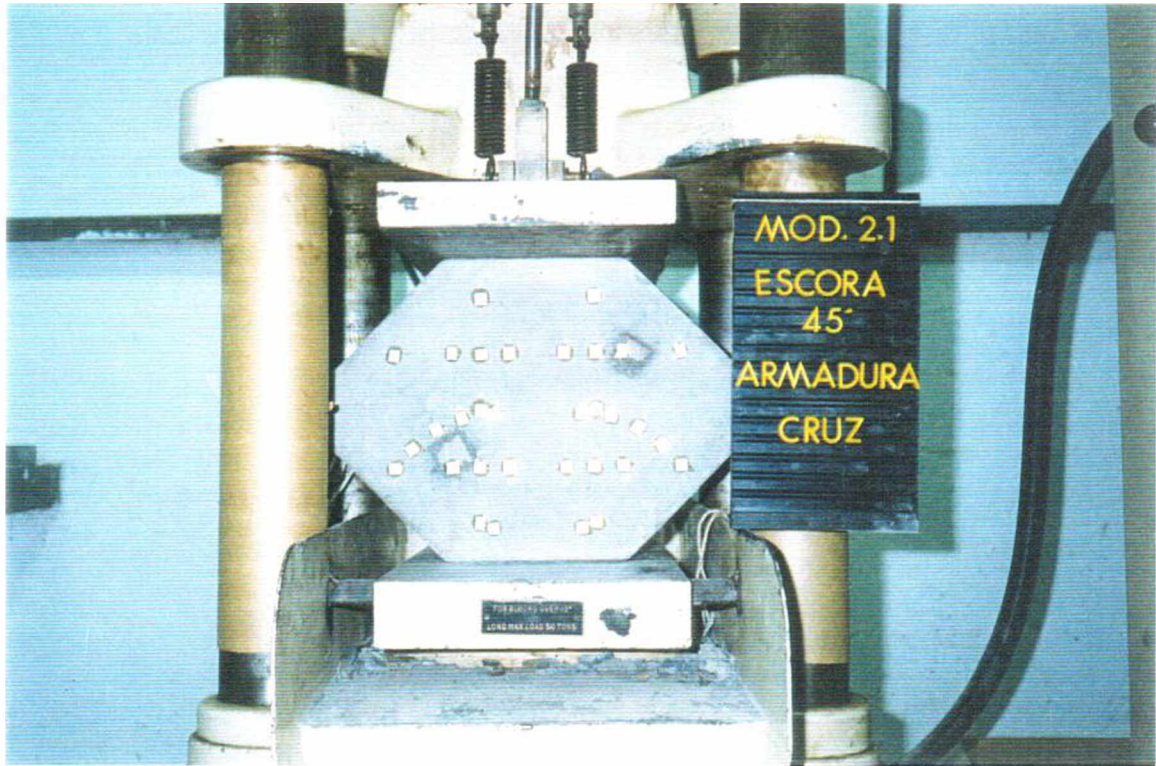


Foto 3.02 - Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB



Foto 3.03 - Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da UnB

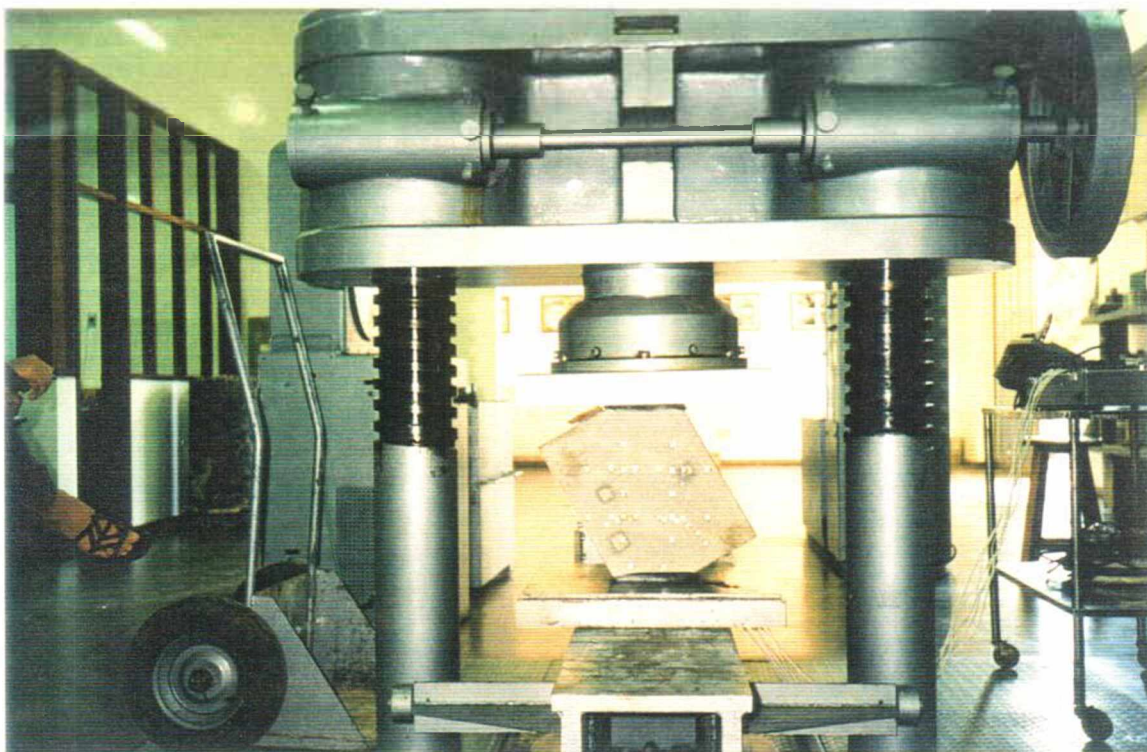


Foto 3.04 - Montagem dos ensaios realizados no Laboratório de Concreto do Dept^o de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS

3.5.2 - Vigas

Os ensaios das 5 vigas foram realizados sobre a placa da reação do Laboratório de Estruturas da UnB.

A montagem adotada foi a de uma viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas. Esta montagem é a mais usual nas investigações de ruptura por esforço cortante, pois tem a vantagem de combinar duas condições diferentes: flexão pura, na região entre as cargas, e flexão com esforço cortante, nas duas regiões extremas da viga.

Primeiramente são colocadas chapas metálicas, niveladas com gesso, entre os blocos e os apoios da viga. Para a aplicação das duas cargas concentradas, primeiro a viga é centralizada em relação ao pórtico de ensaio e o macaco é verticalizado e centralizado em relação à viga. Sob o macaco é colocado um perfil metálico que descarrega em dois apoios previamente fixados sobre a viga e nivelados com gesso.

A técnica de ensaio consistiu na aplicação de um carregamento vertical por etapas, com o número de etapas de leituras da instrumentação variando entre: 17 a 21. A ruptura é atingida incrementando-se as cargas lentamente de maneira a tornar possível o registro do aparecimento de fissuras e do carregamento de surgimento das mesmas.

A foto 3.05 apresenta uma visão global da montagem dos ensaios, e as fotos 3.06 e 3.07 apresentam os apoios utilizados entre o bloco e a viga e entre a viga e o perfil metálico respectivamente.



Foto 3.05 – montagem dos ensaios das vigas

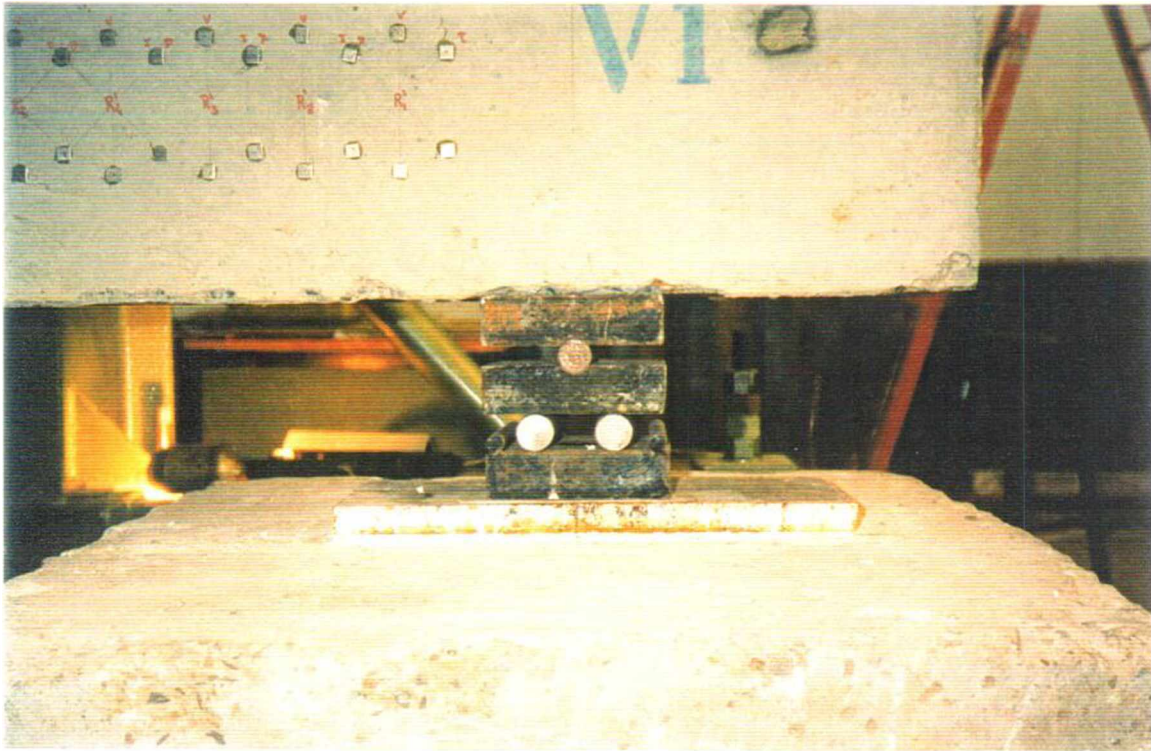


Foto 3.06 - Apoio utilizado entre o bloco e a viga



Foto 3.07 - Apoio utilizado para aplicação da carga nas vigas

3.6 - INSTRUMENTAÇÃO

3.6.1 - Cargas

3.6.1.1 - Modelos de escoras

Para os modelos ensaiados no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB e no Laboratório de Concreto do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS, as cargas axiais foram medidas através de um mostrador de escala analógica pertencente à própria prensa hidráulica na qual foi realizado o ensaio. No Laboratório de Estruturas da UnB, as cargas foram medidas através de uma célula de carga instalada em linha com o macaco hidráulico.

3.6.1.2 - Vigas

As cargas transversais foram medidas através de uma célula de carga instalada em linha com o macaco hidráulico.

3.6.2 - Deslocamento vertical nas vigas

O deslocamento vertical, nos ensaios das vigas, foi medido através de um deflectômetro mecânico da marca Huggenberger, com menor divisão de escala igual a 0,01 mm instalado no meio do vão.

3.6.3 - Deformações específicas nas armaduras

As deformações específicas nas barras de aço, tanto dos modelos de escoras como nas vigas, foram medidas com extensômetros elétricos (EER) de resistência da marca EXCEL (São Paulo), onde foi utilizado dois extensômetros em cada ponto de medição. A cola utilizada foi do tipo cianoacrilática da marca KYOWA, e a proteção foi feita com uma resina epóxica flexível envolvida por uma camada de silicone que, por sua vez, era envolvida por uma fita de autofusão.

A leitura das deformações específicas nas armaduras foi feita através de uma caixa comutadora e balanceadora da marca KYOWA (SS-24R) ligada a um indicador de deformações da marca KYOWA (SM-60D).

As figuras 3.17 a 3.21 apresentam as posições dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escora e das vigas.

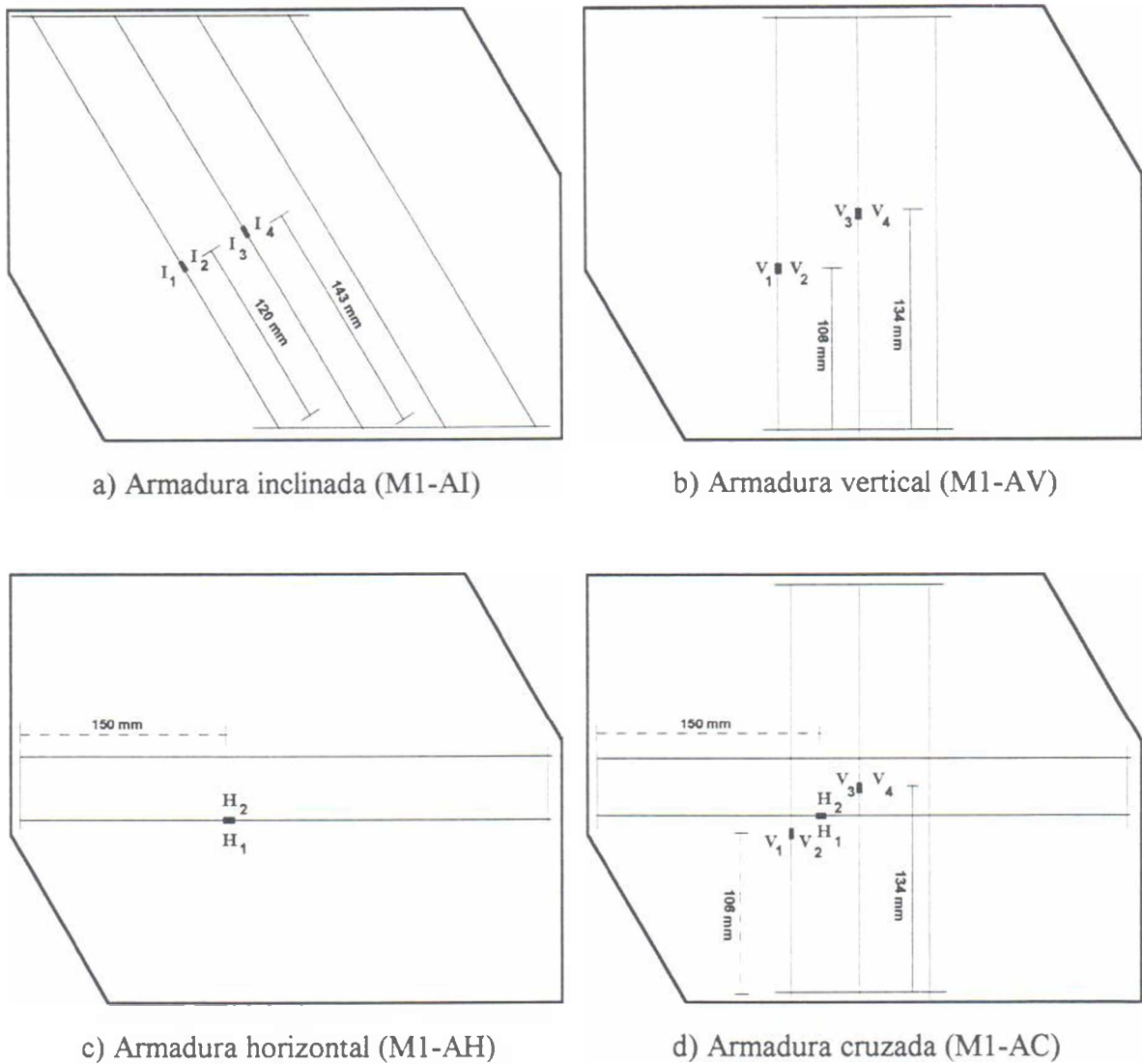
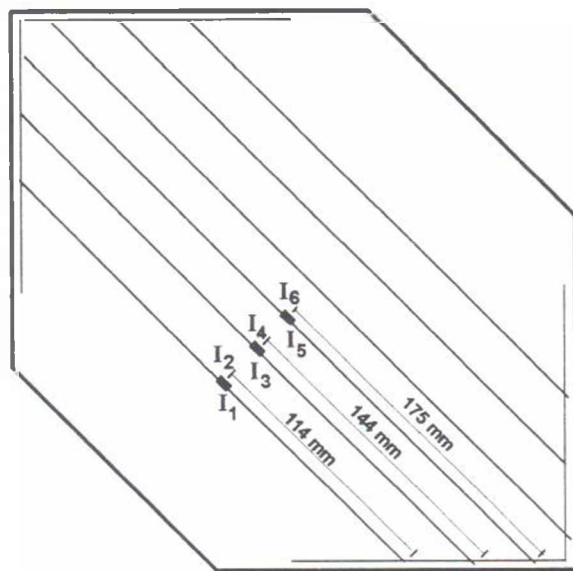
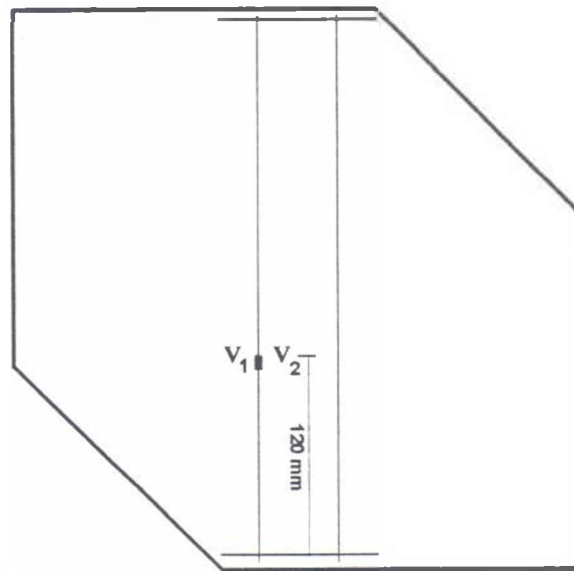


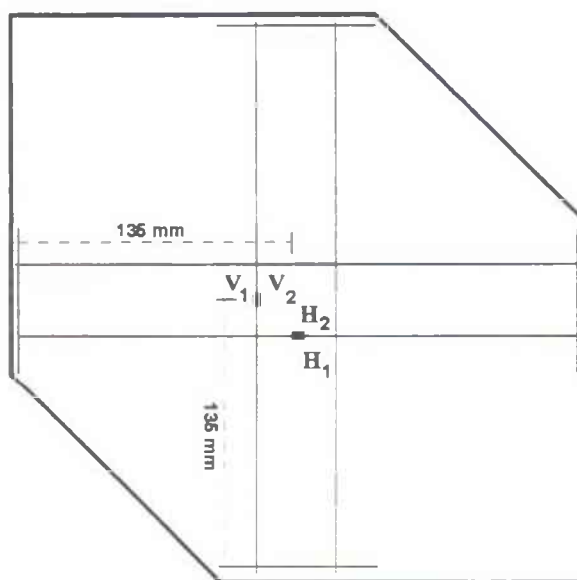
Figura 3.17 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$



a) Armadura inclinada (M2.1-AI)

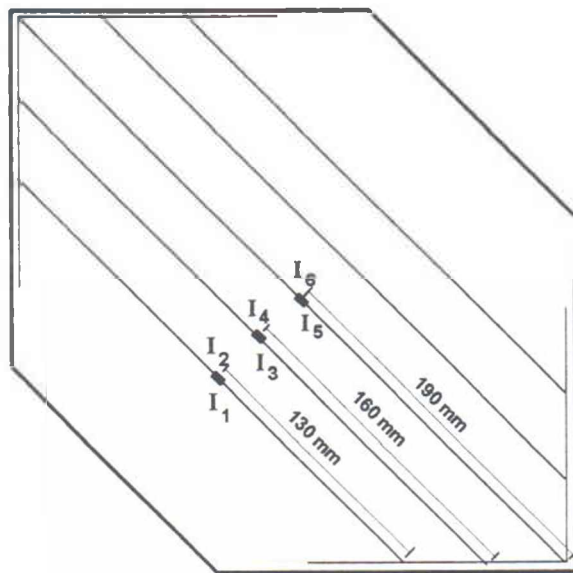


b) Armadura vertical (M2.1-AV)

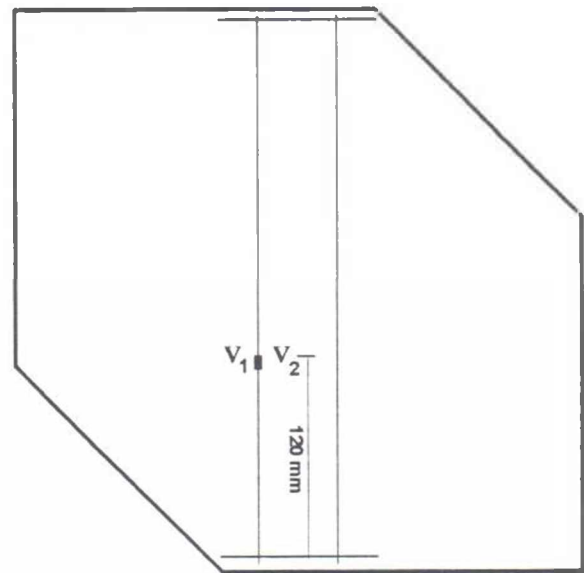


c) Armadura cruzada (M2.1-AC)

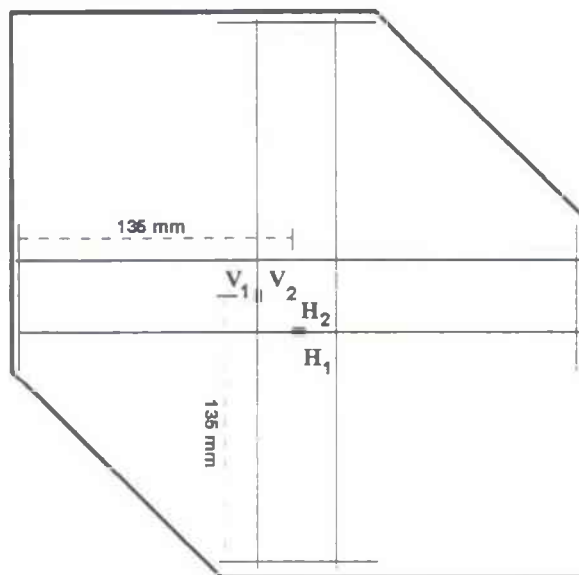
Figura 3.18 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$



a) Armadura inclinada (M2.2-AI)



b) Armadura vertical (M2.2-AV)



c) Armadura cruzada (M2.2-AC)

Figura 3.19 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$

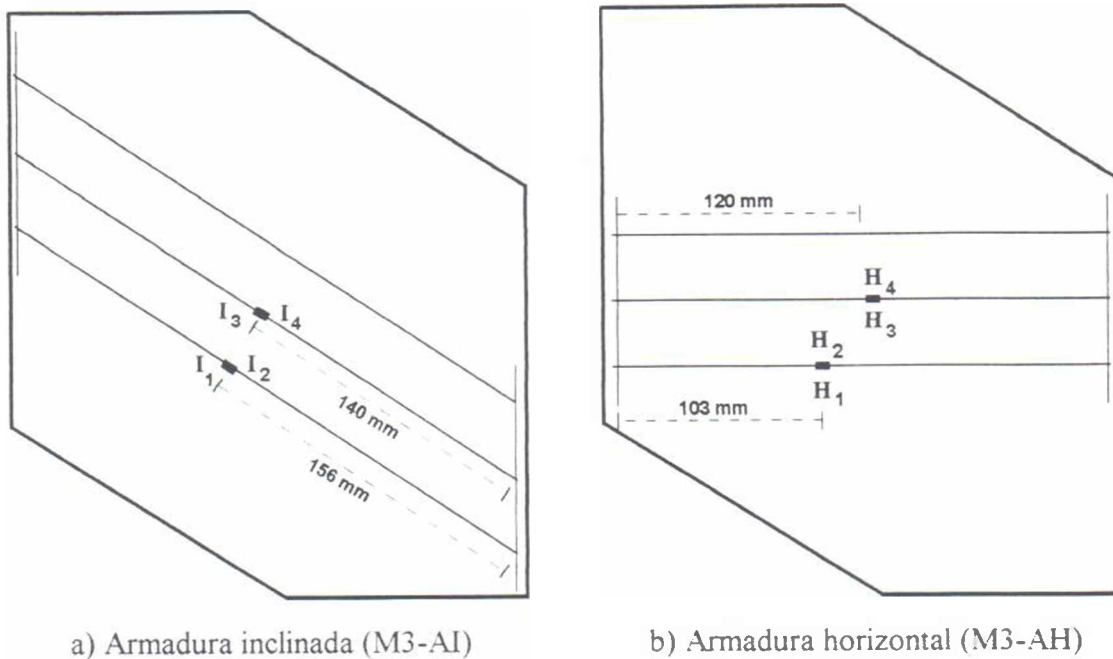


Figura 3.20 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$

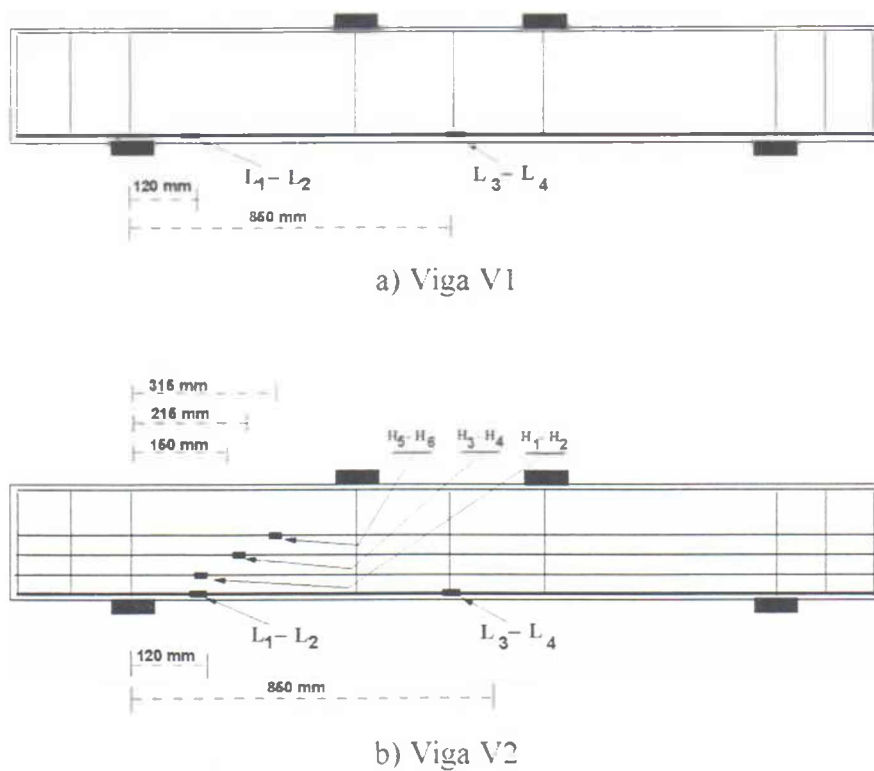
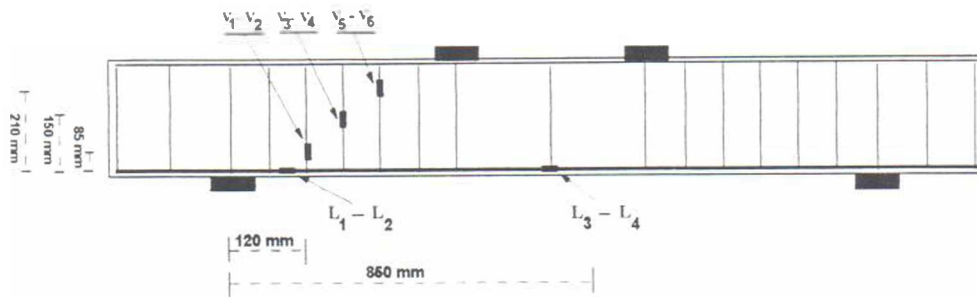
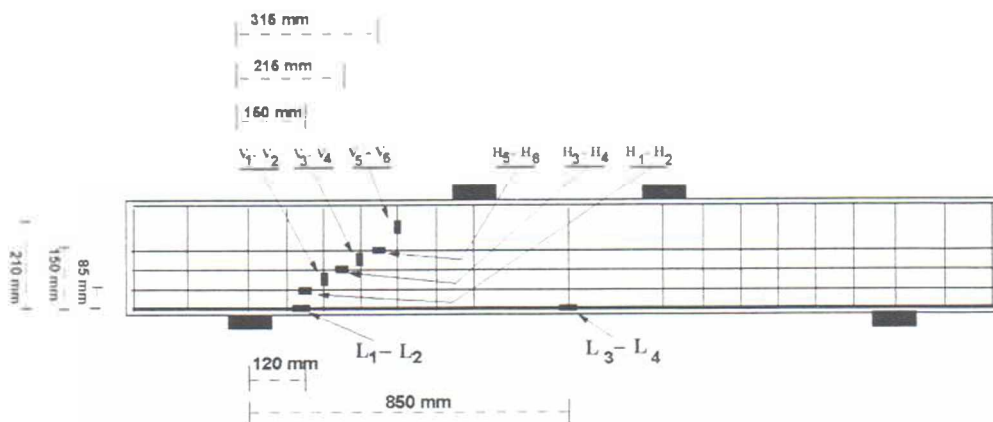


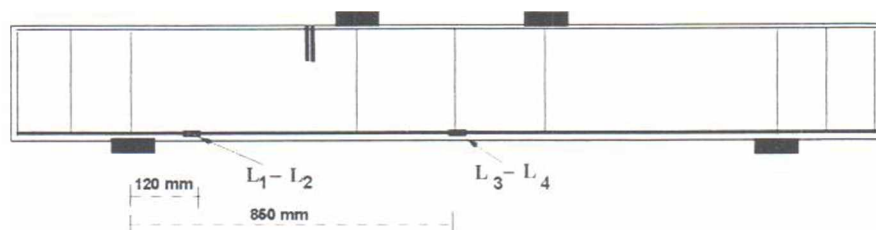
Figura 3.21 - Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas



c) Viga V3



d) Viga V4



e) Viga V5

Figura 3.21 (cont.)- Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas

3.6.4 - Deformações específicas no concreto

As deformações específicas superficiais no concreto, tanto nos modelos de escoras como nas vigas, foram medidas com extensômetros mecânicos tipo TENSOTAST, marca HUGGENBERGER, com menor divisão de escala igual a 0,001 mm. As medições foram feitas sobre pastilhas de aço inox coladas na superfície do concreto, com base de medição de 100 mm. Nas vigas foram usados também extensômetros elétricos de resistência, marca

EXCEL, em certos pontos de medição na superfície do concreto. As figuras 3.22 a 3.23 apresentam a instrumentação no concreto dos modelos de escoras e das vigas, respectivamente.

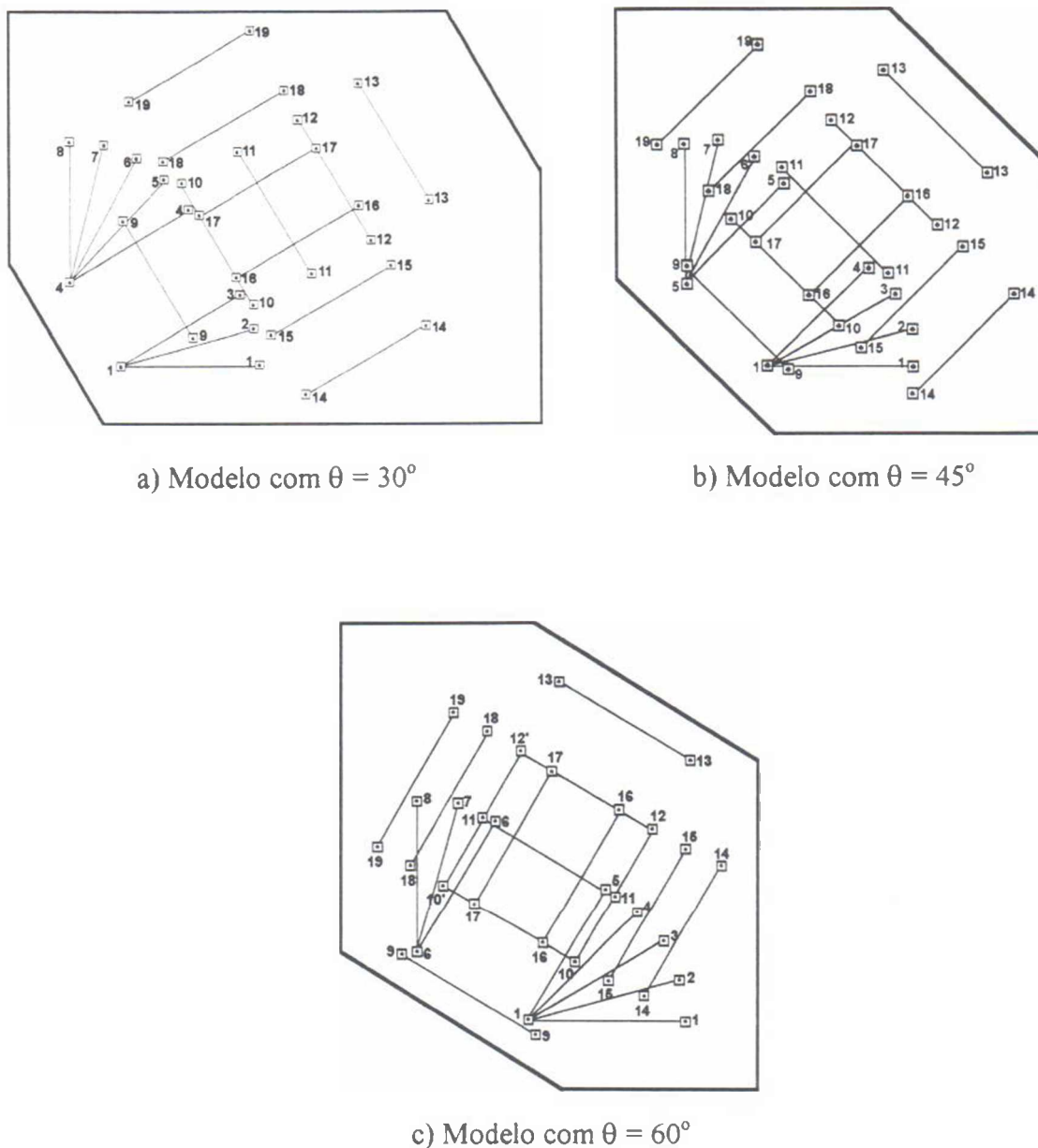


Figura 3.22 - Instrumentação utilizada no concreto para os modelos de escoras

3.6.5 - Fissuração

As fissuras foram marcadas com caneta de ponta porosa e as aberturas foram medidas com uma “régua de fissuras” da marca LNEC.

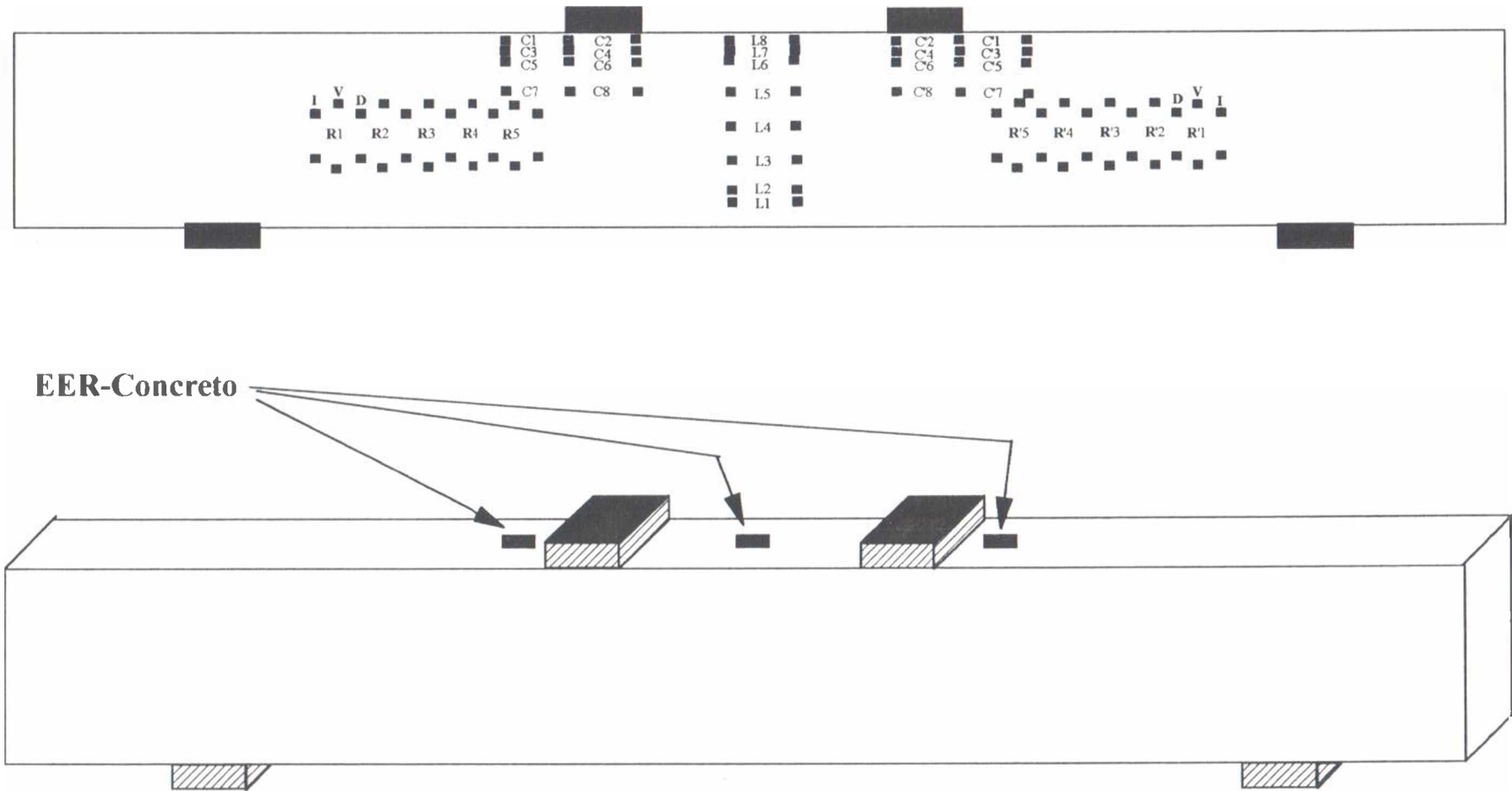


Figura 3.23 - Instrumentação utilizada no concreto para as vigas

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais relativos às peças ensaiadas nesta pesquisa. Serão feitas considerações a respeito dos ensaios, quanto aos aspectos das peças até a ruptura, fissuração, deslocamentos verticais (no caso das vigas) e aos pontos instrumentados no concreto e no aço.

Os resultados dos dois estudos realizados (blocos e vigas) serão apresentados em paralelo, sob títulos comuns, como no capítulo 3.

4.2 - COMPORTAMENTO DAS PEÇAS ENSAIADAS

4.2.1 - Modelos de escoras

A carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura, a carga última de ruptura, a tensão última e a relação entre a tensão última e a tensão de compressão do concreto encontram-se na tabela 4.01.

Tabela 4.01 – Cargas de fissuração, carga de ruptura, tensão última e relação entre a tensão última e a tensão de compressão do concreto

MODELOS DE ESCORAS	f_c (MPa)	CARGA 1ª FISSURA (kN)	CARGA ÚLTIMA (kN)	f_{ult} (MPa)	$\frac{f_{ult}}{f_c}$	$\frac{f_{ult}}{f_{cd2}}$
M1-SA	42,4	450	540	26,9	0,63	1,27
M1-AH	42,6	270	510	25,4	0,60	1,19
M1-AV	42,6	480	840	41,8	0,98	1,97

Tabela 4.01 (cont.) – Cargas de fissuração, carga de ruptura, tensão última e relação entre a tensão última e a tensão de compressão do concreto

MODELOS DE ESCORAS	F_c (MPa)	CARGA 1ª FISSURA (kN)	CARGA ÚLTIMA (kN)	f_{ult} (MPa)	$\frac{f_{ult}}{f_c}$	$\frac{f_{ult}}{f_{cd2}}$
M1-AC	42,4	300	750	37,3	0,88	1,76
M1-AI	42,4	400	875	43,5	1,03	2,05
M2.1-SA	41,3	350	650	27,5	0,67	1,32
M2.1-AV	41,3	350	750	31,7	0,77	1,53
M2.1-AC	41,3	350	700	29,6	0,72	1,43
M2.1-AI	41,1	500	1100	46,6	1,13	2,26
M2.2-AV	41,1	400	800	33,9	0,82	1,64
M2.2-AC	41,1	450	800	33,9	0,82	1,64
M2.2-AI	41,1	600	1150	48,7	1,18	2,36
M3-SA	42,4	700	1080	42,4	1,00	1,42
M3-AH	42,4	600	1100	43,1	1,02	1,44
M3-AI	42,4	850	1320	51,8	1,22	1,73

4.2.1.1 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°

Para o modelo de escora M1-SA, a primeira fissura surgiu no centro da peça para uma carga de 450 kN, se estendendo até os pontos de aplicação de carga para cargas posteriores, onde aconteceu a ruptura por cisalhamento para uma carga de 540 kN.

Para o modelo de escora M1-AH, a primeira fissura surgiu no centro da peça para uma carga de 270 kN, que se estendeu até os pontos de aplicação de carga em cargas posteriores. A ruptura se deu através de uma fissura diagonal para uma carga de 510 kN.

Para o modelo de escora M1-AV, a primeira fissura surgiu no centro da peça para uma carga de 480 kN, que se estendeu até os pontos de aplicação de carga em cargas posteriores. Neste ensaio não se conseguiu chegar à ruptura da peça, pois o ensaio atingiu o

limite de carga do macaco, embora a peça já apresentasse início de esmagamento do concreto na região abaixo do ponto de aplicação de carga. A carga última medida foi de 840 kN.

Para o modelo de escora M1-AC, a primeira fissura surgiu no centro da peça para uma carga de 300 kN. Após o aparecimento da primeira fissura, surgiu uma fissura ao lado, para uma carga de 350 kN que se estendeu até os pontos de aplicação de carga em cargas posteriores. A ruptura se deu por esmagamento da escora para uma carga de 750 kN.

Para o modelo de escora M1-AI, a primeira fissura surgiu no centro da peça para uma carga de 400 kN. Após o aparecimento da primeira fissura, surgiu uma fissura ao lado, para uma carga de 700 kN que se estendeu até os pontos de aplicação de carga em cargas posteriores. A ruptura se deu por esmagamento do concreto na região abaixo dos pontos de aplicação de carga para uma carga de 875 kN.

As fotos 4.01 a 4.05 mostram o aspecto da fissuração nos modelos de escoras com ângulo de inclinação de 30°, para a carga de ruptura.

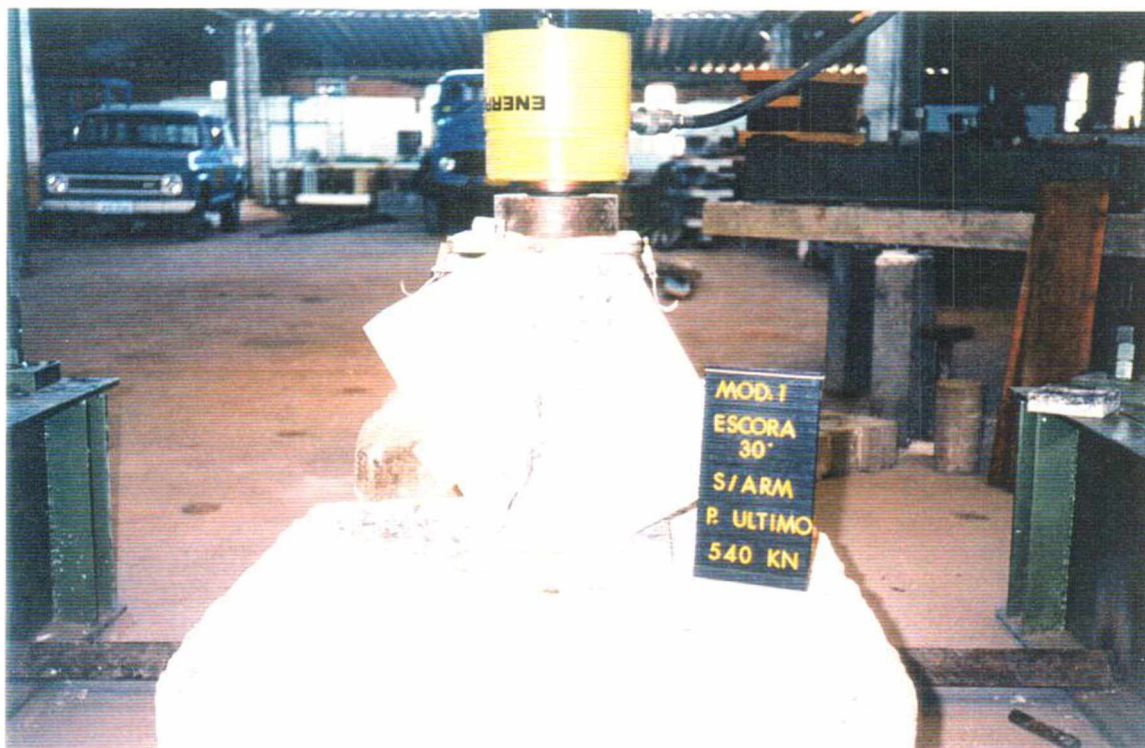


Foto 4.01 - Fissuração do modelo M1-SA para a carga última



Foto 4.02 - Fissuração do modelo M1-AH para a carga última



Foto 4.03 - Fissuração do modelo M1-AV para a carga última

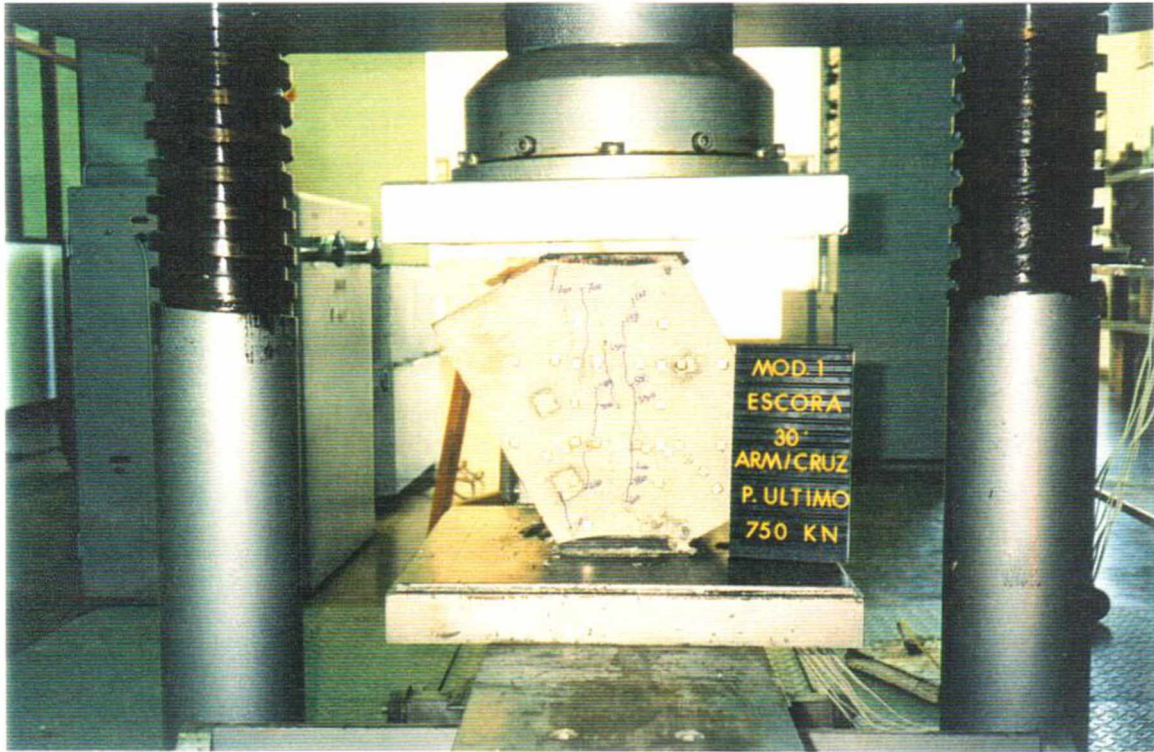


Foto 4.04 - Fissuração do modelo M1-AC para a carga última

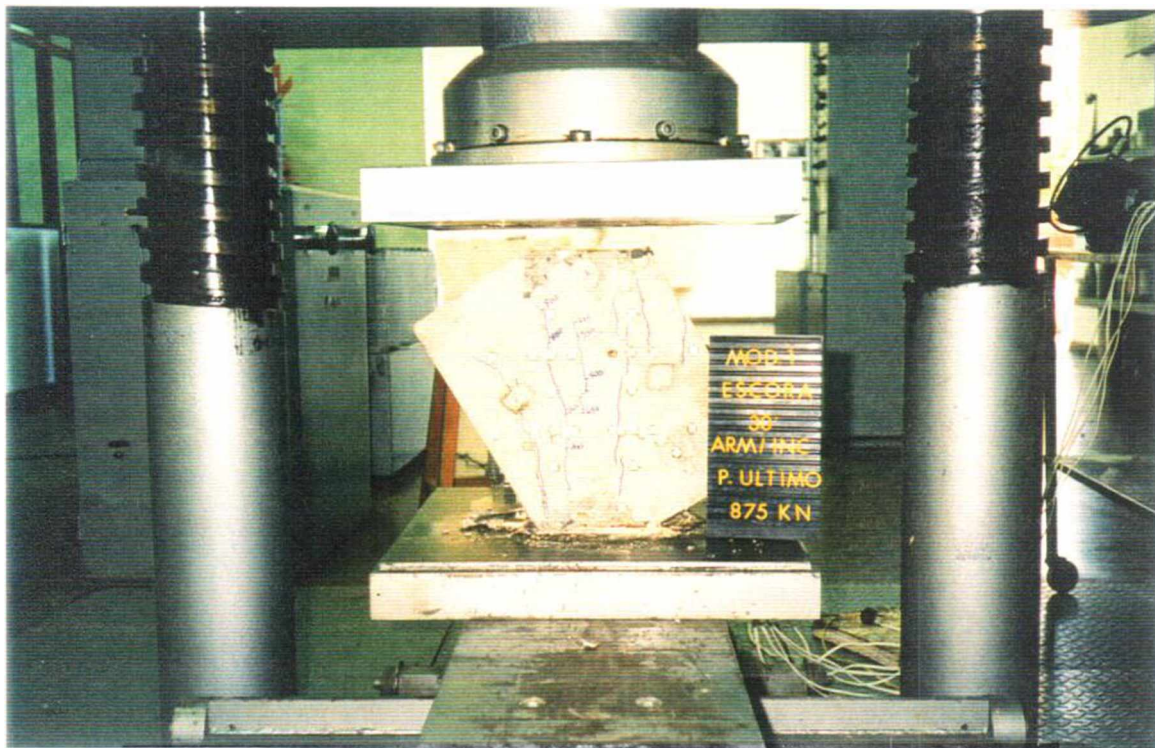


Foto 4.05 - Fissuração do modelo M1-AI para a carga última

4.2.1.2 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°

A ruptura de todos os modelos aconteceu por esmagamento do concreto na região localizada abaixo dos pontos de aplicação de carga.

As fotos 4.06 a 4.12 mostram o aspecto da fissuração nos modelos de escoras com ângulo de inclinação de 45° para a carga de ruptura.

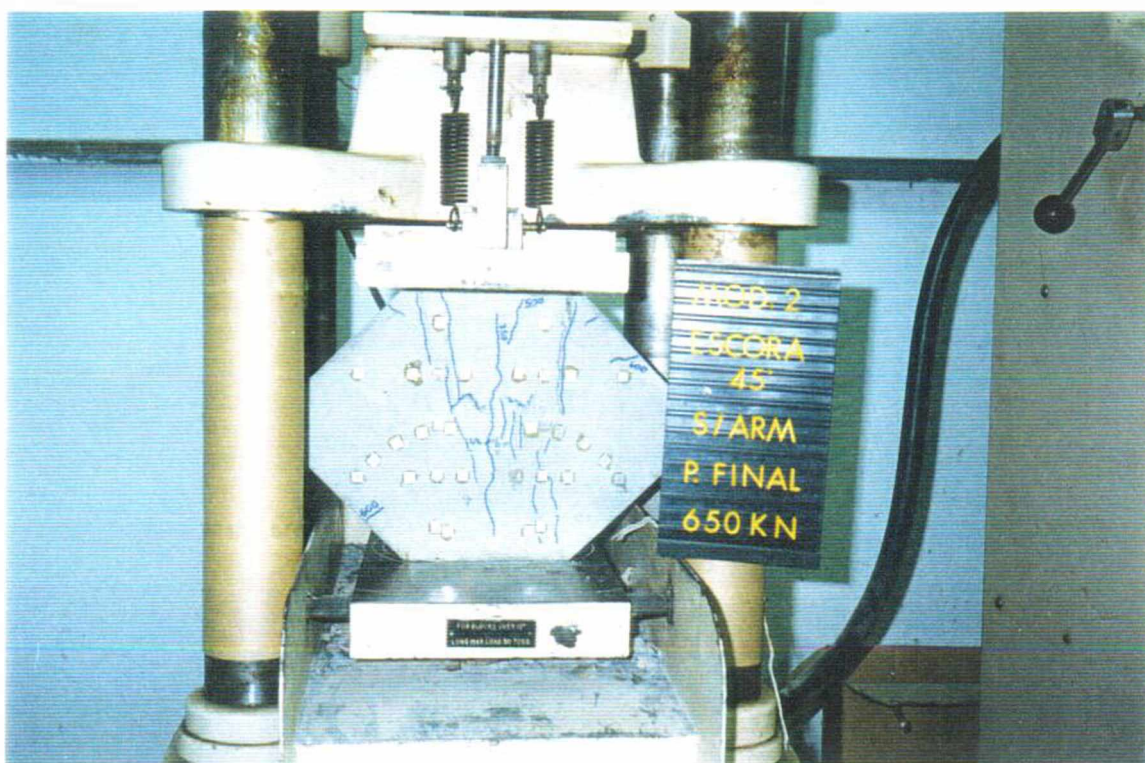


Foto 4.06 - Fissuração do modelo M2.1-SA para a carga última

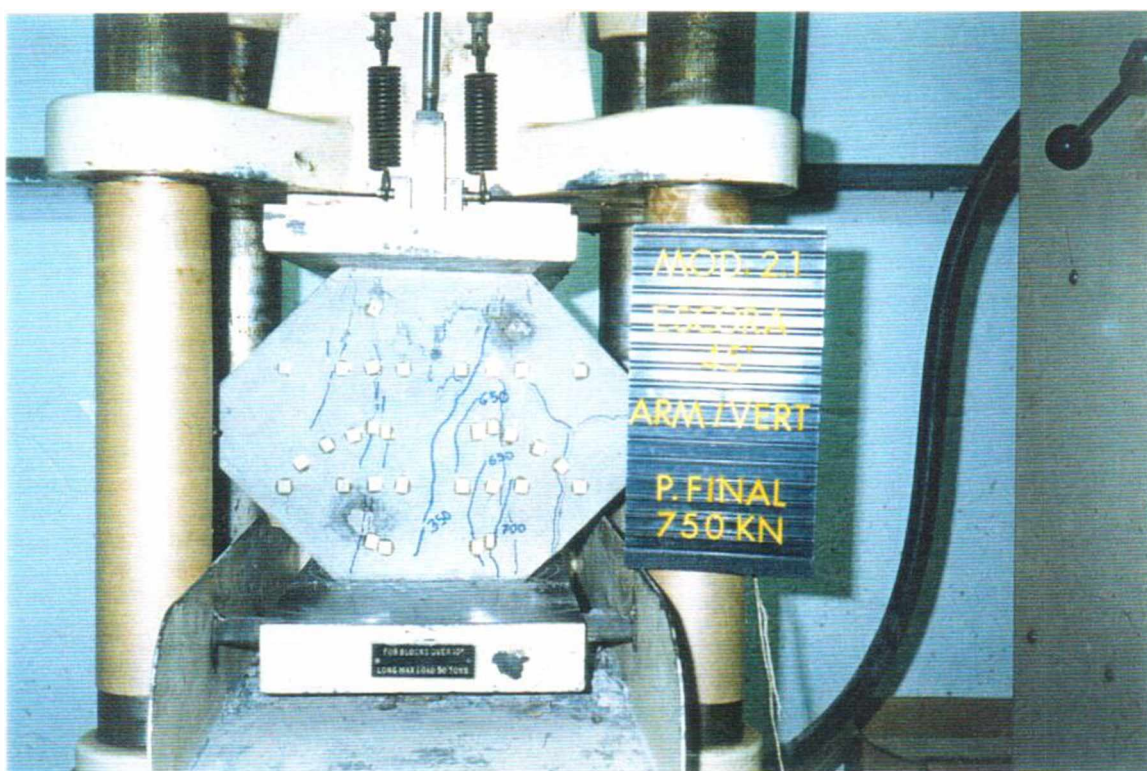


Foto 4.07 - Fissuração do modelo M2.1-AV para a carga última

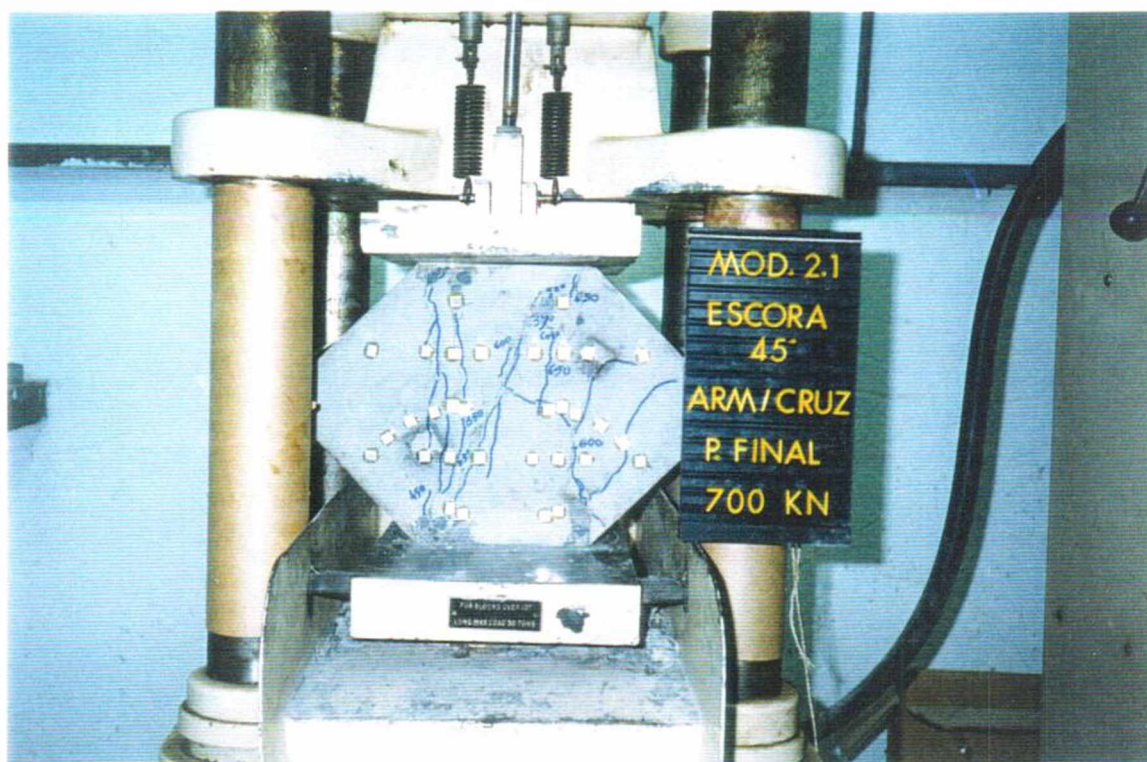


Foto 4.08 - Fissuração do modelo M2.1-AC para a carga última

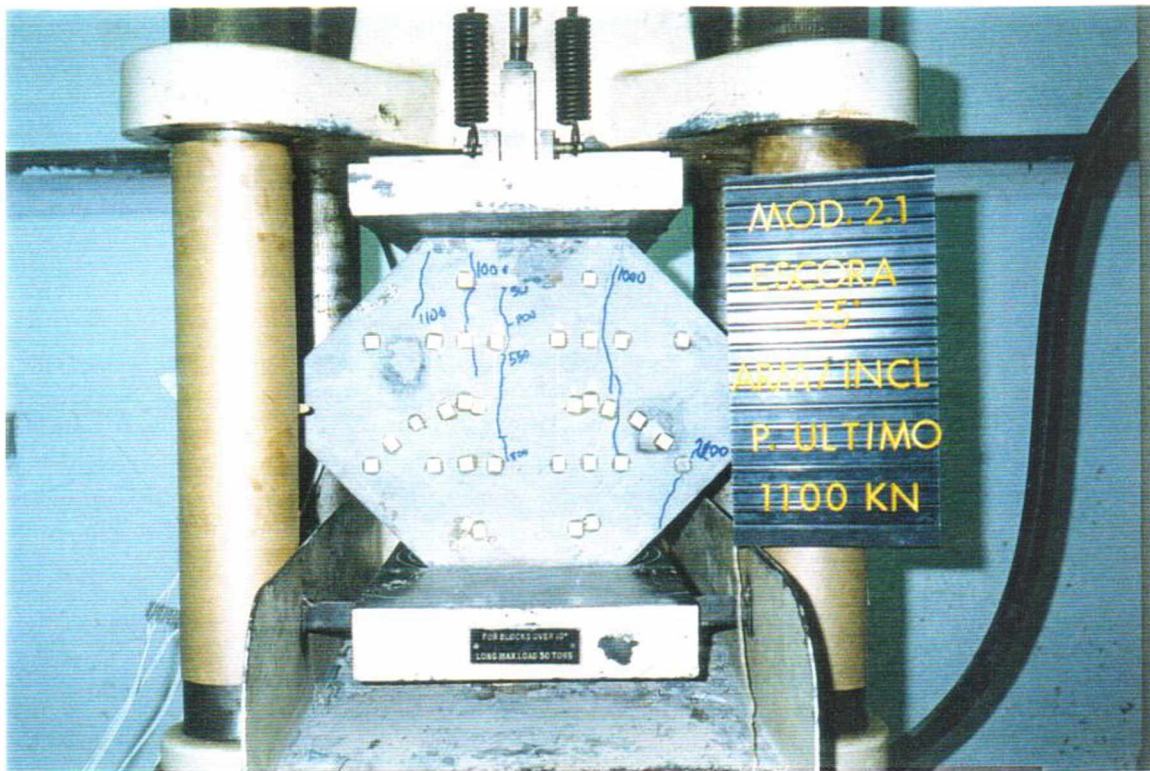


Foto 4.09 - Fissuração do modelo M2.1-AI para a carga última

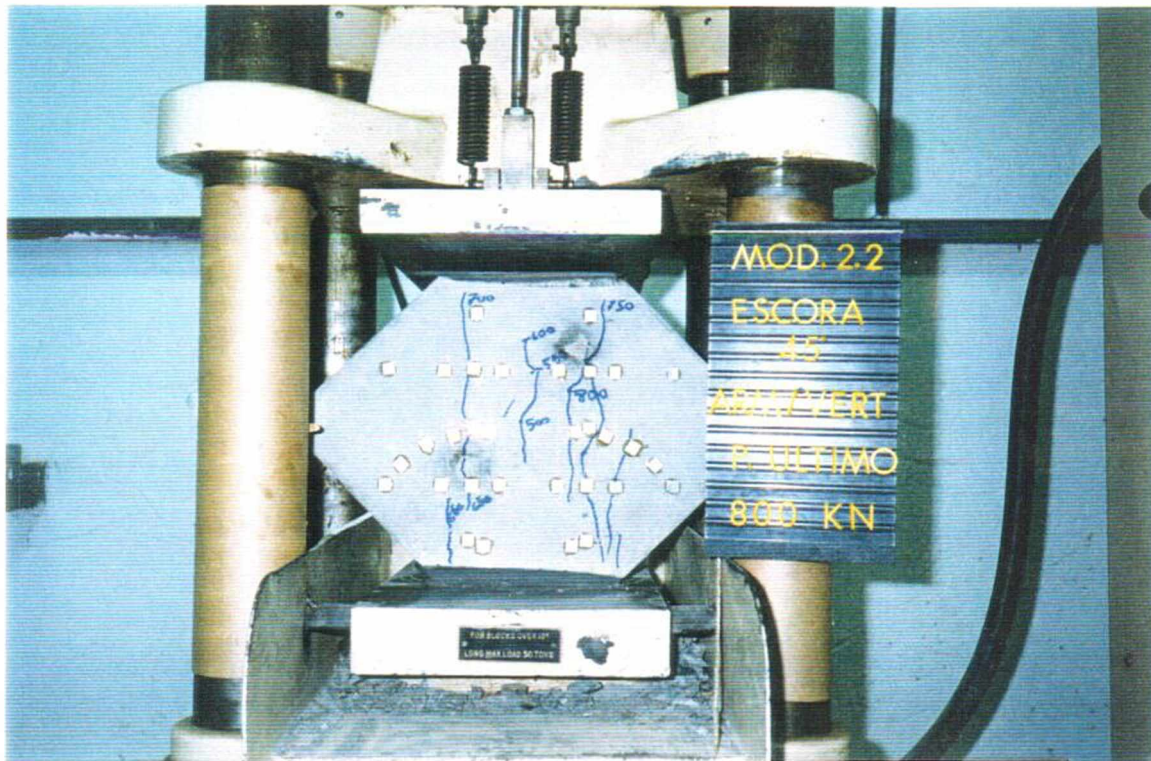


Foto 4.10 - Fissuração do modelo M2.2-AV para a carga última

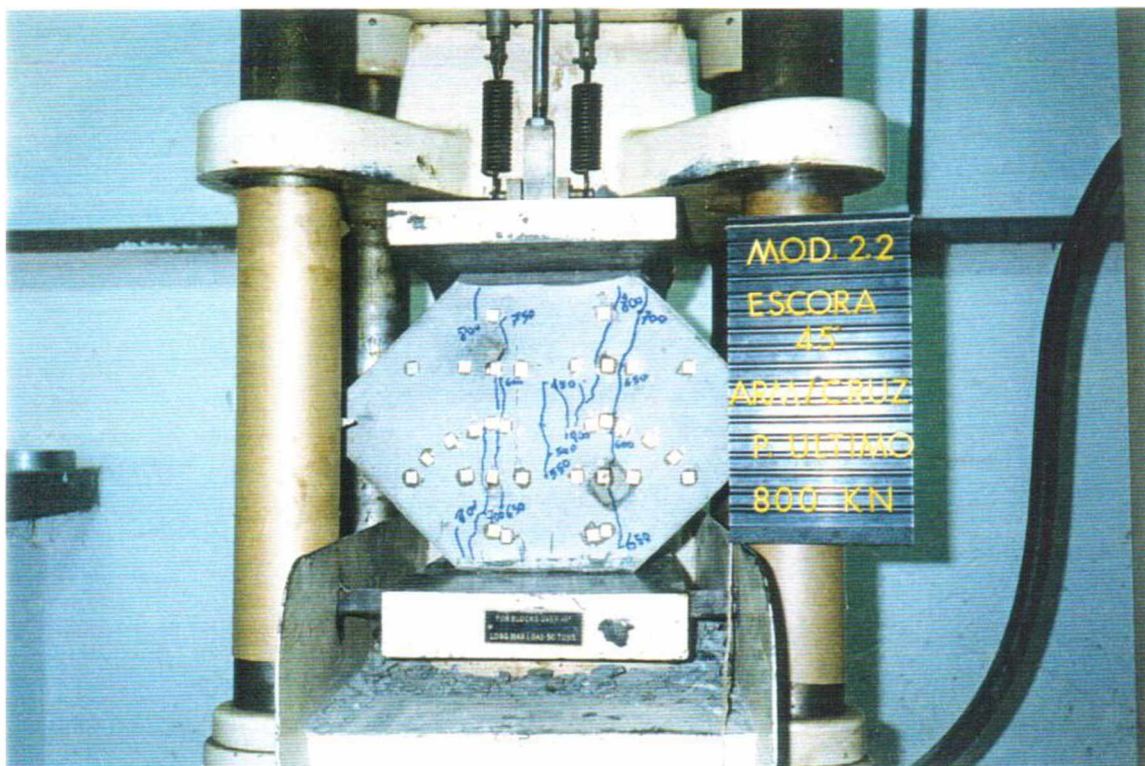


Foto 4.11 - Fissuração do modelo M2.2-AC para a carga última

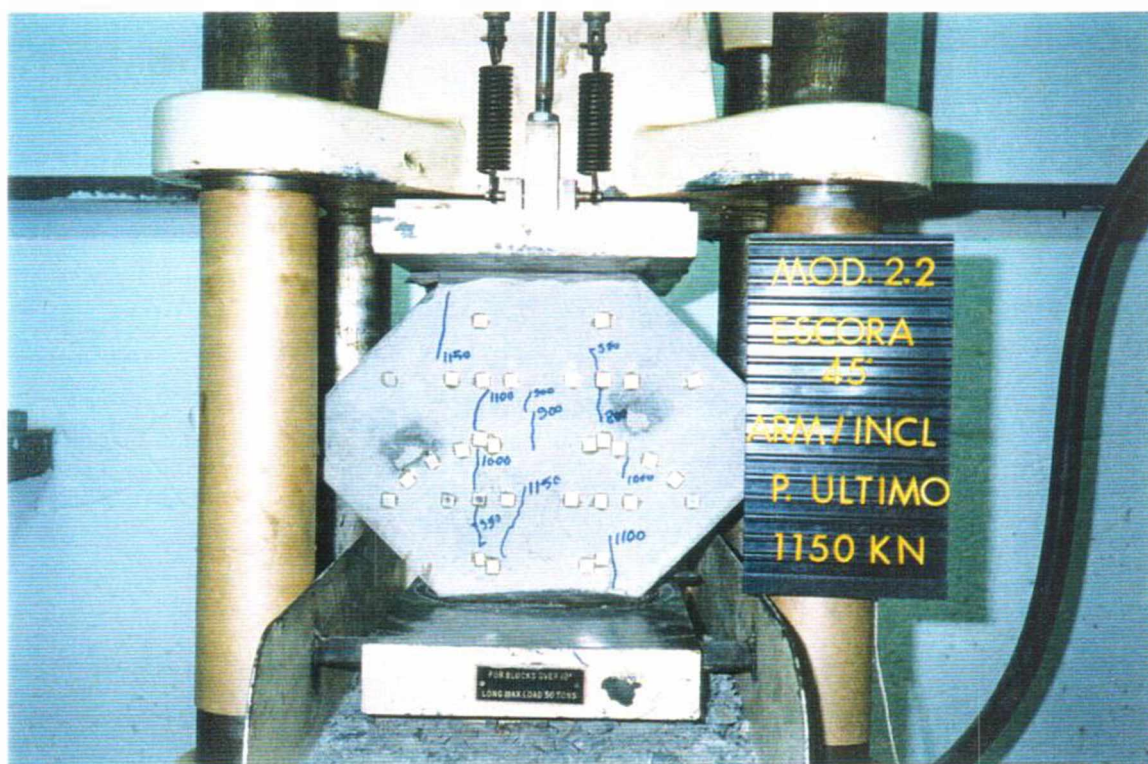


Foto 4.12 - Fissuração do modelo M2.2-AI para a carga última

4.2.1.3 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°

A ruptura de todos os modelos aconteceu por esmagamento do concreto na região localizada abaixo dos pontos de aplicação de carga.

As fotos 4.13 a 4.15 mostram o aspecto da fissuração nos modelos de escoras com ângulo de inclinação de 60° para a carga de ruptura.

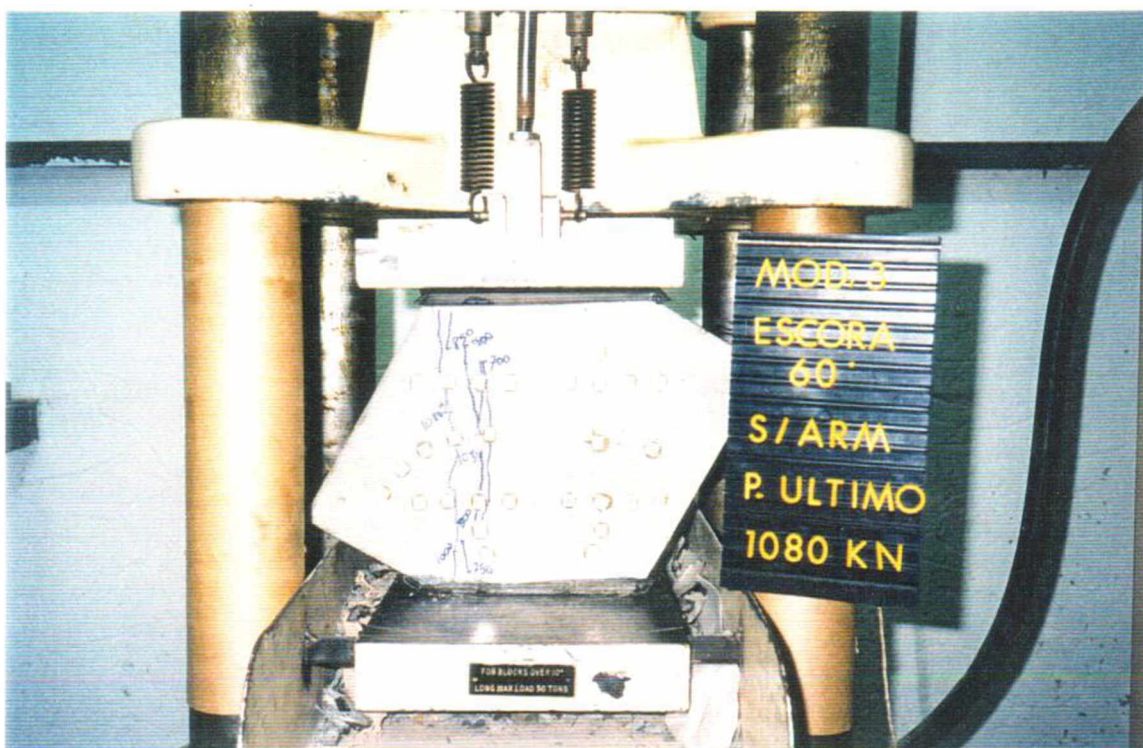


Foto 4.13 - Fissuração do modelo M3-SA para a carga última

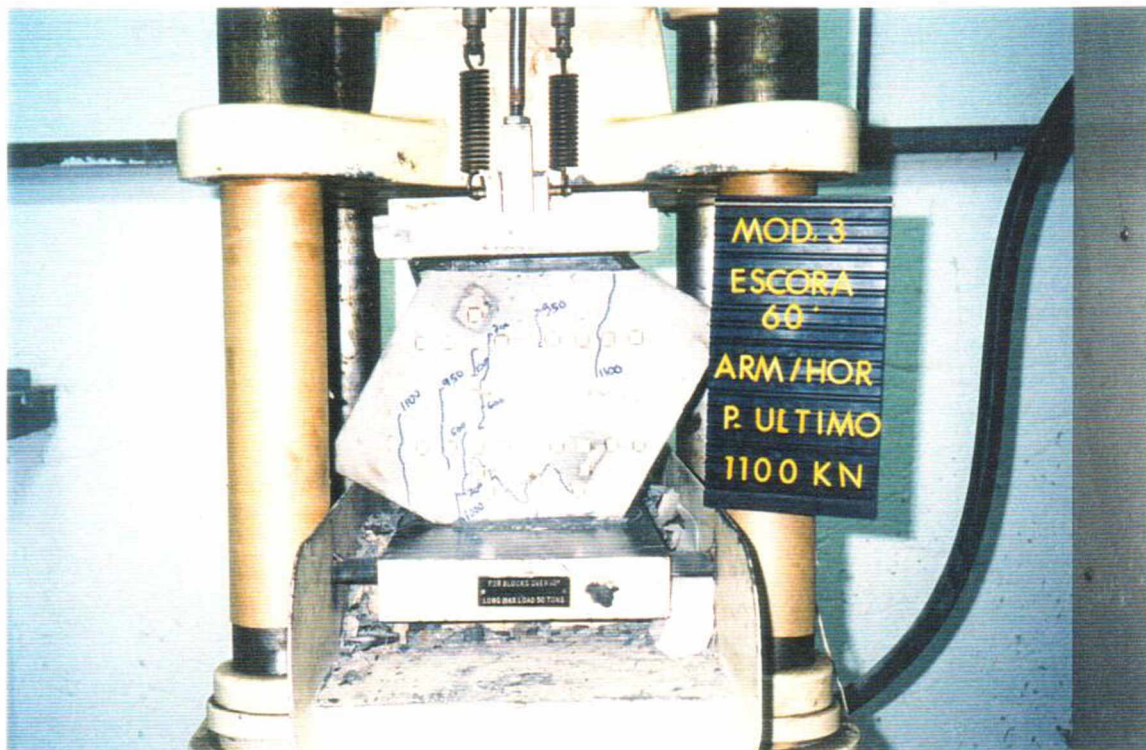


Foto 4.14 - Fissuração do modelo M3-AH para a carga última

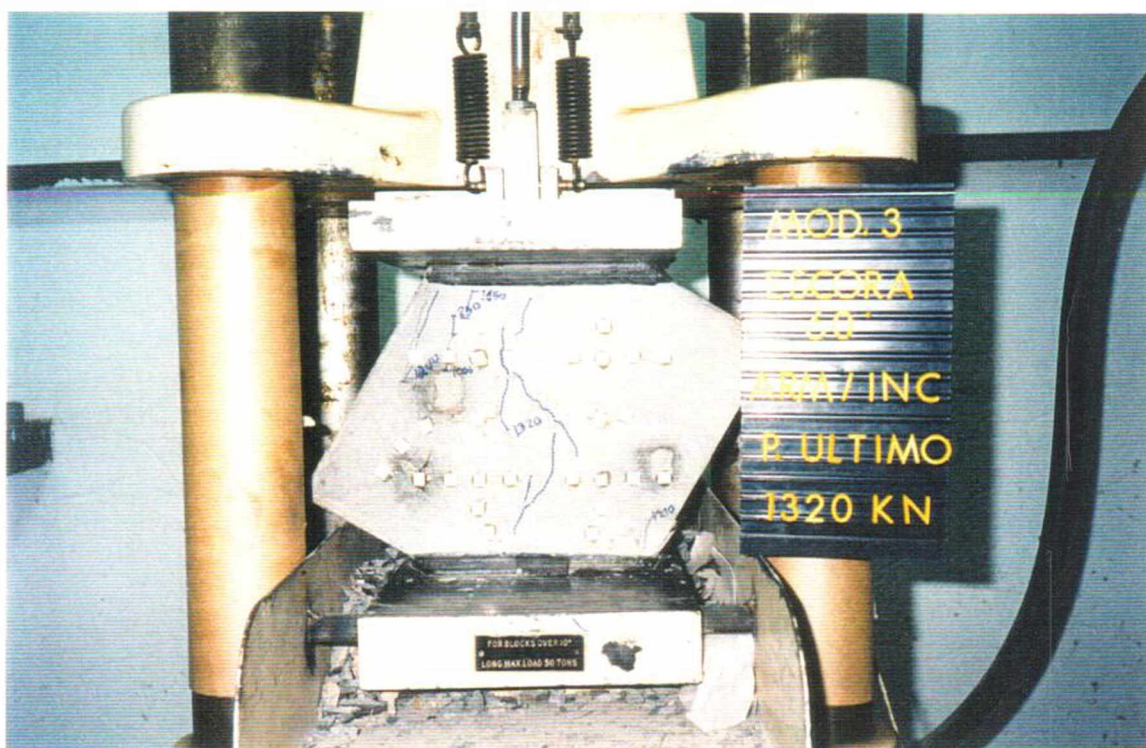


Foto 4.15 - Fissuração do modelo M3-AI para a carga última

4.2.2 - Vigas

A carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura, assim como a carga última de ruptura encontram-se na tabela 4.02.

Tabela 4.02 – Cargas de fissuração diagonal e ruptura

VIGAS	CARGA 1ª FISSURA DIAGONAL (kN)	CARGA ÚLTIMA (kN)
V1	60	78,3
V2	60	103,7
V3	60	195,2
V4	60	208,5
V5	45	78,2

4.2.2.1 - Viga V1

A primeira fissura surgiu no meio do vão para uma carga de 20 kN. Posteriormente houve o aparecimento das primeiras fissuras diagonais, para uma carga de 60 kN, que atingiram metade da altura da viga.

A ruptura aconteceu com a abertura excessiva de uma fissura que partiu do apoio e alcançou a parte superior da viga para uma carga última de 78,3 kN caracterizando uma ruptura por tração diagonal.

A foto 4.16 mostra o aspecto da fissuração da viga V1.



Foto 4.16 - Fissuração da viga V1 para a carga última

4.2.2.2 - Viga V2

A primeira fissura surgiu no meio do vão para uma carga de 20 kN. Posteriormente houve o aparecimento das primeiras fissuras diagonais, para uma carga de 60 kN. Com uma carga de 85 kN apareceu uma fissura que se estendeu do apoio até a parte superior da viga.

A ruptura aconteceu com a abertura excessiva da fissura que partiu do apoio e alcançou a parte superior da viga para uma carga última de 103,7 kN caracterizando uma ruptura por tração diagonal.

A foto 4.17 mostra o aspecto da fissuração da viga V2.



Foto 4.17 - Fissuração da viga V2 para a carga última

4.2.2.3 - Viga V3

A primeira fissura surgiu no meio do vão para uma carga de 30 kN. Posteriormente houve o aparecimento das primeiras fissuras diagonais, para uma carga de 60 kN que se estenderam do apoio até a parte superior da viga.

A ruptura aconteceu através do esmagamento do concreto na região de flexão pura da viga para uma carga última de 195,2 kN, embora a fissura que se estendeu do apoio até a parte superior da viga apresentasse uma abertura de fissura da ordem de 0,8 mm. Pode-se notar também que houve a flambagem da armadura utilizada como porta estribos na região central da viga, o que ajudou para o esmagamento do concreto nesta região.

A foto 4.17 mostra o aspecto da fissuração da viga V3.



Foto 4.18 - Fissuração da viga V3 para a carga última

4.2.2.4 - Viga V4

A primeira fissura surgiu no meio do vão para uma carga de 30 kN. Posteriormente houve o aparecimento das primeiras fissuras diagonais, para uma carga de 60 kN. Com uma carga de 90 kN apareceu uma fissura que se estendeu do apoio até aproximadamente 2/3 da altura da viga.

A ruptura aconteceu através do esmagamento do concreto na região de flexão pura da viga para uma carga última de 208,5 kN, embora a fissura que se estendeu do apoio até a parte superior da viga apresentasse uma abertura de fissura da ordem de 1,0 mm. Pode-se notar também que houve a flambagem da armadura utilizada como porta estribos na região central da viga, o que ajudou para o esmagamento do concreto nesta região.

A foto 4.19 mostra o aspecto da fissuração da viga V4.



Foto 4.19 - Fissuração da viga V4 para a carga última

4.2.2.5 - Viga V5

Na concretagem da viga V5, colocou-se duas chapas metálicas na região comprimida próximo ao ponto aplicação de uma das cargas para tentar eliminar a parcela do esforço cortante resistida pelo concreto nesta região. Infelizmente, no processo de concretagem houve um deslocamento das placas que permitiu a penetração de nata de cimento entre elas, de modo parcial. O ensaio ficou prejudicado por esse fato. No início do ensaio, a viga funcionou como se tivesse uma altura reduzida na seção onde foram colocadas as chapas metálicas, alterando a posição e o desenvolvimento da fissura diagonal principal.

A primeira fissura surgiu no meio do vão para uma carga de 20 kN. Posteriormente houve o aparecimento da primeira fissura diagonal, para uma carga de 45 kN, que atingiu metade da altura da viga. Para uma carga de 75 kN, apareceu uma fissura diagonal que partiu do apoio e atingiu a região superior da viga na extremidade em que não tinham sido colocadas as chapas metálicas.

A ruptura aconteceu com a abertura excessiva de uma fissura que partiu do apoio e alcançou a região logo abaixo das chapas metálicas e em seguida subiu até a base das chapas, dividindo a viga em duas partes, para uma carga última de 78,2kN. Após esta ruptura, tentou-se reaplicar o carregamento, atingindo-se um valor de 30,8 kN.

A foto 4.16 mostra o aspecto da fissuração da viga V5.



Foto 4.20 - Fissuração da viga V5 para a carga última

4.3 – EVOLUÇÃO DAS ABERTURAS DAS FISSURAS

4.3.1 - Modelos de escoras

As tabelas 4.03 a 4.05 mostram a evolução das aberturas das fissuras em função do carregamento aplicado.

Tabela 4.03 - Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 30°

MODELOS	CARGAS (kN)										
	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	85
M1-SA (mm)				0,1	0,2	0,5					
M1-AH (mm)	0,1	0,4	0,5	0,6							
M1-AV (mm)						0,05	0,1	0,1	0,3	0,3	
M1-AC (mm)		0,05	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4				
M1-AI (mm)				0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,2	0,3	

Tabela 4.04 - Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 45°

MODELOS	CARGAS (kN)										
	40	45	50	55	60	65	70	75	90	95	100
M2.1-SA (mm)	0,05	0,05	0,1	0,2	0,3						
M2.1-AV (mm)	0,05	0,05	0,1	0,1	0,2	0,2	0,3				
(*) M2.1-AC (mm)	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4						
M2.1-AI (mm)							0,05	0,1	0,1	0,1	0,2
M2.2-AV (mm)				0,05	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4		
M2.2-AC (mm)				0,05	0,1	0,2	0,2	0,3			
M2.2-AI (mm)									0,05	0,1	0,2

(*) Modelo com superfície de carregamento irregular

Tabela 4.05 - Evolução das aberturas das fissuras em função da carga aplicada para as escoras com ângulo de inclinação igual a 60°

MODELOS	CARGAS (kN)										
	70	75	80	85	90	95	100	105	110	120	125
M3-SA (mm)	0,05	0,05	0,05	0,1	0,2	0,4	0,5				
M3-AH (mm)	0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4			
M3-AI (mm)									0,05	0,05	0,05

4.3.2 - Vigas

A tabela 4.06 mostra a evolução das aberturas das fissuras em função do carregamento aplicado nas vigas, a fim de estabelecer uma comparação.

Tabela 4.06 - Evolução das aberturas das fissuras nas vigas em função da carga aplicada

VIGAS	CARGAS (kN)											
	5,0	6,5	7,0	7,5	8,0	9,0	10,5	14,0	16,0	18,0	19,0	20,0
V1 (mm)	Não foram feitas medidas											
V2 (mm)		0,1	0,4	0,8	1,0	1,3						
V3 (mm)					0,05	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7		
V4 (mm)			0,1			0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9
V5 (mm)	0,2	0,5	0,6	1,0								

4.4 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS VIGAS

A figura 4.01 mostra o gráfico carga x flecha das vigas ensaiadas.

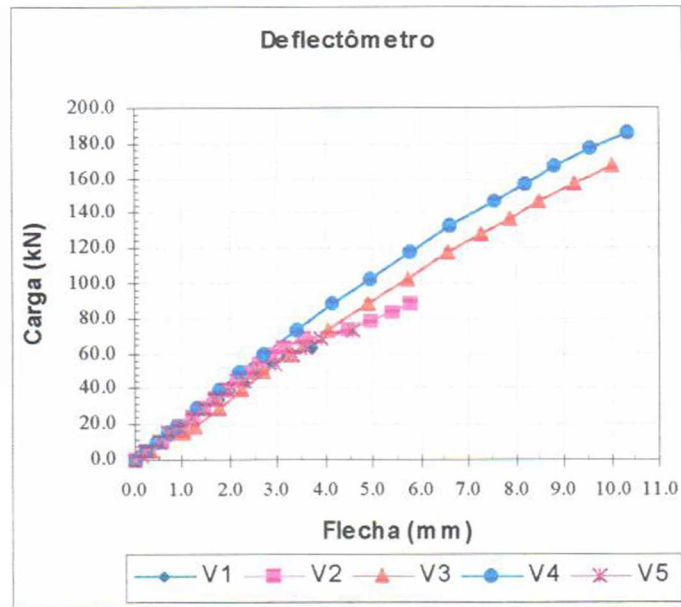
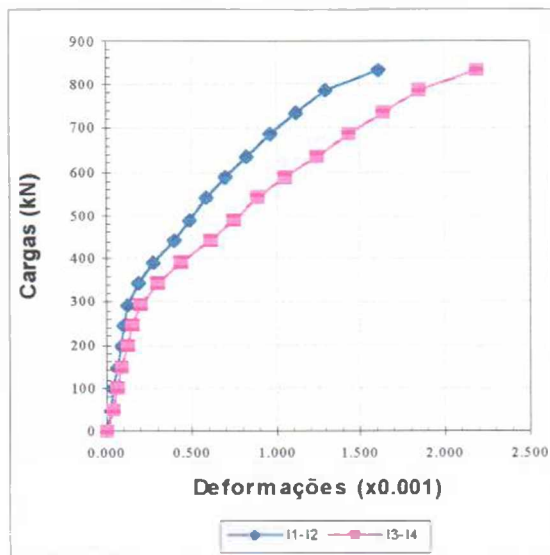


Figura 4.01 – Gráfico carga x flecha das vigas

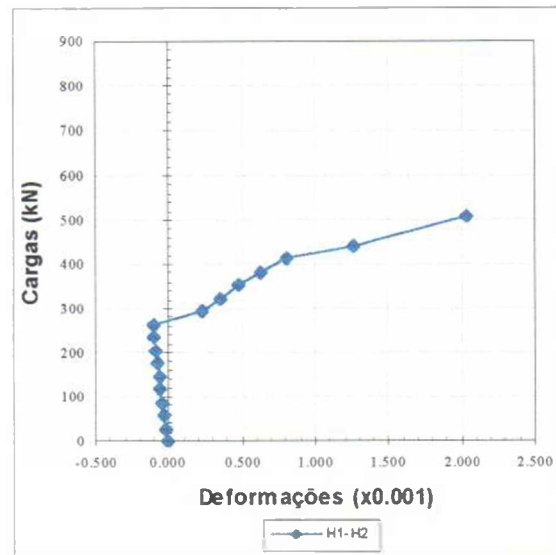
4.5 – DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS

4.5.1 – Modelos de escoras

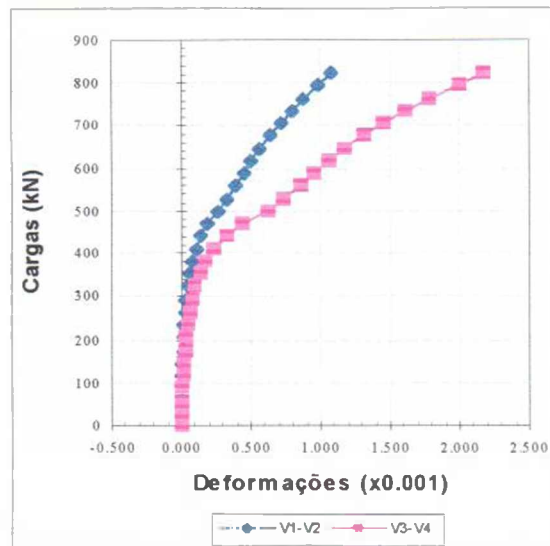
As figuras 4.02 a 4.05 mostram as deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras.



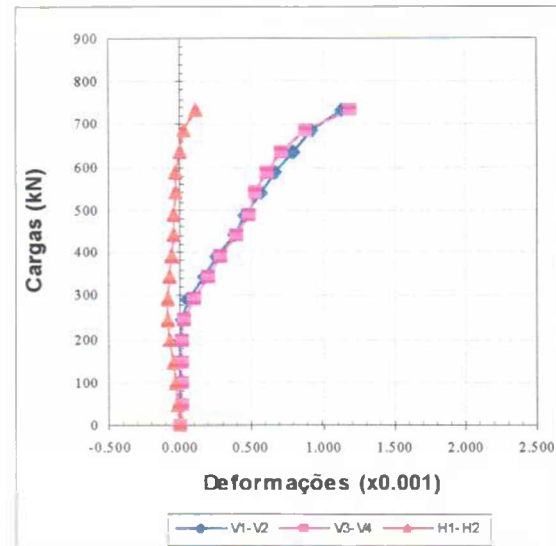
a) Armadura inclinada (M1-AI)



b) Armadura horizontal (M1-AH)

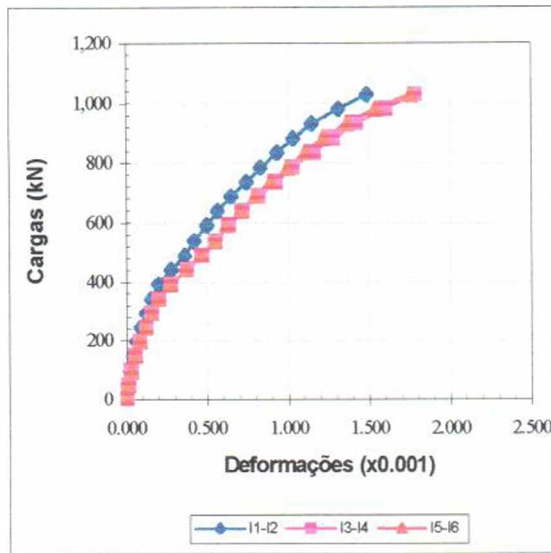


c) Armadura vertical (M1-AV)

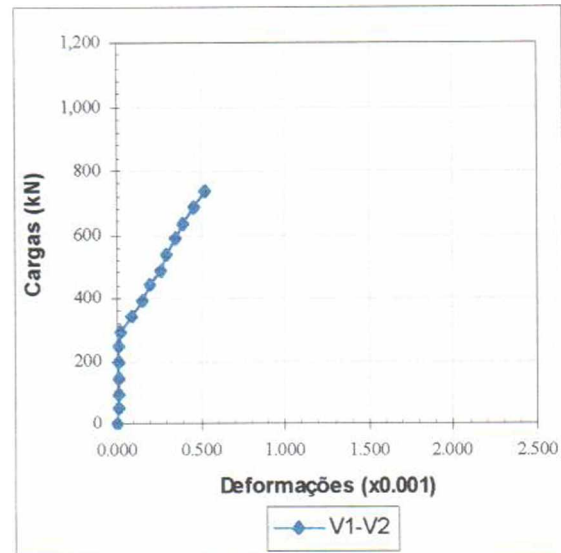


d) Armadura cruzada (M1-AC)

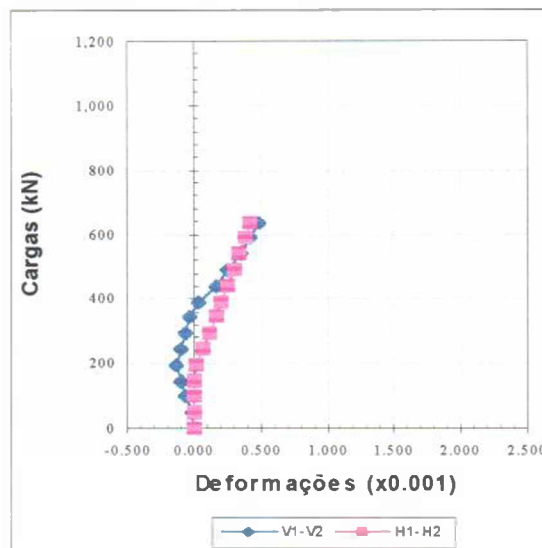
Figura 4.02 – Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$ (ver figura 3.17)



a) Armadura inclinada (M2.1-A1)

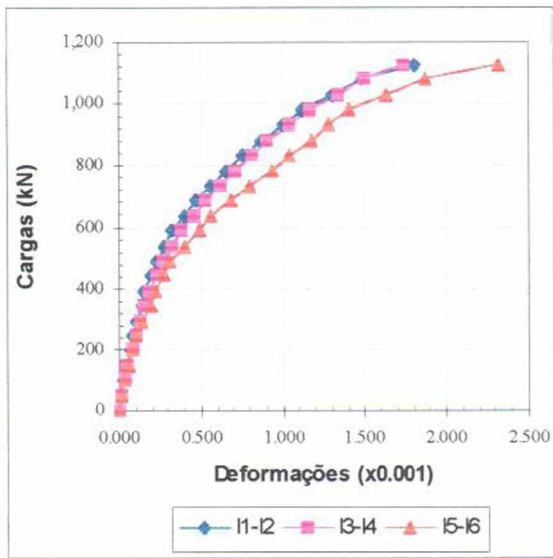


b) Armadura vertical (M2.1-AV)

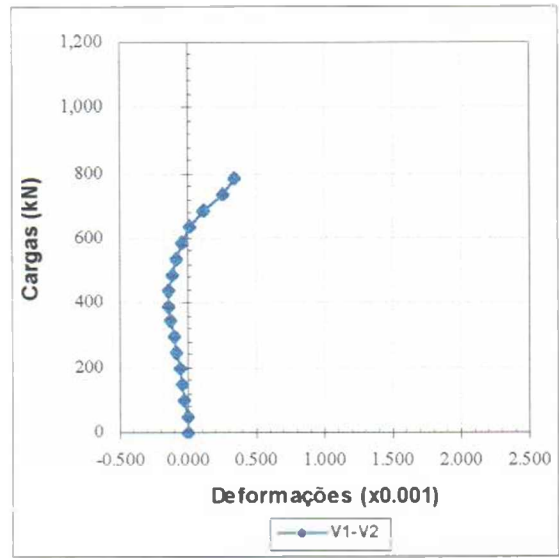


c) Armadura cruzada (M2.1-AC)
(Superfície de carregamento irregular)

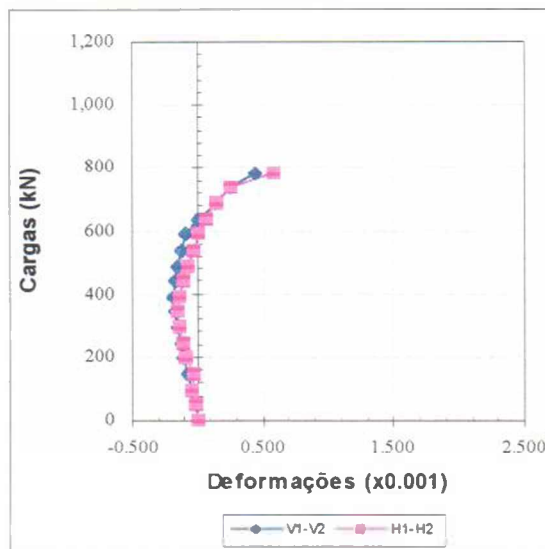
Figura 4.03 – Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$ (ver figura 3.18)



a) Armadura inclinada (M2.2-AI)

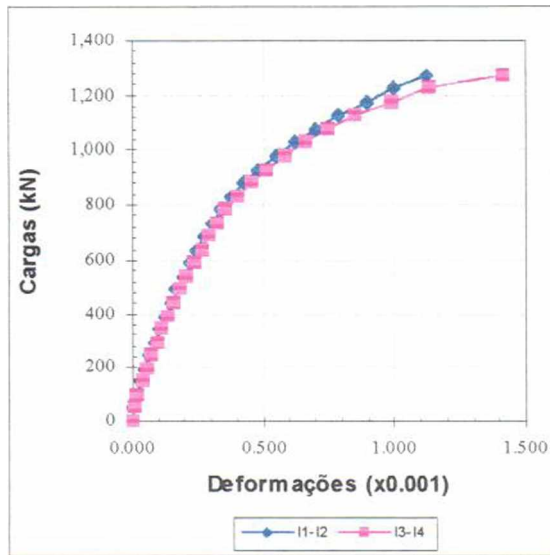


b) Armadura vertical (M2.2-AV)

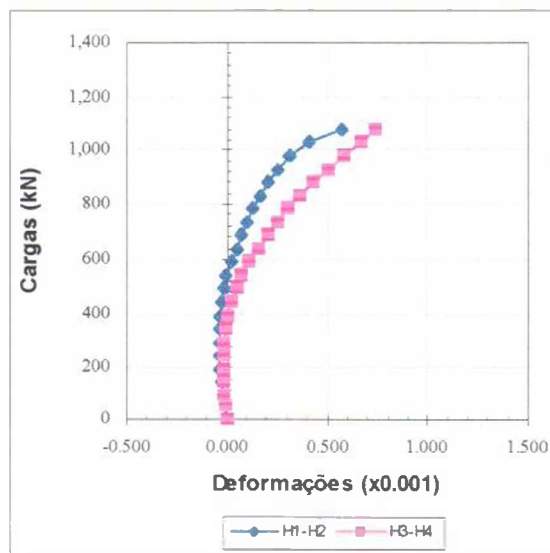


c) Armadura cruzada (M2.2-AC)

Figura 4.04 – Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$ (ver figura 3.19)



a) Armadura inclinada (M3-AI)



b) Armadura horizontal (M3-AH)

Figura 4.05 – Deformações medidas nas armaduras dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$ (ver figura 3.20)

4.5.2 – Vigas

As figuras 4.06 a 4.10 mostram as deformações medidas nas armaduras das vigas.

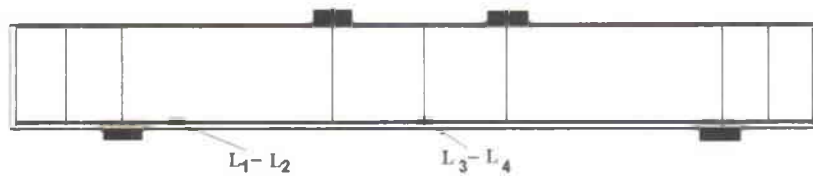
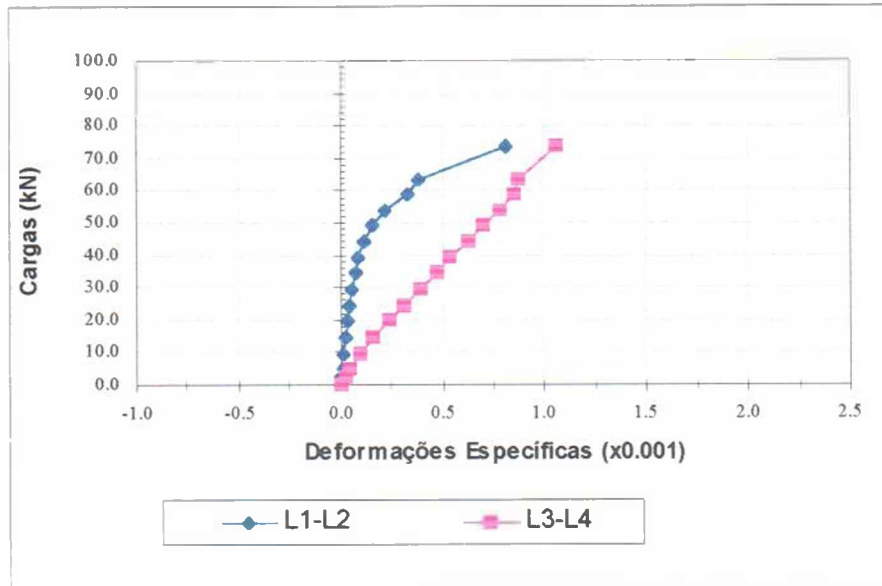


Figura 4.06 - Deformações medidas nas armaduras da viga V1

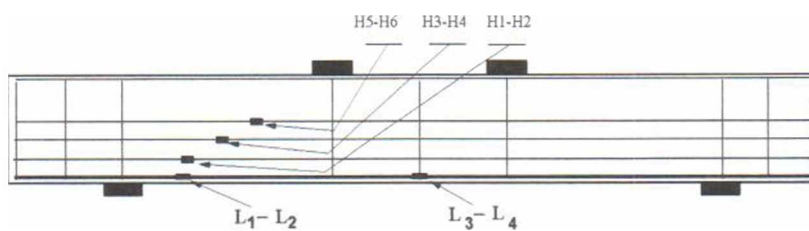
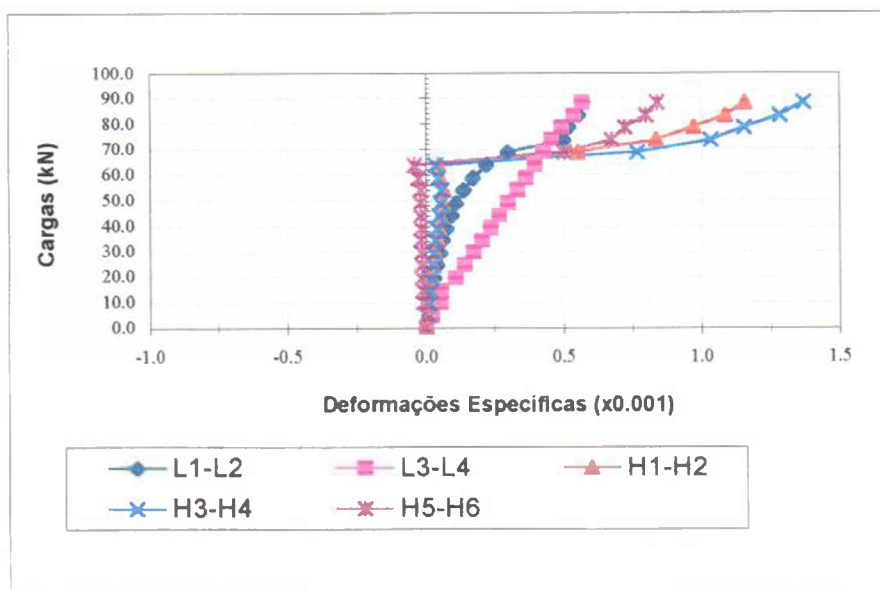


Figura 4.07 - Deformações medidas nas armaduras da viga V2

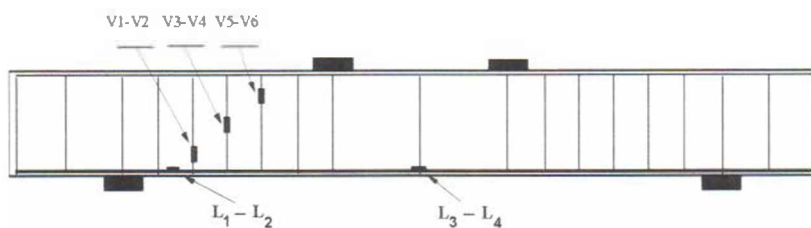
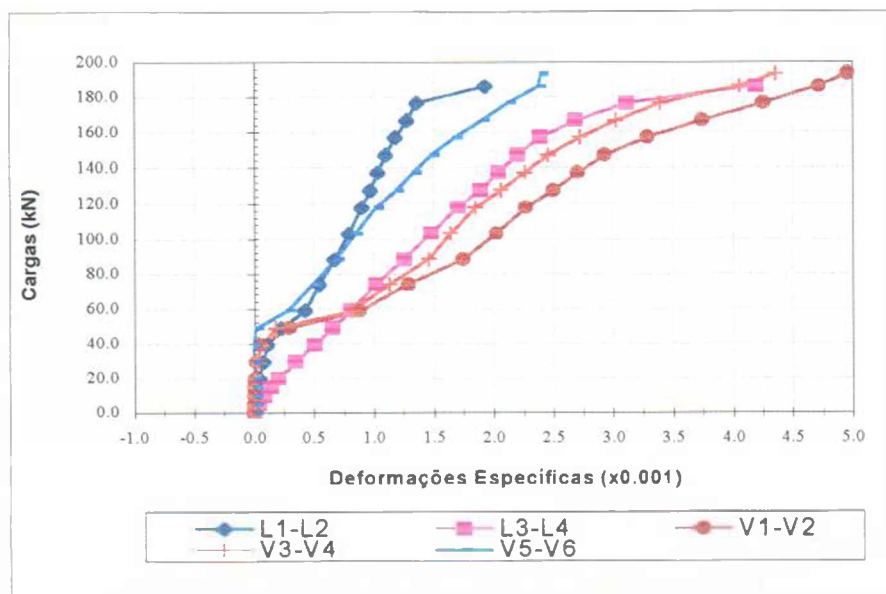


Figura 4.08 - Deformações medidas nas armaduras da viga V3

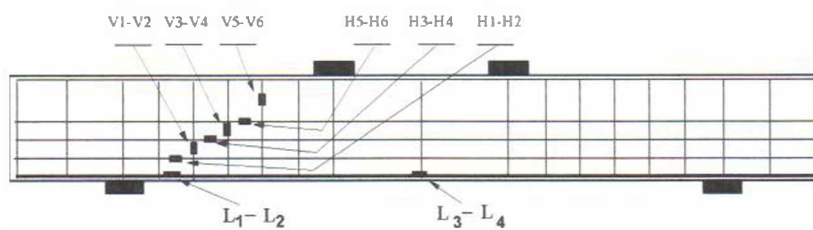
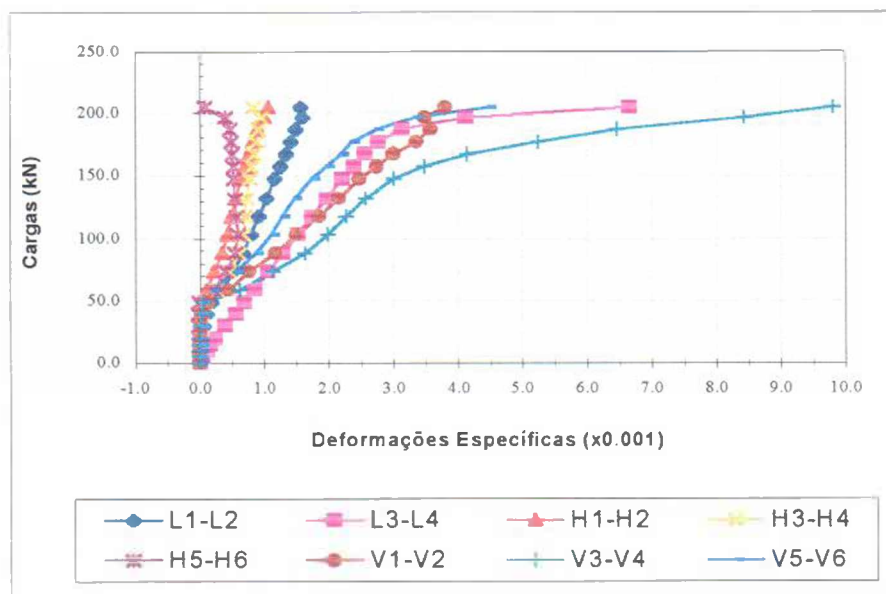


Figura 4.09 - Deformações medidas nas armaduras da viga V4

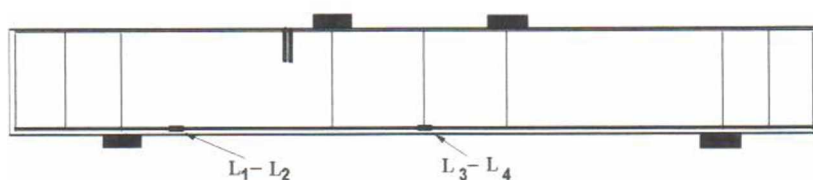
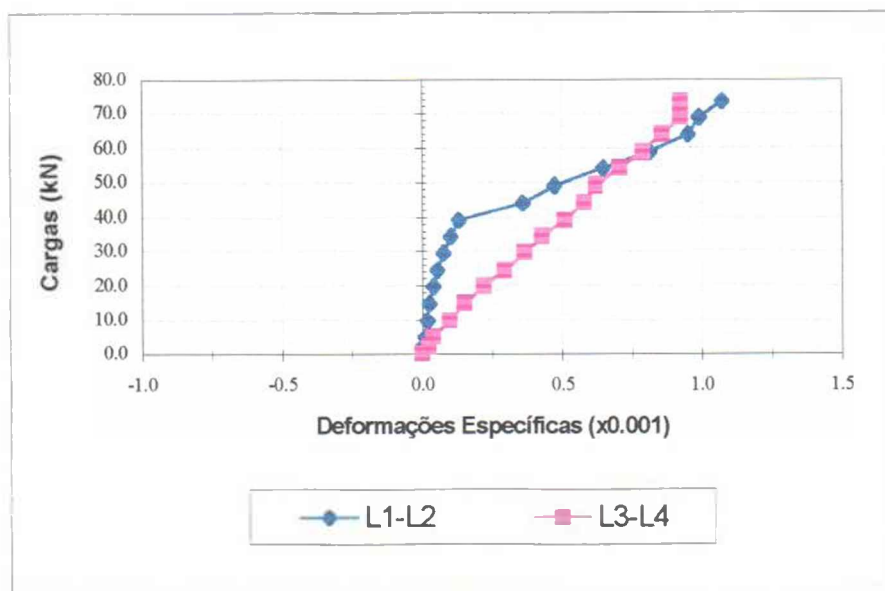


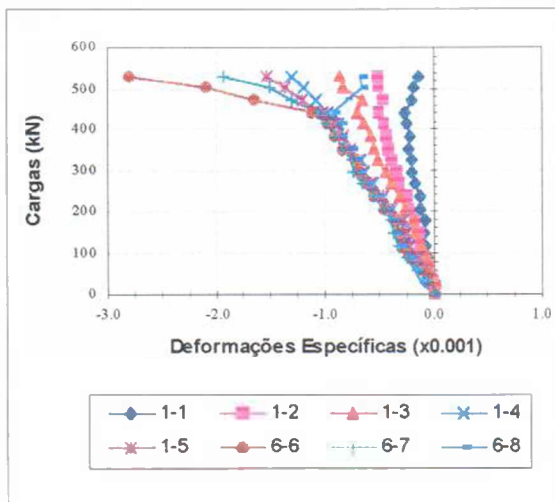
Figura 4.10 - Deformações medidas nas armaduras da viga V5

4.6 – DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

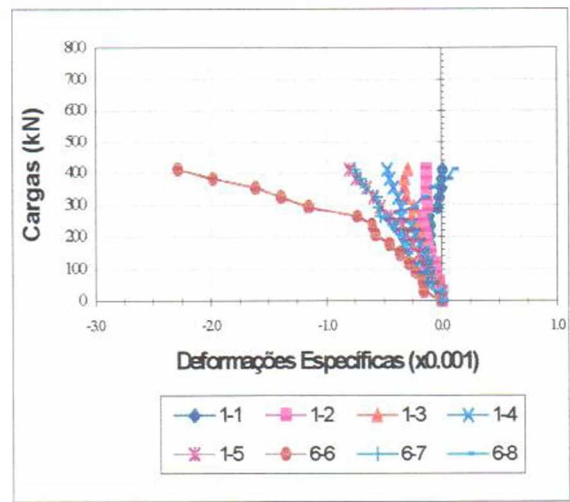
4.6.1 – Modelos de escoras

Nos modelos de escoras procurou-se, com a instrumentação das deformações no concreto, obter três tipos de leitura: um para determinar o ângulo de abertura da escora, um para determinar a compressão à meia altura do modelo de escora e um para determinar a tração ao longo da altura do modelo de escora.

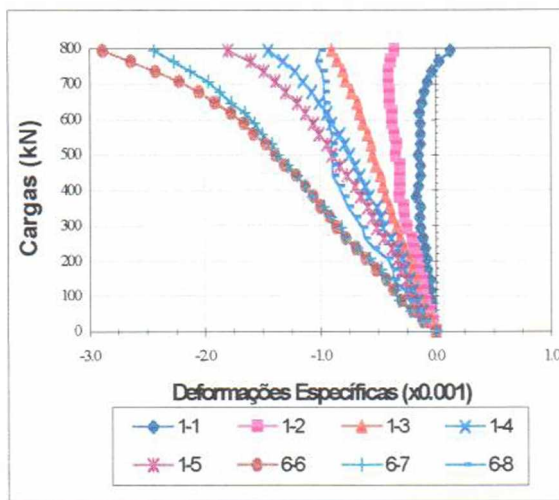
As figuras 4.11 a 4.14 mostram o gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras, as figuras 4.15 a 4.18 mostram o gráfico carga x deformação da compressão à meia altura do modelo de escora e as figuras 4.19 a 4.22 mostram o gráfico carga x deformação da tração ao longo da altura do modelo de escora.



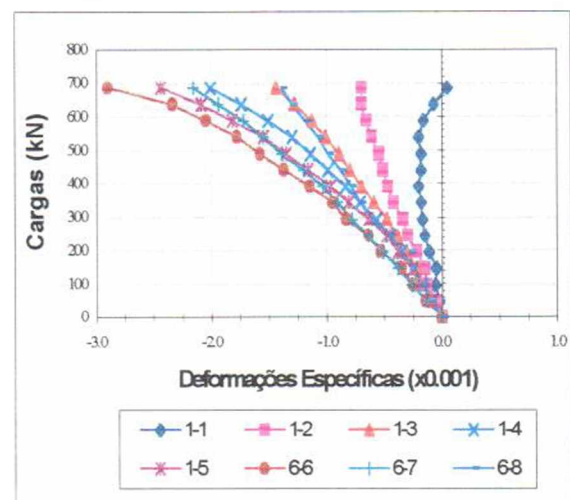
a) Sem armadura (M1-SA)



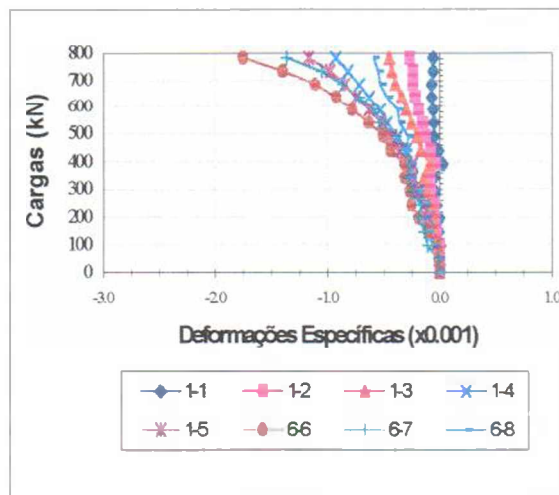
b) Armadura horizontal (M1-AH)



c) Armadura vertical (M1-AV)



d) Armadura cruzada (M1-AC)



d) Armadura inclinada (M1-AI)

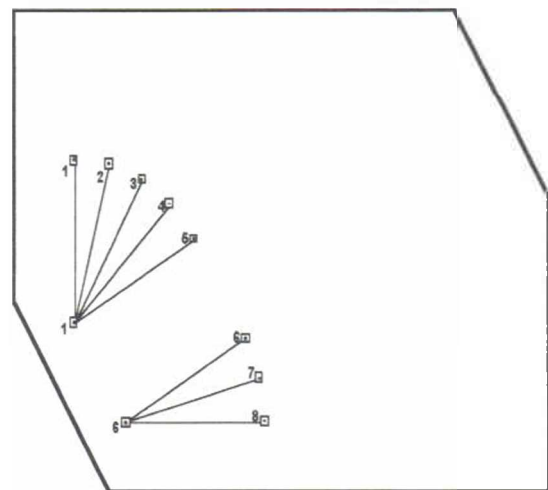
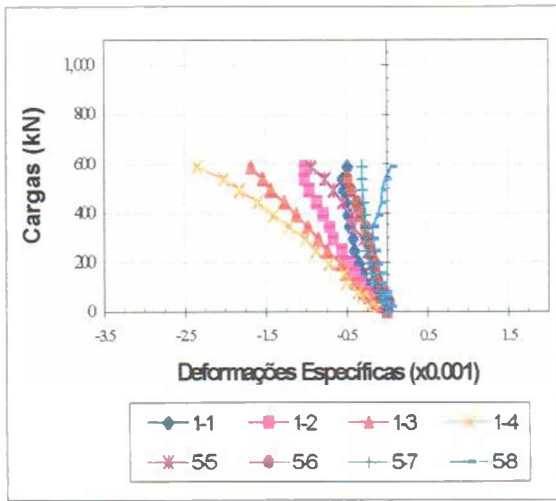
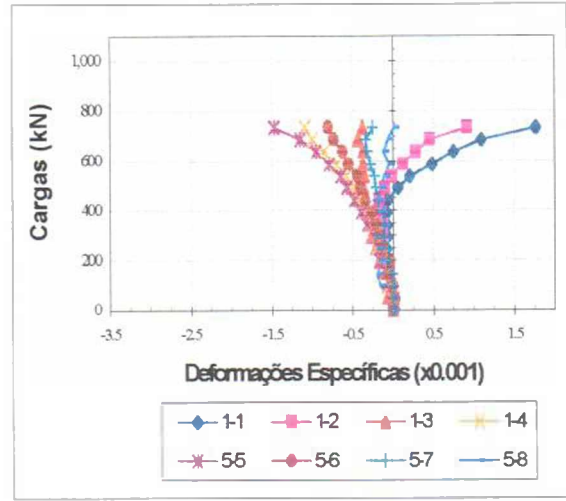


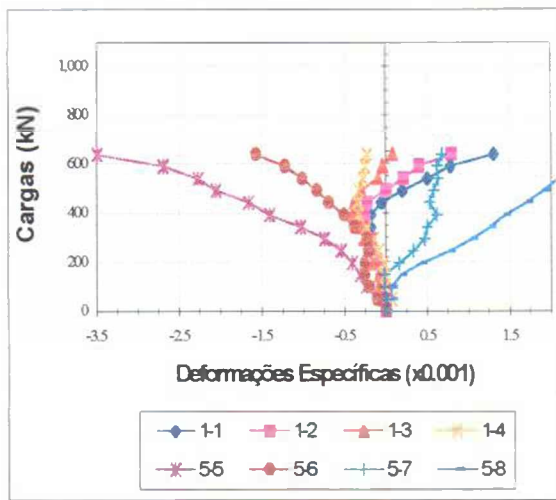
Figura 4.11 – Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$



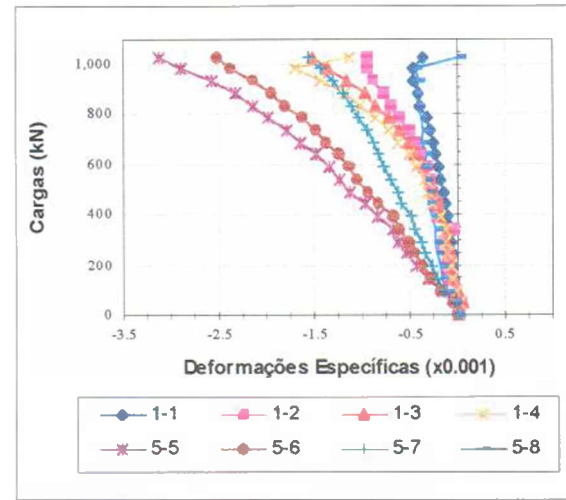
a) Sem armadura (M2.1-SA)



b) Armadura vertical (M2.1-AV)



c) Armadura cruzada (M2.1-AC)



d) Armadura inclinada (M2.1-AI)

(Superfície de carregamento irregular)

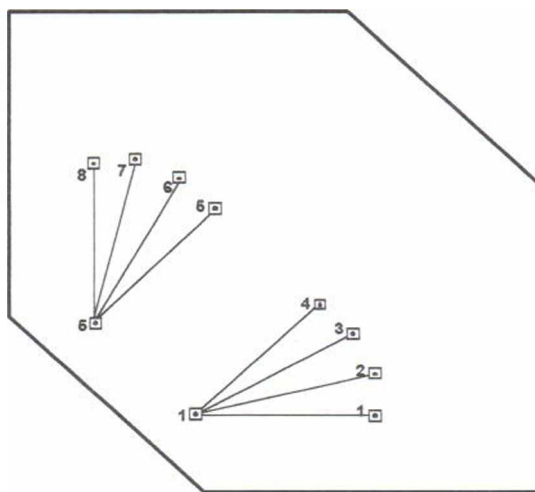
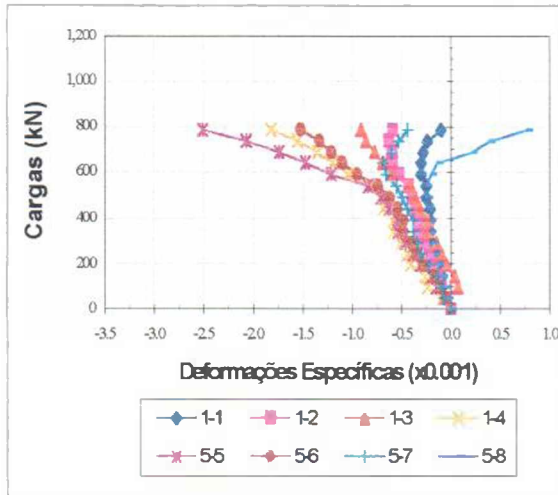
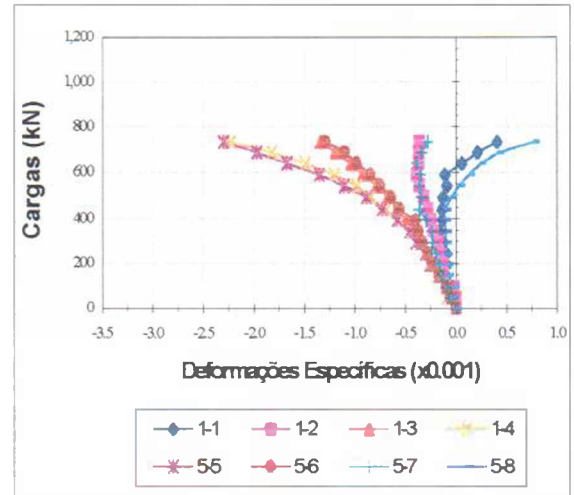


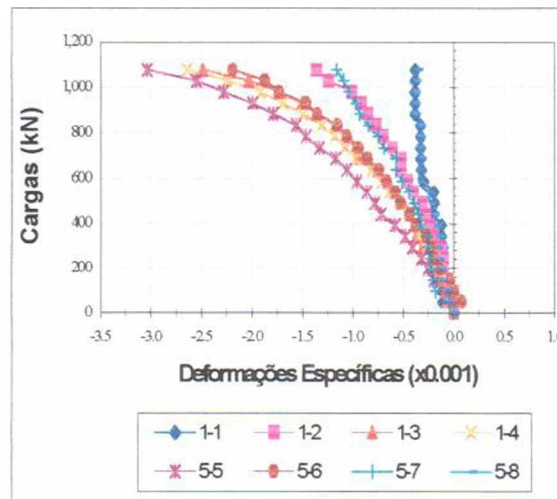
Figura 4.12 – Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$



a) Armadura vertical (M2.2-AV)



b) Armadura cruzada (M2.2-AC)



c) Armadura inclinada (M2.2-AI)

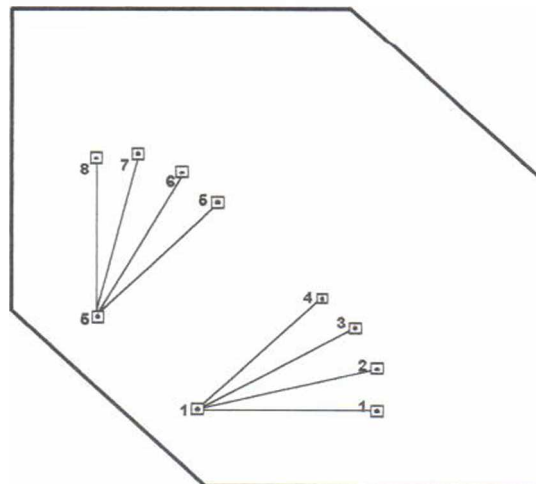
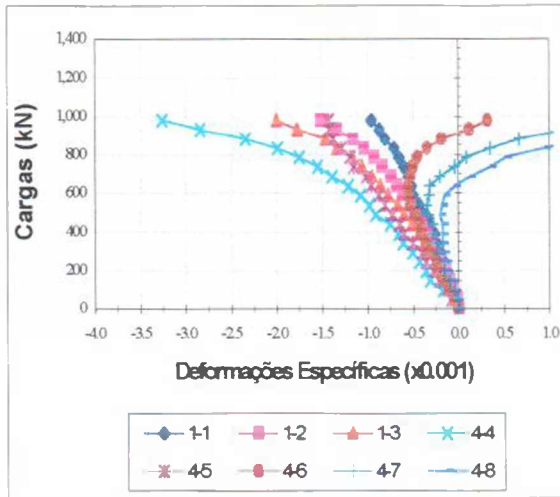
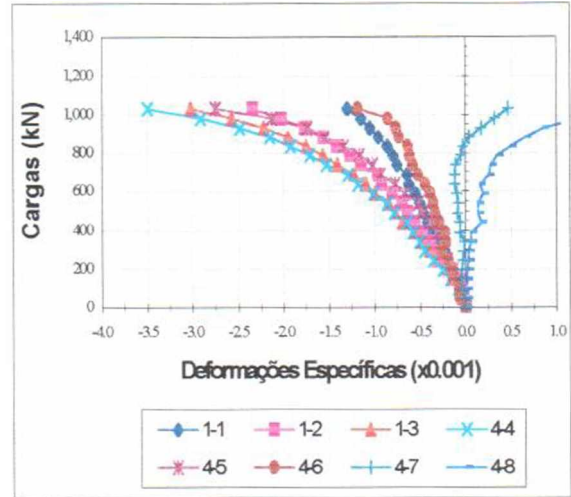


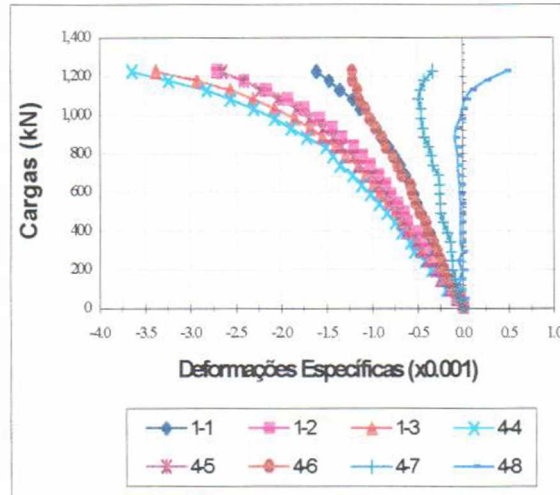
Figura 4.13 – Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



a) Sem armadura (M3-SA)



b) Armadura horizontal (M3-AH)



d) Armadura inclinada (M3-AI)

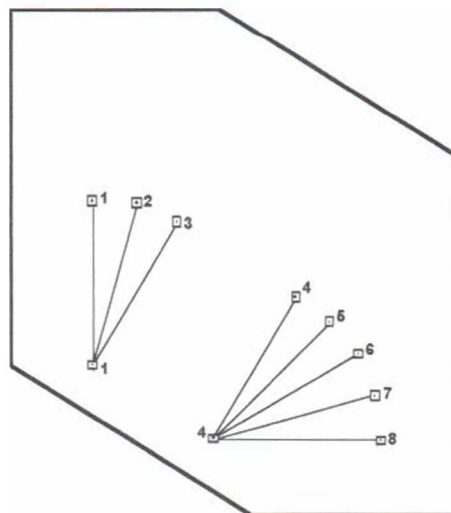
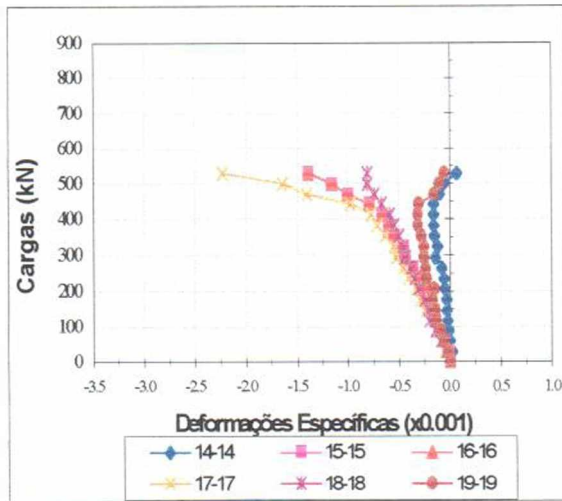
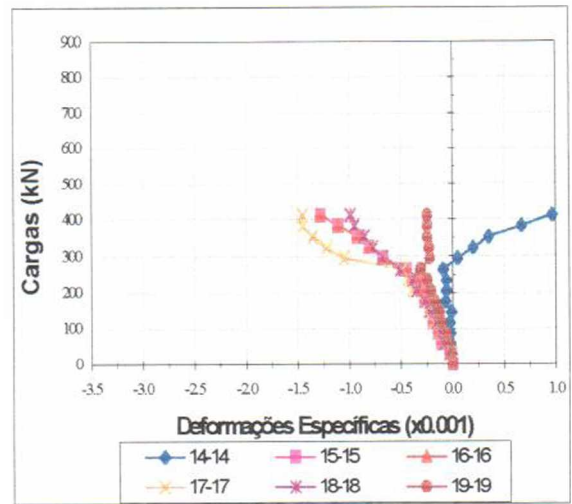


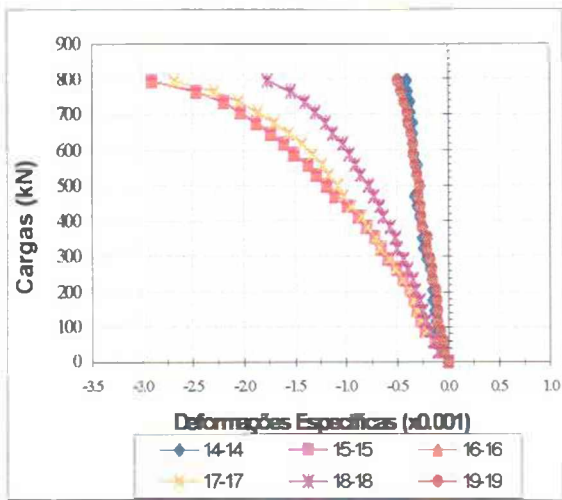
Figura 4.14 – Gráfico carga x deformação nos leques dos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



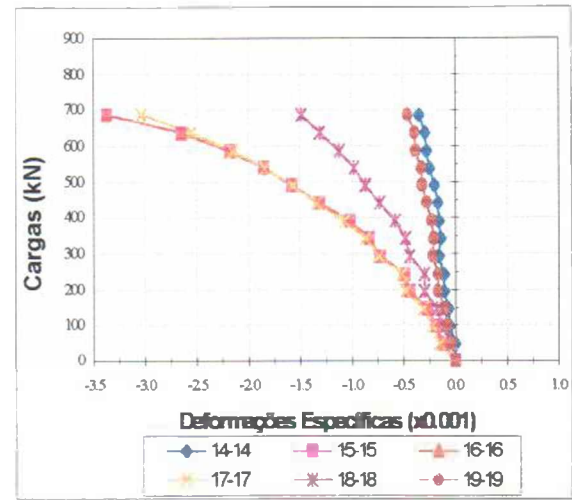
a) Sem armadura (M1-SA)



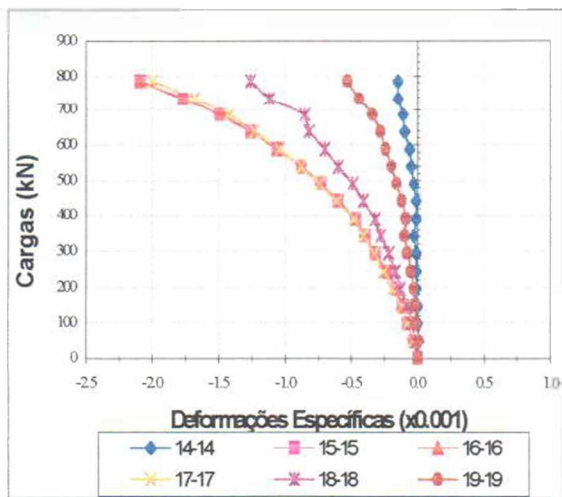
b) Armadura horizontal (M1-AH)



c) Armadura vertical (M1-AV)



d) Armadura cruzada (M1-AC)



d) Armadura inclinada (M1-AI)

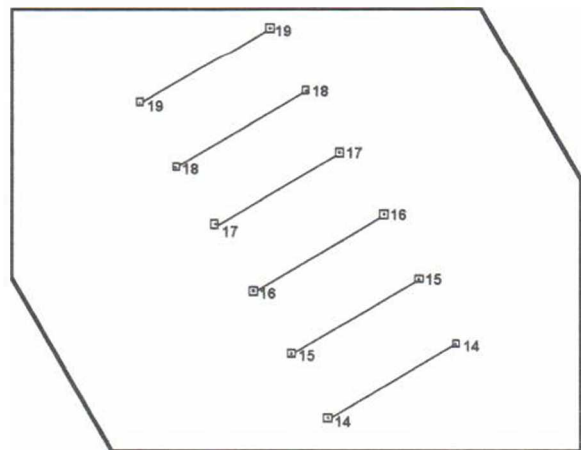
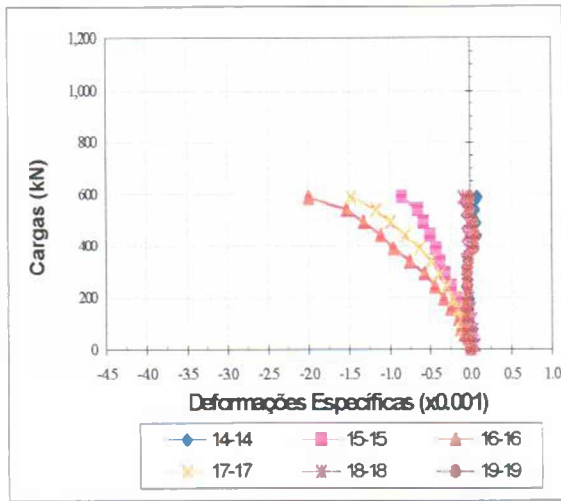
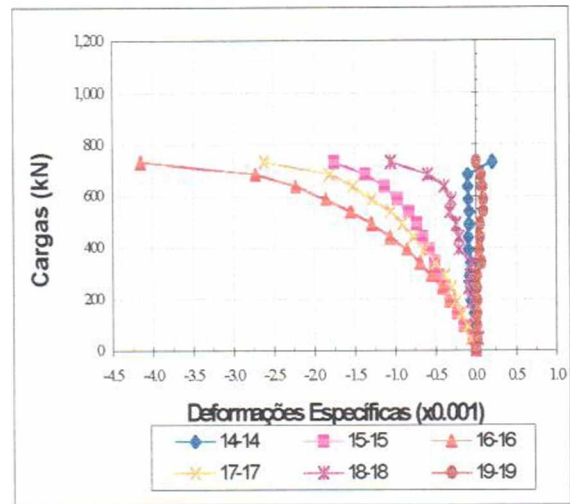


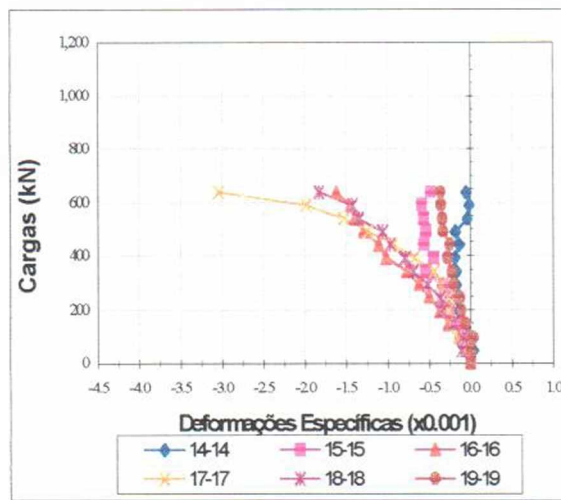
Figura 4.15 – Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$



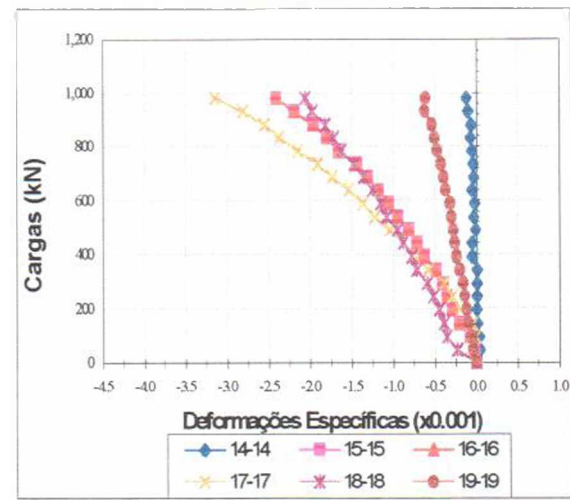
a) Sem armadura (M2.1-SA)



b) Armadura vertical (M2.1-AV)



c) Armadura cruzada (M2.1-AC)



d) Armadura inclinada (M2.1-AI)

(Superfície de carregamento irregular)

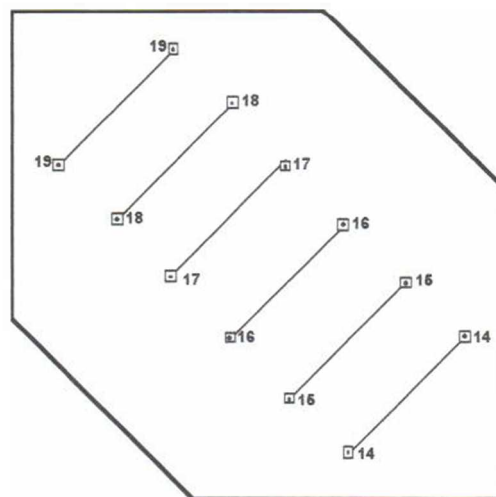
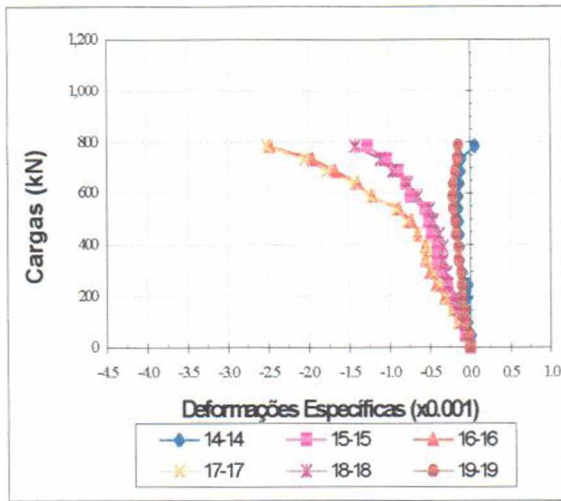
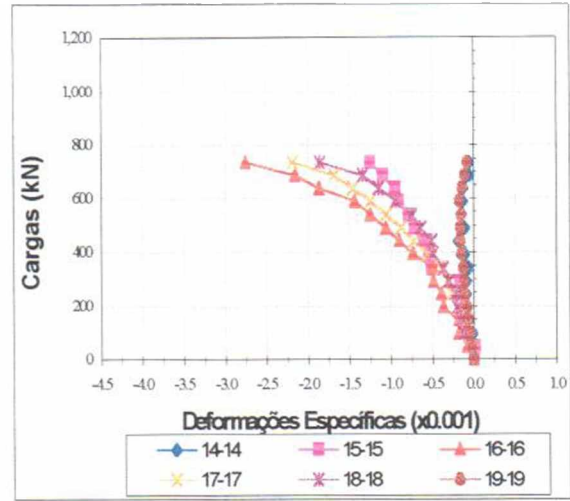


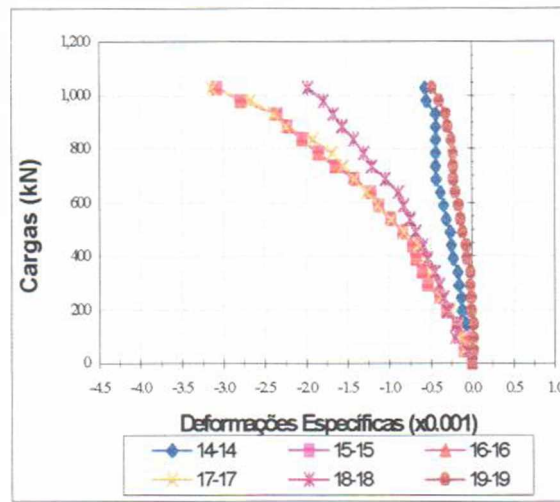
Figura 4.16 – Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$



a) Armadura vertical (M2.2-AV)



b) Armadura cruzada (M2.2-AC)



c) Armadura inclinada (M2.2-AI)

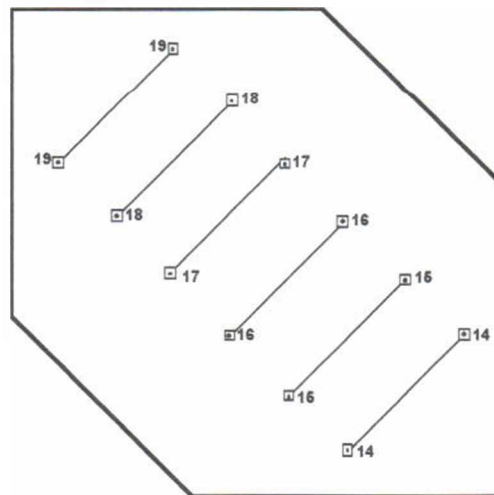
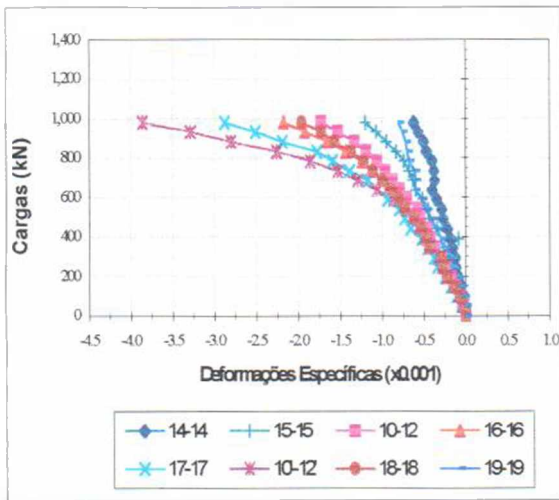
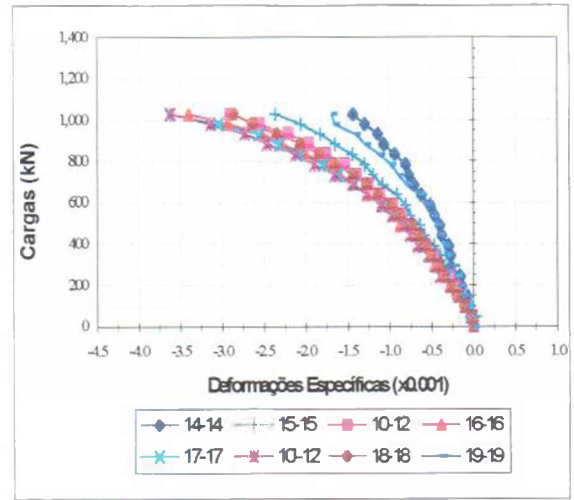


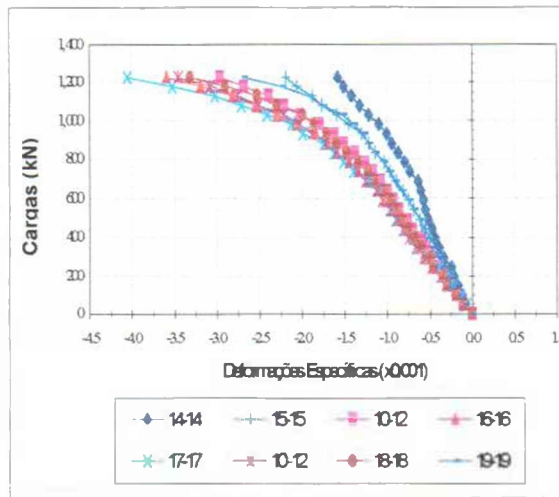
Figura 4.17 – Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



a) Sem armadura (M3-SA)



b) Armadura horizontal (M3-AH)



d) Armadura inclinada (M3-AI)

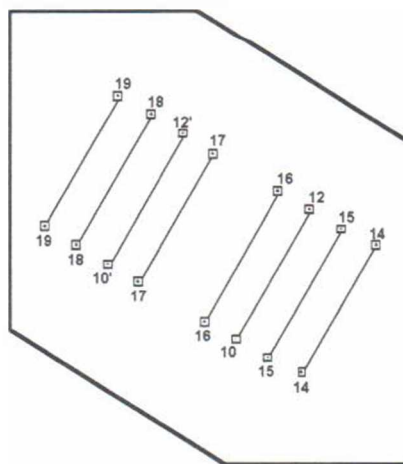
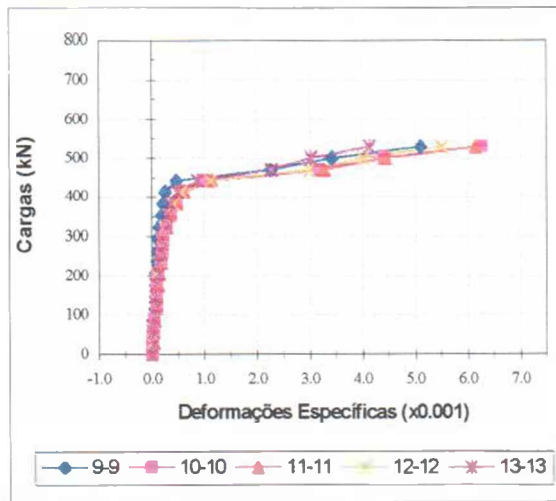
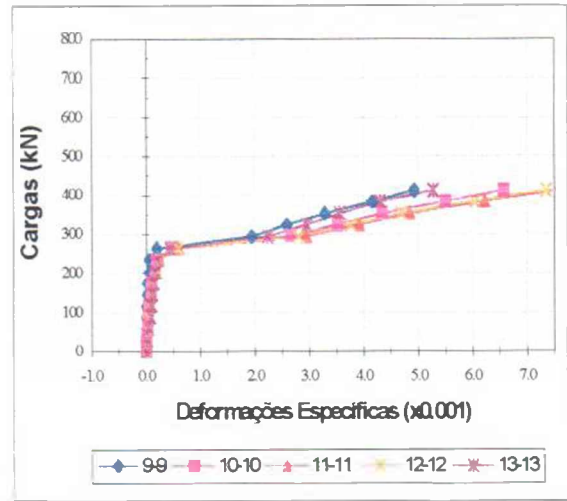


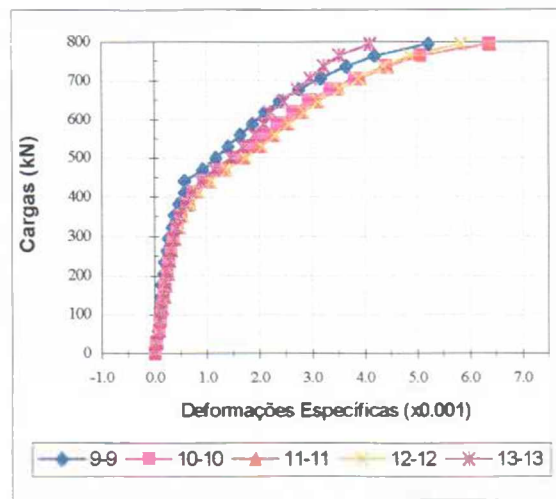
Figura 4.18 – Gráfico carga x deformação na direção da escora nos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



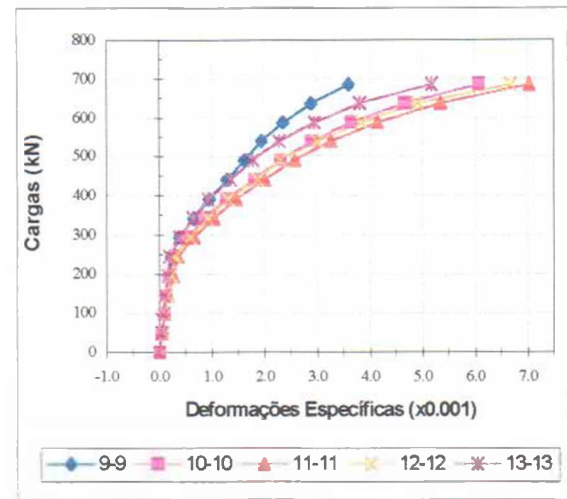
a) Sem armadura (M1-SA)



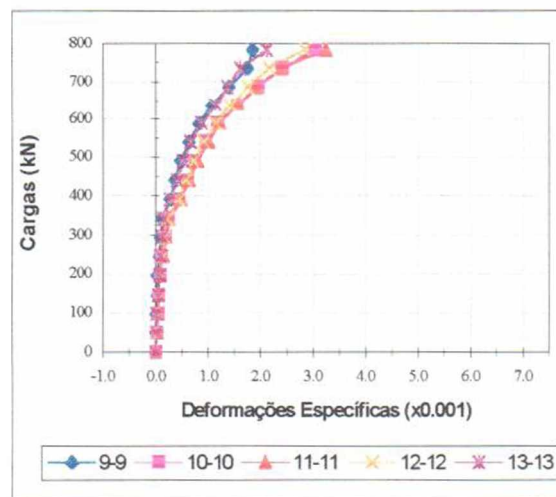
b) Armadura horizontal (M1-AH)



c) Armadura vertical (M1-AV)



d) Armadura cruzada (M1-AC)



d) Armadura inclinada (M1-AI)

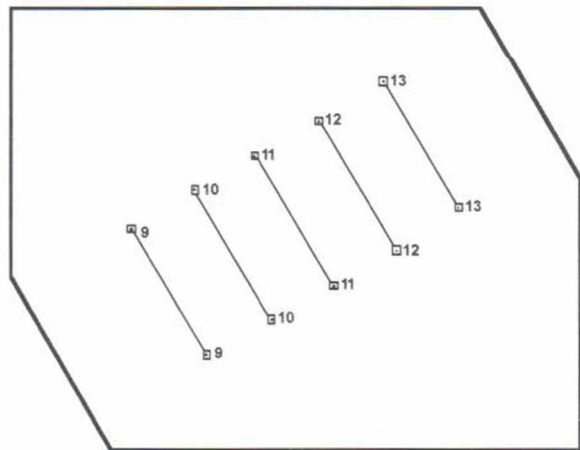
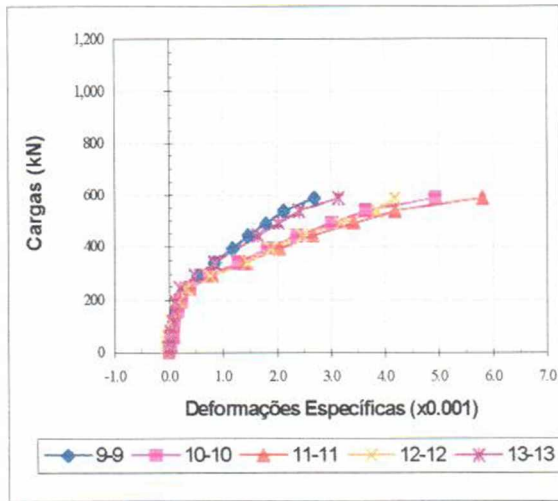
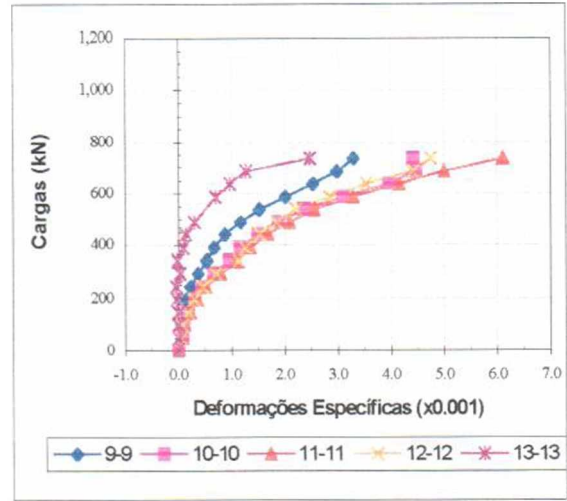


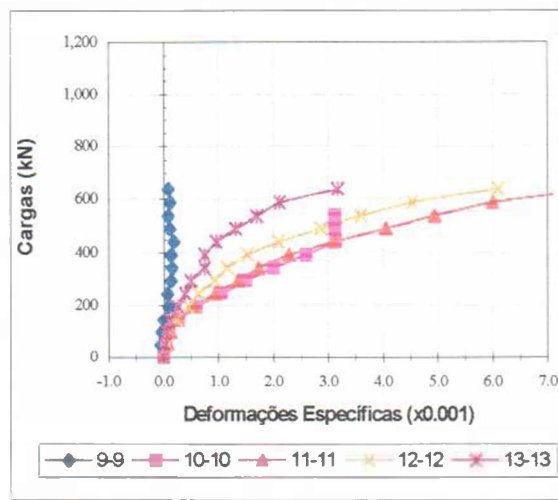
Figura 4.19 – Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 30^\circ$



a) Sem armadura (M2.1-SA)

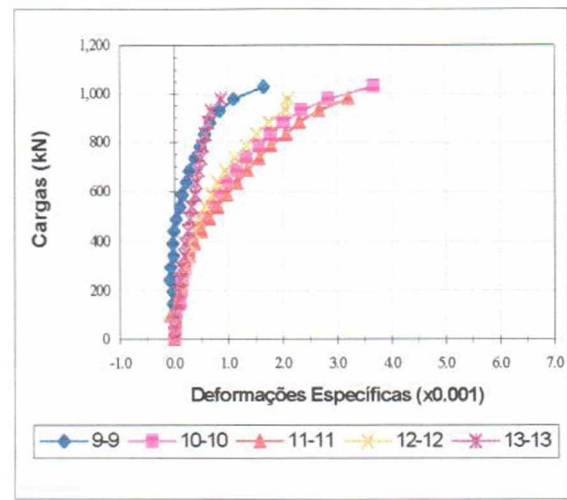


b) Armadura vertical (M2.1-AV)



c) Armadura cruzada (M2.1-AC)

(Superfície de carregamento irregular)



d) Armadura inclinada (M2.1-AI)

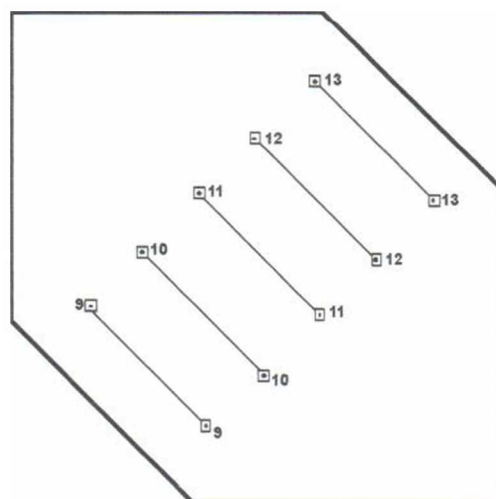
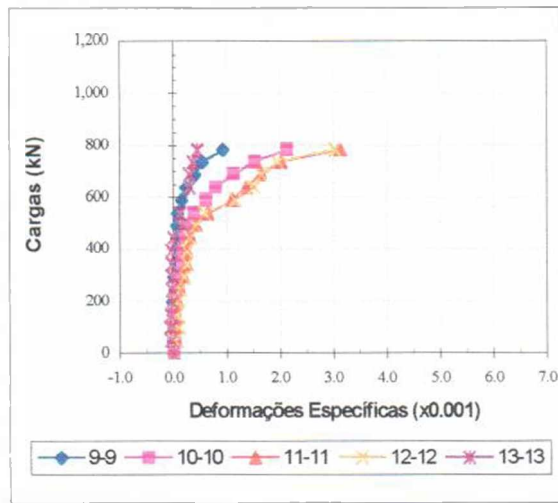
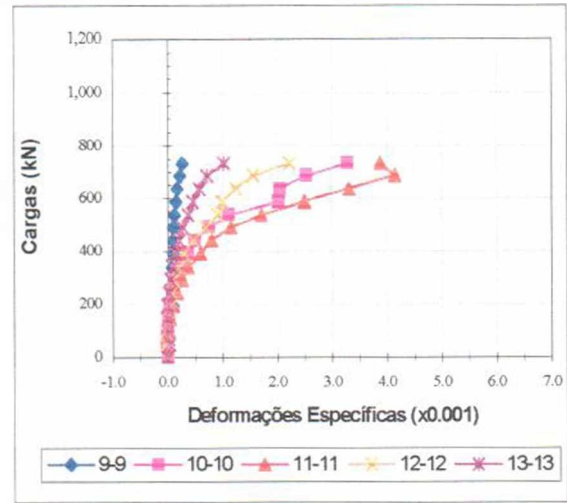


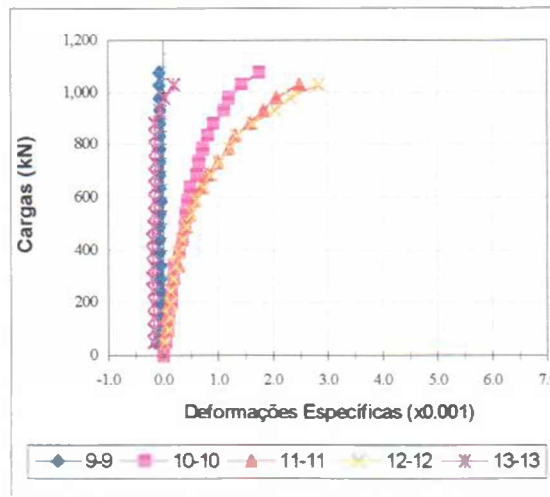
Figura 4.20 – Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = \alpha = 45^\circ$



a) Armadura vertical (M2.2-AV)



b) Armadura cruzada (M2.2-AC)



c) Armadura inclinada (M2.2-AI)

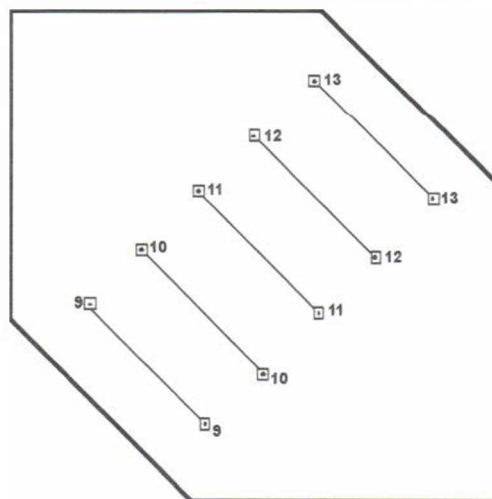
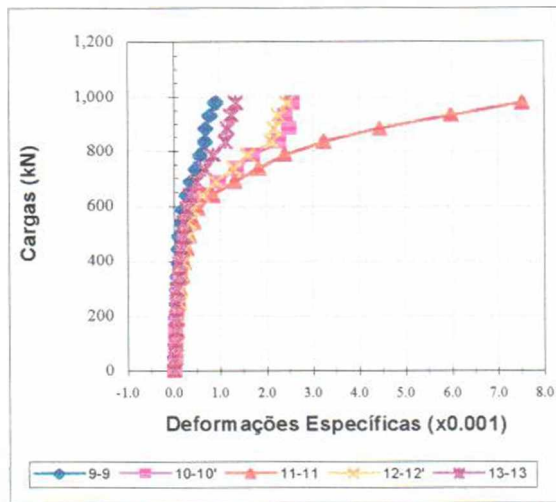
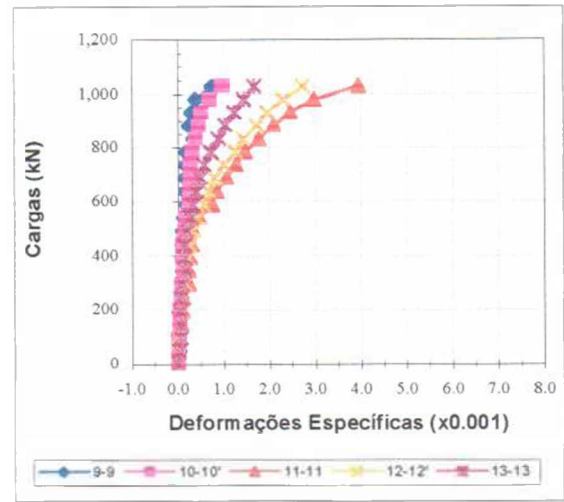


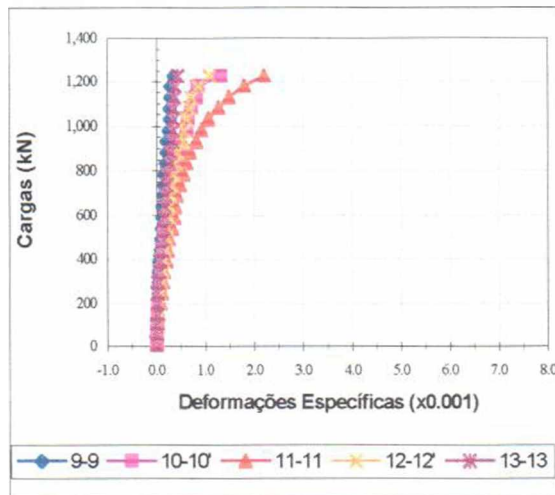
Figura 4.21 – Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$



a) Sem armadura (M3-SA)



b) Armadura horizontal (M3-AH)



d) Armadura inclinada (M3-AI)

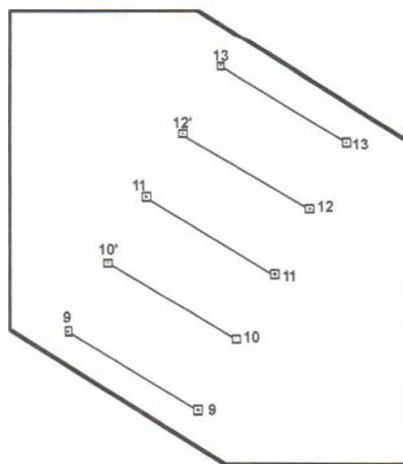


Figura 4.22 – Gráfico carga x deformação ao longo da altura da escora nos modelos de escoras com $\theta = 60^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$

4.6 2 – Vigas

As deformações específicas na superfície do concreto foram medidas em pontos simétricos em relação ao centro da viga.

A figura 4.23 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte.

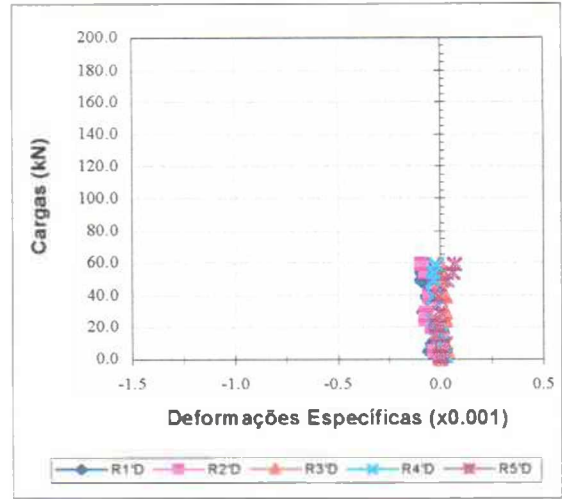
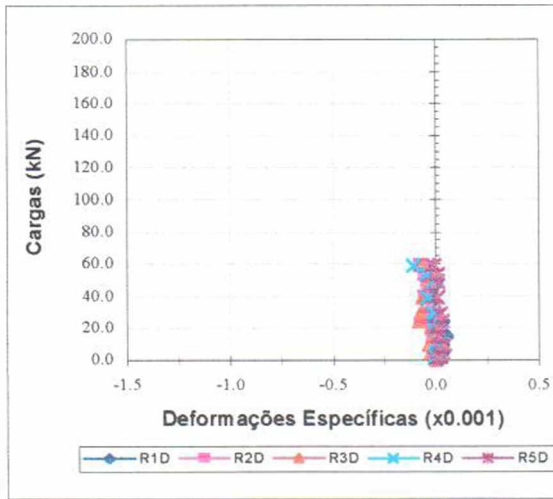
A figura 4.24 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas na direção vertical ao longo do vão de corte.

A figura 4.25 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte.

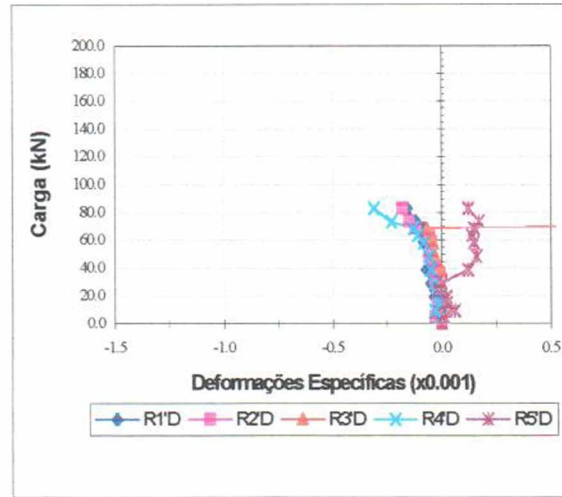
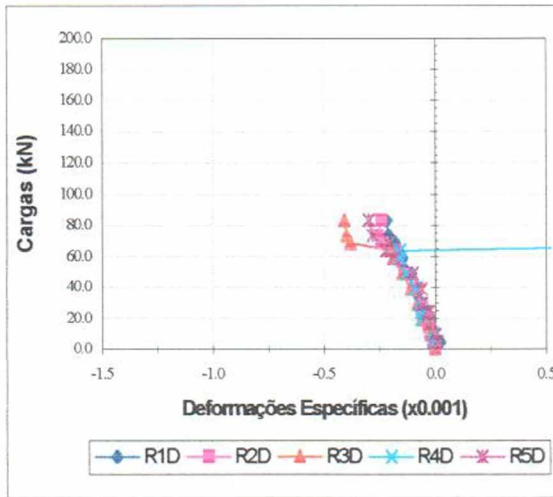
A figura 4.26 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas na zona de compressão localizada abaixo do ponto de aplicação das cargas.

A figura 4.27 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas no meio do vão ao longo da altura.

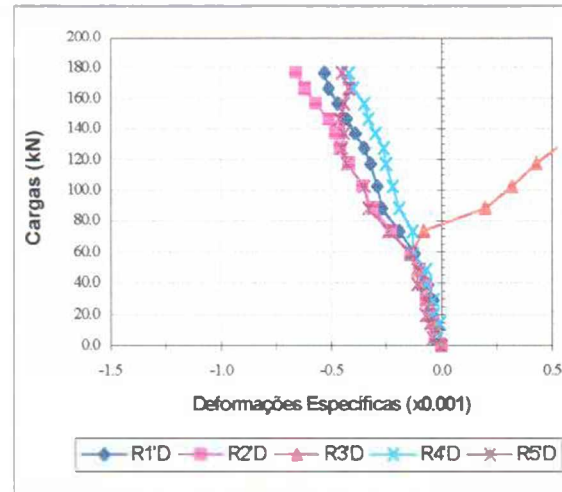
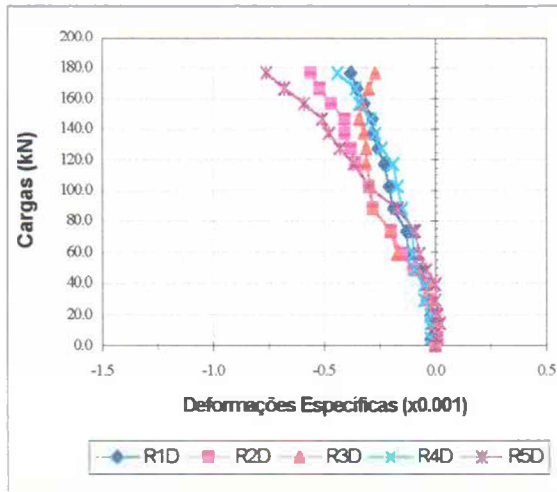
A figura 4.28 apresenta os diagramas das deformações específicas medidas na superfície do concreto em cima da viga, próximo aos pontos de aplicação de carga e no meio do vão, medidos através de extensômetros elétricos de resistência colados na superfície do concreto.



a) Viga V1

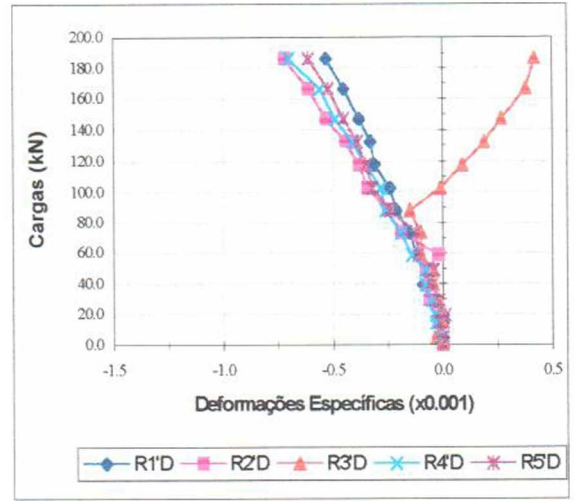
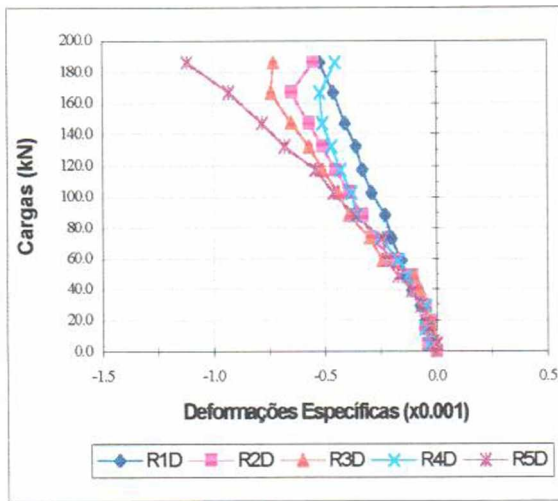


b) Viga V2

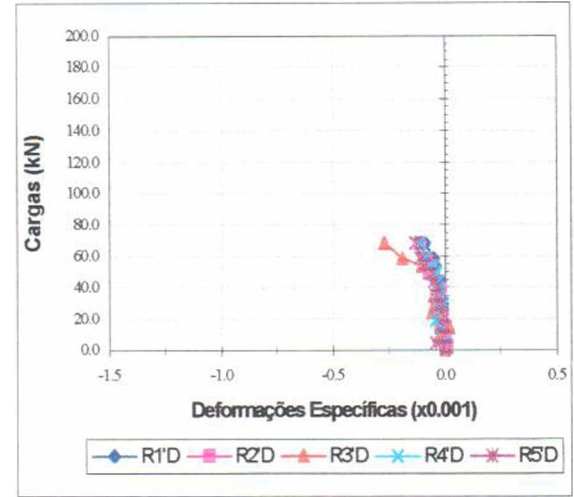
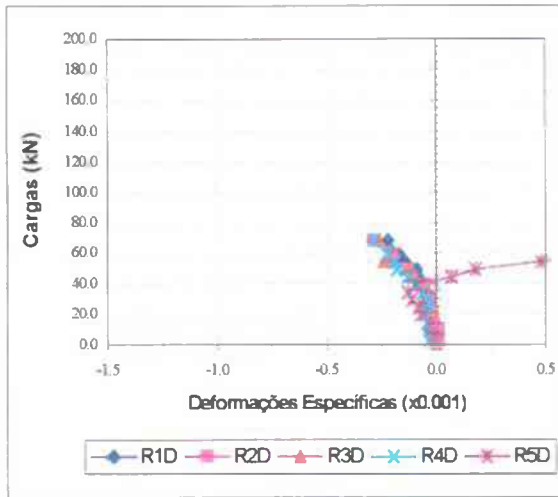


c) Viga V3

Figura 4.23 – Gráfico carga x deformação na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte



d) Viga V4



e) Viga V5

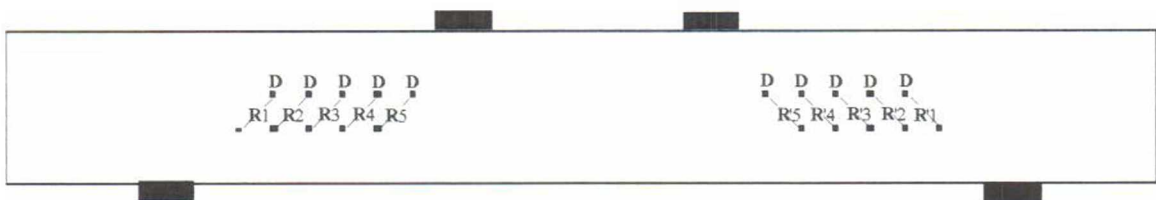
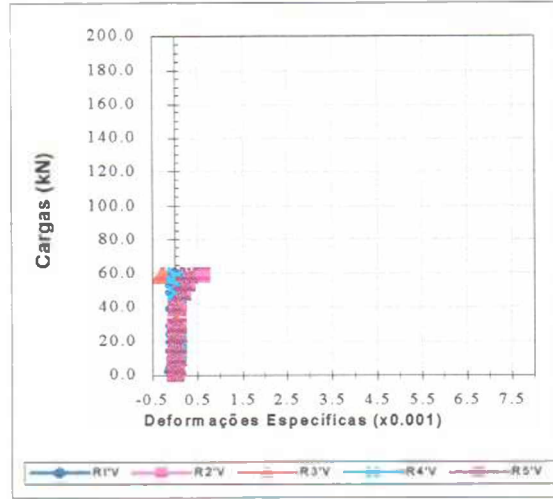
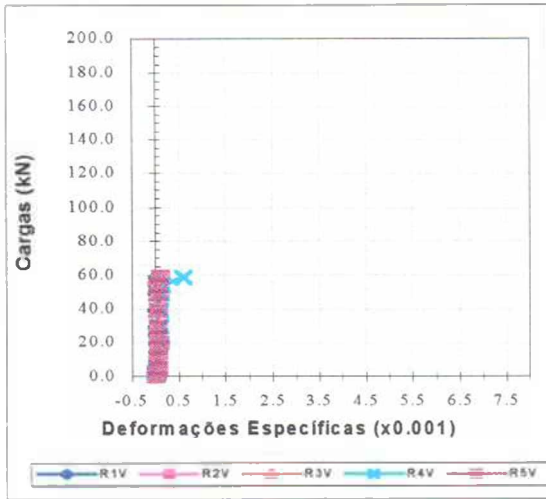
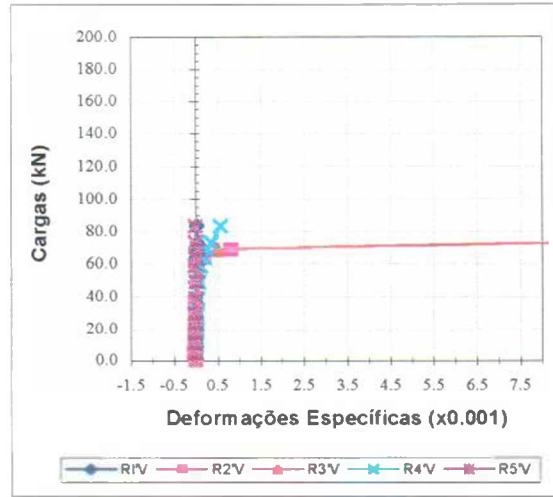
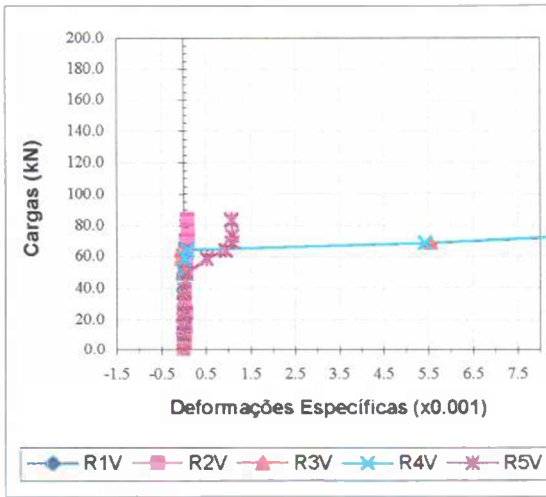


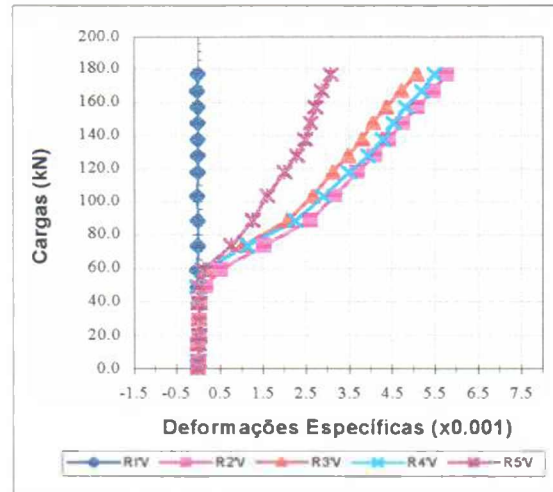
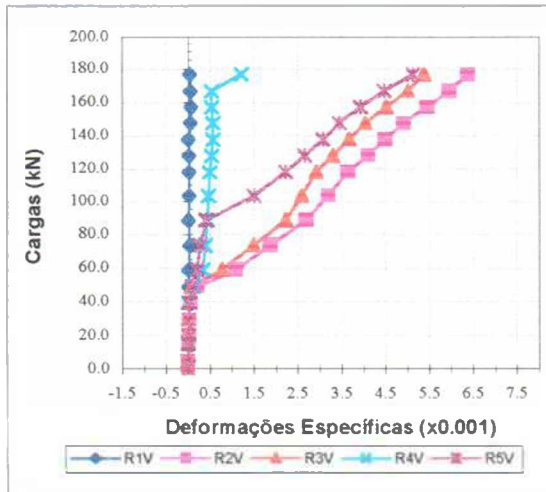
Figura 4.23 (cont.) – Gráfico carga x deformação na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte



a) Viga V1

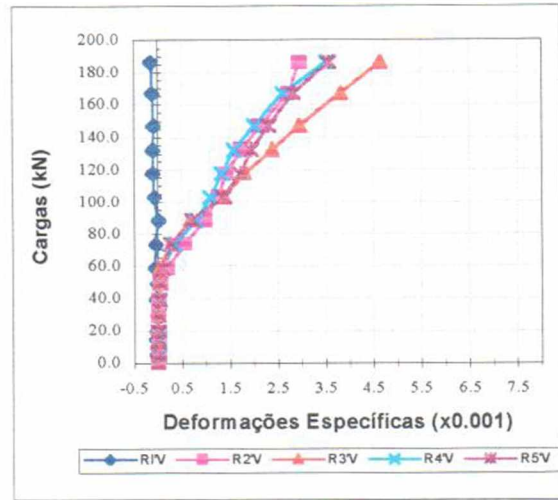
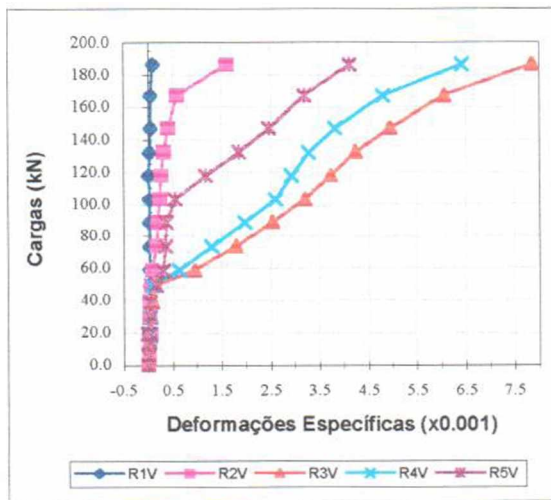


b) Viga V2

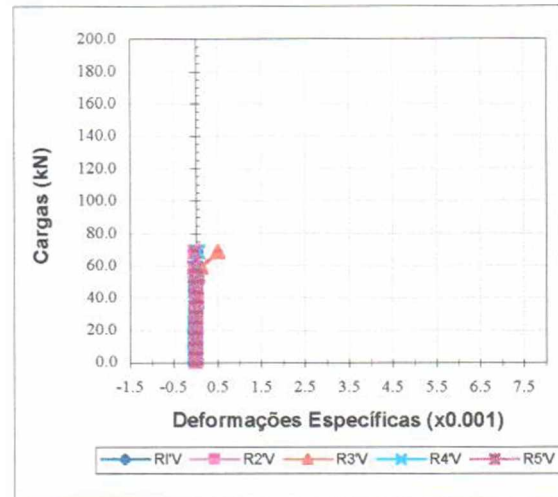
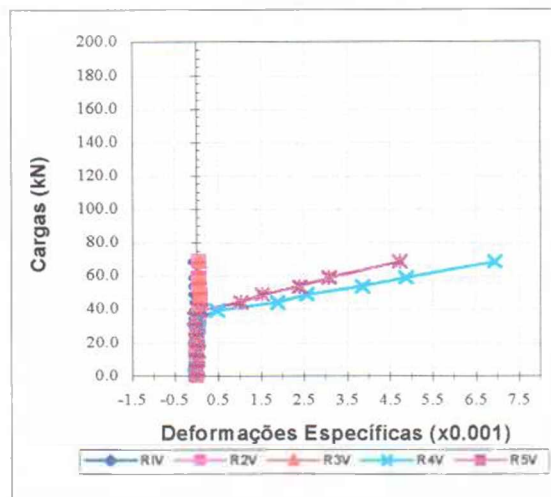


c) Viga V3

Figura 4.24 – Gráfico carga x deformação na direção vertical ao longo do vão de corte



d) Viga V4



e) Viga V5

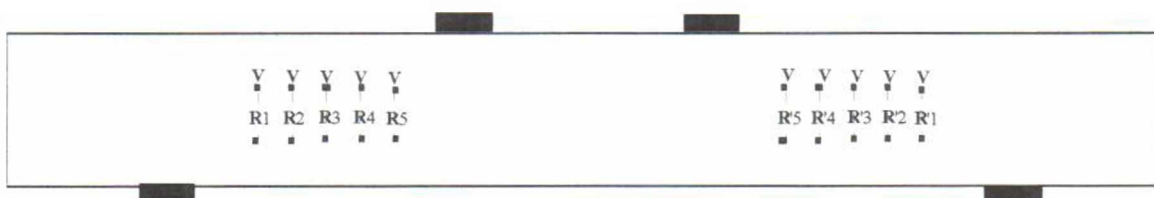
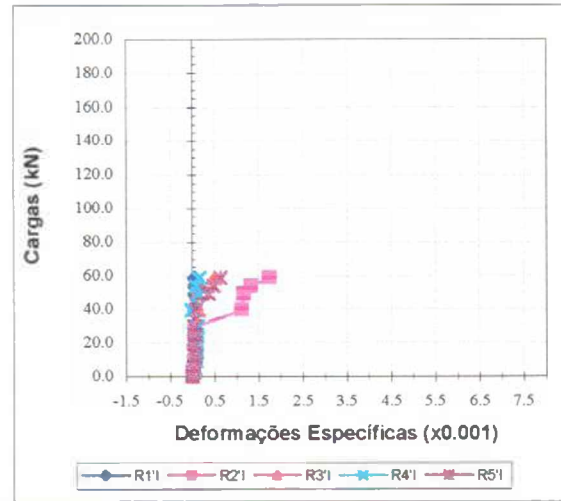
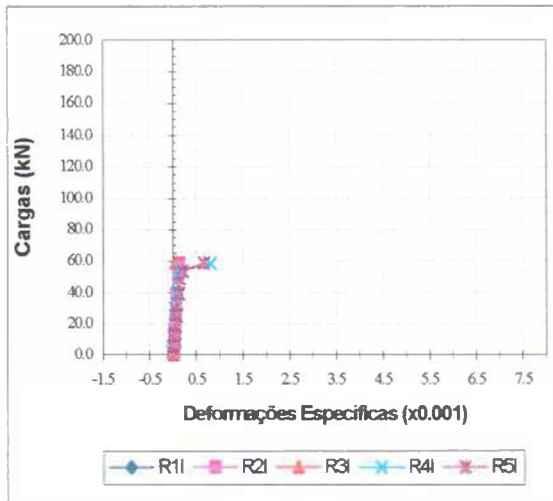
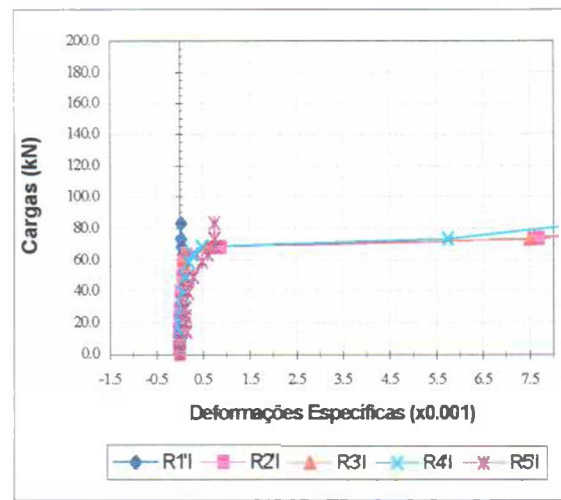
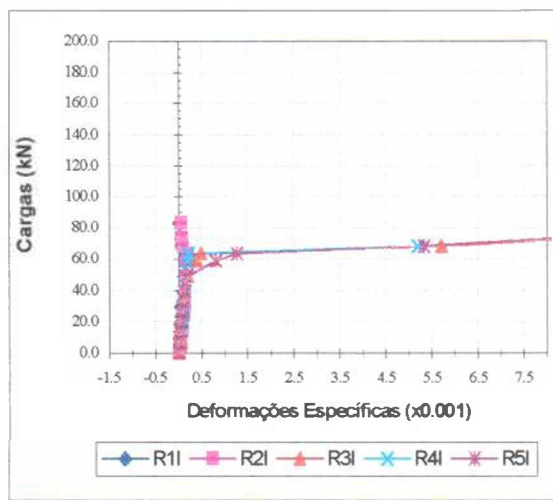


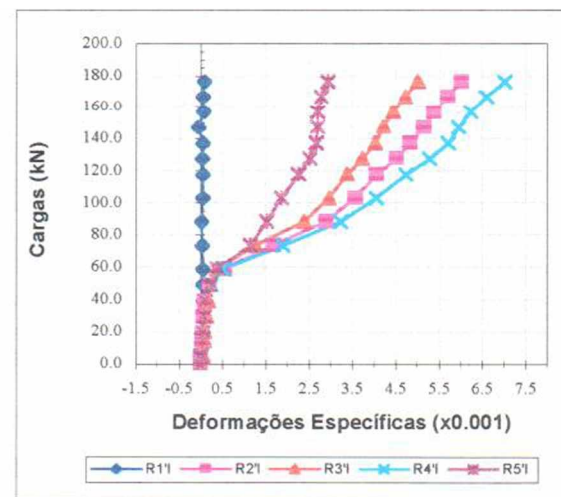
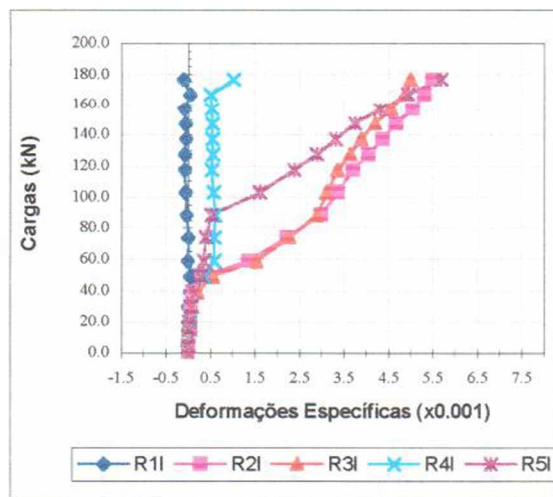
Figura 4.24 (cont.) – Gráfico carga x deformação na direção vertical ao longo do vão de corte



a) Viga V1

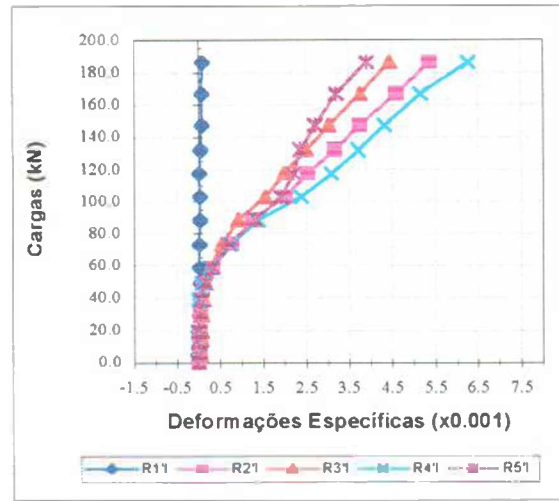
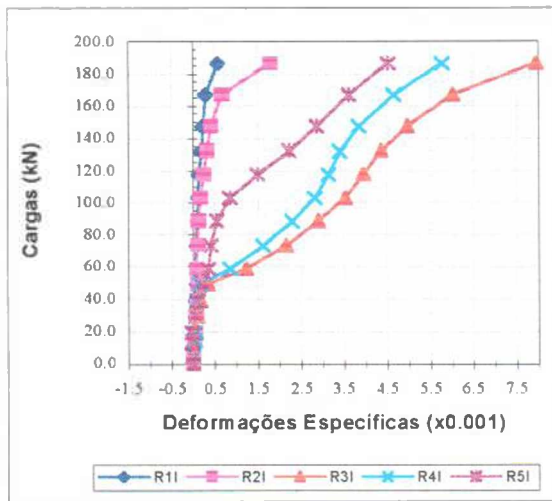


b) Viga V2

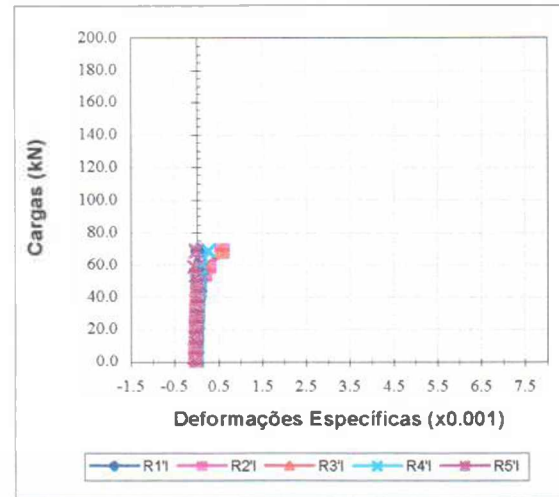
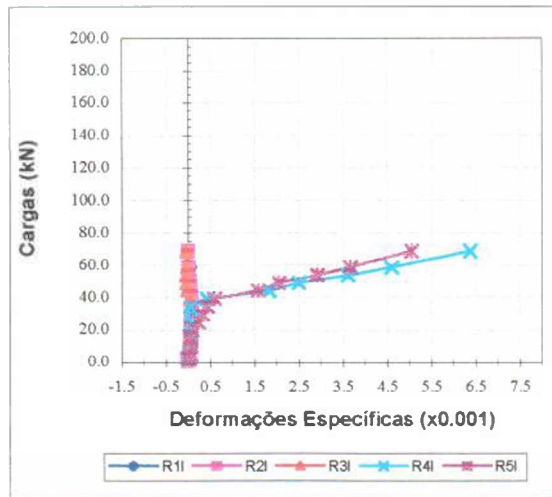


c) Viga V3

Figura 4.25 – Gráfico carga x deformação na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte



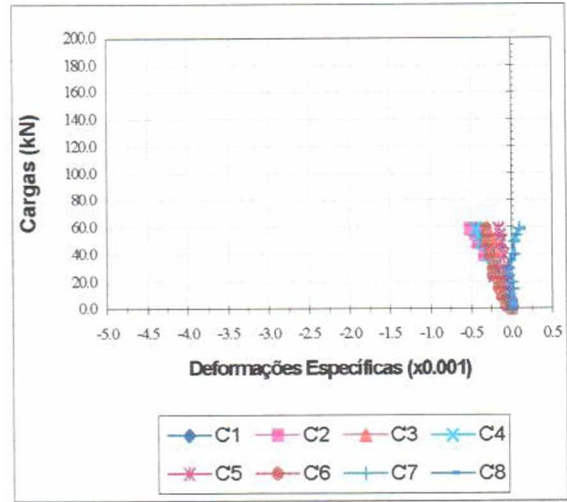
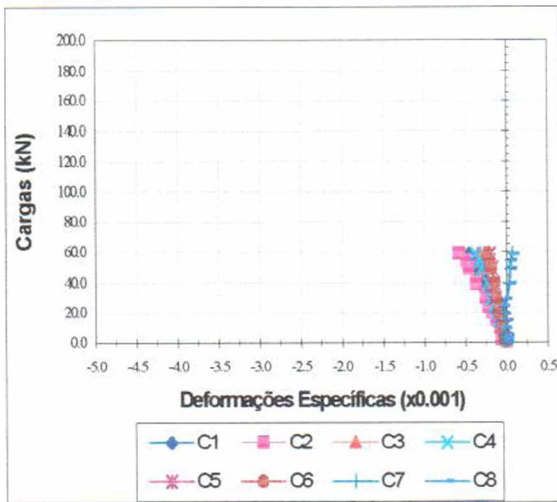
d) Viga V4



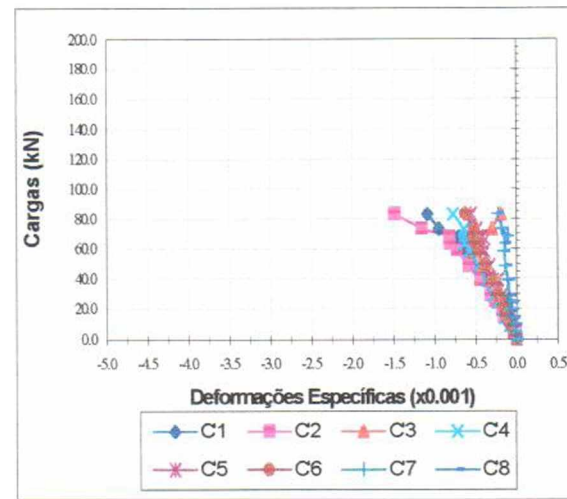
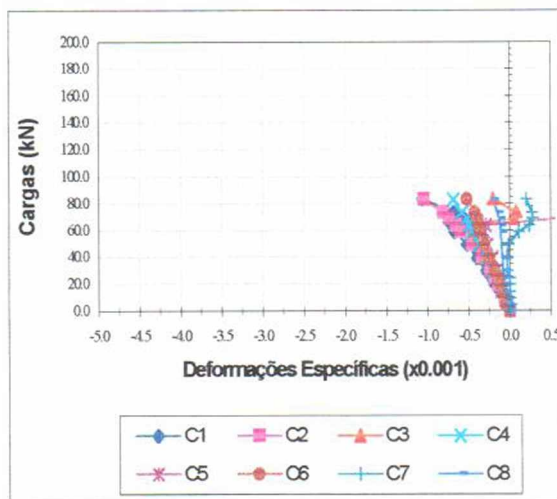
e) Viga V5



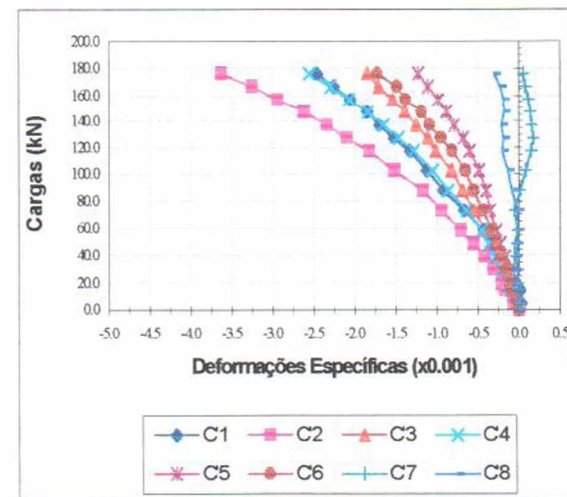
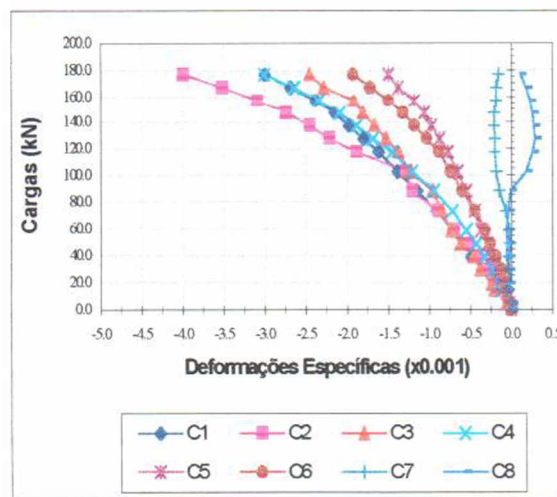
Figura 4.25 (cont.) – Gráfico carga x deformação na diagonal tracionada ao longo do vão de corte



a) Viga V1

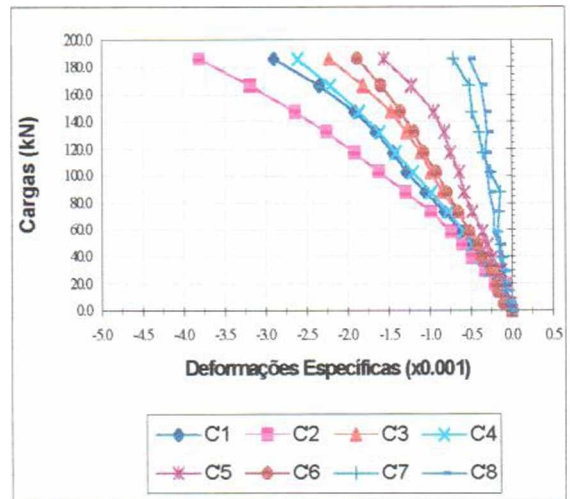
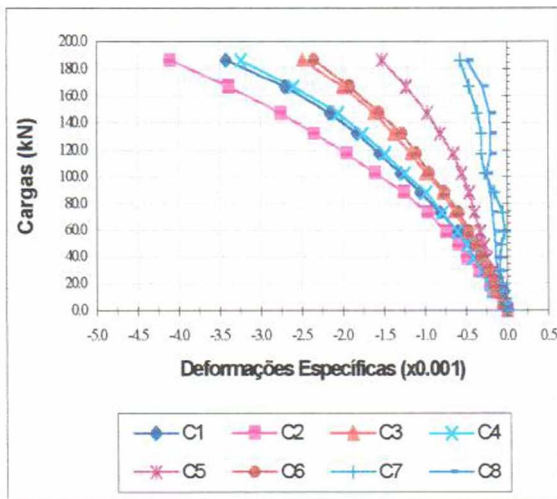


b) Viga V2

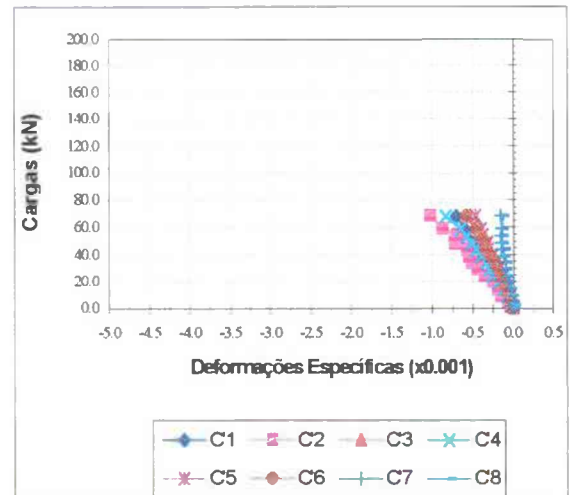
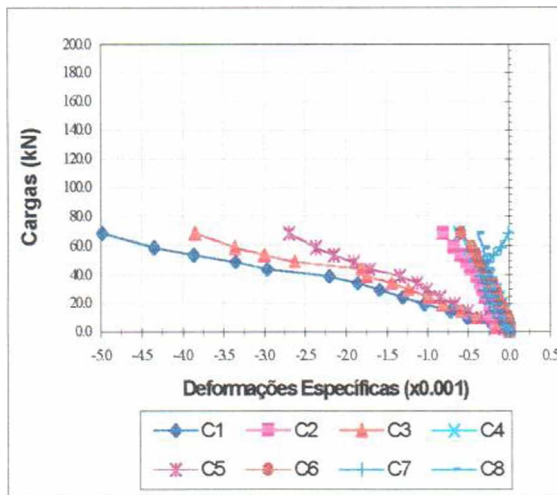


c) Viga V3

Figura 4.26 –Gráfico carga x deformação da zona de compressão abaixo do ponto de aplicação das cargas



d) Viga V4



e) Viga V5

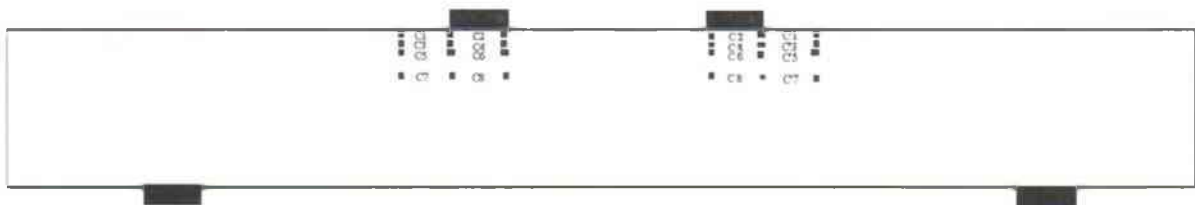
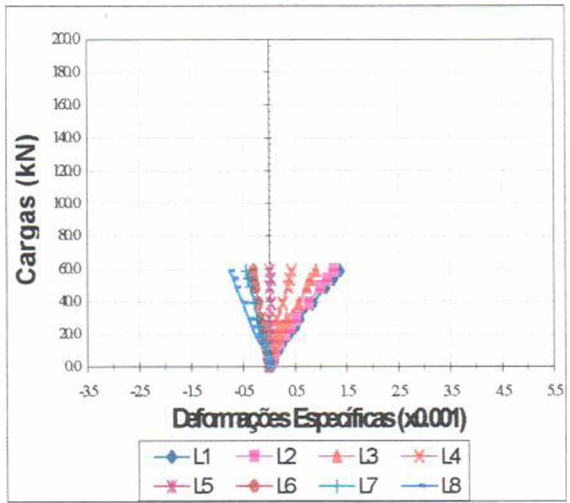
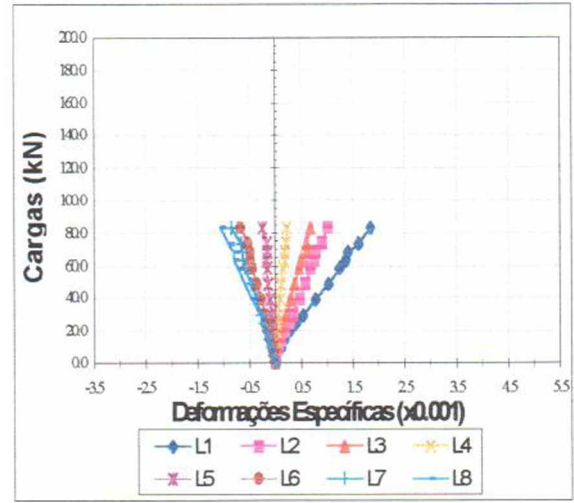


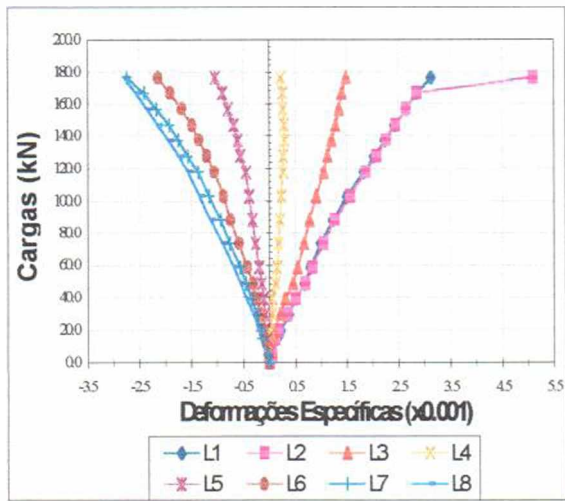
Figura 4.26 (cont.) – Gráfico carga x deformação da zona de compressão abaixo do ponto de aplicação das cargas



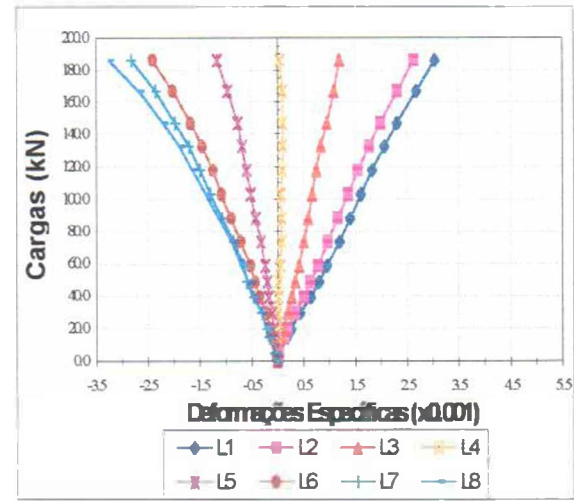
a) Viga V1



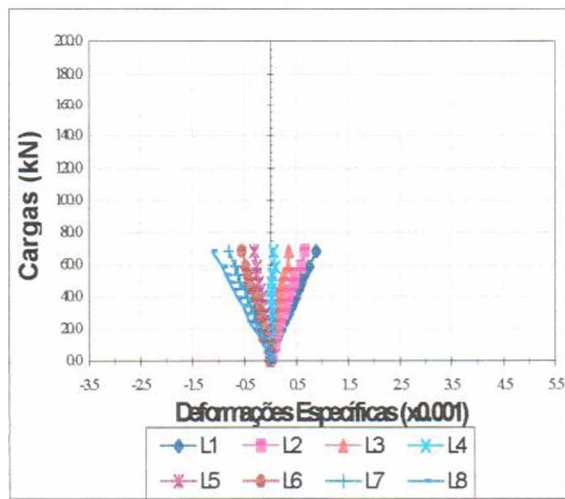
b) Viga V2



c) Viga V3



d) Viga V4



e) Viga V5

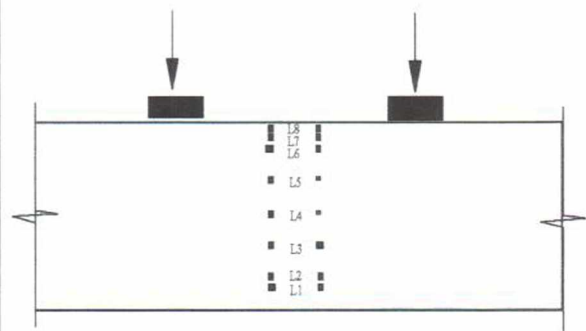
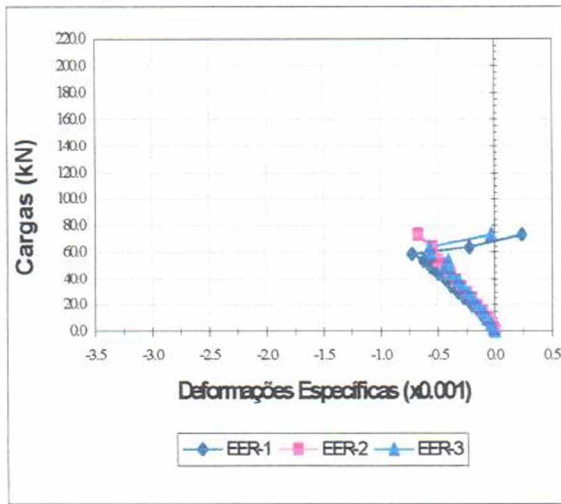
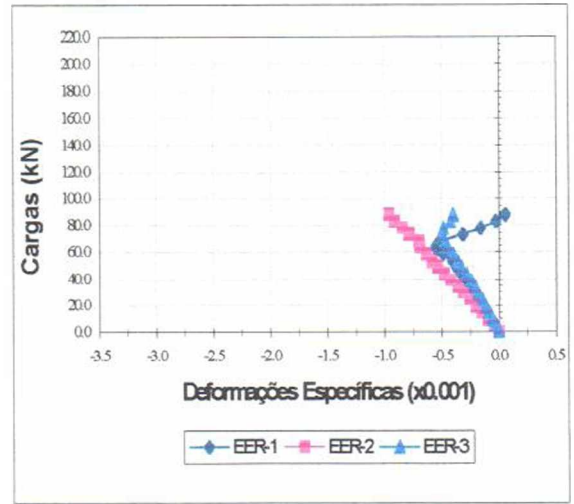


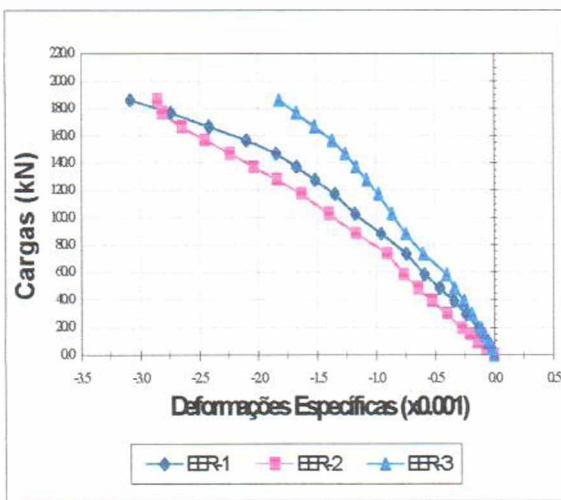
Figura 4.27 – Gráfico carga x deformação no meio do vão ao longo da altura da viga



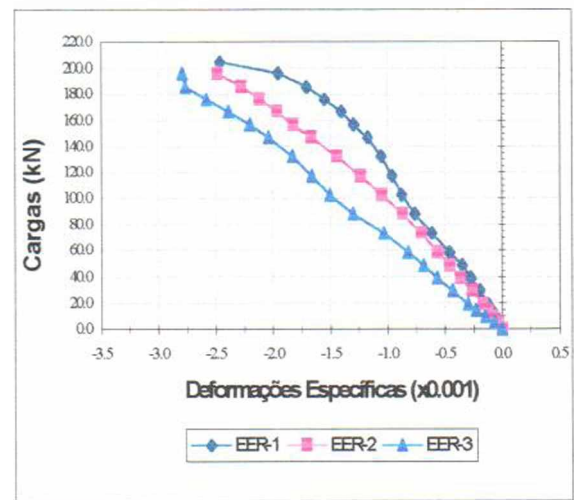
a) Viga V1



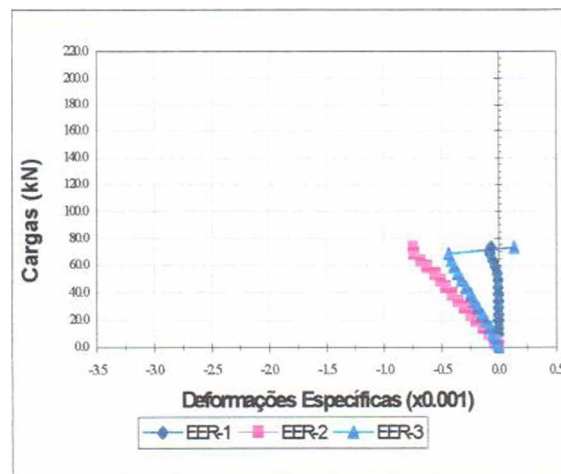
b) Viga V2



c) Viga V3



d) Viga V4



e) Viga V5

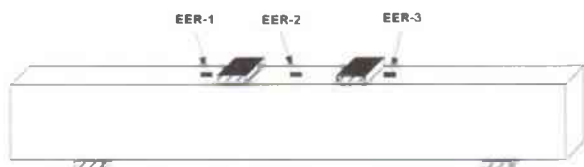


Figura 4.28 – Gráfico carga x deformação na superfície superior da viga próximo aos pontos de aplicação de carga e no meio do vão

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta a análise dos resultados que foram mostrados no capítulo anterior, obtidos dos ensaios dos 15 modelos de escoras e das 5 vigas. Esta análise é realizada através da comparação do modo de ruptura das peças ensaiadas, desenvolvimento e abertura das fissuras, dos deslocamentos verticais das vigas e das deformações específicas nas armaduras e no concreto.

5.2 - MODO DE RUPTURA DAS PEÇAS ENSAIADAS

5.2.1 - Modelos de escoras

5.2.1.1 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°

Do exame das fotos 4.01 a 4.05 e das anotações feitas no decorrer dos ensaios, pode-se ver que:

a) Os modelos M1-SA e M1-AH tiveram tipos de ruptura semelhantes (ruptura por cisalhamento), sendo que a carga de ruptura do modelo com armadura horizontal (M1-AH) foi ligeiramente menor que a carga de ruptura do modelo sem armadura (M1-SA). Através do exame da foto 4.02, pode-se notar que o plano de ruptura do modelo M1-AH foi paralelo à direção da armadura;

b) Os modelos M1-AV e M1-AI tiveram tipos de ruptura semelhantes (ruptura por esmagamento do concreto na região abaixo dos pontos de aplicação de carga), podendo-se notar, através da carga última e das deformações medidas nas armaduras, que as armaduras trabalharam praticamente iguais;

c) Embora o tipo de ruptura do modelo M1-AC fosse semelhante ao dos modelos M1-AV e M1-AI (ruptura por esmagamento do concreto abaixo dos pontos de aplicação de carga), a carga última foi menor, provavelmente pelo fato da armadura horizontal ter influenciado negativamente.

5.2.1.2 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°

Do exame das fotos 4.06 a 4.12, da tabela 4.01 e das anotações feitas no decorrer dos ensaios, pode-se ver que:

a) O tipo de ruptura de todos os modelos aconteceu por esmagamento do concreto na região localizada abaixo do ponto de aplicação da carga;

b) Os modelos M2.1-AV e M2.2-AV apresentaram carga última praticamente iguais, o mesmo acontecendo com os modelos M2.1-AI e M2.2-AI;

c) O modelo M2.1-AC apresentou uma carga última de ruptura menor que a do modelo M2.2-AC. Isso provavelmente ocorreu pelo fato de que, no ensaio do modelo M2.1-AC, a superfície de contato com o ponto de aplicação de carga apresentasse irregularidades, fato que foi corrigido, nos ensaios seguintes, pela aplicação de um capeamento com enxofre ou gesso;

d) O aumento na carga de ruptura ocorrido nos modelos com armadura inclinada (M2.1-AI e M2.2-AI), em relação aos outros modelos, pode ter sido pelo fato de que a distribuição das armaduras pode ter dado um maior confinamento do concreto.

5.2.1.3 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°

Do exame das fotos 4.13 a 4.15, da tabela 4.02 e das anotações feitas no decorrer dos ensaios, pode-se ver que:

- a) O tipo de ruptura de todos os modelos aconteceu por esmagamento do concreto na região localizada abaixo do ponto de aplicação da carga;
- b) Os modelos M3-SA e M3-AH apresentaram aproximadamente a mesma carga de ruptura;
- c) O aumento na carga de ruptura ocorrido no modelo com armadura inclinada (M3-AI), em relação aos outros modelos, pode ter sido pelo fato de que a distribuição das armaduras possa ter dado um maior confinamento do concreto.

5.2.2 - Vigas

Do exame das fotos 4.16 a 4.20 e das anotações feitas no decorrer dos ensaios, pode-se ver que:

- a) As vigas V1, V2 e V5 apresentaram uma ruptura no vão de corte, iniciada com a abertura e propagação da fissura diagonal e terminando com a ruptura da zona comprimida, enquanto que as vigas V3 e V4 apresentaram ruptura por esmagamento do concreto na região de flexão;
- b) As vigas V1 e V5 apresentaram a mesma carga de ruptura, embora a viga V5 apresentasse duas chapas metálicas juntas e lubrificadas, na região comprimida próxima ao ponto de aplicação da carga, para tentar excluir a parcela do esforço cortante resistida pelo cisalhamento do concreto nesta região. Essa igualdade na carga de ruptura pode ser explicada pelo fato das chapas metálicas apresentarem, após a concretagem, uma folga entre elas, anulando a parcela da compressão e criando um outro mecanismo resistente, fazendo com que a viga tivesse uma altura reduzida nesta região.

A fissura diagonal que se abria mais próxima ao apoio, subindo até a parte superior da viga, com esse novo mecanismo abriu-se um pouco mais abaixo, sem atingir as duas placas metálicas. Cabe observar que foi feita uma tentativa de melhorar o contato entre as chapas colocando-se outra chapa fina de aço entre as mesmas, no início do ensaio, além de se serrarem as barras da armadura construtiva que atravessava os furos existentes nas placas.

Esta chapa, no entanto, não preencheu completamente o espaço existente. Com a deformação da viga ocorreu o contato parcial das chapas, fazendo surgir a parcela da compressão antes inexistente devido à folga entre as mesmas, o que fez com que a viga passasse a funcionar com uma altura quase igual à altura total, tendo uma região abaixo das placas ainda resistindo ao cisalhamento;

c) Embora a ruptura das vigas V3 e V4 tenha sido por esmagamento do concreto na região de flexão pura, pode-se observar, através dos gráficos de deformação do aço utilizado em alguns estribos, que os mesmos escoaram. A fissura diagonal também já se encontrava bem aberta.

5.3 – TENSÕES ÚLTIMAS NOS MODELOS DE ESCORAS

Na tabela 4.01 e do exame das fotos 4.01 a 4.15, pode-se observar que:

a) Todos os modelos de escoras com inclinação de 30° e 45° (exceto os que apresentavam armadura inclinada) apresentaram a relação f_{ult}/f_c menor que 1. Isso provavelmente aconteceu pelo fato do mecanismo de fissuração ter influenciado de alguma forma para que a tensão última tenha dado menor que a resistência à compressão do concreto.

b) Os modelos com armadura inclinada apresentaram a relação f_{ult}/f_c maior que 1. Isso provavelmente ocorreu pelo fato da distribuição da armadura ter controlado bem a abertura das fissuras e ter proporcionado um maior confinamento do concreto.

c) Todos os modelos de escoras com inclinação de 60° apresentaram a relação f_{ult}/f_c maior que 1. Isso pode ser explicado pelo fato de que esses modelos apresentavam uma maior área de contato (em relação aos modelos com inclinação de 30° e 45°) com uma menor distância entre os pontos de carregamento (tamanho da escora). No modelo M3-AS (sem armadura), através da foto 4.13, podemos ver que a fissura surgiu lateralmente fazendo com que a peça se tornasse um prisma de base retangular, o que poderia explicar essa relação $f_{ult}/f_c = 1$.

d) Os modelos sem armadura M1-SA e M2.1-SA apresentaram uma tensão última em torno de 60% da resistência à compressão do concreto, se aproximando do valor da resistência da escora para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão, proposto por Schäfer e Schlaich [24], de acordo com o item 2.2.4.1.

5.4 - EVOLUÇÃO DAS ABERTURAS DAS FISSURAS NOS MODELOS DE ESCORAS

5.4.1 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°

A partir da tabela 4.03 pode-se constatar que:

a) O modelo com armadura horizontal (M1-AH) foi o que apresentou uma maior abertura de fissuras, maior até que o modelo sem armadura (M1-SA). As fissuras abriram-se quase paralelamente à direção da armadura, a qual apresentou inicialmente deformação de compressão, o que pode ter forçado tal fissuração;

b) O modelo com armadura vertical (M1-AV) e o modelo com armadura inclinada (M1-AI) apresentaram praticamente a mesma evolução de abertura das fissuras;

c) Embora se esperasse que o modelo com armadura cruzada (M1-AC) tivesse um comportamento parecido com o do modelo com armadura vertical, este apresentou uma evolução de abertura de fissuras maior para cargas menores, o que comprova que a armadura horizontal deve ter influenciado negativamente.

5.4.2 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°

A partir da tabela 4.04 pode-se constatar que:

a) O modelo M2.1-AV, embora apresentasse uma área de estribos superior à do modelo M2.2-AV, apresentou cargas de fissuração mais baixas que o modelo M2.2-AV;

b) Com relação aos modelos M2.1-AC e M2.2-AC, fica difícil se fazer uma comparação, uma vez que o modelo M2.1-AC não era provido de nenhum tipo de capeamento em suas bases e apresentava uma superfície de contato bastante irregular;

c) Os modelos com armadura inclinada (M2.1-AI e M2.2-AI) foram os que controlaram melhor a abertura das fissuras.

5.4.3 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°

A partir da tabela 4.05 pode-se constatar que o modelo com armadura inclinada foi o que controlou melhor a abertura das fissuras, fazendo com que a peça só apresentasse fissuras perto da ruptura.

5.5 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS VIGAS

De acordo com a figura 4.01, que mostra o gráfico carga x flecha das vigas ensaiadas, pode-se constatar que:

a) A viga V1 apresentou flechas um pouco maiores, para o mesmo carregamento, que a viga V2. Isso pode ser explicado pelo fato de que a viga V2 apresentava armadura longitudinal adicional distribuída ao longo da altura, a qual contribuiu para a resistência à flexão;

b) O mesmo aconteceu para as vigas V3 e V4, onde a viga V3 apresentou maiores flechas, para o mesmo carregamento, que a viga V4, sendo a armadura adicional ao longo da altura a única diferença entre as vigas;

c) com relação à viga V5, não podemos fazer nenhuma comparação pelo fato de que nesta viga foram colocadas duas chapas de aço juntas, na região comprimida próximo ao ponto de aplicação da carga, que apresentaram uma folga entre elas durante o ensaio, o que pode ter ocasionado flechas maiores.

5.6 - DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS

5.6.1 - Modelos de escoras

5.6.1.1 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 30°

De acordo com a figura 4.02, pode-se constatar que:

- a) Embora nenhuma armadura tenha escoado, nos modelos com armadura vertical (M1-AV) e com armadura inclinada (M1-AI), as deformações nas armaduras mostram que elas trabalharam bem, no sentido de controlar a abertura das fissuras;
- b) No modelo com armadura cruzada (M1-AC), a armadura horizontal praticamente não trabalhou.

5.6.1.2 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 45°

De acordo com as figuras 4.03 e 4.04, pode-se constatar que:

- a) As deformações medidas nas armaduras do modelo com armadura inclinada M2.2-AI foram maiores que as do modelo M2.1-AI, também com armadura inclinada. Isso provavelmente deve-se ao fato de que a taxa de armadura do modelo M2.2-AI era menor que a do modelo M2.1-AI;
- b) As deformações medidas nas armaduras dos modelos com armadura vertical (M2.1-AV e M2.2-AV) mostram que elas quase não trabalharam;
- c) Com relação aos modelos com armadura cruzada (M2.1-AC e M2.2-AC), não podemos fazer comparação entre eles pelo fato de que o modelo M2.1-AC apresentou irregularidades na superfície de contato durante o ensaio.

5.6.1.3 - Modelos de escoras com ângulo de inclinação da escora igual a 60°

De acordo com a figura 4.05, pode-se constatar que nenhuma armadura chegou próxima ao escoamento e que as armaduras do modelo com armadura horizontal (M3-AH) pouco trabalharam.

5.6.2 - Vigas

De acordo com as figuras 4.06 a 4.10, pode-se constatar que:

- a) As deformações medidas na armadura longitudinal de flexão das vigas V1, V2 e V5 mostram que estas ficaram longe de atingir o escoamento.
- b) As deformações medidas na armadura longitudinal, distribuída ao longo da altura, na viga V2 mostram que estas também ficaram longe de atingir o ponto de escoamento.
- c) Na viga V3, os extensômetros localizados no meio do vão (L3-L4), na armadura longitudinal de flexão, mostram que estas atingiram o escoamento. Em relação aos estribos, as deformações medidas nos extensômetros localizados no estribo “V1-V2” mostram que este atingiu o escoamento, e as deformações medidas no extensômetro localizado no estribo “V3-V4” mostram que este esteve perto do escoamento.
- d) Na viga V4, os extensômetros localizados no meio do vão (L3-L4), na armadura longitudinal de flexão, mostram que estas atingiram o escoamento. Em relação aos estribos, as deformações medidas nos extensômetros localizados no estribo “V3-V4” mostram que este atingiu o escoamento, e as deformações medidas no extensômetro localizado no estribo “V5-V6” mostram que este esteve perto do escoamento. As deformações medidas nas armaduras longitudinais distribuídas ao longo da altura mostram que estas trabalharam muito pouco.

5.7 - DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO CONCRETO

5.7.1 - Modelos de escoras

5.7.1.1 - Deformação em leque

Das figuras 4.11 a 4.14, que mostram os gráficos carga x deformação nos leques dos modelos de escoras, pode-se ver que claramente que acontece um espraçamento (abertura) da escora, pois os gráficos mostram que houve compressão em quase todos os pontos medidos.

As deformações medidas mostram que não houve compressão nas leituras “1-1” do modelo de escora M1-AI e nas leituras “4-8” dos modelos M3-AH e M3-AI, o que comprova que a distribuição da armadura influencia no espraçamento da escora.

5.7.1.2 - Deformação na direção da escora

Das figuras 4.15 a 4.18, que mostram os gráficos carga x deformação na direção da escora, pode-se ver que claramente que houve compressão em quase todos os pontos medidos, o que vem a comprovar, pela localização dos pontos de medição, que acontece o espraçamento (abertura) da escora, mas ficando evidente que a deformação é maior nas proximidades do eixo da escora.

No caso dos modelos M2.1-SA, M2.1-AV e M2.1-AC, a análise fica prejudicada pelo fato de não ter sido feito nenhum tipo de capeamento nas superfícies carregadas, o que pode ter influenciado de alguma forma nos resultados.

5.7.1.3 - Deformação ao longo da altura da escora

Das figuras 4.19 a 4.22, que mostram os gráficos carga x deformação ao longo da altura da escora, pode-se ver que claramente que houve tração em quase todos os pontos medidos, o que vem a comprovar que acontece o espraçamento (abertura) da escora, causando uma força de tração perpendicular à direção da escora.

Pode-se ver que, em alguns modelos, as leituras feitas nos pontos de medição “9-9” e “13-13” não apresentaram deformações ou ficaram parcialmente comprimidos até o ponto de fissuração. Isso pode ser explicado pelo fato de que esses pontos de medição estarem localizados próximos aos pontos de aplicação de carga, o que faria que eles fossem afetados pelo cone de compressão que se forma abaixo desses pontos.

5.7.2 - Vigas

5.7.2.1 - Deformações na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte

Da figura 4.23, que mostra o gráfico carga x deformação na direção da diagonal comprimida ao longo do vão de corte das 5 vigas, pode-se ver que as deformações medidas, de um modo geral, indicaram compressão nas etapas iniciais de carregamento.

Pode-se notar que, em alguns gráficos, houve uma mudança brusca no sentido de crescimento, o que indica que alguma fissura cruzou a região entre os pontos de medição.

5.7.2.2 - Deformações na direção vertical ao longo do vão de corte

Da figura 4.24, que mostra o gráfico carga x deformação na direção vertical ao longo do vão de corte das 5 vigas, pode-se ver que praticamente não houve deformações nas etapas iniciais de carregamento, até o ponto em que alguma fissura cruza a região entre os pontos de medição. Este fato também pode ser comprovado através das figuras 4.08 e 4.09, que mostram os gráficos das deformações medidas nas armaduras das vigas V3 e V4 respectivamente, onde pode-se ver claramente que os estribos verticais só passaram a funcionar no momento em que ocorrem fissuras de cisalhamento na peça.

5.7.2.3 - Deformações na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte

Da figura 4.25, que mostra o gráfico carga x deformação na direção da diagonal tracionada ao longo do vão de corte, pode-se ver que, assim como no item anterior, praticamente não houve deformações nas etapas iniciais de carregamento, até o instante em que alguma fissura cruza a região entre os pontos de medição.

5.7.2.4 - Deformações na zona comprimida abaixo do ponto de aplicação das cargas

Da figura 4.26, pode-se ver que a região mais comprimida é a região localizada exatamente abaixo do ponto de aplicação da carga (pontos C2 e C'2), onde pode-se notar que, para as vigas V3 e V4, ocorreram deformações da ordem de 4×10^{-3} sem que ocorresse esmagamento do concreto nesta região, o que contraria a norma que limita essa deformação em $3,5 \times 10^{-3}$.

As grandes deformações observadas no gráfico do lago esquerdo da viga V5 deve-se ao fato de que, na região entre os pontos de medição, se encontravam as chapas metálicas utilizadas para anular a parcela cisalhante da região comprimida, que apresentavam uma folga entre elas. As deformações medidas, portanto, não representam deformações no concreto, mas a aproximação relativa entre as chapas.

5.7.2.5 - Deformações no meio do vão ao longo da altura

Da figura 4.27, que mostra o gráfico carga x deformação no meio do vão ao longo da altura da viga, pode-se fazer uma análise sobre a posição da linha neutra no meio do vão, onde pode-se ver que a linha neutra estava localizada na altura do ponto de medição "L5" na viga V1, na altura entre os pontos de medição "L4" e "L5" nas vigas V2 e V3 e na altura do ponto de medição "L4" nas vigas V4 e V5.

5.7.2.6 - Deformações na superfície do concreto na parte superior da viga próximo aos pontos de aplicação das cargas e no meio do vão

Da figura 4.28, que mostra o gráfico carga x deformação na superfície do concreto próximo aos pontos de aplicação de carga e no meio do vão, pode-se ver que os extensômetros "EER1" e "EER-3" nas vigas V1 e V2 e o extensômetro "EER-3" na viga V5, a partir de uma certa etapa de carregamento, passaram a sofrer uma descompressão seguida de tração (no caso dos extensômetros EER-1 das vigas V1 e V2 e EER-3 da viga V5). Isso ocorre pelo fato de que quando a fissura de cisalhamento se aproxima da face superior da viga,

ocorre uma flexo-compressão na região acima da fissura, ocasionando essa descompressão na face superior da viga.

5.8 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS DAS VIGAS ENSAIADAS

Neste item, os resultados experimentais obtidos através do ensaio das 5 vigas são comparados com resultados obtidos a partir de formulações propostas por diversas normas e pesquisadores.

A tabela 5.01 apresenta as cargas de ruptura obtidas experimentalmente no ensaio das vigas e as cargas últimas calculadas através dos métodos apresentados por normas e pesquisadores.

A tabela 5.02 apresenta uma comparação entre as cargas últimas obtidas experimentalmente e as calculadas através de formulações apresentadas em diversas normas e pesquisadores.

Tabela 5.01 - Cargas de ruptura obtidas experimentalmente e cargas últimas calculadas através dos métodos apresentados por normas e pesquisadores

V I G A	Carga de ruptura (kN)								Modo de ruptura
	Experi- mental.	NBR- 6118	CEB-FIP MC90	ACI - 318 -95	Eurocode 2/91	CAN3- A23 M84	Zsutty	Bazant	
V1	78,3	32,8	57,6	49,2	72,3	31,5	79,7	88,1	(c.t)
V2	103,7	32,8	61,1	50,6	78,5	-x-	84,6	97,3	(c.t)
V3	195,2	93,6	118,4	119,1	135,2	91,0	149,6	158,0	(f.e)
V4	208,5	93,6	121,9	120,5	141,4	-x-	154,5	167,2	(f.e)
V5	78,2	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-	(c.t)

Modo de ruptura: (c.t) → Cisalhamento/tração diagonal

(f.e) → Flexão/esmagamento da zona comprimida

Tabela 5.02 - Comparação entre as cargas últimas obtidas experimentalmente e as calculadas através de formulações apresentadas por normas e pesquisadores

V I G A S	Carga experimental / Carga teórica						
	NBR- 6118	CEB-FIP MC90	ACI -318 -95	Eurocode 2/91	CAN3- A23 M84	Zsutty	Bazant
V1	2,38	1,35	1,59	1,08	2,48	0,98	0,89
V2	2,16	1,70	2,05	1,32	-x-	1,22	1,06
V3	2,09	1,65	1,64	1,44	2,15	1,30	1,23
V4	2,23	1,71	1,73	1,47	-x-	1,35	1,24
V5	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-	-x-

Analisando-se a tabela 5.02, verifica-se que as equações propostas por Zsutty, Bazant e pelo Eurocode 2/91 foram as que levaram a valores mais próximos dos reais e que as normas NBR 6118 e CAN3-A23.3 M84 foram as que levaram a valores mais conservadores.

Para o cálculo teórico das vigas V2 e V4, como as normas e pesquisadores não consideram a contribuição da armadura longitudinal distribuída ao longo da altura no combate ao esforço cortante, foi considerado que estas entrariam no cálculo da taxa de armadura longitudinal ρ .

No caso da norma CAN3-A23.3 M84, não foram feitas comparações para as vigas V2 e V4, pelo fato da formulação proposta por esta norma não levar em consideração a contribuição da armadura longitudinal (de flexão e distribuída ao longo da altura da viga) na resistência ao esforço cortante (equação 2.25).

Quanto à viga V5, não há comparação a fazer com previsões teóricas. O que se esperava com o ensaio desta viga era medir a resistência ao esforço cortante devida ao efeito de pino da armadura longitudinal. Infelizmente, o problema ocorrido na concretagem levou a viga a apresentar um comportamento distinto do esperado, com a contribuição dos efeitos de engrenamento dos agregados e de resistência ao cisalhamento da zona comprimida do concreto somando-se ao efeito de pino.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões a respeito do comportamento local e global das peças ensaiadas, procurando contribuir para o esclarecimento de algumas dúvidas ainda existentes. São apresentadas, também, algumas sugestões para a continuidade do trabalho de forma a obter novas conclusões.

6.2 - CONCLUSÕES

6.2.1 - Modelos de escoras

a) Os modelos de escoras ensaiados não reproduziram bem o comportamento real da escora principal do dente dentro da viga.

b) Os modelos de escoras com armadura inclinada foram os que apresentaram maiores cargas, em relação aos modelos com armadura vertical, horizontal e cruzada. Isso provavelmente ocorreu pelo fato de que a armadura inclinada estava melhor distribuída e pode ter dado um maior confinamento do concreto. Cabe observar que os ensaios com as armaduras horizontal e vertical isoladamente foram realizados apenas para se ter uma idéia sobre seu funcionamento individual, uma vez que a modelagem local conduz ao uso simultâneo das duas armaduras (armadura cruzada).

c) Nos modelos M1-AH e M1-AC, a armadura horizontal influenciou negativamente, criando um plano de ruptura paralelo à direção da armadura. No dente, esta armadura não influenciaria negativamente pois estaria tracionada devido a flexão do dente.

d) Nos modelos com armadura inclinada, apesar de nenhuma armadura ter escoado, a armadura controlou melhor a abertura das fissuras e produziu um maior confinamento do concreto, devido à sua melhor distribuição. Vale ressaltar que na prática esse tipo de armadura não é utilizada com muita frequência hoje em dia.

e) As deformações em leque e na direção da escora mostram que houve compressão em quase todos os pontos medidos, o que vem a comprovar que acontece o espraçamento (abertura) da escora, com maiores deformações nas proximidades do meio da escora.

f) As deformações ao longo da escora mostram que houve tração em quase todos os pontos medidos, o que vem a comprovar que o espraçamento da escora causa uma força de tração perpendicular à direção da escora.

g) A modelagem local adotada mostrou-se, de um modo geral, conservadora, pois os estribos não atingiram o escoamento.

h) A modelagem local da escora com $\theta = \alpha = 45^\circ$ mostrou-se mais conservadora que a modelagem local com $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 30^\circ$.

6.2.2 - Vigas

Para as vigas ensaiadas neste trabalho, com relação a/d igual a 2,22, pode-se concluir que:

a) As vigas V2 e V4, que apresentavam uma armadura longitudinal adicional distribuída ao longo da altura, tiveram flechas menores para o mesmo carregamento que as vigas V1 e V3 (sem armadura longitudinal adicional distribuída ao longo da altura), respectivamente, comprovando que esta armadura adicional distribuída ao longo da altura contribuiu para a resistência à flexão da viga.

b) A utilização de uma armadura longitudinal adicional distribuída ao longo da altura, alterou substancialmente a capacidade resistente ao esforço cortante da viga sem armadura transversal provocando um acréscimo de 32% na carga última.

c) A utilização das expressões propostas por Zsutty e pelo Eurocode 2/91 para o cálculo da resistência última teórica ao esforço cortante de vigas sem armadura transversal, foram as que apresentaram resultados mais próximos do resultado experimental da viga V1.

d) A equação proposta por Bazant, para vigas sem armadura transversal mas com armadura longitudinal adicional distribuída ao longo da altura, foi a que forneceu um resultado mais próximo do resultado experimental da viga V2.

e) As equações propostas pela NBR-6118 e pela CAN3-A23.3 M84 foram as que conduziram a valores mais conservadores.

f) De um modo geral, as equações propostas por Bazant e Zsutty foram as que conduziram a valores mais próximos da realidade.

6.3 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.3.1 – Modelos de escoras

a) Ensaiar vigas com apoios em dente utilizando a modelagem local adotada, uma vez que os ensaios dos blocos simulando a escora, geralmente assumida na extremidade de vigas com apoios em dente, não reproduziram bem o comportamento real dessa escora.

b) Estudar a influência da taxa de armadura dos grampos ou estribos horizontais no dente em relação ao combate à flexão na região do dente.

c) Estudar o limite inferior do ângulo θ a aplicabilidade da modelagem local adotada neste trabalho. Para ângulos θ pequenos, pode ser mais adequada a modelagem local em [25].

6.3.2 – Vigas

- a) Estudar a influência na resistência ao cisalhamento da quantidade e posição relativa das barras longitudinais adicionais ao longo da altura da viga.
- b) Ensaiar à ruptura vigas com relações a/d maiores que as apresentadas neste trabalho.
- c) Estudar a contribuição do efeito de pino, utilizando um mecanismo para excluir a parcela do esforço cortante resistente da região comprimida da viga e a parcela proveniente do engrenamento dos agregados, variando-se a taxa de armadura longitudinal.
- d) Na montagem do ensaio, caso seja utilizada uma viga de distribuição para a aplicação do carregamento, como mostrado na foto 3.07, garantir que um dos apoios seja do 1º gênero e o outro de 2º gênero.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118, *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 1978.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5738, *Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro, 1984.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5739, *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1980.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6152, *Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração*. Rio de Janeiro, 1980.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7222, *Argamassas e concretos – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1983.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7223, *Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro, 1982.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7480, *Barras e fios da aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro, 1985.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8522, *Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão-deformação*. Rio de Janeiro, 1983.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 9062, *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado*, Rio de Janeiro, 1985.
- [10] ADORNO, A. L. C., *Contribuição da Armadura de Pele na Resistência ao Cisalhamento na Flexão em Vigas de Concreto armado*. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, 1996.
- [11] AHMAD, S. H., KHALDO, A. R., POVEDA, A. *Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams*. ACI – Journal, V. 83, Nº. 2, March-April, 1986.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318M-83, *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, Jun, 1995.

- [13] ACI-ASCE COMMITTEE 426, *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members*. ACI Manual of Concrete Practice, 1977.
- [14] BAZANT, Z. P., SUN, H. H., *Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups*. ACI – Materials Journal, V. 84, Nº. 4, July-Aug., 1987.
- [15] BERNADINA, R. F. D., SILVA, R. C., *Contribuição de Armadura de Pele à Resistência do Cisalhamento por Flexão em Vigas de Concreto Armado*. Monografia de Estágio Supervisionado, UnB, Brasília, DF, 1994.
- [16] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, *Design of Concrete Structures*. CAN3-A23.3 M84, December, 1984.
- [17] CAVALCANTE NETO, M. P., NAZARETH, P. L. M., XAVIER, N. P., *Mecanismo de Ruptura ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado sem Armadura Transversal com Armadura Longitudinal Disposta ao Longo da Nervura*. Monografia de Estágio Supervisionado, UnB, Brasília, DF, 1981.
- [18] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, *CEB-FIP model code 1990*, Bulletin D'Information Nºs 203, 204 e 205, final draft, July, 1990.
- [19] EUROCODE 2, *Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. December, 1991.
- [20] FRANÇA JÚNIOR, F. F., KUNZE, A. A. C., *Contribuição da Armadura de Pele na Resistência ao Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Diferentes Relações α d*. Monografia de Estágio Supervisionado, UnB, Brasília, DF, 1995.
- [21] KANI, G. N. J., *Basic Facts Concerning Shear Failure*. ACI – Journal, Proceedings, V. 64, Nº 3, March, 1967.
- [22] KIN, J. J., PARK, Y. D., *Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement*. ACI – Materials Journal, V. 93, Nº 3, May-June, 1996.
- [23] LEONHARDT, F., MÖNNIG, E., *Construções de Concreto*. Vol. 3, ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- [24] MacGREGOR, J. G., *Reinforced Concrete – Mechanics and Design*. Prentice Hall, 3rd– ed, 1997.
- [25] MELO, S. T., *Um estudo Sobre Vigas com Apoios em Dentes*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.
- [26] MÖRSCH, E., *Reinforced Concrete, Theory and Application*. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, Germany, 1912.

- [27] REGAN, P. E., *Tests of Reinforced Concrete Beams with Dapped Ends*. August, 1989.
- [28] SCHÄFER, K., SCHLAICH, J., *Consistent Design of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models*. 5º Colóquio sobre Comportamento e Projeto de Estruturas, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1988.
- [29] SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., *Design and Detailing of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models*. The Structural Engineer, Vol. 69, Nº 6, March, 1991.
- [30] SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., JENNEWEIN, M., *Toward a Consistent design of Structural Concrete*. PCI – Journal, Vol. 32, Nº 3, 1987.
- [31] SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., *The Design of Structural Concrete*. IABSE, Workshop, New Delhi, 1993.
- [32] SEDYCIAS FILHO, D. P., *Mecanismo de Ruptura ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado Armadas não Convensionalmente*. Monografia de Estágio Supervisionado, UnB, Brasília, DF, 1982.
- [33] SHEHATA, L. C. D., NAGATO, Y., *Modelos de Escoras e Tirantes*. Colóquio sobre Estruturas de Concreto Armado e Protendido. Vol. 2, PUC/RJ, Agosto, 1990.
- [34] SHEHATA, L. C. D., NAGATO, Y., *Modelos de Escoras e Tirantes para Regiões de Descontinuidade*. Ciclo de Palestras sobre o Colóquio Modelo CEB – FIP 1990, 1991.
- [35] SOUZA, S. T. M., *Estudo Teórico-Experimental de Dentes de Vigas Gerber de Pontes de Concreto Armado*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.
- [36] ZSUTTY, T. C., *Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data*. ACI – Journal, Proceedings, Vol. 65, Nº 8, November, 1968.
- [37] ZSUTTY, T. C., *Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests*. ACI – Journal, Proceedings, Vol. 68, Nº 2, February, 1971.

ANEXO A

RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DURANTE OS ENSAIOS DOS MODELOS DE ESCORAS

Tabela A.01 – Deformações nas armaduras do modelo M1-AH

Modelo: M1-AH			
Deformações ($\times 10^{-3}$):			
CARGA (KN)	1	2	H1-H2
0	0.000	0.000	0.000
29	-0.020	-0.020	-0.020
59	-0.035	-0.035	-0.034
88	-0.045	-0.045	-0.044
118	-0.055	-0.055	-0.054
147	-0.065	-0.065	-0.063
177	-0.085	-0.075	-0.078
206	-0.095	-0.090	-0.090
235	-0.110	-0.095	-0.100
265	-0.110	-0.095	-0.100
294	0.085	0.385	0.229
324	0.170	0.565	0.359
353	0.255	0.725	0.478
383	0.355	0.935	0.629
412	0.490	1.155	0.802
441	0.855	1.730	1.261
508	1.550	2.610	2.029

Tabela A.02 – Deformações nas armaduras do modelo M1-AC

Modelo: M1-AC									
Deformações ($\times 10^{-3}$):									
CARGA (KN)	1	2	V1-V2	3	4	V3-V4	5	6	H1-H2
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.005	0.000	-0.002	0.005	0.005	0.005	-0.040	0.000	-0.020
98	-0.005	0.005	0.000	0.005	0.005	0.005	-0.070	0.000	-0.034
147	-0.010	0.000	-0.005	0.005	0.010	0.007	-0.105	0.000	-0.051
196	0.000	0.000	0.000	0.010	0.010	0.010	-0.145	0.000	-0.071
245	0.005	0.010	0.007	0.035	0.020	0.027	-0.175	0.000	-0.085
294	0.060	0.065	0.061	0.110	0.075	0.090	-0.180	0.000	-0.088
343	0.175	0.170	0.168	0.225	0.165	0.190	-0.155	0.000	-0.076
392	0.270	0.260	0.259	0.335	0.245	0.283	-0.135	0.000	-0.068
441	0.400	0.390	0.385	0.475	0.350	0.402	-0.100	0.000	-0.049
491	0.470	0.460	0.454	0.565	0.420	0.480	-0.095	0.000	-0.046
540	0.575	0.575	0.561	0.630	0.430	0.517	-0.075	0.000	-0.037
589	0.685	0.685	0.668	0.740	0.495	0.602	-0.055	0.000	-0.027
638	0.800	0.825	0.793	0.875	0.585	0.712	-0.010	0.000	-0.005
687	0.920	0.975	0.924	1.085	0.705	0.873	0.045	0.000	0.022
736	1.130	1.200	1.137	1.500	0.950	1.195	0.240	0.000	0.117

Tabela A.03 – Deformações nas armaduras do modelo M1-AV

Modelo: M1-AV						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	V1-V2	3	4	V3-V4
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	-0.005	-0.005	-0.005	-0.005	0.000	-0.002
59	-0.005	0.000	-0.002	0.000	0.005	0.002
88	0.000	0.005	0.002	0.005	0.010	0.007
118	0.005	0.010	0.007	0.010	0.020	0.015
147	0.005	0.010	0.007	0.015	0.025	0.020
177	0.005	0.015	0.010	0.025	0.035	0.029
206	0.010	0.020	0.015	0.035	0.040	0.037
235	0.010	0.025	0.017	0.045	0.055	0.049
265	0.015	0.035	0.024	0.055	0.070	0.061
294	0.025	0.045	0.034	0.075	0.085	0.078
324	0.025	0.060	0.041	0.095	0.105	0.098
353	0.035	0.080	0.056	0.130	0.145	0.134
383	0.045	0.105	0.073	0.175	0.190	0.178
412	0.065	0.145	0.102	0.240	0.245	0.237
441	0.090	0.195	0.139	0.330	0.335	0.324
471	0.125	0.265	0.190	0.450	0.445	0.437
500	0.185	0.370	0.271	0.685	0.605	0.629
530	0.235	0.450	0.334	0.775	0.730	0.734
559	0.280	0.535	0.398	0.900	0.850	0.854
589	0.315	0.605	0.449	1.010	0.945	0.954
618	0.355	0.680	0.505	1.130	1.050	1.063
647	0.400	0.760	0.566	1.250	1.155	1.173
677	0.450	0.850	0.634	1.390	1.285	1.305
706	0.510	0.950	0.712	1.550	1.430	1.454
736	0.580	1.050	0.795	1.720	1.585	1.612
765	0.650	1.150	0.878	1.900	1.740	1.776
795	0.740	1.280	0.985	2.140	1.970	2.005
824	0.815	1.380	1.071	2.320	2.130	2.171

Tabela A.04 – Deformações nas armaduras do modelo M1-AI

Modelo: M1-AI						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	I1-I2	3	4	I3-I4
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.030	0.025	0.027	0.040	0.045	0.041
98	0.050	0.035	0.041	0.055	0.065	0.059
147	0.075	0.050	0.061	0.080	0.095	0.085
196	0.100	0.070	0.083	0.115	0.130	0.120
245	0.125	0.085	0.102	0.145	0.165	0.151
294	0.165	0.105	0.132	0.195	0.220	0.202
343	0.230	0.150	0.185	0.295	0.325	0.302
392	0.350	0.220	0.278	0.430	0.465	0.437
441	0.510	0.315	0.402	0.615	0.650	0.617
491	0.615	0.380	0.485	0.745	0.790	0.749
540	0.755	0.460	0.593	0.895	0.945	0.898
589	0.900	0.540	0.702	1.050	1.110	1.054
638	1.060	0.640	0.829	1.240	1.310	1.244
687	1.230	0.745	0.963	1.430	1.505	1.432
736	1.425	0.865	1.117	1.630	1.715	1.632
785	1.650	1.005	1.295	1.840	1.940	1.844
834	1.990	1.305	1.607	2.190	2.300	2.190

Tabela A.05 – Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AV

Modelo: M2.1-AV			
Deformações ($\times 10^{-3}$):			
CARGA (KN)	1	2	V1-V2
0	0.000	0.000	0.000
49	0.005	0.010	0.007
98	0.005	0.020	0.012
147	0.005	0.025	0.015
196	0.005	0.025	0.015
245	0.000	0.030	0.015
294	0.010	0.040	0.024
343	0.075	0.100	0.085
392	0.140	0.175	0.154
441	0.190	0.225	0.202
491	0.260	0.270	0.259
540	0.315	0.300	0.300
589	0.360	0.350	0.346
638	0.425	0.390	0.398
687	0.510	0.425	0.456
736	0.605	0.475	0.527

Tabela A.06 – Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AC

Modelo: M2.1-AC						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	V1-V2	3	4	H1-H2
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.020	-0.025	-0.022	0.000	0.000	0.000
98	-0.070	-0.065	-0.066	0.010	0.000	0.005
147	-0.110	-0.100	-0.102	0.015	0.005	0.010
196	-0.150	-0.125	-0.134	0.040	0.015	0.027
245	-0.140	-0.075	-0.105	0.100	0.050	0.073
294	-0.110	-0.035	-0.071	0.165	0.090	0.124
343	-0.070	0.010	-0.029	0.225	0.120	0.168
392	-0.005	0.075	0.034	0.275	0.145	0.205
441	0.150	0.185	0.163	0.350	0.185	0.261
491	0.270	0.260	0.259	0.405	0.215	0.302
540	0.390	0.330	0.351	0.465	0.235	0.341
589	0.490	0.375	0.422	0.550	0.245	0.388
638	0.600	0.400	0.488	0.640	0.225	0.422

Tabela A.07 – Deformações nas armaduras do modelo M2.1-AI

Modelo: M2.1-AI									
Deformações ($\times 10^{-3}$):									
CARGA (KN)	1	2	11-12	3	4	13-14	5	6	15-16
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.010	0.005	0.007	0.010	0.010	0.010	0.005	0.010	0.007
98	0.030	0.015	0.022	0.030	0.025	0.027	0.035	0.025	0.029
147	0.060	0.030	0.044	0.055	0.055	0.054	0.065	0.055	0.059
196	0.085	0.045	0.063	0.085	0.085	0.083	0.095	0.080	0.085
245	0.120	0.065	0.090	0.125	0.120	0.120	0.135	0.115	0.122
294	0.155	0.095	0.122	0.160	0.160	0.156	0.175	0.145	0.156
343	0.195	0.125	0.156	0.205	0.200	0.198	0.225	0.185	0.200
392	0.240	0.165	0.198	0.280	0.275	0.271	0.305	0.255	0.273
441	0.325	0.240	0.276	0.385	0.380	0.373	0.415	0.355	0.376
491	0.425	0.315	0.361	0.485	0.475	0.468	0.515	0.440	0.466
540	0.490	0.375	0.422	0.575	0.555	0.551	0.610	0.515	0.549
589	0.580	0.440	0.498	0.670	0.635	0.637	0.695	0.585	0.624
638	0.650	0.510	0.566	0.755	0.715	0.717	0.790	0.660	0.707
687	0.745	0.590	0.651	0.870	0.805	0.817	0.895	0.745	0.800
736	0.850	0.675	0.744	0.985	0.905	0.922	1.010	0.830	0.898
785	0.945	0.755	0.829	1.100	1.010	1.029	1.125	0.925	1.000
834	1.060	0.855	0.934	1.245	1.135	1.161	1.255	1.020	1.110
883	1.180	0.935	1.032	1.375	1.240	1.276	1.385	1.115	1.220
932	1.320	1.035	1.149	1.530	1.380	1.420	1.560	1.245	1.368
981	1.540	1.150	1.312	1.740	1.550	1.605	1.770	1.395	1.544
1030	1.760	1.290	1.488	1.925	1.730	1.783	2.040	1.570	1.761

Tabela A.08 – Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AV

Modelo: M2.2-AV			
Deformações ($\times 10^{-3}$):			
CARGA (KN)	1	2	V1-V2
0	0.000	0.000	0.000
49	-0.005	-0.005	-0.005
98	-0.025	-0.025	-0.024
147	-0.050	-0.050	-0.049
196	-0.065	-0.065	-0.063
245	-0.085	-0.085	-0.083
294	-0.110	-0.100	-0.102
343	-0.130	-0.120	-0.122
392	-0.145	-0.135	-0.137
441	-0.145	-0.135	-0.137
491	-0.125	-0.115	-0.117
540	-0.090	-0.085	-0.085
589	-0.050	-0.035	-0.041
638	0.010	0.015	0.012
687	0.085	0.160	0.120
736	0.200	0.320	0.254
785	0.280	0.430	0.346

Tabela A.09 – Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AC

Modelo: M2.2-AC						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	V1-V2	3	4	H1-H2
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.020	-0.020	-0.020	-0.015	-0.015	-0.015
98	-0.045	-0.045	-0.044	-0.040	-0.040	-0.039
147	-0.075	-0.085	-0.078	-0.005	-0.065	-0.034
196	-0.100	-0.115	-0.105	-0.095	-0.095	-0.093
245	-0.115	-0.145	-0.127	-0.115	-0.115	-0.112
294	-0.145	-0.175	-0.156	-0.140	-0.135	-0.134
343	-0.165	-0.195	-0.176	-0.155	-0.155	-0.151
392	-0.165	-0.210	-0.183	-0.140	-0.155	-0.144
441	-0.150	-0.210	-0.176	-0.100	-0.135	-0.115
491	-0.110	-0.205	-0.154	-0.045	-0.100	-0.071
540	-0.065	-0.190	-0.124	0.005	-0.075	-0.034
589	-0.015	-0.165	-0.088	0.060	-0.040	0.010
638	0.075	-0.070	0.002	0.140	0.010	0.073
687	0.200	0.090	0.141	0.230	0.075	0.149
736	0.310	0.215	0.256	0.345	0.180	0.256
785	0.500	0.415	0.446	0.700	0.500	0.585

Tabela A.10 – Deformações nas armaduras do modelo M2.2-AI

Modelo: M2.2-AI									
Deformações ($\times 10^{-3}$):									
CARGA (KN)	1	2	11-12	3	4	13-14	5	6	15-16
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.005	0.015	0.010	0.015	0.015	0.015	0.015	0.010	0.012
98	0.020	0.035	0.027	0.030	0.035	0.032	0.035	0.025	0.029
147	0.040	0.055	0.048	0.050	0.055	0.051	0.065	0.045	0.054
196	0.055	0.080	0.068	0.070	0.085	0.076	0.090	0.070	0.078
245	0.070	0.105	0.085	0.095	0.110	0.100	0.120	0.095	0.105
294	0.085	0.135	0.107	0.120	0.140	0.127	0.160	0.120	0.137
343	0.115	0.160	0.134	0.145	0.170	0.154	0.195	0.205	0.195
392	0.125	0.190	0.154	0.170	0.200	0.180	0.230	0.225	0.222
441	0.155	0.235	0.190	0.215	0.245	0.224	0.285	0.265	0.268
491	0.185	0.275	0.224	0.250	0.290	0.263	0.335	0.305	0.312
540	0.215	0.335	0.268	0.300	0.350	0.317	0.410	0.400	0.395
589	0.265	0.400	0.324	0.360	0.410	0.376	0.490	0.515	0.490
638	0.325	0.490	0.398	0.435	0.500	0.456	0.595	0.550	0.559
687	0.375	0.575	0.463	0.505	0.575	0.527	0.695	0.705	0.683
736	0.450	0.685	0.554	0.595	0.670	0.617	0.815	0.825	0.800
785	0.535	0.805	0.654	0.680	0.770	0.707	0.950	0.970	0.937
834	0.615	0.935	0.756	0.780	0.870	0.805	1.095	1.045	1.044
883	0.710	1.085	0.866	0.885	0.975	0.907	1.235	1.185	1.180
932	0.815	1.235	1.000	1.020	1.105	1.037	1.415	1.210	1.280
981	0.910	1.390	1.122	1.150	1.235	1.163	1.585	1.285	1.400
1030	1.040	1.625	1.300	1.335	1.400	1.334	1.800	1.550	1.634
1079	1.160	1.875	1.480	1.540	1.535	1.500	2.040	1.795	1.871
1128	1.360	2.335	1.802	1.940	1.625	1.739	2.500	2.260	2.322

Tabela A.11 – Deformações nas armaduras do modelo M3-AH

Modelo: M3-AH						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	H1-H2	3	4	H3-H4
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.010	-0.010	-0.010	-0.010	-0.010	-0.010
98	-0.020	-0.020	-0.020	-0.020	-0.015	-0.017
147	-0.030	-0.030	-0.029	-0.020	-0.020	-0.020
196	-0.040	-0.030	-0.034	-0.020	-0.020	-0.020
245	-0.045	-0.035	-0.039	-0.020	-0.020	-0.020
294	-0.045	-0.035	-0.039	-0.015	-0.015	-0.015
343	-0.050	-0.030	-0.039	-0.005	-0.005	-0.005
392	-0.050	-0.020	-0.034	0.005	0.005	0.005
441	-0.045	-0.015	-0.029	0.025	0.025	0.024
491	-0.035	0.000	-0.017	0.050	0.045	0.046
540	-0.025	0.020	-0.002	0.080	0.070	0.073
589	-0.015	0.050	0.017	0.120	0.105	0.110
638	0.005	0.090	0.046	0.175	0.155	0.161
687	0.025	0.120	0.071	0.225	0.195	0.205
736	0.045	0.160	0.100	0.280	0.240	0.254
785	0.065	0.200	0.129	0.340	0.285	0.305
834	0.090	0.250	0.166	0.410	0.335	0.363
883	0.115	0.310	0.207	0.485	0.390	0.427
932	0.140	0.380	0.254	0.575	0.450	0.500
981	0.165	0.475	0.312	0.675	0.520	0.583
1030	0.215	0.620	0.407	0.810	0.570	0.673
1079	0.300	0.870	0.571	1.040	0.480	0.741

Tabela A.12 – Deformações nas armaduras do modelo M3-AI

Modelo: M3-AI						
Deformações ($\times 10^{-3}$):						
CARGA (KN)	1	2	11-12	3	4	13-14
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	0.005
98	0.010	0.015	0.012	0.015	0.020	0.017
147	0.030	0.030	0.029	0.035	0.040	0.037
196	0.045	0.045	0.044	0.055	0.055	0.054
245	0.065	0.065	0.063	0.075	0.075	0.073
294	0.085	0.085	0.083	0.095	0.095	0.093
343	0.105	0.105	0.102	0.115	0.115	0.112
392	0.130	0.125	0.124	0.135	0.135	0.132
441	0.155	0.145	0.146	0.165	0.165	0.161
491	0.180	0.165	0.168	0.185	0.185	0.180
540	0.205	0.190	0.193	0.210	0.210	0.205
589	0.235	0.220	0.222	0.240	0.240	0.234
638	0.260	0.245	0.246	0.270	0.270	0.263
687	0.290	0.270	0.273	0.300	0.300	0.293
736	0.325	0.300	0.305	0.330	0.330	0.322
785	0.360	0.330	0.337	0.365	0.365	0.356
834	0.405	0.360	0.373	0.410	0.410	0.400
883	0.460	0.415	0.427	0.465	0.465	0.454
932	0.515	0.465	0.478	0.530	0.520	0.512
981	0.595	0.525	0.546	0.605	0.585	0.580
1030	0.675	0.590	0.617	0.690	0.665	0.661
1079	0.770	0.660	0.698	0.785	0.750	0.749
1128	0.885	0.720	0.783	0.895	0.845	0.849
1177	1.040	0.795	0.895	1.045	0.980	0.988
1226	1.220	0.825	0.996	1.205	1.115	1.132
1275	1.510	0.790	1.122	1.455	1.445	1.415

ANEXO B

RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS

Tabela B.01 – Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V1

Viga V1							
Deformações ($\times 10^{-3}$):							
CARGA (kN)	L1	L2	L3	L4	EER-1	EER-2	EER-3
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.005	0.005	0.024	0.024	-0.023	-0.014	-0.014
4.9	0.010	0.010	0.049	0.039	-0.042	-0.028	-0.033
9.8	0.020	0.015	0.107	0.088	-0.093	-0.065	-0.070
14.7	0.029	0.024	0.176	0.141	-0.140	-0.107	-0.107
19.6	0.034	0.034	0.263	0.210	-0.200	-0.153	-0.153
24.5	0.044	0.049	0.351	0.278	-0.260	-0.200	-0.195
29.4	0.054	0.059	0.434	0.346	-0.316	-0.247	-0.237
34.3	0.068	0.073	0.532	0.420	-0.377	-0.298	-0.284
39.2	0.083	0.093	0.600	0.478	-0.423	-0.340	-0.321
44.1	0.107	0.122	0.693	0.556	-0.493	-0.391	-0.377
49.1	0.141	0.171	0.776	0.624	-0.553	-0.442	-0.433
54.0	0.190	0.239	0.863	0.698	-0.619	-0.498	-0.405
58.9	0.278	0.376	0.941	0.766	-0.726	-0.544	-0.558
63.8	0.322	0.449	0.956	0.780	-0.223	-0.549	-0.572
73.6	0.346	1.283	1.156	0.961	0.237	-0.674	-0.033

Tabela B.02 – Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V2

Viga V2													
Deformações ($\times 10^{-3}$):													
CARGA (kN)	L1	L2	L3	L4	H1	H2	H3	H4	H5	H6	EER-1	EER-2	EER-3
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.91	0.010	0.010	0.000	0.044	0.005	0.010	0.009	0.009	0.000	0.000	-0.028	-0.042	-0.023
9.81	0.015	0.020	0.000	0.102	0.009	0.015	0.014	0.009	-0.005	-0.009	-0.065	-0.098	-0.056
14.72	0.020	0.024	0.000	0.107	0.019	0.020	0.019	0.014	-0.005	-0.014	-0.098	-0.153	-0.084
19.62	0.024	0.034	0.000	0.215	0.023	0.024	0.023	0.019	-0.009	-0.019	-0.130	-0.200	-0.112
24.53	0.034	0.049	0.000	0.278	0.028	0.029	0.028	0.023	-0.009	-0.019	-0.167	-0.256	-0.144
29.43	0.044	0.059	0.000	0.346	0.037	0.039	0.033	0.028	-0.005	-0.023	-0.209	-0.316	-0.181
34.34	0.054	0.068	0.000	0.405	0.047	0.044	0.037	0.033	-0.005	-0.028	-0.242	-0.363	-0.209
39.24	0.063	0.088	0.000	0.468	0.051	0.049	0.047	0.037	-0.005	-0.028	-0.288	-0.423	-0.242
44.15	0.078	0.107	0.000	0.537	0.056	0.054	0.051	0.047	-0.005	-0.033	-0.326	-0.479	-0.284
49.05	0.098	0.122	0.000	0.600	0.065	0.059	0.056	0.051	-0.005	-0.033	-0.367	-0.535	-0.326
53.96	0.117	0.156	0.000	0.668	0.070	0.063	0.061	0.051	-0.005	-0.033	-0.405	-0.586	-0.363
58.86	0.146	0.195	0.000	0.732	0.061	0.049	0.051	0.037	-0.014	-0.037	-0.493	-0.637	-0.405
63.77	0.185	0.254	0.000	0.795	0.051	0.044	0.047	0.028	-0.028	-0.051	-0.558	-0.693	-0.447
68.67	0.249	0.351	0.000	0.854	0.327	0.780	0.509	1.028	0.425	0.584	-0.521	-0.702	-0.470
73.58	0.605	0.400	0.000	0.917	0.481	1.190	0.584	1.481	0.556	0.799	-0.316	-0.786	-0.498
78.48	0.702	0.337	0.000	0.990	0.547	1.400	0.570	1.743	0.575	0.874	-0.163	-0.842	-0.484
83.39	0.800	0.312	0.000	1.078	0.565	1.610	0.570	2.000	0.617	0.981	-0.023	-0.916	-0.423
88.29	0.849	0.293	0.000	1.137	0.565	1.751	0.579	2.164	0.640	1.042	0.056	-0.963	-0.400

Tabela B.03 – Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V3

Viga V3													
Deformações ($\times 10^{-3}$):													
CARGA (kN)	L1	L2	L3	L4	V1	V2	V3	V4	V5	V6	EER-1	EER-2	EER-3
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.91	0.010	0.005	0.044	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.023	-0.070	-0.023
9.81	0.024	0.015	0.098	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.056	-0.140	-0.051
14.72	0.034	0.024	0.151	0.112	0.000	0.005	0.000	0.005	0.000	0.005	-0.093	-0.209	-0.079
19.62	0.054	0.034	0.239	0.161	0.005	0.009	0.005	0.009	0.000	0.009	-0.135	-0.274	-0.112
29.43	0.093	0.059	0.415	0.278	0.019	0.019	0.019	0.028	0.000	0.000	-0.237	-0.400	-0.186
39.24	0.127	0.098	0.600	0.405	0.051	0.065	0.048	0.065	-0.005	-0.005	-0.340	-0.526	-0.256
49.05	0.229	0.224	0.780	0.537	0.280	0.308	0.159	0.210	0.009	0.019	-0.460	-0.647	-0.335
58.86	0.420	0.434	0.951	0.663	0.766	0.995	0.716	0.921	0.229	0.332	-0.591	-0.767	-0.405
73.58	0.551	0.537	1.185	0.854	1.121	1.463	0.981	1.290	0.416	0.570	-0.744	-0.907	-0.600
88.29	0.712	0.634	1.449	1.063	1.519	1.977	1.255	1.668	0.584	0.780	-0.958	-1.172	-0.749
103.01	0.878	0.702	1.698	1.259	1.752	2.294	1.409	1.874	0.734	0.949	-1.177	-1.400	-0.870
117.72	1.020	0.780	1.946	1.459	1.949	2.598	1.591	2.107	0.902	1.136	-1.349	-1.633	-0.981
127.53	1.107	0.839	2.151	1.624	2.126	2.883	1.774	2.355	1.056	1.318	-1.516	-1.842	-1.079
137.34	1.176	0.893	2.322	1.761	2.266	3.145	1.938	2.584	1.187	1.477	-1.674	-2.037	-1.172
147.15	1.244	0.961	2.498	1.898	2.416	3.453	2.101	2.818	1.332	1.640	-1.847	-2.237	-1.260
156.96	1.322	1.034	2.717	2.063	2.617	3.953	2.313	3.136	1.514	1.841	-2.098	-2.451	-1.372
166.77	1.405	1.146	3.117	2.249	2.836	4.650	2.534	3.509	1.734	2.070	-2.414	-2.647	-1.521
176.58	1.454	1.268	3.780	2.444	3.098	5.411	2.788	4.005	1.958	2.290	-2.740	-2.814	-1.674
186.39	2.463	1.390	5.220	3.171	3.374	6.065	3.212	4.902	2.201	2.551	-3.084	-2.851	-1.823
193.36	1.337	1.351	4.615	2.502	3.463	6.463	3.389	5.322	2.238	2.551	-2.902	0.000	-1.712

Tabela B.04 – Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V5

Viga V5							
Deformações ($\times 10^{-3}$):							
CARGA (kN)	L1	L2	L3	L4	EER-1	EER-2	EER-3
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.45	0.005	0.005	0.024	0.020	0.000	-0.019	-0.009
4.91	0.010	0.015	0.039	0.039	0.000	-0.042	-0.023
9.81	0.020	0.020	0.098	0.098	0.000	-0.093	-0.051
14.72	0.024	0.029	0.151	0.151	0.000	-0.140	-0.079
19.62	0.039	0.044	0.224	0.215	-0.005	-0.200	-0.112
24.53	0.049	0.063	0.302	0.288	-0.005	-0.251	-0.144
29.43	0.068	0.083	0.376	0.356	-0.005	-0.302	-0.181
34.34	0.093	0.112	0.439	0.420	-0.005	-0.358	-0.214
39.24	0.137	0.127	0.522	0.498	-0.005	-0.409	-0.251
44.15	0.263	0.459	0.590	0.566	-0.009	-0.465	-0.284
49.05	0.312	0.634	0.610	0.634	-0.009	-0.512	-0.326
53.96	0.371	0.922	0.717	0.698	-0.014	-0.558	-0.358
58.86	0.483	1.146	0.800	0.780	-0.028	-0.628	-0.391
63.77	0.541	1.361	0.863	0.849	-0.051	-0.684	-0.414
68.67	0.590	1.395	0.932	0.917	-0.079	-0.744	-0.437
73.58	0.624	1.522	0.927	0.922	-0.070	-0.749	0.130

Tabela B.05 – Deformações nas armaduras e na superfície do concreto da viga V4

Viga V4																			
Deformações (x10 ⁻³):																			
CARGA (kN)	L1	L2	L3	L4	H1	H2	H3	H4	H5	H6	V1	V2	V3	V4	V5	V6	EER-1	EER-2	EER-3
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.91	0.008	0.008	0.044	0.039	0.005	0.005	0.005	0.005	-0.005	-0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	-0.033	-0.033	-0.070
9.81	0.015	0.015	0.102	0.083	0.005	0.009	0.009	0.005	-0.005	-0.009	0.000	0.000	0.005	0.000	0.009	0.009	-0.060	-0.079	-0.149
14.72	0.024	0.024	0.171	0.141	0.014	0.014	0.014	0.009	-0.009	-0.014	0.005	0.005	0.005	0.005	0.014	0.014	-0.093	-0.121	-0.228
19.62	0.039	0.039	0.259	0.210	0.019	0.023	0.023	0.019	-0.009	-0.014	0.009	0.010	0.005	0.005	0.014	0.019	-0.126	-0.167	-0.298
29.43	0.063	0.063	0.424	0.356	0.029	0.028	0.033	0.023	-0.014	-0.023	0.023	0.015	0.014	0.009	0.023	0.023	-0.195	-0.260	-0.433
39.24	0.102	0.117	0.605	0.502	0.034	0.037	0.056	0.042	-0.005	-0.023	0.051	0.044	0.037	0.023	0.028	0.028	-0.274	-0.367	-0.567
49.05	0.161	0.195	0.756	0.629	0.034	0.037	0.098	0.070	0.005	-0.014	0.136	0.107	0.075	0.061	0.033	0.033	-0.349	-0.460	-0.684
58.86	0.278	0.439	0.922	0.766	0.091	0.117	0.220	0.332	0.238	0.201	0.500	0.400	0.621	0.612	0.210	0.187	-0.460	-0.563	-0.823
73.58	0.376	0.659	1.156	0.961	0.192	0.248	0.299	0.612	0.416	0.388	0.860	0.678	1.140	1.121	0.598	0.514	-0.614	-0.707	-1.033
88.29	0.473	0.863	1.405	1.176	0.308	0.388	0.332	0.883	0.537	0.547	1.308	1.029	1.650	1.617	0.916	0.794	-0.763	-0.870	-1.302
103.01	0.571	1.024	1.659	1.380	0.385	0.477	0.322	1.051	0.579	0.621	1.673	1.351	2.009	1.963	1.173	1.037	-0.874	-1.051	-1.502
117.72	0.683	1.146	1.898	1.580	0.442	0.551	0.276	1.126	0.537	0.598	2.028	1.678	2.304	2.243	1.350	1.201	-0.958	-1.237	-1.660
132.44	0.800	1.278	2.151	1.790	0.495	0.621	0.234	1.215	0.505	0.579	2.336	1.976	2.617	2.537	1.547	1.388	-1.056	-1.442	-1.833
147.15	0.902	1.424	2.410	2.010	0.567	0.710	0.201	1.341	0.477	0.579	2.668	2.298	3.056	2.972	1.836	1.645	-1.172	-1.665	-2.037
156.96	0.971	1.537	2.600	2.171	0.625	0.780	0.173	1.439	0.463	0.579	2.916	2.556	3.495	3.458	2.079	1.846	-1.293	-1.823	-2.200
166.77	1.029	1.644	2.776	2.327	0.683	0.846	0.150	1.542	0.439	0.579	3.168	2.829	4.103	4.178	2.336	2.037	-1.405	-1.963	-2.386
176.58	1.078	1.756	3.015	2.512	0.740	0.921	0.107	1.659	0.421	0.561	3.505	3.210	5.084	5.383	2.449	2.252	-1.549	-2.116	-2.581
186.39	1.117	1.883	3.532	2.712	0.808	1.000	0.047	1.776	0.393	0.561	3.963	3.185	6.458	7.103	2.963	2.505	-1.707	-2.279	-2.767
196.20	1.141	2.059	4.654	3.590	0.894	1.112	-0.047	1.953	0.290	0.514	4.841	2.146	8.435	2.486	3.626	3.019	-1.953	-2.484	-2.791
204.54	1.005	2.132	8.239	5.073	0.952	1.178	-0.299	1.972	-0.089	0.257	5.967	1.639	9.813	2.075	4.822	4.121	-2.465	0.000	-2.265

ANEXO C

RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NO CONCRETO ($\times 10^{-3}$) DURANTE OS ENSAIOS DOS MODELOS DE ESCORAS

Tabela C.01 – Deformações no concreto do modelo M1-SA

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	6-6	6-7	6-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	0.000	-0.010	0.030	-0.040	-0.020	-0.040	-0.050	-0.120	0.000	0.000	0.040	0.010	0.040	0.020	-0.070	-0.010	-0.050	-0.040	-0.020
59	-0.040	-0.060	-0.030	-0.100	-0.060	-0.100	-0.150	-0.170	0.020	0.020	0.030	0.000	0.010	0.000	-0.030	-0.060	-0.090	-0.090	-0.050
88	-0.050	-0.090	0.060	-0.150	-0.140	0.230	-0.250	-0.240	0.020	0.040	0.060	0.050	0.050	-0.010	-0.070	-0.100	-0.140	-0.140	-0.090
118	-0.070	-0.120	-0.110	-0.230	-0.210	-0.290	-0.330	-0.300	0.050	0.080	0.090	0.060	0.060	-0.020	-0.090	-0.140	-0.200	-0.200	-0.130
147	-0.090	-0.140	-0.160	-0.270	-0.250	-0.320	-0.370	-0.350	0.060	0.090	0.090	0.060	0.070	-0.030	-0.110	-0.160	-0.240	-0.210	-0.140
177	-0.070	-0.170	-0.180	-0.290	-0.280	-0.360	-0.390	-0.400	0.060	0.090	0.120	0.060	0.070	-0.030	-0.120	-0.190	-0.290	-0.250	-0.170
206	-0.120	-0.210	-0.260	-0.400	-0.380	-0.450	-0.450	-0.420	0.060	0.110	0.140	0.110	0.140	-0.050	-0.160	-0.240	-0.330	-0.300	-0.150
235	-0.120	-0.250	-0.310	-0.470	-0.470	-0.550	-0.550	-0.500	0.100	0.170	0.180	0.140	0.150	-0.060	-0.210	-0.310	-0.410	-0.350	-0.230
265	-0.160	-0.300	-0.390	-0.560	-0.570	-0.620	-0.650	-0.610	0.110	0.190	0.200	0.180	0.180	-0.080	-0.250	-0.360	-0.460	-0.380	-0.240
294	-0.200	-0.340	-0.440	-0.630	-0.650	-0.680	-0.730	-0.680	0.110	0.210	0.210	0.180	0.190	-0.140	-0.330	-0.440	-0.530	-0.440	-0.250
324	-0.200	-0.380	-0.510	-0.670	-0.690	-0.720	-0.750	-0.720	0.140	0.260	0.300	0.260	0.280	-0.120	-0.340	-0.460	-0.550	-0.460	-0.250
353	-0.230	-0.410	-0.550	-0.760	-0.760	-0.830	-0.830	-0.770	0.190	0.360	0.360	0.310	0.300	-0.150	-0.370	-0.550	-0.640	-0.500	-0.280
383	-0.220	-0.430	-0.580	-0.820	-0.830	-0.900	-0.910	-0.840	0.210	0.460	0.470	0.400	0.360	-0.160	-0.390	-0.600	-0.710	-0.550	-0.310
412	-0.250	-0.450	-0.630	-0.880	-0.900	-0.970	-0.980	-0.850	0.250	0.560	0.610	0.560	0.490	-0.160	-0.460	-0.660	-0.770	-0.590	-0.310
441	-0.260	-0.490	-0.700	-0.970	-1.020	-1.110	-1.050	-0.920	0.460	0.980	1.140	1.120	0.880	-0.160	-0.500	-0.790	-0.980	-0.670	-0.300
471	-0.190	-0.460	-0.660	-1.080	-1.210	-1.640	-1.300	-0.800	2.260	3.170	3.280	2.990	2.280	-0.100	-0.530	-1.000	-1.400	-0.740	-0.150
500	-0.180	-0.500	-0.820	-1.190	-1.370	-2.090	-1.500	-0.660	3.420	4.410	4.450	4.010	3.020	-0.060	-0.580	-1.160	-1.640	-0.810	-0.100
530	-0.140	-0.510	-0.860	-1.300	-1.540	-2.790	-1.930	-0.670	5.110	6.260	6.150	5.510	4.140	0.070	-0.610	-1.390	-2.230	-0.810	-0.050

Tabela C.02 – Deformações no concreto do modelo MI-AH

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	6-6	6-7	6-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	-0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.150	0.010	-0.050	0.000	0.000	0.020	0.000	0.010	-0.010	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.010
59	-0.030	-0.020	-0.020	-0.040	-0.040	-0.160	-0.080	-0.140	0.010	0.020	0.040	0.040	0.050	-0.020	-0.010	-0.110	-0.100	-0.090	-0.040	-0.040
88	-0.050	-0.040	-0.090	-0.100	-0.120	-0.220	-0.120	-0.190	0.010	0.040	0.060	0.060	0.080	-0.020	-0.010	-0.140	-0.130	-0.120	-0.060	-0.060
118	-0.060	-0.060	-0.110	-0.120	-0.150	-0.280	-0.120	-0.230	0.010	0.050	0.090	0.080	0.100	-0.030	-0.050	-0.190	-0.180	-0.160	-0.110	-0.110
147	-0.100	-0.090	-0.140	-0.150	-0.200	-0.360	-0.140	-0.300	0.020	0.090	0.110	0.110	0.120	-0.010	-0.070	-0.220	-0.240	-0.220	-0.130	-0.130
177	-0.100	-0.120	-0.160	-0.190	-0.250	-0.450	-0.300	-0.340	0.030	0.100	0.120	0.150	0.140	-0.070	-0.130	-0.270	-0.280	-0.270	-0.170	-0.170
206	-0.100	-0.130	-0.180	-0.230	-0.300	-0.570	-0.340	-0.380	0.060	0.160	0.190	0.200	0.180	-0.060	-0.130	-0.310	-0.390	-0.350	-0.210	-0.210
235	-0.100	-0.150	-0.220	-0.260	-0.340	-0.600	-0.420	-0.450	0.060	0.190	0.250	0.250	0.230	-0.060	-0.190	-0.350	-0.430	-0.390	-0.240	-0.240
265	-0.110	-0.170	-0.260	-0.350	-0.440	-0.730	-0.530	-0.500	0.200	0.470	0.600	0.590	0.450	-0.090	-0.220	-0.450	-0.490	-0.510	-0.310	-0.310
294	-0.030	-0.120	-0.240	-0.350	-0.530	-1.150	-0.550	-0.250	1.840	2.660	2.940	2.800	2.230	0.050	-0.250	-0.670	-1.050	-0.680	-0.220	-0.220
324	-0.020	-0.130	-0.310	-0.380	-0.590	-1.390	-0.560	-0.180	2.590	3.520	3.910	3.750	2.950	0.200	-0.270	-0.810	-1.220	-0.770	-0.230	-0.230
353	0.000	-0.130	-0.320	-0.420	-0.650	-1.810	-0.660	-0.100	3.280	4.330	4.840	4.680	3.560	0.350	-0.260	-0.920	-1.350	-0.860	-0.240	-0.240
383	0.000	-0.130	-0.320	-0.450	-0.740	-1.980	-0.700	0.050	4.150	5.500	6.220	6.030	4.300	0.670	-0.240	-1.109	-1.450	-0.950	-0.240	-0.240
412	0.010	-0.130	-0.290	-0.470	-0.800	-2.280	-0.750	0.100	4.920	6.580	7.530	7.350	5.280	0.970	-0.200	-1.280	-1.450	-0.990	-0.240	-0.240

Tabela C.03 – Deformações no concreto do modelo MI-AC

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	6-6	6-7	6-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.020	-0.050	-0.080	-0.090	0.080	-0.140	-0.130	-0.100	0.050	0.040	0.060	0.070	0.040	0.000	-0.070	-0.120	-0.150	-0.040	-0.040	-0.040
98	-0.060	-0.130	-0.160	-0.170	-0.190	-0.250	-0.260	-0.170	0.070	0.080	0.100	0.100	0.080	-0.060	-0.120	-0.190	-0.220	-0.130	-0.080	-0.080
147	-0.050	-0.150	-0.220	-0.250	-0.260	-0.350	-0.380	-0.270	0.110	0.120	0.160	0.150	0.100	-0.070	-0.180	-0.270	-0.310	-0.180	-0.100	-0.100
196	-0.110	-0.220	-0.310	-0.350	-0.380	-0.530	-0.510	-0.280	0.180	0.190	0.260	0.220	0.160	-0.110	-0.280	-0.440	-0.480	-0.300	-0.170	-0.170
245	-0.150	-0.300	-0.390	-0.450	-0.480	-0.640	-0.640	-0.460	0.220	0.300	0.350	0.300	0.190	-0.110	-0.290	-0.490	-0.520	-0.300	-0.170	-0.170
294	-0.170	-0.340	-0.480	-0.570	-0.640	-0.830	-0.780	-0.600	0.380	0.530	0.650	0.580	0.380	-0.160	-0.440	-0.730	-0.740	-0.440	-0.220	-0.220
343	-0.180	-0.420	-0.590	-0.710	-0.810	-0.950	-0.910	-0.710	0.650	0.850	1.030	0.920	0.640	-0.140	-0.480	-0.830	-0.870	-0.480	-0.210	-0.210
392	-0.200	-0.470	-0.700	-0.840	-0.970	-1.150	-1.030	-0.790	0.950	1.270	1.460	1.310	0.930	-0.160	-0.580	-1.020	-1.070	-0.580	-0.230	-0.230
441	-0.180	-0.510	-0.800	-0.990	-1.160	-1.370	-1.200	-0.880	1.290	1.810	2.010	1.860	1.360	-0.170	-0.700	-1.310	-1.340	-0.730	-0.280	-0.280
491	-0.180	-0.550	-0.890	-1.140	-1.350	-1.580	-1.390	-0.990	1.610	2.310	2.580	2.300	1.780	-0.200	-0.840	-1.580	-1.570	-0.870	-0.320	-0.320
540	-0.200	-0.610	-1.010	-1.300	-1.550	-1.780	-1.550	-1.070	1.940	2.900	3.270	3.000	2.280	-0.250	-1.000	-1.850	-1.840	-0.980	-0.330	-0.330
589	-0.160	-0.660	-1.130	-1.510	-1.820	-2.050	-1.720	-1.180	2.350	3.640	4.150	3.830	2.950	-0.280	-1.130	-2.180	-2.150	-1.120	-0.380	-0.380
638	-0.070	-0.700	-1.280	-1.740	-2.090	-2.340	-1.940	-1.300	2.890	4.670	5.350	4.910	3.810	-0.290	-1.340	-2.650	-2.550	-1.310	-0.390	-0.390
687	0.050	-0.700	-1.440	-2.010	-2.440	-2.900	-2.160	-1.390	3.600	6.080	7.040	6.690	5.180	-0.350	-1.670	-3.370	-3.040	-1.490	-0.460	-0.460

Tabela C.04 – Deformações no concreto do modelo M1-AV

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	6-6	6-7	6-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
29	0,020	0,030	0,040	-0,080	0,080	0,110	-0,120	0,100	0,010	0,030	0,020	0,030	0,040	-0,070	0,080	-0,070	-0,080	-0,100	-0,100	-0,040
59	0,040	0,060	0,090	-0,120	0,150	0,200	-0,220	0,170	0,060	0,080	0,070	0,070	0,080	-0,080	0,120	-0,130	-0,150	-0,140	-0,140	-0,050
38	0,040	0,090	0,120	-0,160	0,190	0,300	-0,320	0,230	0,090	0,110	0,100	0,090	0,100	-0,110	0,220	-0,230	-0,210	-0,180	-0,180	-0,070
118	0,050	0,110	0,170	-0,200	0,240	0,370	-0,350	0,270	0,110	0,130	0,150	0,140	0,150	-0,120	0,250	-0,270	-0,270	-0,220	-0,220	-0,100
147	0,050	0,120	0,190	-0,230	0,260	0,430	-0,430	0,370	0,110	0,160	0,200	0,160	0,180	-0,130	0,270	-0,310	-0,300	-0,250	-0,250	-0,100
177	0,070	0,150	0,210	-0,270	0,300	0,520	-0,470	0,370	0,130	0,190	0,220	0,200	0,220	-0,150	0,300	-0,340	-0,340	-0,280	-0,280	-0,110
206	0,080	0,160	0,230	-0,290	0,330	0,610	-0,570	0,420	0,180	0,230	0,250	0,230	0,240	-0,150	0,350	-0,380	-0,380	-0,320	-0,320	-0,120
235	0,090	0,190	0,280	-0,330	0,380	0,690	-0,680	0,540	0,190	0,260	0,280	0,270	0,280	-0,160	0,370	-0,450	-0,450	-0,350	-0,350	-0,150
265	0,110	0,210	0,310	-0,390	0,450	0,780	-0,780	0,620	0,230	0,310	0,320	0,330	0,320	-0,180	0,440	-0,510	-0,520	-0,400	-0,400	-0,160
294	0,130	0,250	0,340	-0,460	0,510	0,860	-0,820	0,640	0,260	0,350	0,370	0,390	0,370	-0,210	0,480	-0,590	-0,580	-0,440	-0,440	-0,180
324	0,140	0,270	0,380	-0,480	0,550	0,920	-0,910	0,700	0,330	0,420	0,450	0,470	0,410	-0,240	0,550	-0,660	-0,670	-0,500	-0,500	-0,210
353	0,130	0,280	0,400	-0,510	0,590	1,000	-0,970	0,760	0,370	0,500	0,530	0,540	0,470	-0,250	0,580	-0,720	-0,710	-0,520	-0,520	-0,200
383	0,170	0,320	0,440	-0,580	0,650	1,060	-1,070	0,800	0,450	0,610	0,680	0,680	0,580	-0,250	0,620	-0,800	-0,790	-0,570	-0,570	-0,250
412	0,150	0,310	0,460	-0,610	0,700	1,130	-1,130	0,840	0,570	0,730	0,800	0,840	0,710	-0,280	0,670	-0,890	-0,850	-0,640	-0,640	-0,260
441	0,130	0,310	0,480	-0,660	0,770	1,210	-1,200	0,890	0,570	0,950	1,020	1,070	0,890	-0,300	0,730	-0,990	-0,950	-0,670	-0,670	-0,270
471	0,130	0,310	0,520	-0,700	0,830	1,310	-1,280	0,890	0,920	1,240	1,350	1,370	1,140	-0,330	0,790	-1,110	-1,030	-0,730	-0,730	-0,290
500	0,150	0,350	0,550	-0,750	0,900	1,390	-1,370	0,900	1,170	1,530	1,700	1,740	1,460	-0,280	0,800	-1,190	-1,080	-0,780	-0,780	-0,280
530	0,130	0,340	0,560	-0,790	0,940	1,470	-1,420	0,900	1,400	1,800	1,990	2,050	1,690	-0,310	0,860	-1,290	-1,170	-0,860	-0,860	-0,300
559	0,130	0,360	0,590	-0,830	1,010	1,580	-1,500	0,900	1,630	2,080	2,260	2,300	1,910	-0,300	0,900	-1,370	-1,230	-0,910	-0,910	-0,320
589	0,130	0,380	0,630	-0,900	1,060	1,660	-1,570	0,920	1,860	2,330	2,520	2,560	2,090	-0,330	0,970	-1,510	-1,330	-0,970	-0,970	-0,340
618	0,140	0,380	0,660	-0,940	1,130	1,770	-1,650	0,970	2,100	2,630	2,780	2,840	2,200	-0,350	1,040	-1,610	-1,430	-1,030	-1,030	-0,340
647	0,120	0,400	0,680	-1,010	1,200	1,910	-1,770	0,960	2,380	2,930	3,080	3,120	2,450	-0,350	1,100	-1,740	-1,560	-1,130	-1,130	-0,360
677	0,100	0,400	0,730	-1,070	1,300	2,050	-1,870	0,970	2,750	3,350	3,520	3,530	2,720	-0,350	1,130	-1,880	-1,700	-1,200	-1,200	-0,390
706	0,070	0,410	0,780	-1,150	1,390	2,220	-1,970	0,970	3,170	3,810	3,930	3,890	2,970	-0,370	1,220	-2,030	-1,860	-1,300	-1,300	-0,400
736	0,030	0,410	0,800	-1,220	1,490	2,430	-2,120	0,980	3,660	4,400	4,450	4,360	3,220	-0,370	1,310	-2,200	-2,050	-1,400	-1,400	-0,430
765	0,030	0,390	0,850	-1,320	1,600	2,640	-2,270	1,030	4,190	5,070	5,060	4,860	3,520	-0,400	1,420	-2,470	-2,290	-1,540	-1,540	-0,460
795	0,130	0,360	0,900	-1,450	1,800	2,880	-2,440	1,000	5,230	6,370	6,390	5,840	4,110	-0,410	1,620	-2,900	-2,680	-1,770	-1,770	-0,490

Tabela C.05– Deformações no concreto do modelo M1-A1

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	6-6	6-7	6-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.000	0.000	0.010	-0.010	0.010	-0.010	0.010	-0.010	0.000	0.030	0.020	0.030	0.020	0.010	0.000	0.040	-0.040	0.020	0.010	0.010
98	0.010	0.000	-0.010	-0.030	-0.020	-0.020	-0.110	-0.060	0.010	0.050	0.050	0.020	0.020	0.000	-0.010	-0.080	-0.080	-0.040	0.010	0.010
147	0.010	0.030	-0.040	-0.070	-0.070	-0.110	0.140	-0.110	0.030	0.060	0.060	0.060	0.050	0.000	-0.030	-0.120	-0.120	-0.080	0.020	0.020
196	0.000	0.050	0.060	-0.100	-0.110	-0.190	-0.180	-0.140	0.030	0.090	0.090	0.080	0.080	-0.010	-0.070	-0.160	-0.190	-0.130	0.030	0.030
245	0.030	0.050	-0.070	0.140	-0.130	-0.250	-0.170	-0.130	0.060	0.120	0.150	0.130	0.100	-0.010	-0.090	-0.230	-0.260	-0.170	0.050	0.050
294	0.040	0.080	-0.120	-0.190	-0.210	-0.270	-0.250	-0.200	0.100	0.180	0.200	0.160	0.130	-0.010	-0.170	-0.320	-0.330	-0.220	0.080	0.080
343	0.050	0.090	-0.140	-0.240	-0.250	-0.310	-0.280	-0.260	0.120	0.240	0.270	0.220	0.150	-0.030	-0.190	-0.400	-0.410	-0.280	0.100	0.100
392	0.030	0.040	-0.090	-0.240	-0.250	-0.310	-0.270	-0.260	0.280	0.440	0.490	0.430	0.280	-0.010	-0.230	-0.470	-0.480	-0.320	0.090	0.090
441	0.010	0.080	-0.170	-0.300	-0.370	-0.440	-0.310	-0.300	0.360	0.610	0.650	0.570	0.410	-0.010	-0.280	-0.600	-0.610	-0.410	0.120	0.120
491	0.050	0.130	-0.200	-0.380	-0.430	-0.500	-0.390	-0.280	0.480	0.740	0.800	0.730	0.520	-0.030	-0.360	-0.730	-0.740	-0.490	0.160	0.160
540	-0.050	0.150	-0.250	-0.470	-0.520	-0.630	-0.530	-0.360	0.630	0.960	1.010	0.920	0.670	-0.050	-0.430	-0.880	-0.880	-0.600	0.200	0.200
589	0.060	0.190	-0.300	-0.530	-0.630	-0.780	-0.590	-0.380	0.820	1.160	1.230	1.150	0.880	-0.060	-0.510	-1.060	-1.040	-0.700	0.240	0.240
638	-0.070	0.220	-0.340	-0.630	-0.750	-0.920	-0.720	-0.470	1.070	1.550	1.560	1.430	1.140	-0.100	-0.570	-1.260	-1.230	-0.820	0.280	0.280
687	0.070	-0.240	0.400	-0.720	-0.850	-1.110	-0.870	-0.530	1.390	1.950	1.920	1.760	1.370	-0.110	-0.690	-1.490	-1.420	-0.850	0.340	0.340
736	0.060	-0.240	0.430	-0.820	-0.980	-1.400	-1.050	-0.550	1.750	2.420	2.410	2.160	1.620	-0.150	-0.800	-1.770	-1.680	-1.120	0.440	0.440
785	0.060	-0.270	-0.450	-0.930	-1.170	-1.750	-1.370	-0.590	1.850	3.040	3.250	2.850	2.120	-0.150	-0.870	-2.090	-2.000	-1.260	0.530	0.530

Tabela C.06– Deformações no concreto do modelo M2.1-SA

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 300	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
20	-0 020	0 040	0 070	-0 120	-0 040	0 010	0 010	0 040	0 020	0 030	-0 010	0 040	0 000	0 010	-0 010	0 010	0 000	0 050	0 000
39	-0 080	-0 110	-0 140	-0 190	-0 040	0 030	-0 040	-0 020	0 000	0 020	0 000	0 040	0 020	0 000	0 000	-0 030	-0 030	0 010	-0 050
59	-0 160	-0 170	-0 230	-0 310	-0 070	0 070	-0 060	-0 020	0 030	0 070	0 020	0 010	0 020	-0 020	-0 020	-0 080	-0 020	0 020	-0 040
78	-0 190	0 270	-0 290	-0 370	-0 100	-0 040	-0 090	-0 020	0 030	0 080	0 050	0 020	0 030	-0 020	-0 040	-0 130	-0 100	0 020	0 040
118	-0 270	0 330	-0 400	-0 500	-0 120	-0 110	-0 160	-0 070	0 080	0 090	0 080	0 050	0 080	-0 030	-0 090	-0 150	-0 110	0 010	-0 040
157	0 300	-0 400	-0 510	-0 530	-0 160	0 140	-0 180	-0 090	0 140	0 160	0 110	0 100	0 100	-0 030	-0 150	-0 250	-0 160	-0 010	-0 040
196	-0 350	-0 480	-0 560	-0 720	-0 200	0 150	-0 210	-0 130	0 180	0 240	0 210	0 160	0 110	-0 020	-0 180	-0 330	-0 210	-0 020	-0 040
245	0 400	-0 560	-0 740	-0 880	-0 240	0 190	-0 250	-0 150	0 300	0 380	0 380	0 310	0 210	-0 050	-0 240	-0 440	-0 300	0 030	0 040
294	-0 420	0 670	-0 850	-1 010	-0 290	0 240	-0 260	-0 170	0 540	0 740	0 810	0 770	0 490	-0 050	-0 320	-0 570	-0 380	-0 040	-0 040
343	0 470	0 710	-0 980	-1 220	-0 420	0 270	-0 270	-0 180	0 850	1 280	1 390	1 460	0 850	-0 030	-0 380	0 750	-0 490	0 050	0 020
392	0 480	0 790	-1 120	-1 410	-0 440	0 320	-0 270	-0 120	1 180	1 830	2 050	1 890	1 250	0 030	-0 430	-0 950	-0 630	0 030	0 050
441	-0 510	-0 870	-1 270	-1 600	-0 550	0 370	-0 290	-0 070	1 470	2 360	2 660	2 470	1 650	0 070	-0 500	-1 110	-0 810	0 040	0 060
491	-0 540	-0 960	-1 440	-1 830	-0 660	0 440	-0 300	-0 060	1 800	3 020	3 420	3 180	2 030	0 060	-0 580	-1 320	-0 990	-0 030	0 040
540	-0 550	-1 020	-1 540	-2 020	-0 770	0 490	-0 310	-0 020	2 130	3 640	4 180	3 850	2 410	0 050	-0 650	-1 530	-1 170	-0 050	0 010
589	-0 490	-1 020	-1 680	-2 350	-0 940	-0 600	-0 310	0 050	2 700	4 930	5 800	4 180	3 140	0 080	-0 850	-2 000	-1 480	0 090	0 010

Tabela C.07– Deformações no concreto do modelo M2.1-AV

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
45	0 000	0 000	0 070	0 000	0 010	0 020	0 000	0 000	0 050	0 070	0 060	0 030	0 010	-0 010	0 040	-0 030	-0 060	0 030	0 020
98	0 030	0 030	-0 080	-0 050	-0 030	0 000	0 000	-0 160	0 050	0 100	0 110	0 070	0 000	-0 010	0 150	-0 140	-0 100	0 010	0 020
147	-0 050	0 050	0 110	-0 100	-0 080	0 050	-0 010	-0 200	0 100	0 190	0 220	0 190	0 000	-0 020	0 230	-0 230	0 180	-0 020	0 020
196	-0 040	0 070	0 170	-0 150	-0 160	0 030	-0 060	-0 160	0 160	0 300	0 350	0 290	-0 030	-0 060	0 320	-0 330	-0 250	-0 050	0 020
245	-0 080	0 120	0 220	-0 200	-0 170	0 110	-0 060	-0 190	0 230	0 430	0 510	0 460	-0 040	0 070	0 400	-0 420	0 300	-0 090	0 020
294	-0 070	-0 130	-0 270	-0 230	-0 230	0 160	-0 110	-0 210	0 360	0 660	0 790	0 710	0 030	-0 080	0 460	0 550	-0 380	-0 070	0 020
343	-0 070	0 130	-0 270	-0 290	-0 320	0 210	-0 100	-0 130	0 530	0 950	1 100	1 140	-0 020	-0 070	0 510	-0 690	-0 500	-0 050	0 070
392	-0 060	0 160	-0 310	-0 330	-0 390	0 260	-0 120	-0 180	0 670	1 160	1 340	1 260	0 090	-0 090	0 580	-0 850	-0 640	-0 210	0 050
441	-0 070	-0 170	-0 370	-0 440	-0 480	0 340	-0 180	-0 200	0 870	1 490	1 680	1 530	0 150	-0 090	0 660	-1 060	-0 770	0 210	0 060
491	0 060	-0 100	-0 370	-0 500	-0 570	-0 400	-0 210	-0 150	1 170	1 870	2 090	1 850	0 300	-0 080	0 730	-1 290	-0 910	-0 240	0 060
540	0 210	-0 020	-0 360	-0 580	-0 650	-0 440	-0 230	-0 110	1 520	2 360	2 550	2 210	0 450	-0 080	0 830	-1 550	-1 050	-0 320	0 100
589	0 480	0 120	-0 370	-0 700	-0 790	-0 550	-0 280	-0 050	2 010	3 090	3 280	2 840	0 700	-0 090	-0 970	-1 860	-1 280	-0 300	0 100
638	0 750	0 280	-0 370	-0 850	-0 950	-0 620	-0 320	-0 120	2 530	3 970	4 160	3 530	0 970	-0 100	1 130	-2 230	-1 520	-0 390	0 090
687	1 090	0 450	-0 430	-1 000	-1 150	-0 730	-0 340	-0 060	2 980	4 470	5 000	4 420	1 270	-0 100	1 370	-2 730	-1 810	-0 590	0 070
736	1 770	0 910	-0 380	-1 090	-1 470	-0 800	-0 250	0 010	3 290	4 420	6 100	4 740	2 480	0 210	-1 750	-4 150	-2 620	-1 050	0 010

Tabela C.08– Deformações no concreto do modelo M2.1-AC

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.020	0.000	0.040	0.070	0.000	-0.110	0.010	0.060	-0.060	0.040	0.080	0.060	0.020	0.030	-0.040	0.060	0.070	-0.110	0.010
98	0.030	0.020	0.080	-0.010	0.240	-0.200	-0.020	0.060	-0.040	0.090	0.120	0.070	0.050	-0.040	-0.090	0.150	-0.160	-0.100	0.030
147	0.060	0.050	0.080	-0.010	0.310	-0.250	-0.020	0.180	0.000	0.260	0.260	0.230	0.100	-0.120	-0.140	0.260	-0.220	-0.210	0.060
196	-0.110	0.120	-0.150	-0.030	0.410	-0.250	0.160	0.430	0.090	0.590	0.550	0.440	0.260	-0.140	0.260	0.370	-0.270	-0.340	0.110
245	-0.160	0.170	-0.210	-0.090	0.540	-0.210	0.330	0.770	0.070	1.050	0.940	0.640	0.390	-0.190	-0.250	-0.500	-0.270	-0.370	-0.130
294	0.190	-0.190	-0.260	-0.150	0.740	-0.220	0.470	1.040	0.130	1.490	1.360	0.930	0.500	-0.170	-0.340	-0.620	-0.360	-0.520	0.200
343	0.190	-0.250	-0.310	0.240	-1.030	-0.380	0.500	1.260	0.150	2.000	1.740	1.160	0.750	-0.170	-0.540	-0.770	-0.440	-0.690	0.220
392	0.190	-0.250	-0.400	-0.330	-1.400	-0.500	0.620	1.440	0.130	2.600	2.240	1.530	0.750	-0.190	-0.450	-1.020	-0.680	-0.790	0.280
441	0.050	-0.230	-0.380	-0.340	-1.660	-0.690	0.530	1.710	0.180	3.130	3.110	2.090	0.960	-0.140	-0.560	-1.110	-0.940	-0.970	0.250
491	0.200	0.000	-0.300	-0.330	-2.050	-0.830	0.580	1.910	0.110	3.120	4.050	2.870	1.310	-0.180	-0.540	-1.290	-1.240	-1.060	0.330
540	0.500	0.210	-0.100	-0.280	-2.270	-1.010	0.630	2.090	0.080	3.120	4.940	3.600	1.700	-0.040	-0.570	-1.400	-1.550	-1.350	0.340
589	0.780	0.400	0.040	-0.250	-2.690	-1.220	0.620	2.440	0.110		6.000	4.530	2.110	-0.020	-0.590	-1.450	-1.990	-1.430	0.350
638	1.300	0.790	0.080	-0.230	-3.490	-1.570	0.680	2.960	0.080		7.910	6.090	3.170	-0.050	-0.480	-1.620	-3.040	-1.830	0.360

Tabela C.09– Deformações no concreto do modelo M2.1-AI

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.030	0.040	0.050	0.020	0.020	0.060	-0.020	-0.030	0.000	0.020	0.000	0.020	0.010	0.040	-0.030	-0.020	-0.030	-0.230	-0.040
98	-0.010	-0.020	0.000	-0.010	0.160	0.170	-0.140	-0.100	-0.010	0.030	-0.070	0.040	0.020	0.030	0.070	0.080	-0.010	0.360	-0.060
147	-0.040	0.090	0.040	-0.050	-0.310	0.280	-0.210	-0.160	-0.030	0.090	0.050	0.060	0.060	0.010	0.130	-0.210	-0.050	0.390	0.100
196	0.050	-0.110	-0.070	-0.070	-0.420	0.360	-0.260	-0.170	-0.030	0.120	0.090	0.120	0.080	0.000	0.120	0.290	-0.190	-0.450	0.120
245	-0.060	0.100	0.080	-0.100	-0.530	0.440	-0.340	-0.210	-0.080	0.140	0.130	0.130	0.110	0.010	-0.190	0.360	-0.290	-0.520	-0.140
294	-0.080	-0.150	-0.110	-0.130	-0.630	0.520	-0.380	-0.230	-0.070	0.190	0.190	0.160	0.130	0.010	0.210	0.410	-0.390	-0.590	0.160
343	0.040	0.060	-0.110	-0.120	-0.680	-0.610	-0.450	-0.240	-0.020	0.270	0.280	0.230	0.180	0.010	-0.280	0.490	-0.580	-0.720	-0.200
392	0.110	0.210	-0.170	-0.180	-0.840	0.680	-0.480	-0.270	-0.030	0.320	0.370	0.270	0.190	-0.050	-0.310	0.630	-0.740	-0.780	0.240
441	0.130	0.220	0.190	-0.260	-0.970	0.820	-0.590	-0.310	-0.010	0.450	0.500	0.360	0.260	-0.050	-0.370	0.720	-0.880	-0.880	0.260
491	-0.150	-0.260	-0.250	-0.300	-1.130	0.930	-0.630	-0.310	0.030	0.570	0.640	0.450	0.290	-0.010	0.400	0.820	-1.040	-0.950	0.280
540	-0.170	-0.290	-0.280	-0.340	-1.230	-1.050	-0.690	-0.320	0.100	0.700	0.790	0.560	0.320	-0.030	-0.460	-0.950	-1.220	-1.080	0.300
589	-0.200	-0.310	-0.360	-0.430	-1.340	-1.150	-0.760	-0.360	0.140	0.810	0.960	0.690	0.380	-0.020	-0.470	-1.060	-1.370	-1.150	-0.310
638	-0.230	-0.390	-0.450	-0.500	-1.480	-1.250	-0.830	-0.320	0.210	0.950	1.150	0.790	0.400	-0.050	-0.570	-1.180	-1.540	-1.250	-0.370
687	-0.250	-0.440	-0.520	-0.620	-1.640	-1.380	-0.880	-0.380	0.270	1.140	1.340	0.940	0.450	-0.030	-0.620	-1.310	-1.740	-1.360	-0.390
736	-0.280	-0.520	-0.600	-0.710	-1.790	-1.490	-0.950	-0.360	0.370	1.320	1.560	1.110	0.480	-0.040	-0.720	-1.440	-1.910	-1.470	-0.420
785	-0.330	-0.600	-0.710	-0.860	-1.980	-1.630	-1.030	-0.370	0.470	1.550	1.780	1.330	0.520	-0.050	-0.830	-1.660	-2.150	-1.630	-0.470
834	-0.390	-0.690	-0.850	-1.010	-2.140	-1.810	-1.100	-0.410	0.550	1.770	2.060	1.510	0.570	-0.070	-0.920	-1.800	-2.370	-1.720	-0.500
883	-0.410	-0.770	-0.970	-1.180	-2.320	-1.940	-1.200	-0.430	0.660	2.010	2.310	1.740	0.620	-0.060	-1.010	-1.960	-2.550	-1.820	-0.530
932	-0.470	-0.870	-1.160	-1.420	-2.570	-2.150	-1.300	-0.410	0.830	2.340	2.670	2.060	0.670	-0.100	-1.160	-2.190	-2.810	-1.980	-0.620
981	-0.470	-0.950	-1.360	-1.690	-2.900	-2.370	-1.430	-0.430	1.090	2.830	3.200	2.090	0.850	-0.120	-1.280	-2.410	-3.150	-2.060	-0.610
1030	-0.360	-0.940	-1.520	-1.130	-3.130	-2.510	-1.550	0.010	1.650	3.660									

Tabela C.10– Deformações no concreto do modelo M2.2-AV

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
49	0,040	0,060	0,040	0,090	0,030	0,050	-0,070	-0,040	0,010	0,020	0,050	0,020	-0,040	0,010	0,060	0,050	0,060	0,060	0,010
98	0,090	0,100	0,070	-0,240	0,150	-0,100	-0,090	-0,070	0,010	0,020	0,030	0,090	-0,050	0,040	0,130	-0,140	-0,150	0,100	-0,050
147	0,090	0,140	0,040	-0,260	0,190	-0,160	-0,140	-0,090	0,010	0,020	0,040	0,060	-0,040	0,050	0,190	-0,200	-0,230	0,160	-0,070
196	0,110	0,180	0,050	-0,410	0,300	-0,280	-0,220	-0,140	0,020	0,040	0,080	0,080	-0,020	-0,040	0,250	-0,310	-0,290	0,190	-0,090
245	0,140	0,220	0,100	-0,440	0,380	-0,350	-0,300	-0,170	0,030	0,080	0,120	0,130	-0,020	0,030	0,280	-0,420	-0,390	0,280	0,100
294	0,190	0,270	0,150	-0,510	0,460	-0,390	-0,340	-0,190	0,010	0,080	0,190	0,210	-0,010	0,100	0,380	-0,490	-0,450	-0,290	-0,110
343	0,210	0,320	0,230	-0,580	0,540	-0,480	-0,380	-0,210	0,040	0,170	0,250	0,260	-0,030	0,130	0,410	-0,550	-0,540	0,330	-0,140
392	0,210	0,320	0,230	-0,580	0,540	-0,480	-0,380	-0,210	0,040	0,170	0,250	0,260	-0,030	-0,130	-0,410	-0,550	-0,540	0,330	-0,140
441	0,210	0,360	0,310	-0,690	0,630	-0,540	-0,440	-0,230	0,060	0,220	0,330	0,310	0,010	0,130	0,480	-0,650	-0,650	0,380	-0,170
491	0,250	0,390	0,360	-0,710	0,710	-0,620	-0,490	-0,240	0,060	0,270	0,430	0,420	0,160	-0,140	0,510	-0,730	-0,770	0,460	-0,190
540	0,250	0,430	0,410	-0,810	0,840	-0,740	-0,550	-0,250	0,080	0,380	0,650	0,590	0,120	-0,150	0,560	-0,890	-0,910	0,500	0,200
589	0,300	0,530	0,590	-1,040	1,210	-0,950	-0,650	-0,200	0,150	0,610	1,110	1,160	0,190	-0,150	0,740	-1,220	-1,230	0,650	0,210
638	0,300	0,590	0,690	-1,200	1,470	-1,100	-0,690	-0,140	0,240	0,800	1,370	1,510	0,300	-0,130	0,800	-1,390	-1,430	0,770	-0,200
687	0,280	0,600	0,770	-1,350	1,740	-1,210	-0,600	-0,210	0,410	1,130	1,650	1,650	0,310	-0,120	0,890	-1,670	-1,770	0,960	0,180
736	0,240	0,630	0,860	-1,550	2,070	-1,330	-0,530	0,390	0,550	1,520	2,020	1,960	0,370	-0,110	1,030	-1,950	-2,050	1,110	0,150
785	0,100	0,590	0,910	-1,820	2,510	-1,520	-0,440	0,770	0,930	2,130	3,130	3,030	0,450	0,060	-1,270	-2,480	-2,520	1,420	0,140

Tabela C.11– Deformações no concreto do modelo M2.2-AC

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	1-4	5-5	5-6	5-7	5-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
49	0,030	0,000	0,010	-0,090	-0,040	-0,060	-0,050	-0,030	0,010	-0,020	0,020	0,030	0,030	0,000	0,010	-0,080	-0,020	0,030	0,020
98	0,020	0,020	0,050	-0,100	-0,080	-0,100	-0,090	-0,020	0,000	-0,010	0,020	-0,030	0,000	-0,020	0,080	-0,180	-0,090	0,120	0,040
147	0,100	0,120	0,150	-0,190	-0,160	-0,170	-0,140	-0,080	0,020	0,010	0,040	0,020	-0,010	-0,110	0,120	0,190	-0,140	0,160	0,070
196	0,090	0,120	0,220	-0,260	-0,260	0,240	-0,160	-0,080	0,090	0,020	0,100	0,030	0,000	-0,120	-0,110	-0,370	-0,190	0,200	0,080
245	0,090	0,150	0,270	-0,310	-0,300	-0,280	-0,200	-0,110	0,080	0,100	0,170	0,070	0,020	-0,100	0,140	-0,390	-0,270	0,220	0,110
294	0,130	0,180	-0,340	-0,400	-0,400	-0,330	-0,230	-0,100	0,120	0,170	0,260	0,100	0,050	-0,090	0,170	-0,490	-0,320	0,300	-0,110
343	0,160	0,220	-0,390	-0,440	-0,460	-0,370	-0,240	-0,100	0,080	0,210	0,370	0,190	0,080	-0,070	-0,510	-0,500	-0,390	0,370	0,120
392	0,140	0,250	0,490	-0,580	-0,580	-0,400	-0,290	-0,110	0,100	0,350	0,600	0,290	0,140	-0,110	0,540	-0,730	-0,560	0,490	0,150
441	0,140	0,280	-0,580	-0,690	-0,730	-0,560	-0,360	-0,110	0,100	0,480	0,800	0,460	0,200	-0,190	-0,600	-0,900	-0,720	0,510	0,160
491	0,130	0,320	-0,670	-0,850	-0,890	-0,640	-0,340	-0,050	0,100	0,750	1,150	0,690	0,270	-0,110	-0,720	1,060	-0,880	-0,640	-0,160
540	0,090	0,360	-0,780	-0,980	-1,110	-0,750	-0,360	0,030	0,120	1,110	1,710	0,910	0,370	-0,150	0,790	-1,250	-1,060	-0,750	0,150
589	0,110	0,390	-0,920	-1,200	-1,350	-0,840	-0,350	0,130	0,150	2,020	2,490	0,990	0,450	-0,140	0,910	-1,440	-1,250	-0,940	-0,170
638	0,060	0,370	-1,040	-1,490	-1,670	-0,980	-0,390	0,240	0,170	2,040	3,300	1,230	0,580	-0,130	0,950	-1,870	-1,460	-1,150	0,140
687	0,210	0,370	-1,190	-1,820	-1,970	-1,100	-0,340	0,420	0,220	2,530	4,140	1,560	0,720	-0,060	-1,100	-2,160	-1,690	-1,340	-0,110
736	0,410	0,360	-1,340	-2,230	-2,300	-1,290	-0,280	0,770	0,260	3,270	3,880	2,220	1,020	-0,060	-1,260	-2,760	-2,190	1,860	0,080

Tabela C.12– Deformações no concreto do modelo M3-SA

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	4-4	4-5	4-6	4-7	4-8	9-9	10-10'	11-11	12-12'	13-13	14-14	15-15	10-12	16-16	17-17	10'-12'	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.010	0.010	0.050	-0.080	-0.080	-0.040	0.000	-0.030	0.000	0.020	0.027	0.050	0.020	-0.010	0.010	-0.050	0.020	0.060	0.030	0.030
98	-0.030	-0.050	0.080	-0.170	-0.130	-0.100	-0.040	-0.050	0.010	0.030	0.047	0.060	0.040	-0.020	-0.040	-0.070	-0.090	0.110	0.090	0.090
147	-0.080	-0.100	-0.150	-0.310	-0.210	-0.150	-0.100	-0.090	0.030	0.030	0.057	0.070	0.040	-0.050	-0.090	-0.120	-0.160	0.180	0.130	0.130
196	-0.120	-0.140	-0.210	-0.360	-0.270	-0.210	-0.150	-0.140	0.030	0.060	0.077	0.080	0.050	-0.090	-0.120	-0.170	-0.200	0.250	0.220	0.220
245	-0.160	-0.190	-0.250	-0.430	-0.360	-0.240	-0.150	-0.140	0.050	0.080	0.127	0.120	0.050	-0.120	-0.160	-0.230	-0.280	0.340	0.260	0.260
294	-0.200	-0.250	0.320	-0.510	-0.400	-0.310	-0.220	-0.160	0.060	0.080	0.127	0.120	0.070	-0.130	-0.210	-0.290	-0.340	0.380	0.320	0.320
343	-0.240	-0.280	-0.370	-0.610	-0.500	-0.360	-0.240	-0.170	0.070	0.120	0.177	0.150	0.120	-0.160	-0.260	-0.370	-0.420	0.450	0.430	0.430
392	-0.260	-0.340	-0.440	-0.660	-0.600	-0.410	-0.280	-0.170	0.100	0.160	0.227	0.190	0.120	-0.190	-0.090	-0.430	-0.500	0.530	0.450	0.450
441	-0.310	-0.400	-0.510	-0.750	-0.640	-0.430	-0.280	-0.170	0.100	0.210	0.277	0.220	0.170	-0.220	-0.340	-0.470	-0.560	0.660	0.560	0.560
491	-0.360	-0.480	-0.600	-0.910	-0.730	-0.480	-0.330	-0.200	0.110	0.240	0.337	0.300	0.220	-0.270	-0.430	-0.550	-0.640	0.730	0.610	0.610
540	-0.430	-0.530	-0.670	-0.980	-0.810	-0.530	-0.340	-0.180	0.170	0.310	0.427	0.320	0.220	-0.290	-0.450	-0.580	-0.700	0.790	0.720	0.720
589	-0.500	-0.610	-0.770	-1.080	-0.870	-0.550	-0.320	-0.150	0.190	0.360	0.527	0.400	0.290	-0.350	-0.520	-0.710	-0.820	0.930	0.860	0.860
638	-0.520	-0.680	-0.860	-1.210	-0.960	-0.550	-0.310	-0.040	0.280	0.560	0.837	0.630	0.360	-0.400	-0.600	-0.790	-0.930	1.060	1.060	1.060
687	-0.550	-0.740	-0.950	-1.390	-1.010	-0.530	-0.200	0.130	0.360	0.960	1.317	0.930	0.500	-0.370	-0.630	-0.880	-0.990	1.170	1.290	1.290
736	0.600	-0.840	-1.060	-1.550	-1.150	-0.500	-0.040	0.360	0.480	1.360	1.837	1.300	0.690	-0.380	-0.680	-0.960	-1.130	1.390	1.530	1.530
785	-0.660	-0.930	-1.170	-1.750	-1.190	-0.450	0.090	0.530	0.570	1.710	2.397	1.610	0.860	-0.400	-0.740	-1.060	-1.240	1.590	1.860	1.860
834	-0.710	-1.040	-1.330	-1.990	-1.290	-0.340	0.350	0.960	0.680	2.270	3.237	2.120	1.120	-0.470	-0.830	-1.190	-1.430	1.780	2.260	2.260
883	-0.810	-1.160	-1.460	-2.340	-1.380	-0.180	0.670	1.410	0.700	2.490	4.447	2.170	1.160	-0.500	-0.950	-1.330	-1.650	2.190	2.800	2.800
932	-0.870	-1.340	-1.770	-2.840	-1.420	0.120	1.220	2.180	0.790	2.410	5.997	2.270	1.240	-0.570	-1.070	-1.530	-1.920	2.510	3.290	3.290
981	-0.960	-1.510	-2.000	-3.260	-1.430	0.320	1.610	2.750	0.910	2.570	7.517	2.450	1.340	-0.620	-1.200	-1.730	-2.170	2.880	3.860	3.860

Tabela C.13– Deformações no concreto do modelo M3-A11

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	4-4	4-5	4-6	4-7	4-8	9-9	10-10'	11-11	12-12'	13-13	14-14	15-15	10-12	16-16	17-17	10'-12'	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	-0.020	-0.020	-0.040	-0.030	-0.020	0.060	0.000	0.010	0.030	0.000	0.020	0.010	0.020	-0.040	0.030	-0.020	-0.030	-0.030	-0.020	-0.020
98	-0.040	-0.040	-0.080	-0.090	-0.030	0.070	-0.030	0.010	0.020	0.010	0.050	0.020	0.060	-0.050	0.110	-0.090	-0.100	-0.070	-0.100	-0.100
147	-0.090	-0.110	-0.160	-0.170	-0.050	0.130	-0.040	0.010	0.030	0.040	0.090	0.060	0.060	-0.080	0.150	-0.160	-0.160	-0.140	-0.180	-0.180
196	-0.150	-0.170	-0.220	-0.250	-0.140	0.140	-0.040	0.020	0.020	0.040	0.110	0.080	0.060	-0.140	0.220	-0.220	0.280	-0.270	-0.270	-0.270
245	-0.200	-0.240	-0.310	-0.350	-0.200	0.190	-0.030	0.030	0.080	0.060	0.120	0.080	0.060	-0.160	0.260	-0.300	0.360	-0.320	-0.400	-0.400
294	-0.230	-0.300	-0.400	-0.450	-0.230	0.260	-0.020	0.030	0.080	0.070	0.250	0.140	0.100	-0.270	0.370	-0.430	0.460	-0.390	-0.440	-0.440
343	-0.300	-0.390	-0.480	-0.510	-0.270	0.220	-0.010	0.060	0.100	0.120	0.250	0.160	0.180	-0.270	0.390	-0.480	-0.520	-0.510	-0.540	-0.540
392	-0.350	-0.470	-0.570	-0.580	-0.320	0.230	-0.060	0.060	0.090	0.110	0.270	0.210	0.150	-0.300	-0.470	-0.580	-0.630	-0.600	-0.670	-0.670
441	-0.420	-0.560	-0.690	-0.640	-0.390	0.290	-0.060	0.170	0.090	0.100	0.320	0.260	0.140	-0.380	-0.590	-0.670	0.730	-0.670	-0.760	-0.760
491	-0.460	-0.640	-0.770	-0.790	-0.470	0.330	-0.090	0.140	0.100	0.140	0.340	0.330	0.190	-0.400	-0.640	-0.760	0.880	-0.830	-0.840	-0.840
540	-0.500	-0.700	-0.850	-0.860	-0.520	0.350	-0.080	0.140	0.130	0.170	0.470	0.440	0.290	-0.460	-0.760	-0.860	0.930	-0.950	-0.980	-0.980
589	-0.550	-0.810	-1.000	-1.010	-0.670	0.390	-0.100	0.190	0.200	0.250	0.750	0.580	0.340	-0.520	-0.810	-0.960	-1.090	-1.090	-1.100	-1.100
638	-0.620	-0.920	-1.100	-1.180	-0.770	0.440	-0.120	0.160	0.180	0.260	0.850	0.680	0.410	-0.620	-0.920	-1.120	-1.270	-1.280	-1.280	-1.280
687	-0.640	-0.970	-1.230	-1.290	-0.940	0.520	-0.120	0.260	0.160	0.270	1.060	0.810	0.500	-0.710	-1.080	-1.260	-1.430	-1.430	-1.450	-1.450
736	-0.750	-1.150	-1.410	-1.530	-1.020	0.580	-0.110	0.280	0.190	0.280	1.280	1.010	0.590	-0.770	-1.200	-1.400	-1.600	-1.620	-1.660	-1.660
785	-0.800	-1.270	-1.570	-1.710	-1.170	0.610	-0.050	0.350	0.190	0.320	1.470	1.270	0.730	-0.810	-1.300	-1.540	-1.740	-1.790	-1.900	-1.900
834	-0.860	-1.420	-1.750	-1.920	-1.340	0.630	-0.030	0.500	0.350	0.390	1.780	1.440	0.890	-0.940	-1.450	-1.760	-2.010	-2.080	-2.120	-2.120
883	-0.960	-1.570	-1.950	-2.150	-1.550	0.730	0.040	0.660	0.240	0.460	2.100	1.730	1.040	-1.070	-1.650	-1.970	-2.290	-2.320	-2.470	-2.470
932	-1.050	-1.770	-2.220	-2.480	-1.740	0.760	0.170	0.860	0.300	0.510	2.460	1.960	1.240	-1.140	-1.830	-2.210	-2.530	-2.560	-2.730	-2.730
981	-1.150	-2.020	-2.570	-2.910	-2.130	0.850	0.320	1.290	0.390	0.700	2.980	2.310	1.450	-1.300	-2.060	-2.560	-2.930	-3.050	-3.140	-3.140
1030	-1.300	-2.340	-3.020	-3.500	-2.750	1.180	0.470	1.970	0.750	0.980	3.950	2.740	1.670	-1.440	-2.370	-2.910	-3.400	-3.630	-3.620	-3.620

Tabela C.14– Deformações no concreto do modelo M3-A1

CARGA (kN)	1-1	1-2	1-3	4-4	4-5	4-6	4-7	4-8	9-9	10-10'	11-11	12-12'	13-13	14-14	15-15	10-12	16-16	17-17	10'-12'	18-18
0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
49	-0 070	-0 080	-0 070	-0 060	-0 050	-0 020	-0 040	0 000	0 010	0 000	0 030	0 020	0 010	-0 110	-0 090	-0 110	-0 100	-0 070	-0 100	0 090
98	-0 120	-0 150	-0 140	-0 180	-0 150	-0 100	-0 060	-0 030	0 010	0 020	0 040	0 030	0 010	-0 110	-0 140	-0 180	-0 190	-0 140	-0 170	0 190
147	-0 170	-0 210	-0 250	-0 250	-0 240	-0 160	-0 090	-0 040	0 020	0 020	0 040	0 060	0 020	-0 160	-0 210	-0 270	-0 290	-0 220	-0 310	0 290
196	-0 210	-0 280	-0 310	-0 350	-0 290	-0 200	-0 120	-0 010	0 050	0 040	0 090	0 080	0 030	-0 210	-0 240	-0 340	-0 350	-0 310	-0 370	0 330
245	-0 260	-0 360	-0 390	-0 420	-0 400	-0 240	-0 120	-0 050	0 050	0 070	0 110	0 080	0 020	-0 240	-0 300	-0 390	-0 470	-0 380	-0 460	0 450
294	-0 300	-0 420	-0 460	-0 540	-0 470	-0 280	-0 130	-0 010	0 050	0 090	0 140	0 110	0 040	-0 330	-0 390	-0 490	-0 570	-0 550	-0 540	0 490
343	-0 330	-0 450	-0 520	-0 580	-0 500	-0 320	-0 140	-0 030	0 050	0 100	0 160	0 130	0 060	-0 380	-0 420	-0 550	-0 610	-0 650	-0 690	0 590
392	-0 370	-0 520	-0 600	-0 680	-0 630	-0 390	-0 170	-0 030	0 060	0 130	0 200	0 150	0 080	-0 430	-0 500	-0 610	-0 700	-0 690	-0 740	0 670
441	-0 410	-0 610	-0 680	-0 750	-0 650	-0 410	-0 220	-0 030	0 080	0 140	0 240	0 180	0 110	-0 460	-0 550	-0 700	-0 770	-0 800	-0 810	0 740
491	-0 460	-0 650	-0 750	-0 840	-0 710	-0 470	-0 250	-0 030	0 100	0 180	0 260	0 200	0 140	-0 510	-0 610	-0 760	-0 850	-0 890	-0 880	0 810
540	-0 510	-0 720	-0 830	-0 920	-0 800	-0 520	-0 250	-0 030	0 110	0 170	0 320	0 220	0 180	-0 550	-0 680	-0 860	-0 950	-0 940	-0 960	0 860
589	-0 540	-0 800	-0 920	-1 020	-0 850	-0 560	-0 260	-0 040	0 120	0 230	0 380	0 270	0 170	-0 570	-0 740	-0 930	-1 020	-1 050	-1 050	0 950
638	-0 580	-0 850	-0 990	-1 120	-0 920	-0 580	-0 260	-0 040	0 120	0 250	0 390	0 270	0 180	-0 600	-0 810	-0 990	-1 090	-1 110	-1 120	1 010
687	-0 630	-0 930	-1 070	-1 220	-1 000	-0 670	-0 270	-0 050	0 150	0 300	0 430	0 300	0 190	-0 630	-0 890	-1 080	-1 200	-1 220	-1 250	1 140
736	-0 690	-1 020	-1 150	-1 350	-1 130	-0 720	-0 330	-0 060	0 170	0 310	0 500	0 320	0 210	-0 730	-0 960	-1 170	-1 340	-1 390	-1 340	1 220
785	-0 750	-1 110	-1 290	-1 430	-1 200	-0 770	-0 350	-0 080	0 180	0 350	0 550	0 370	0 220	-0 790	-1 030	-1 260	-1 450	-1 510	-1 440	1 330
834	-0 820	-1 200	-1 400	-1 510	-1 340	-0 850	-0 380	-0 070	0 200	0 400	0 620	0 400	0 280	-0 870	-1 140	-1 380	-1 590	-1 610	-1 590	1 470
883	-0 900	-1 330	-1 550	-1 720	-1 430	-0 890	-0 430	-0 100	0 220	0 450	0 690	0 440	0 290	-0 940	-1 210	-1 510	-1 690	-1 740	-1 710	1 590
932	-0 950	-1 440	-1 680	-1 890	-1 540	-0 960	-0 440	-0 080	0 220	0 500	0 820	0 550	0 330	-1 000	-1 300	-1 620	-1 840	-1 990	-1 880	1 700
981	-1 020	-1 580	-1 850	-2 070	-1 690	-1 020	-0 460	-0 030	0 250	0 630	0 930	0 580	0 340	-1 090	-1 450	-1 790	-2 070	-2 120	-2 030	1 850
1030	-1 130	-1 750	-2 070	-2 300	-1 830	-1 070	-0 460	-0 010	0 280	0 650	1 070	0 620	0 360	-1 210	-1 590	-2 020	-2 290	-2 410	-2 210	1 990
1079	-1 210	-1 930	-2 310	-2 560	-2 030	-1 140	-0 490	0 020	0 290	0 720	1 280	0 690	0 360	-1 320	-1 760	-2 210	-2 540	-2 710	-2 510	2 290
1128	-1 350	-2 160	-2 560	-2 820	-2 230	-1 160	-0 470	0 090	0 300	0 820	1 490	0 730	0 380	-1 410	-1 880	-2 390	-2 810	-3 020	-2 750	2 520
1177	-1 470	-2 410	-2 930	-3 240	-2 410	-1 210	-0 430	0 250	0 300	0 850	1 800	0 860	0 390	-1 510	-2 060	-2 680	-3 190	-3 520	-3 080	2 890
1226	-1 610	-2 710	-3 380	-3 640	-2 650	-1 220	-0 330	0 470	0 350	1 320	2 210	1 060	0 440	-1 570	-2 190	-2 960	-3 590	-4 060	-3 450	3 310

ANEXO D

RESULTADOS DAS LETTURAS EFETUADAS NO CONCRETO ($\times 10^{-3}$) DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS

Tabela D.01 – Deformações no concreto da viga V1

CARGA (kN)	R1D	R1V	R1I	R2D	R2V	R2I	R3D	R3V	R3I	R4D	R4V	R4I	R5D	R5V	R5I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.010	0.010	0.000	0.010	0.030	0.010	0.020	0.010	0.020	0.000	0.000	-0.020	0.020	0.030	-0.020
4.9	0.030	0.000	0.040	0.000	0.060	0.010	-0.020	0.040	-0.010	0.010	0.030	-0.010	0.030	0.040	0.030
9.8	0.030	0.020	0.040	0.000	0.080	0.020	-0.030	0.030	0.050	0.020	0.050	0.040	0.040	0.040	0.060
14.7	0.050	0.030	0.050	-0.010	0.060	0.020	0.000	0.020	0.050	0.010	0.040	0.040	0.010	0.050	0.060
19.6	0.000	0.030	0.050	0.000	0.090	0.040	-0.020	0.040	0.050	0.000	0.060	0.040	0.010	0.050	0.060
24.5	0.030	0.020	0.060	-0.030	0.070	0.060	-0.080	0.030	0.080	0.000	0.060	0.040	0.030	0.050	0.070
29.4	0.000	0.020	0.080	-0.030	0.070	0.070	-0.070	0.030	0.060	-0.010	0.080	0.040	0.020	0.050	0.070
39.2	-0.020	0.020	0.080	-0.050	0.080	0.070	-0.060	0.020	0.100	-0.040	0.080	0.090	0.010	0.050	0.140
49.1	0.000	0.020	0.110	-0.040	0.090	0.110	-0.030	0.030	0.140	-0.010	0.100	0.120	0.010	0.060	0.170
54.0	-0.030	0.030	0.110	-0.050	0.100	0.130	-0.030	0.030	0.110	-0.040	0.130	0.150	0.010	0.060	0.220
58.9	-0.040	0.030	0.100	-0.070	0.120	0.150	-0.070	0.020	0.060	-0.110	0.600	0.810	-0.010	0.100	0.680

Tabela D.01 (cont.) – Deformações no concreto da viga V1

CARGA (kN)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	C'1	C'2	C'3	C'4
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	-0.050	-0.070	-0.040	-0.020	-0.010	-0.010	-0.010	0.010	0.090	0.070	0.030	0.000	0.020	0.010	0.000	0.010	0.010	-0.020	0.000	0.030
4.9	-0.060	-0.070	-0.040	-0.030	-0.050	-0.030	-0.030	0.010	0.080	0.040	0.010	0.030	0.020	-0.020	-0.010	-0.030	-0.030	-0.030	-0.020	0.050
9.8	0.070	0.080	0.050	-0.040	-0.050	-0.040	-0.020	0.010	0.170	0.130	0.080	0.050	0.000	-0.040	-0.050	-0.100	-0.040	-0.050	-0.030	0.070
14.7	0.120	-0.130	-0.080	-0.100	-0.060	-0.040	-0.010	0.000	0.250	0.200	0.140	0.110	0.040	-0.070	-0.080	-0.180	-0.080	-0.110	-0.080	0.130
19.6	0.150	0.190	0.090	-0.110	-0.080	-0.080	0.020	-0.040	0.370	0.310	0.200	0.090	0.000	-0.110	-0.140	-0.260	-0.120	-0.130	-0.090	0.130
24.5	0.170	0.220	0.120	-0.150	-0.100	-0.090	0.030	-0.050	0.490	0.420	0.280	0.160	0.000	-0.120	-0.180	-0.330	-0.160	0.210	-0.130	0.210
29.4	-0.220	-0.260	-0.150	-0.190	-0.130	-0.120	0.000	0.010	0.580	0.520	0.350	0.150	0.000	-0.160	-0.220	-0.390	-0.180	-0.220	-0.150	0.240
39.2	0.260	-0.370	0.220	-0.230	-0.150	-0.140	0.030	0.040	0.840	0.770	0.570	0.270	0.030	-0.200	-0.280	-0.500	-0.230	-0.340	-0.180	-0.290
49.1	-0.370	-0.460	-0.270	-0.300	-0.170	-0.180	0.040	0.050	1.100	0.990	0.730	0.370	0.020	-0.250	-0.350	-0.640	-0.310	-0.420	-0.210	-0.370
54.0	-0.410	-0.490	-0.320	-0.330	-0.200	-0.200	0.060	0.050	1.240	1.130	0.800	0.400	0.030	-0.280	-0.400	-0.690	-0.360	-0.450	-0.260	-0.400
58.9	0.450	0.580	-0.340	-0.370	-0.200	-0.230	0.070	0.080	1.370	1.250	0.910	0.440	0.020	-0.300	-0.440	-0.760	-0.440	-0.520	-0.300	0.440

CARGA (kN)	R1'D	R1'V	R1'I	R2'D	R2'V	R2'I	R3'D	R3'V	R3'I	R4'D	R4'V	R4'I	R5'D	R5'V	R5'I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	-0.010	-0.030	0.020	0.000	0.020	0.000	0.010	0.010	0.040	0.020	0.010	0.010	0.000	0.010	0.020
4.9	-0.050	-0.020	0.020	-0.030	0.020	0.020	0.030	0.010	0.050	0.010	0.020	0.060	0.010	0.030	0.030
9.8	-0.040	0.000	0.040	0.000	0.020	0.070	0.020	0.020	0.060	0.010	0.050	0.080	0.020	0.050	0.040
14.7	0.000	-0.010	0.080	-0.010	0.040	0.080	0.010	0.060	0.090	0.000	0.050	0.080	-0.020	0.020	0.020
19.6	-0.030	-0.010	0.050	-0.040	0.050	0.070	0.010	0.060	0.090	-0.020	0.050	0.090	-0.010	0.020	0.040
24.5	-0.050	-0.020	0.040	-0.070	0.040	0.070	0.020	0.060	0.100	-0.030	0.050	0.090	-0.020	0.050	0.060
29.4	-0.080	-0.020	0.040	-0.070	0.030	0.060	0.020	0.060	0.100	0.000	0.040	0.110	0.000	0.030	0.040
39.2	-0.060	-0.020	0.060	-0.050	0.050	1.110	0.020	0.060	0.130	-0.030	0.040	-0.020	-0.010	0.030	0.080
49.1	-0.090	-0.020	0.060	-0.020	0.150	1.160	0.010	0.060	0.110	-0.030	0.040	0.140	0.030	0.160	0.370
54.0	-0.090	-0.020	0.050	-0.070	0.260	1.330	0.010	0.080	0.190	-0.030	0.040	0.110	0.060	0.240	0.480
58.9	-0.080	-0.020	0.050	-0.090	0.610	1.740	0.000	-0.270	0.510	-0.020	0.040	0.150	0.070	0.320	0.640

Tabela D.02 – Deformações no concreto da viga V2

CARGA (kN)	R1D	R1V	R1I	R2D	R2V	R2I	R3D	R3V	R3I	R4D	R4V	R4I	R5D	R5V	R5I
0 0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
4 9	0 020	0 030	0 000	-0 010	0 020	0 050	-0 010	0 000	0 030	-0 010	0 000	0 020	0 010	-0 010	0 000
9 8	-0 010	0 010	0 020	-0 020	0 030	0 040	-0 020	0 020	0 030	-0 010	0 000	0 010	0 000	0 010	0 020
14 7	-0 020	0 000	0 040	-0 030	0 050	0 070	-0 020	0 020	0 040	-0 030	0 000	0 060	-0 030	-0 020	0 030
19 6	-0 020	0 030	0 070	-0 030	0 030	0 090	-0 060	0 000	0 040	-0 060	-0 010	0 070	-0 020	-0 010	0 050
24 5	-0 040	0 020	0 060	-0 050	0 060	0 110	-0 060	0 020	0 070	-0 060	0 010	0 100	-0 030	0 000	0 060
29 4	-0 070	0 010	0 040	-0 060	0 040	0 140	-0 080	0 000	0 090	-0 070	0 000	0 100	-0 060	0 000	0 070
39 2	-0 090	0 000	0 090	-0 080	0 040	0 140	-0 110	0 010	0 130	-0 090	0 010	0 150	-0 060	0 020	0 120
49 1	-0 110	0 000	0 110	-0 140	0 060	0 150	-0 150	-0 020	0 210	-0 130	0 010	0 180	-0 100	0 080	0 190
58 9	-0 150	-0 010	0 130	-0 170	0 060	0 160	-0 190	-0 050	0 380	-0 160	0 040	0 190	-0 190	0 520	0 820
63 8	-0 170	-0 010	0 140	-0 180	0 080	0 200	-0 200	-0 040	0 490	-0 160	0 090	0 220	-0 220	0 940	1 270
68 7	-0 180	0 040	0 050	-0 240	0 080	0 090	-0 380	5 560	5 710	1 920	5 430	5 200	-0 210	1 090	5 330
73 6	-0 210	0 060	0 050	-0 260	0 100	0 060	-0 400	9 340	8 780	4 260	9 200	8 240	-0 280	1 090	8 280
83 4	-0 220	0 070	0 020	-0 240	0 090	0 050	-0 410	14 800	13 000	10 070	14 660	12 310	-0 300	1 080	12 420

CARGA (kN)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	C'1	C'2	C'3
0 0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
4 9	0 050	-0 040	-0 030	-0 030	-0 040	-0 050	0 020	-0 030	0 020	0 010	0 000	-0 010	-0 020	-0 030	-0 050	-0 060	-0 010	-0 020	-0 040
9 8	0 070	-0 070	-0 050	-0 050	-0 080	-0 050	0 010	-0 040	0 120	0 070	0 020	-0 020	-0 040	-0 080	-0 100	-0 110	-0 080	-0 070	-0 070
14 7	0 120	-0 100	-0 080	-0 090	-0 100	-0 090	0 000	-0 060	0 180	0 120	0 060	0 020	-0 050	-0 090	-0 130	-0 160	-0 110	-0 150	-0 100
19 6	0 180	-0 150	-0 110	-0 110	-0 120	-0 110	0 000	-0 080	0 280	0 200	0 090	0 020	-0 050	-0 130	-0 170	-0 210	-0 180	-0 180	-0 120
24 5	0 230	-0 190	-0 150	-0 150	-0 140	-0 140	0 000	-0 060	0 400	0 280	0 160	0 040	-0 080	-0 160	-0 230	-0 270	-0 210	-0 260	-0 180
29 4	0 290	-0 240	-0 200	-0 200	-0 170	-0 180	-0 030	-0 090	0 540	0 350	0 210	0 060	-0 070	-0 190	-0 280	-0 270	-0 270	-0 320	-0 220
39 2	0 400	-0 340	-0 300	-0 280	0 210	-0 240	-0 030	-0 090	0 780	0 470	0 300	0 100	-0 100	-0 270	-0 360	-0 450	-0 380	-0 440	-0 300
49 1	-0 520	-0 480	-0 380	-0 370	0 270	-0 390	-0 010	-0 100	1 030	0 580	0 380	0 120	-0 130	-0 360	-0 460	-0 580	-0 510	-0 580	-0 410
58 9	-0 670	-0 600	-0 450	-0 460	0 310	-0 380	0 110	-0 110	1 250	0 690	0 460	0 150	-0 150	-0 440	-0 580	-0 710	-0 620	-0 730	-0 520
63 8	-0 710	-0 650	-0 460	-0 490	-0 290	-0 380	0 240	-0 120	1 360	0 760	0 510	0 190	-0 160	-0 480	-0 620	-0 790	-0 680	-0 810	-0 560
68 7	-0 550	-0 740	0 080	-0 520	0 850	-0 380	0 280	-0 130	1 410	0 790	0 620	0 190	-0 150	-0 480	-0 630	-0 790	-0 700	-0 820	-0 580
73 6	-0 680	-0 810	0 080	-0 580	0 880	-0 420	0 270	-0 150	1 610	0 900	0 610	0 220	-0 180	-0 530	-0 680	-0 890	-0 940	-1 160	-0 300
83 4	-1 060	-1 040	-0 200	-0 680	0 830	-0 520	0 200	-0 210	1 840	1 020	0 690	0 230	-0 240	-0 660	-0 840	-1 060	-1 080	-1 490	-0 190

Tabela D.02 (cont.) – Deformações no concreto da viga V2

CARGA (kN)	R1'D	R1'V	R1'I	R2'D	R2'V	R2'I	R3'D	R3'V	R3'I	R4'D	R4'V	R4'I	R5'D	R5'V	R5'I
0 0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
4 9	0 000	-0 010	0 000	-0 030	-0 030	-0 030	0 000	-0 010	0 000	-0 010	0 010	-0 010	0 010	-0 010	-0 030
9 8	-0 020	-0 010	0 010	-0 020	-0 020	-0 020	0 010	0 000	0 010	-0 030	0 010	-0 010	0 060	-0 020	0 010
14 7	-0 020	-0 020	-0 010	-0 020	-0 020	-0 030	-0 010	-0 010	0 030	-0 010	0 010	0 010	0 020	-0 020	0 140
19 6	-0 030	-0 010	0 010	-0 020	-0 020	-0 020	0 000	0 010	0 050	-0 010	0 020	0 020	0 020	-0 020	0 110
24 5	-0 030	0 000	0 030	-0 010	-0 010	-0 010	-0 020	0 000	0 060	-0 020	0 010	0 040	-0 010	-0 010	0 120
29 4	-0 050	-0 010	0 030	-0 030	-0 010	0 010	0 000	0 000	0 040	-0 030	0 030	0 040	0 000	-0 020	0 120
39 2	-0 070	-0 010	0 040	-0 030	0 000	0 020	0 000	0 020	0 070	-0 050	0 040	0 060	0 120	0 000	0 180
49 1	-0 050	0 000	0 060	-0 060	0 020	0 060	-0 030	0 020	0 090	-0 060	0 070	0 120	0 160	0 010	0 280
58 9	-0 080	-0 010	0 070	-0 050	0 030	0 070	-0 040	0 020	0 100	-0 080	0 120	0 190	0 150	-0 020	0 490
63 8	-0 080	0 010	0 070	-0 060	0 160	0 150	-0 050	0 050	0 120	-0 110	0 190	0 270	0 140	-0 010	0 610
68 7	-0 080	0 010	0 040	-0 120	0 800	0 870	-0 070	0 470	0 620	-0 130	0 260	0 470	0 150	0 050	0 790
73 6	-0 120	0 040	0 030	-0 150	8 860	7 690	3 000	8 850	7 500	-0 230	0 360	5 750	0 170	0 000	0 740
83 4	-0 160	0 030	0 030	-0 180	13 060	11 000	5 230	13 100	10 780	-0 310	0 560	8 810	0 120	0 000	0 740

Tabela D.03 – Deformações no concreto da viga V3

CARGA (kN)	R1D	R1V	R1I	R2D	R2V	R2I	R3D	R3V	R3I	R4D	R4V	R4I	R5D	R5V	R5I
0 0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
4 9	-0 020	0 010	-0 020	0 010	0 000	0 010	-0 010	0 000	0 010	-0 020	-0 010	0 020	0 010	-0 020	0 030
14 7	-0 010	0 020	0 000	0 000	0 010	0 050	-0 010	0 020	0 020	-0 020	0 010	0 040	0 020	0 000	0 050
19 6	-0 020	0 020	0 020	0 000	0 030	0 060	-0 020	0 030	0 030	-0 020	0 010	0 050	0 010	0 010	0 030
29 4	-0 040	0 030	0 010	-0 030	0 030	0 070	-0 040	0 000	0 080	-0 050	0 010	0 080	0 000	0 020	0 100
39 2	-0 040	0 050	0 050	-0 040	0 050	0 090	-0 040	0 000	0 210	-0 050	0 020	0 130	0 000	0 040	0 140
49 1	-0 060	0 020	0 060	-0 100	0 210	0 310	-0 080	0 055	0 560	-0 090	0 130	0 360	-0 040	0 090	0 280
58 9	-0 120	0 020	0 000	-0 150	1 100	1 360	-0 170	0 780	1 540	-0 100	0 350	0 600	-0 070	0 220	0 370
73 6	-0 130	0 040	0 010	-0 200	1 880	2 220	-0 200	1 500	2 270	-0 100	0 410	0 590	-0 090	0 290	0 400
88 3	-0 190	0 010	-0 030	-0 280	2 690	2 990	-0 280	2 230	2 910	-0 150	0 440	0 620	-0 170	0 420	0 540
103 0	-0 210	0 030	-0 050	-0 300	3 200	3 360	-0 290	2 590	3 120	-0 170	0 470	0 580	-0 300	1 520	1 620
117 7	-0 230	0 030	-0 070	-0 360	3 650	3 700	-0 310	2 930	3 360	-0 190	0 500	0 540	-0 370	2 230	2 390
127 5	-0 260	0 030	-0 070	-0 380	4 110	4 060	-0 310	3 320	3 650	-0 240	0 540	0 570	-0 430	2 670	2 900
137 3	-0 280	0 020	-0 040	-0 410	4 490	4 370	-0 320	3 670	3 890	-0 270	0 570	0 560	-0 480	3 090	3 330
147 2	-0 280	0 060	-0 060	-0 410	4 920	4 670	-0 340	4 050	4 200	-0 290	0 580	0 560	-0 510	3 460	3 760
157 0	-0 320	0 070	-0 080	-0 470	5 470	5 040	-0 330	4 530	4 550	-0 340	0 550	0 540	-0 590	3 940	4 320
166 8	-0 350	0 060	0 050	-0 520	5 950	5 310	-0 300	5 010	4 860	-0 360	0 540	0 510	-0 680	4 480	4 950
176 6	-0 380	0 040	-0 100	-0 560	6 390	5 490	-0 270	5 390	5 000	-0 440	1 220	1 030	-0 760	5 130	5 690

Tabela D.03 (cont.) – Deformações no concreto da viga V3

CARGA (kN)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	C'1	C'2	C'3
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.9	0.040	-0.040	-0.060	0.040	0.040	0.000	0.000	0.000	0.040	0.050	0.030	-0.020	-0.010	0.010	-0.040	0.060	0.030	-0.070	-0.020
14.7	-0.190	-0.160	-0.210	-0.120	-0.100	-0.050	-0.050	-0.050	0.140	0.120	0.070	0.010	-0.040	-0.080	-0.140	-0.160	0.010	-0.170	0.080
19.6	-0.210	-0.210	-0.240	-0.150	-0.120	-0.060	-0.020	-0.040	0.220	0.180	0.080	0.010	-0.100	-0.110	-0.160	0.200	-0.030	-0.210	-0.110
29.4	-0.320	-0.300	-0.380	-0.230	-0.170	-0.110	-0.030	-0.040	0.380	0.360	0.210	0.060	-0.080	-0.160	-0.240	0.300	-0.120	-0.310	0.160
39.2	-0.490	-0.420	-0.470	-0.330	-0.250	-0.190	-0.030	-0.060	0.510	0.510	0.310	0.080	-0.110	-0.250	-0.340	-0.430	-0.200	-0.420	-0.250
49.1	-0.570	-0.530	-0.620	-0.430	-0.290	-0.260	-0.020	-0.050	0.690	0.700	0.460	0.130	-0.140	-0.310	-0.450	-0.540	-0.320	-0.580	-0.310
58.9	-0.710	-0.700	-0.730	-0.550	-0.370	-0.320	0.030	-0.060	0.800	0.840	0.550	0.160	-0.190	-0.420	-0.560	-0.690	-0.430	-0.710	-0.400
73.6	-0.910	-0.900	-0.850	-0.720	-0.450	-0.440	-0.070	-0.040	0.990	1.040	0.680	0.180	-0.260	-0.580	-0.750	-0.890	-0.670	-0.940	-0.550
88.3	-1.150	-1.210	-0.960	-0.940	-0.550	-0.600	0.150	-0.010	1.230	1.270	0.780	0.210	-0.320	-0.740	-0.940	-1.130	-0.920	-1.170	-0.690
103.0	-1.390	-1.280	-1.240	-1.210	-0.660	-0.740	-0.180	0.180	1.500	1.560	0.910	0.240	-0.380	-0.870	-1.150	-1.340	-1.120	-1.520	-0.820
117.7	-1.620	-1.890	-1.380	-1.450	-0.770	-0.880	0.200	0.260	1.830	1.860	1.060	0.280	-0.450	-1.050	-1.360	-1.560	-1.330	-1.830	-1.010
127.5	-1.800	-2.210	-1.530	-1.690	-0.870	-1.030	-0.200	0.290	2.030	2.070	1.130	0.280	-0.560	-1.190	-1.560	-1.740	-1.520	-2.100	-1.110
137.3	-1.980	-2.460	-1.670	-1.890	-0.970	-1.180	-0.210	0.270	2.240	2.250	1.210	0.300	-0.610	-1.350	-1.750	-1.930	-1.700	-2.340	-1.250
147.2	-2.150	-2.740	-1.810	-2.090	-1.060	-1.320	-0.210	0.260	2.420	2.440	1.280	0.290	-0.680	-1.480	-1.920	-2.150	-1.850	-2.620	-1.390
157.0	-2.390	-3.100	-1.920	-2.350	-1.190	-1.500	-0.190	0.230	2.650	2.640	1.350	0.270	-0.790	-1.680	-2.170	-2.340	-2.060	-2.940	-1.540
166.8	-2.690	-3.520	-2.290	-2.850	-1.380	-1.720	0.180	0.180	2.860	2.850	1.410	0.260	-0.900	-1.900	-2.410	-2.570	-2.280	-3.260	-1.710
176.6	-3.000	-4.030	-2.460	-3.010	-1.500	-1.930	0.160	0.110	3.130	5.100	1.490	0.230	-1.040	-2.140	-2.740	-2.790	-2.480	-3.630	-1.850

Tabela D.03 (cont.) – Deformações no concreto da viga V3

CARGA (kN)	R1'D	R1'V	R1'I	R2'D	R2'V	R2'I	R3'D	R3'V	R3'I	R4'D	R4'V	R4'I	R5'D	R5'V	R5'I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.9	-0.020	0.000	0.000	-0.030	0.010	-0.010	-0.010	0.000	0.060	-0.020	0.000	0.010	-0.040	0.020	0.020
14.7	-0.030	0.010	0.030	-0.040	0.000	0.020	-0.030	0.000	0.080	-0.010	0.020	0.040	-0.050	0.030	0.040
19.6	-0.040	0.020	0.060	-0.050	0.030	0.040	-0.060	0.010	0.100	-0.040	0.020	0.050	-0.070	0.040	0.060
29.4	-0.040	0.020	0.080	-0.070	0.020	0.060	-0.060	0.010	0.150	-0.040	0.030	0.090	-0.070	0.020	0.080
39.2	-0.060	0.010	0.070	-0.070	0.040	0.090	-0.080	0.010	0.190	-0.070	0.020	0.120	-0.110	0.040	0.120
49.1	-0.100	-0.010	0.060	-0.100	0.170	0.200	-0.110	0.030	0.220	-0.070	-0.020	0.230	-0.110	0.020	0.200
58.9	-0.120	-0.020	0.050	-0.140	0.500	0.540	-0.140	0.180	0.370	-0.130	0.080	0.530	-0.140	0.110	0.400
73.6	-0.190	0.000	0.040	-0.230	1.530	1.680	-0.080	1.030	1.270	-0.130	1.150	1.910	-0.240	0.770	1.150
88.3	-0.270	0.000	0.030	-0.310	2.600	2.890	0.200	2.080	2.390	-0.190	2.260	3.240	-0.330	1.260	1.530
103.0	-0.290	-0.020	0.060	-0.360	3.170	3.570	0.320	2.670	2.960	-0.220	2.920	4.050	-0.350	1.610	1.880
117.7	-0.320	0.000	0.060	-0.420	3.690	4.060	0.430	3.130	3.390	-0.250	3.510	4.750	-0.430	2.020	2.270
127.5	-0.350	0.000	0.040	-0.460	4.090	4.520	0.520	3.490	3.730	-0.260	3.950	5.280	-0.450	2.290	2.520
137.3	-0.390	0.000	0.060	-0.480	4.420	4.840	0.620	3.810	4.020	-0.300	4.300	5.710	-0.440	2.490	2.670
147.2	-0.430	0.000	-0.050	-0.510	4.750	5.140	0.720	4.070	4.220	-0.330	4.550	5.960	-0.460	2.620	2.690
157.0	-0.470	0.000	0.070	-0.570	5.100	5.370	0.820	4.380	4.440	-0.350	4.830	6.240	-0.440	2.730	2.700
166.8	-0.510	-0.020	0.050	-0.620	5.470	5.700	0.960	4.730	4.730	-0.400	5.200	6.600	-0.420	2.890	2.790
176.6	-0.530	0.000	0.080	-0.660	5.770	6.010	1.080	5.100	5.010	-0.420	5.490	7.010	-0.450	3.090	2.940

Tabela D.04 – Deformações no concreto da viga V4

CARGA (kN)	R1D	R1V	R1I	R2D	R2V	R2I	R3D	R3V	R3I	R4D	R4V	R4I	R5D	R5V	R5I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.9	-0.020	0.020	0.010	-0.040	0.010	0.010	0.000	0.010	0.000	-0.030	0.000	0.010	0.000	0.000	-0.030
14.7	-0.040	0.040	0.020	-0.050	0.030	0.030	-0.020	0.010	0.040	-0.050	0.020	0.040	-0.030	0.000	-0.020
19.6	-0.050	0.020	0.040	-0.030	0.050	0.040	-0.030	0.030	0.050	-0.050	0.020	0.030	-0.050	-0.010	-0.020
29.4	-0.070	0.030	0.050	-0.050	0.030	0.070	-0.050	0.050	0.100	-0.050	0.040	0.060	-0.070	0.010	0.050
39.2	-0.110	0.040	0.060	-0.090	0.030	0.080	-0.070	0.090	0.180	-0.110	0.040	0.090	-0.110	0.040	0.110
49.1	-0.130	0.040	0.090	-0.110	0.050	0.110	-0.100	0.160	0.340	-0.130	0.090	0.180	-0.170	0.170	0.240
58.9	-0.160	0.030	0.080	-0.190	0.080	0.090	-0.240	0.960	1.240	-0.170	0.640	0.860	-0.220	0.310	0.360
73.6	-0.200	0.030	0.080	-0.290	0.180	0.110	-0.300	1.790	2.150	-0.250	1.310	1.620	-0.240	0.370	0.420
88.3	-0.230	0.030	0.120	-0.330	0.210	0.130	-0.390	2.540	2.900	-0.360	1.990	2.290	-0.370	0.380	0.560
103.0	-0.290	0.030	0.130	-0.390	0.250	0.170	-0.440	3.210	3.520	-0.380	2.610	2.820	-0.460	0.560	0.860
117.7	-0.330	0.020	0.150	-0.450	0.280	0.250	-0.510	3.740	3.950	-0.430	2.950	3.140	-0.540	1.190	1.500
132.4	-0.360	0.030	0.200	-0.510	0.330	0.320	-0.570	4.250	4.360	-0.470	3.290	3.400	-0.680	1.870	2.230
147.2	-0.410	0.050	0.240	-0.570	0.420	0.420	-0.650	4.950	4.970	-0.510	3.830	3.850	-0.780	2.480	2.870
166.8	-0.460	0.060	0.300	-0.650	0.600	0.680	-0.740	6.060	6.020	-0.520	4.810	4.650	-0.930	3.200	3.620
186.4	-0.520	0.100	0.590	-0.550	1.620	1.810	-0.730	7.860	7.950	-0.450	6.430	5.780	-1.120	4.130	4.530

Tabela D.04 (cont.) – Deformações no concreto da viga V4

CARGA (KN)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	C'1	C'2	C'3
0 0	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000	0 000
4 9	0 000	-0 060	-0 010	-0 020	-0 050	-0 040	-0 030	-0 020	0 030	0 030	0 030	-0 020	-0 020	-0 020	-0 080	-0 030	-0 040	-0 050	-0 050
14 7	-0 040	-0 180	-0 120	-0 170	-0 090	-0 120	-0 060	-0 080	0 170	0 130	0 070	-0 030	-0 060	-0 120	-0 160	-0 140	-0 140	-0 150	-0 110
19 6	-0 100	-0 210	-0 140	-0 210	-0 110	-0 150	-0 050	-0 080	0 250	0 180	0 120	-0 010	-0 080	-0 150	-0 210	-0 190	-0 180	-0 210	-0 050
29 4	-0 230	-0 340	-0 220	-0 300	-0 180	-0 220	-0 080	-0 110	0 430	0 330	0 200	0 000	-0 110	-0 230	-0 310	-0 320	-0 280	-0 330	-0 170
39 2	-0 330	-0 490	-0 320	-0 410	-0 250	-0 310	-0 080	-0 140	0 640	0 500	0 280	0 020	-0 170	-0 350	-0 460	-0 470	-0 410	-0 490	-0 320
49 1	-0 420	-0 590	-0 370	-0 480	-0 280	-0 380	-0 070	-0 140	0 800	0 630	0 340	0 030	-0 200	-0 440	-0 600	-0 560	-0 500	-0 610	-0 420
58 9	-0 600	-0 740	-0 480	-0 600	-0 330	-0 460	-0 030	-0 160	0 950	0 780	0 410	0 060	-0 240	-0 530	-0 650	-0 700	-0 610	-0 740	-0 520
73 8	-0 810	-0 970	-0 640	-0 790	-0 400	-0 590	-0 050	-0 180	1 190	0 970	0 510	0 080	-0 320	-0 710	-0 850	-0 880	-0 820	-0 990	-0 650
88 3	-1 050	-1 260	-0 780	-0 990	-0 460	-0 760	-0 160	-0 200	1 400	1 160	0 600	0 080	-0 420	-0 900	-1 070	-1 140	-1 060	-1 300	-0 850
103 0	-1 300	-1 610	-0 990	-1 250	-0 560	-0 940	-0 270	-0 250	1 610	1 360	0 670	0 070	-0 520	-1 080	-1 290	-1 390	-1 280	-1 620	-0 980
117 7	-1 550	-1 950	-1 170	-1 490	-0 650	-1 100	-0 310	-0 200	1 830	1 550	0 750	0 100	-0 600	-1 240	-1 490	-1 640	-1 440	-1 920	-1 110
132 4	-1 830	-2 350	-1 380	-1 760	-0 810	-1 280	-0 310	-0 200	2 070	1 760	0 840	0 100	-0 690	-1 450	-1 710	-1 890	-1 660	-2 260	-1 280
147 2	-2 150	-2 760	-1 620	-2 060	-0 970	-1 560	-0 360	-0 210	2 310	1 990	0 950	0 100	-0 770	-1 670	-1 970	-2 200	-1 910	-2 640	-1 470
166 8	-2 700	-3 390	-2 000	-2 600	-1 230	-1 910	-0 460	-0 300	2 680	2 320	1 090	0 100	-0 960	-2 010	-2 340	-2 670	-2 340	-3 190	-1 810
186 4	-3 420	-4 110	-2 490	-3 240	-1 520	-2 350	-0 570	-0 480	3 040	2 630	1 190	0 040	-1 160	-2 410	-2 820	-3 250	-2 900	-3 810	-2 230

Tabela D.04 (cont.) – Deformações no concreto da viga V4

CARGA (kN)	R1'D	R1'V	R1'I	R2'D	R2'V	R2'I	R3'D	R3'V	R3'I	R4'D	R4'V	R4'I	R5'D	R5'V	R5'I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.9	0.000	-0.030	-0.030	-0.020	0.010	0.020	-0.030	-0.010	0.050	-0.010	0.020	-0.010	0.000	-0.010	0.000
14.7	0.000	-0.040	0.000	-0.020	0.020	0.020	0.000	0.010	0.070	-0.030	0.010	0.000	-0.010	-0.010	0.020
19.6	0.000	-0.030	-0.010	-0.020	0.010	0.020	-0.020	0.010	0.070	-0.030	0.010	-0.010	0.010	0.000	0.010
29.4	-0.060	-0.020	0.020	-0.060	0.000	0.040	-0.020	0.000	0.090	-0.050	0.010	0.040	-0.020	0.010	0.040
39.2	-0.090	-0.040	0.040	-0.070	0.010	0.060	-0.040	0.030	0.120	-0.080	0.030	0.010	-0.050	0.020	0.090
49.1	-0.080	-0.020	0.040	-0.080	0.040	0.100	-0.040	0.030	0.160	-0.080	0.060	0.080	-0.040	0.060	0.170
58.9	-0.120	-0.050	0.020	-0.020	0.200	0.320	-0.100	0.040	0.260	-0.140	0.110	0.280	-0.110	0.110	0.320
73.6	-0.150	-0.040	0.030	-0.190	0.560	0.770	-0.100	0.280	0.540	-0.190	0.330	0.740	-0.120	0.270	0.690
88.3	-0.210	0.020	0.040	-0.250	0.970	1.260	-0.150	0.680	0.920	-0.260	0.800	1.400	-0.240	0.730	1.330
103.0	-0.240	-0.070	0.040	-0.340	1.270	2.010	-0.010	1.390	1.560	-0.280	1.100	2.400	-0.320	1.380	1.920
117.7	-0.310	-0.090	0.030	-0.380	1.420	2.550	0.090	1.810	2.000	-0.350	1.330	3.100	-0.350	1.730	2.210
132.4	-0.330	-0.090	0.050	-0.440	1.740	3.180	0.190	2.390	2.520	-0.410	1.590	3.720	-0.390	1.960	2.370
147.2	-0.380	-0.080	0.080	-0.530	2.130	3.750	0.270	2.960	3.040	-0.490	2.020	4.330	-0.450	2.330	2.710
166.8	-0.450	-0.110	0.090	-0.610	2.740	4.610	0.380	3.830	3.770	-0.560	2.620	5.170	-0.520	2.840	3.210
186.4	-0.530	-0.140	0.100	-0.720	2.960	5.380	0.420	4.650	4.450	-0.700	3.520	6.280	-0.610	3.580	3.920

Tabela D.05 – Deformações no concreto da viga V5

CARGA (kN)	R1'D	R1'V	R1'I	R2'D	R2'V	R2'I	R3'D	R3'V	R3'I	R4'D	R4'V	R4'I	R5'D	R5'V	R5'I
0 0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2 5	0.000	0.020	-0.020	0.010	-0.010	-0.020	0.010	-0.010	-0.020	0.000	-0.020	0.010	0.000	0.010	-0.030
4 9	0.000	-0.010	-0.030	0.000	-0.010	-0.030	0.000	-0.010	-0.020	0.000	-0.030	0.000	-0.040	0.010	-0.020
9 8	0.000	-0.020	-0.010	0.000	-0.020	-0.020	-0.020	-0.010	-0.020	-0.010	0.000	0.010	-0.010	0.010	-0.010
14 7	-0.010	-0.010	-0.010	-0.020	0.020	0.000	0.020	-0.020	-0.030	-0.020	-0.030	0.000	0.000	0.000	-0.010
19 6	-0.010	-0.020	0.000	-0.020	0.020	-0.010	-0.020	0.000	0.000	-0.040	-0.020	0.010	-0.010	0.010	0.000
24 5	-0.010	-0.010	0.010	-0.010	0.010	-0.010	-0.060	0.000	0.000	-0.020	-0.030	0.030	-0.010	0.010	0.010
29 4	-0.010	0.010	0.020	-0.040	0.000	0.020	-0.020	0.010	-0.010	-0.010	-0.020	0.030	-0.020	0.000	0.000
34 3	-0.020	0.030	0.030	-0.030	0.020	0.020	-0.050	0.000	0.000	-0.030	0.000	0.030	-0.040	0.010	0.010
39 2	-0.020	0.030	0.050	-0.020	0.030	0.020	-0.030	0.010	-0.010	-0.030	0.000	0.050	-0.040	0.010	0.020
44 1	-0.020	0.000	0.070	-0.040	0.010	0.040	-0.030	0.000	-0.010	-0.030	-0.010	0.070	-0.050	0.010	0.020
49 1	-0.050	0.030	0.050	-0.070	0.020	0.080	-0.060	0.000	0.010	-0.040	-0.020	0.080	-0.060	0.010	0.020
54 0	-0.040	0.030	0.050	-0.060	0.010	0.190	-0.100	0.050	0.090	-0.050	-0.020	0.070	-0.090	-0.010	0.000
58 9	-0.050	0.020	0.050	-0.080	-0.010	0.290	-0.190	0.130	0.200	-0.090	0.000	0.100	-0.110	-0.030	-0.040
68 7	-0.090	0.020	0.030	-0.110	-0.010	0.590	-0.270	0.500	0.580	-0.110	0.060	0.270	-0.130	-0.010	-0.020

CARGA (kN)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	C'1	C'2	C'3
0 0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2 5	-0.120	-0.180	-0.070	0.000	0.070	0.010	-0.030	0.070	0.010	0.030	0.000	0.000	-0.010	0.010	0.010	-0.020	-0.020	0.030	-0.020
4 9	-0.210	-0.180	-0.140	-0.010	0.080	0.010	-0.040	-0.090	0.050	0.050	0.020	0.000	-0.020	-0.010	0.020	-0.040	0.040	-0.070	-0.030
9 8	-0.510	-0.210	-0.400	-0.040	-0.340	-0.010	-0.120	-0.120	0.100	0.090	0.040	-0.010	-0.030	-0.030	0.070	-0.130	-0.080	0.150	-0.050
14 7	-0.720	-0.230	-0.590	-0.070	-0.500	-0.050	-0.190	-0.140	0.150	0.120	0.050	0.010	-0.060	-0.130	-0.140	-0.200	-0.100	-0.190	-0.090
19 6	-1.040	-0.250	-0.820	-0.100	-0.870	-0.100	-0.240	-0.170	0.210	0.150	0.070	0.020	-0.090	-0.140	-0.200	-0.300	-0.170	-0.250	-0.130
24 5	-1.310	-0.300	-0.990	-0.130	-0.850	-0.130	-0.270	-0.200	0.280	0.200	0.090	0.010	-0.110	-0.170	-0.280	-0.400	-0.220	-0.360	-0.190
29 4	-1.590	-0.330	-1.240	-0.170	-1.010	-0.180	-0.300	-0.220	0.360	0.250	0.120	0.040	-0.120	-0.200	-0.320	-0.460	-0.240	-0.440	-0.220
34 3	-1.860	-0.360	-1.440	-0.220	-1.130	-0.200	-0.300	-0.250	0.410	0.290	0.140	0.020	-0.160	-0.250	-0.380	-0.530	-0.300	-0.510	-0.250
39 2	-2.200	-0.400	-1.750	-0.250	-1.340	-0.260	-0.350	-0.280	0.490	0.340	0.180	0.030	-0.160	-0.280	-0.440	-0.630	-0.370	-0.550	-0.380
44 1	-2.960	-0.480	-1.810	-0.320	-1.710	-0.310	-0.260	-0.260	0.550	0.400	0.200	0.030	-0.190	-0.330	-0.490	-0.710	-0.420	-0.570	-0.350
49 1	-3.350	-0.530	-2.630	-0.370	-1.900	-0.370	-0.270	-0.310	0.610	0.450	0.220	0.020	-0.220	-0.400	-0.590	-0.790	-0.480	-0.720	-0.390
54 0	-3.860	-0.600	-3.000	-0.430	-2.150	-0.400	-0.190	-0.310	0.670	0.480	0.260	0.040	-0.260	-0.430	-0.630	-0.860	-0.530	-0.690	-0.430
58 9	-4.350	-0.680	-3.360	-0.490	-2.370	-0.460	-0.110	-0.320	0.750	0.590	0.340	0.090	-0.260	-0.470	-0.670	-0.930	-0.600	-0.870	-0.480
68 7	-4.990	-0.810	-3.850	-0.620	-2.700	-0.590	-0.010	-0.390	0.890	0.670	0.360	0.060	-0.310	-0.540	-0.800	-1.120	-0.700	-1.020	-0.570

Tabela D.05 (cont.) – Deformações no concreto da viga V5

CARGA (kN)	R1D	R1V	R1I	R2D	R2V	R2I	R3D	R3V	R3I	R4D	R4V	R4I	R5D	R5V	R5I
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.010	-0.020	0.000	0.010	-0.010	-0.020	0.000	0.030	0.020	-0.030	-0.010	0.010	0.010	0.010	0.030
4.9	-0.010	-0.030	0.020	0.010	0.000	0.020	-0.010	0.030	0.020	-0.020	0.000	0.030	-0.010	0.020	0.060
9.8	-0.030	-0.010	0.020	0.010	0.000	0.040	-0.020	0.020	0.030	-0.010	-0.010	0.070	-0.010	0.010	0.060
14.7	-0.010	-0.020	0.040	-0.020	0.000	0.040	-0.030	0.020	0.030	-0.040	0.040	0.070	-0.020	0.020	0.050
19.6	-0.030	-0.020	0.030	-0.020	0.010	0.070	-0.010	0.020	0.030	-0.050	0.010	0.070	-0.070	0.010	0.110
24.5	-0.040	0.000	0.050	-0.030	0.010	0.050	-0.030	0.030	0.060	-0.040	0.020	0.090	-0.080	0.000	0.230
29.4	-0.030	0.010	0.050	-0.030	0.040	0.060	-0.050	0.030	0.060	-0.040	0.040	0.080	-0.110	-0.010	0.330
34.3	-0.040	-0.010	0.060	-0.050	0.060	0.080	-0.040	0.040	0.050	-0.060	0.060	0.070	-0.130	-0.040	0.440
39.2	-0.080	0.010	0.060	-0.050	0.060	0.070	-0.060	0.040	0.040	-0.080	0.470	0.430	-0.070	0.100	0.600
44.1	-0.080	0.020	0.070	-0.110	0.080	0.050	-0.100	0.050	-0.020	-0.130	1.890	1.840	0.070	1.040	1.580
49.1	-0.090	0.000	0.040	-0.130	0.080	0.040	-0.130	0.070	-0.030	-0.180	2.580	2.510	0.180	1.530	2.050
54.0	-0.140	0.000	0.020	-0.200	0.060	0.000	-0.240	0.070	-0.040	-0.190	3.870	3.620	0.480	2.400	2.920
58.9	-0.170	-0.010	0.030	-0.200	0.060	0.010	-0.200	0.070	-0.020	-0.220	4.870	4.600	0.750	3.090	3.670
68.7	-0.220	-0.030	0.000	-0.290	0.050	-0.010	-0.260	0.070	-0.030	-0.280	6.940	6.380	1.460	4.730	5.050

ANEXO E

RESULTADOS DAS LEITURAS EFETUADAS NO DEFLECTÔMETRO DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS

Tabela E.01 – Deslocamentos verticais da viga V1

CARGA (kN)	Flecha (mm)
0.0	0.000
2.5	0.090
4.9	0.190
9.8	0.480
14.7	0.710
19.6	0.980
24.5	1.210
29.4	1.490
34.3	1.780
39.2	2.000
44.1	2.300
49.1	2.560
54.0	2.870
58.9	3.190
63.8	3.720

Tabela E.02 – Deslocamentos verticais da viga V2

CARGA (kN)	Flecha (mm)
0.0	0.000
4.9	0.290
9.8	0.560
14.7	0.790
19.6	0.990
24.5	1.220
29.4	1.450
34.3	1.660
39.2	1.900
44.1	2.130
49.1	2.360
54.0	2.590
58.9	2.850
63.8	3.110
68.7	3.520
73.6	4.470
78.5	4.920
83.4	5.420
88.3	5.800

**Tabela E.03 – Deslocamentos verticais
da viga V3**

CARGA (kN)	Flecha (mm)
0.0	0.000
4.9	0.310
14.7	1.020
19.6	1.280
29.4	1.770
39.2	2.230
49.1	2.720
58.9	3.260
73.6	4.040
88.3	4.900
103.0	5.740
117.7	6.580
127.5	7.280
137.3	7.890
147.2	8.500
157.0	9.240
166.8	10.010

**Tabela E.04 – Deslocamentos verticais
da viga V4**

CARGA (kN)	Flecha (mm)
0.0	0.000
4.9	0.250
9.8	0.480
14.7	0.690
19.6	0.890
29.4	1.320
39.2	1.770
49.1	2.180
58.9	2.690
73.6	3.390
88.3	4.150
103.0	4.940
117.7	5.760
132.4	6.630
147.2	7.540
157.0	8.200
166.8	8.830
176.6	9.570
186.4	10.330

**Tabela E.05 – Deslocamentos verticais
da viga V5**

CARGA (kN)	Flecha (mm)
0.0	0.000
2.5	0.140
4.9	0.250
9.8	0.490
14.7	0.690
19.6	0.940
24.5	1.190
29.4	1.430
34.3	1.670
39.2	1.940
44.1	2.290
49.1	2.580
54.0	2.930
58.9	3.290
63.8	3.590
68.7	3.910
73.6	4.550