

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**PUNÇÃO EM LAJES - COGUMELO -
ESTUDO DA ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

Luciana Alvarenga Santos
Orientador: Prof. Ph.D. Ronaldo Barros Gomes
Co-orientadora: Prof. Ph.D. Lídia C. D. Shehata

Goiânia
- 2005 -

LUCIANA ALVARENGA SANTOS

**PUNÇÃO EM LAJES - COGUMELO -
ESTUDO DA ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Ph.D. Ronaldo Barros Gomes

Co-orientadora: Prof. Ph.D. Lídia C. D. Shehata

Goiânia

- 2005 -

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(GPT/BC/UFG)

Santos, Luciana Alvarenga.
S237p **Punção em lajes – cogumelo - : estudo da adição de fibras de aço / Luciana Alvarenga Santos. – Goiânia, 2005.**
184 f. : il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2005.

Orientador: Ronaldo Barros Gomes ; Co-Orientadora: Lídia C. D. Shehata.

Inclui listas de figuras, de tabelas, de símbolos.

Bibliografia: f. 141-146.

Inclui anexos.

1. Lajes de concreto – Punção 2. Resistência de materiais – Lages de concreto 3. Lajes cogumelo – Fibras de aço – Adição I. Gomes, Ronaldo Barros II .Shehata, Lídia C. D. III. Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil. IV. Título.

CDU: 624.012.45:624.014.2

Referência Bibliográfica

SANTOS, Luciana Alvarenga. *Punção em lajes-cogumelo – Estudo da adição de fibras de aço*. 2005. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

Cessão de Direitos

Nome do Autor: Luciana Alvarenga Santos

Título da Dissertação de Mestrado: Punção em lajes-cogumelo – Estudo da adição de fibras de aço

Grau/Ano: Mestre/2005

É concedida à Universidade Federal de Goiás permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar 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.

Luciana Alvarenga Santos
Rua José Cambraia da Silveira, nº 120 – Centro
CEP:37270-000 – Campo Belo/MG - Brasil

**PUNÇÃO EM LAJES - COGUMELO -
ESTUDO DA ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

LUCIANA ALVARENGA SANTOS

**Dissertação defendida e aprovada em 10 de junho de 2005, pela Banca Examinadora
constituída pelos professores:**

Prof. Ronaldo Barros Gomes, ph.D. (UFG)
(ORIENTADOR)

Prof. Lídia C. D. Shehata, ph.D. (UFF)
(CO-ORIENTADORA)

Prof. Gilson Natal Guimarães, ph.D. (UFG)
(EXAMINADOR INTERNO)

Kristiane Mattar Accetti Holanda, Dr^a (CNPq)
(EXAMINADORA EXTERNA)

*Aos meus queridos pais Odilon e Zaida
e aos meus irmãos Flávio e Maria Regina.*

Agradecimentos

Aos Prof. Ronaldo Barros Gomes e Lídia C. D. Shehata, pela orientação, apoio, incentivo e amizade ao longo de todo o curso.

Aos professores do curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás (UFG) pelos valiosos ensinamentos, em especial aos professores: Gilson Natal Guimarães, Zenon G. del Prado, André L. B. Geyer e Ênio J. Pazini Figueiredo.

Ao Geólogo Carlos de Oliveira Campos, pelas valiosas contribuições dadas durante o desenvolvimento do programa experimental e por estar sempre disposto a nos ajudar. A todos os funcionários da Carlos Campos Consultoria Limitada pela ajuda fundamental na realização de ensaios de caracterização dos materiais.

Às empresas Realmix – Concreto e Argamassa, na pessoa do engenheiro Reginaldo de Aquino Porto, pela doação do concreto; Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, na pessoa do engenheiro Janus Magno Barcelos Nogueira, pela doação das fibras de aço; Impercia – Produtos Químicos e Impermeabilizantes para Construções, na pessoa de Richileu Miranda, pela doação de materiais; Furnas Centrais Elétricas, pela realização dos ensaios de caracterização dos materiais; Perfinasa – Perfilados e Ferros Nossa Senhora Aparecida Ltda, pela grande colaboração prestada ao curso de mestrado.

Aos funcionários do Curso de Mestrado em Engenharia Civil da UFG, em especial à Neusa, pelo auxílio, carinho e amizade.

Ao amigo Jadir Pereira Damasceno, pela prontidão e boa vontade em ajudar sempre.

Aos alunos do Curso de Mestrado da UFG Robson, Mohamad e Valéria, e, em especial, aos colegas de turma: Carlos Eduardo, Gabriel, Helen, Luciano, Magnus, Paulo e Renata. Sem a ajuda deles seria impossível a realização deste trabalho.

Aos alunos de iniciação científica César, Hugo e Daniele, pela grande colaboração durante a realização dos ensaios e pela amizade ao longo do curso.

Aos ex-alunos do Curso de Mestrado que, de alguma forma, me auxiliaram ao longo do curso: Alessandra, Jales, Daniel do Carmo, Daniela, Erlande, Fernanda, Fred, Raphael (UnB) e Leandro (USP), em especial à Ana Lúcia, Taís e Lorena.

À Kristiane Mattar Accetti Holanda pela atenção e colaboração.

Aos meus pais, irmãos, sobrinhos e cunhado, por estarem sempre ao meu lado, me apoiando e incentivando com todo carinho.

Às minhas eternas amigas Fabiana, Janaína, Keila e Maria Cristina, por me apoiarem e incentivarem, mesmo estando distante.

À Capes – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior; à Funape – Fundação de apoio à pesquisa da UFG e ao Procad – Programa Nacional de Cooperação Acadêmica, pelo apoio financeiro e por viabilizar o intercâmbio científico com outras instituições.

Sumário

Lista de Figuras

Lista de Tabelas

Lista de Símbolos

Resumo

Abstract

Capítulo 1

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 GENERALIDADES	22
1.2 OBJETIVO E JUSTIFICATIVA	23
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	23

Capítulo 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 INTRODUÇÃO	25
2.2 RUPTURA DE LAJE POR PUNÇÃO	25
2.2.1 MECANISMOS DE RUPTURA DE UMA LAJE À PUNÇÃO	29
2.2.2 MÉTODO EMPÍRICO DE GOMES (1991)	31
2.3 PROCEDIMENTOS DE NORMAS PARA AVALIAR A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	33
2.4 CONCRETO COM FIBRAS	35
2.4.1 ASPECTOS INFLUENTES NO DESEMPENHO DAS FIBRAS ...	35
a) Geometria da Fibra	35
b) Orientação da Fibra	36
c) Comprimento Crítico	36
d) Volume Crítico	37

2.4.2 O COMPÓSITO E A INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ	40
a) Propriedades Mecânicas do Compósito	40
b) Tenacidade	40
c) Transferência de Tensões	41
d) Atuação das Fibras na Matriz	42
2.5 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE LAJES-COGUMELO	43
2.5.1 LAJES-COGUMELO SEM FIBRAS	44
2.5.2 LAJES-COGUMELO COM FIBRAS	46
a) SWAMY & ALI (1982)	46
b) ALEXANDER & SIMMONDS (1992)	49
c) THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993)	51
d) TAN & PARAMASIVAN (1994)	53
e) SHAABAN & GESUND (1994)	54
f) HARAJLI, MAALOUF & KHATIB (1995)	56
g) HUGHES & XIAO (1995)	58
h) PRISCO & FELICETTI (1997)	60
i) ZAMBRANA VARGAS (1997)	60
j) AZEVEDO (1999)	62
k) HOLANDA (2002)	64
l) MUSSE (2004)	68
2.5.3 RESUMO DAS EXPRESSÕES PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES-COGUMELO COM FIBRAS DE AÇO	69
2.5.4 RESUMO DAS PESQUISAS SOBRE LAJES-COGUMELO COM FIBRAS DE AÇO	70

Capítulo 3

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	74
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	74
3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS	75
3.3 SISTEMA DE ENSAIO	76

3.4 DETALHAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS	80
3.4.1 ARMADURA DE FLEXÃO	80
3.4.2 FIBRAS DE AÇO	81
3.5 MATERIAIS	82
3.5.1 CONCRETO	82
3.5.2 AÇO	84
3.6 INSTRUMENTAÇÃO	85
3.6.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	85
3.6.2 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	86
3.6.3 APLICAÇÃO DE CARGA	87
3.7 PREPARAÇÃO DOS ENSAIOS	88
3.8 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	88

Capítulo 4

4 RESULTADOS	90
4.1 INTRODUÇÃO	90
4.2 MATERIAIS	90
4.2.1 CONCRETO	90
4.2.2 AÇO	92
4.3 CARGAS DE RUPTURA	93
4.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	94
4.5 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	102
4.6 FISSURAS	109

Capítulo 5

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	114
5.1 INTRODUÇÃO	114
5.2 CARGAS DE RUPTURA	114
5.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	118
5.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	125
5.5 FISSURAS	127
5.6 COMPARAÇÕES ENTRE CARGAS DE RUPTURA EXPERIMENTAIS E CALCULADAS	129
5.6.1 MÉTODOS DE CÁLCULO QUE NÃO CONSIDERAM AS	

FIBRAS	129
5.6.2 EXPRESSÕES QUE CONSIDERAM A CONTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS	133
a) SHAABAN & GESUND (1994)	133
b) HARAJLI, MAALOUF & KHATIB (1995)	134
c) AZEVEDO (1999)	135
d) HOLANDA (2002)	136
 Capítulo 6	
6 CONCLUSÕES	139
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	140
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	141
 ANEXO A – EXEMPLO DE CÁLCULO	147
ANEXO B – DESLOCAMENTOS VERTICAIS	150
ANEXO C – DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO	163
ANEXO D – ENSAIOS DE TENACIDADE	177
ANEXO E – DOSAGEM DO CONCRETO ($f_c = 20\text{MPa}$)	185
ANEXO F – FOTOGRAFIAS	187

Lista de Figuras

Figura 2.1	– Modo de ruptura por punção de uma laje-cogumelo sem armadura de cisalhamento (CEB-FIP MC 90)	25
Figura 2.2	– Armadura de cisalhamento tipo <i>shearhead</i>	27
Figura 2.3	– Armadura de cisalhamento tipo barra dobrada	27
Figura 2.4	– Estribos inclinados utilizados por OLIVEIRA (1998)	28
Figura 2.5	– Posicionamento da armadura de cisalhamento utilizada por ANDRADE (1999)	29
Figura 2.6	– Superfícies de ruptura de uma laje cogumelo (GOMES, 1991)	30
Figura 2.7	– Perímetro de controle de acordo com o método empírico por GOMES (1991)	33
Figura 2.8	– Possíveis distribuições de tensão ao longo da fibra em função do comprimento crítico (BENTUR & MINDESS, 1990)	37
Figura 2.9	– (a) Compatibilidade entre o agregado e as fibras; (b) Não compatibilidade entre o agregado e as fibras (FIGUEIREDO, 2000)	38
Figura 2.10	– Representação esquemática da curva <i>tensão- deformação</i> para Compósitos com $V_f > V_{f,crit}$ e $V_f < V_{f,crit}$ (BENTUR & MINDESS, 1990)	39
Figura 2.11	– Curva <i>carga x deslocamento</i> para determinação dos índices de tenacidade segundo ASTM-C1018	41
Figura 2.12	– Representação das tensões de cisalhamento na interface (BENTUR & MINDESS, 1990)	42
Figura 2.13	– Representação dos trechos de transmissão de esforços em uma fissura (BENTUR & MINDESS, 1990)	43
Figura 2.14	– Armadura de flexão das lajes das séries 1 e 2 (SWAMY & ALI, 1982)	47
Figura 2.15	– Armadura de flexão e cisalhamento das lajes S-15 e S-17 da série 5 (SWAMY & ALI, 1982)	48
Figura 2.16	– <i>Carga de ruptura x volume de fibras</i> das lajes ensaiadas por	

	SWAMY & ALI (1982)	49
Figura 2.17	– Armadura de flexão utilizada por ALEXANDER & SIMMONDS (1992)	50
Figura 2.18	– <i>Carga de ruptura x volume de fibras</i> das lajes de ALEXANDER & SIMMONDS (1992)	51
Figura 2.19	– Seção transversal das lajes ensaiadas por THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993)	52
Figura 2.20	– <i>Carga de ruptura x volume de fibras</i> das lajes de TAN & PARAMASIVAN (1994)	54
Figura 2.21	– Sistema de ensaio utilizado por SHAABAN & GESUND (1994)	55
Figura 2.22	– Cargas de rupturas das lajes ensaiadas por SHAABAN & GESUND (1994) em função do volume de fibras	56
Figura 2.23	– Seção transversal das lajes ensaiadas por HARAJLI <i>et al.</i> (1995)	57
Figura 2.24	– <i>Carga de ruptura x volume de fibras . l/d</i> das lajes ensaiadas por HARAJLI <i>et al.</i> (1995)	58
Figura 2.25	– Armaduras de flexão e cisalhamento utilizadas por HUGHES & XIAO (1995)	59
Figura 2.26	– Armaduras de flexão e cisalhamento utilizadas nas lajes ensaiadas por ZAMBRANA VARGAS (1997) (mm)	61
Figura 2.27	– <i>Carga de ruptura x volume de fibras</i> das lajes de ZAMBRANA VARGAS (1997)	62
Figura 2.28	– Armaduras de flexão e cisalhamento das lajes ensaiadas por AZEVEDO (1999)	63
Figura 3.1	– Estrutura hipotética em planta e corte caracterizando a situação estudada	74
Figura 3.2	– Características das lajes estudadas	77
Figura 3.3	– Sistema de ensaio – Vistas superior e lateral (SILVA, 2003)	78
Figura 3.4	– Sistema de ensaio (vistas superior e lateral)	79
Figura 3.5	– Chapa utilizada para aplicação de carga	80

Figura 3.6	– Vigas metálicas e tirantes – sistema de reação (SILVA, 2003)	80
Figura 3.7	– Armadura de flexão das lajes	81
Figura 3.8	– Preparação do concreto com fibras	82
Figura 3.9	– Estrutura para fixação dos relógios comparadores	85
Figura 3.10	– Posição dos relógios comparadores na laje	86
Figura 3.11	– Posicionamento e numeração dos extensômetros na armadura de flexão (MUSSE, 2004)	87
Figura 3.12	– Sistema de aplicação de carga (atuador hidráulico e célula de carga)	88
Figura 4.1	– <i>Resistência à compressão x idade do concreto sem fibras e $f_c = 20\text{MPa}$</i>	91
Figura 4.2	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L1A</i>	95
Figura 4.3	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L2A</i>	96
Figura 4.4	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L3A</i>	96
Figura 4.5	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L1B</i>	97
Figura 4.6	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L2B</i>	97
Figura 4.7	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L3B</i>	98
Figura 4.8	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L4</i>	98
Figura 4.9	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L5</i>	99
Figura 4.10	– <i>Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L6</i>	99

Figura 4.11	– Deslocamento vertical <i>x</i> posição dos relógios em relação ao centro da laje – L7	100
Figura 4.12	– Deslocamento vertical <i>x</i> posição dos relógios em relação ao centro da laje – L8	100
Figura 4.13	– Deslocamento vertical <i>x</i> posição dos relógios em relação ao centro da laje – L9	101
Figura 4.14	– Carga <i>x</i> deslocamento central das lajes ensaiadas	102
Figura 4.15	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L1A	103
Figura 4.16	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L2A	103
Figura 4.17	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L3A	104
Figura 4.18	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L1B	104
Figura 4.19	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L2B	105
Figura 4.20	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L3B	105
Figura 4.21	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L4	106
Figura 4.22	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L5	106
Figura 4.23	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L6	107
Figura 4.24	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L7	107
Figura 4.25	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L8	108
Figura 4.26	– Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L9	108
Figura 4.27	– Aspecto das lajes da série 1 (1A e 1B) após a ruptura	111
Figura 4.28	– Aspecto das lajes das séries 2 e 3 após a ruptura	112
Figura 4.29	– Aspecto das lajes após a ruptura – vista inferior	113
Figura 5.1	– Carga de ruptura <i>x</i> volume de fibra das lajes ensaiadas	117
Figura 5.2	– Gráfico dos deslocamentos centrais ao longo do carregamento das lajes	118
Figura 5.3	– Gráfico dos deslocamentos centrais ao longo do carregamento das lajes	122
Figura 5.4	– Rotações das lajes	124
Figura 5.5	– Gráficos das deformações na armadura de flexão ao longo do	

	carregamento	126
Figura 5.6	– Comparação entre cargas experimentais e estimadas segundo diferentes métodos de cálculo para lajes sem fibras	132
Figura 5.7	– Comparação entre cargas experimentais e estimadas segundo expressões de cálculo propostas para lajes com fibras	138

Lista de Tabelas

Tabela 2.1	–	Perímetros de controle e expressões de normas para o cálculo da resistência à punção para o caso de região de pilar interno com seção quadrada, sem armadura transversal	34
Tabela 2.2	–	Programa de ensaio de HOLANDA (2002)	66
Tabela 2.3	–	Características das lajes ensaiadas por MUSSE (2004)	68
Tabela 2.4	–	Expressões para cálculo da resistência à punção de lajes-cogumelo com fibras de aço	69
Tabela 2.5	–	Principais características das lajes dos trabalhos citados na revisão bibliográfica	70
Tabela 3.1	–	Características das lajes	76
Tabela 3.2	–	Características da fibra utilizada	81
Tabela 3.3	–	Composição por m ³ de concreto sem fibras	83
Tabela 3.4	–	Composição por m ³ de concreto para a laje L7 (50MPa)	84
Tabela 4.1	–	Propriedades mecânicas do concreto na data do ensaio das lajes	91
Tabela 4.2	–	Resultados dos ensaios do aço	93
Tabela 4.3	–	Dados das lajes	93
Tabela 4.4	–	Carga para a qual foi observada a primeira fissura	110
Tabela 5.1	–	Principais características das lajes e comparações entre suas cargas de ruptura	115
Tabela 5.2	–	Cargas de ruptura e principais características de lajes ensaiadas anteriormente	117
Tabela 5.3	–	Carga, deslocamento e deformação na armadura de flexão no surgimento da primeira fissura radial obtida da curva <i>carga x</i>	

	<i>deslocamento central</i>	127
Tabela 5.4	– Comparações entre as cargas experimentais e estimadas segundo diferentes métodos de cálculo para lajes sem fibras	130
Tabela 5.5	– Relação entre V_u / V_{cal} de lajes com e sem fibras para os métodos de cálculo	133
Tabela 5.6	– Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo a equação proposta por SHAABAN & GESUND (1994)	134
Tabela 5.7	– Cálculo das cargas de ruptura segundo a equação proposta por HARAJLI <i>et al.</i> (1995)	135
Tabela 5.8	– Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo a expressão proposta por AZEVEDO (1999)	136
Tabela 5.9	– Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo as equações propostas por HOLANDA (2002), HOLANDA & HANAI (2002) e HOLANDA (2002)	137

Lista de Símbolos

A	– Área da seção transversal de um elemento da armadura de cisalhamento
AC	– Armadura de cisalhamento
a/d	– Relação vão / altura útil da laje
b	– Largura do pilar ou do corpo de prova
b_0	– Perímetro de controle considerado pelo ACI-318/02
C	– Perímetro de controle para o cálculo da carga de ruptura das lajes considerado na face do pilar ou carga concentrada
C'	– Perímetro de controle para o cálculo de ruptura em lajes a uma distância $2,0d$ da face do pilar ou carga concentrada
d	– Altura útil da laje
E_c	– Módulo de elasticidade do concreto
E_s	– Módulo de elasticidade do aço
f_c	– Resistência do concreto à compressão
f_{ck}	– Resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	– Resistência da matriz à tração direta ($0,9 \times f_t$)
$f_{ct,u}$	– Resistência do concreto com fibras à tração direta
f_{cu}	– Resistência cúbica do concreto à compressão
f_{fu}	– Resistência da fibra à tração
f_t	– Resistência do concreto à tração
f_y	– Tensão de escoamento da armadura
F_{sd}	– Força ou reação concentrada de cálculo segundo a NBR 6118:2003
h	– Espessura da laje ou altura do corpo de prova
l/d	– Fator de forma da fibra
l	– Comprimento da fibra ou do vão de um painel
l_c	– Comprimento crítico da fibra
n	– Número de elementos da armadura de cisalhamento
P_{sd}	– Força ou reação concentrada de cálculo segundo CEB-FIP MC 90
r	– Raio da seção transversal da fibra
T_b	– Tenacidade à flexão segundo o método japonês JSCE-SF4
u	– Perímetro de controle afastado $2,0d$ da face do pilar

U	–	Perímetro de controle considerado por GOMES (1991) a $2,5d$ do pilar
V_{calc}	–	Resistência à punção estimada
V_c	–	Parcela da resistência à punção relativa ao “concreto”
V_{ck}	–	Contribuição do “concreto” na resistência característica à punção
V_{Ed}	–	Resistência à punção de cálculo segundo EUROCODE 2/2001
V_f	–	Volume de fibras em relação ao volume de concreto (%)
$V_{f,crit}$	–	Volume crítico de fibras, dado em (%)
V_k	–	Resistência característica à punção
V_{sk}	–	Contribuição do “aço” na resistência característica à punção
V_u	–	Resistência à punção da laje
α_1	–	Fator considerado na resistência característica de cisalhamento
ε_y	–	Deformação de escoamento do aço
γ_c	–	Fator de segurança igual a 1,5 considerado pelo EUROCODE 2/2001
ϕ	–	Fator de segurança igual a 0,85 considerado pelo ACI 318/02
ρ	–	Taxa geométrica de armadura longitudinal
τ_{au}	–	Tensão de aderência entre a fibra e a matriz
τ_{fu}	–	Tensão de atrito na interface fibra-matriz
ξ	–	Coefficiente dado em função da altura da laje
δ	–	Deslocamento
ψ	–	Rotação da laje

Resumo

Um dos principais problemas que podem ocorrer em lajes-cogumelo é o colapso por puncionamento na região da ligação laje-pilar. Devido as tensões cisalhantes concentradas na região ao redor do pilar, a laje pode romper antes da armadura de flexão entrar em escoamento, de forma frágil e com carga inferior à resistência à flexão. Fibras de aço, quando adicionadas ao concreto, melhoram o desempenho do elemento estrutural, proporcionando um aumento na capacidade resistente e na ductilidade. Existe a possibilidade dessas fibras substituírem a armadura de cisalhamento; entretanto, antes da adoção dessa alternativa, deve ser realizada uma análise técnico-econômica para cada situação específica.

Este trabalho objetivou avaliar a influência das fibras de aço na resistência à punção e na ductilidade de lajes-cogumelo de concreto armado. Foi desenvolvido um programa experimental que incluiu doze lajes quadradas de 1800mm de lado e 130mm de espessura, que representavam a região ao redor do pilar de uma laje-cogumelo. Para simular um pilar quadrado de 150mm de lado, foi aplicado carregamento por meio de uma chapa metálica posicionada no centro da face inferior da laje.

As principais variáveis das lajes foram a resistência à compressão do concreto (20, 35 e 50MPa) e o volume de fibras utilizado (0,0%, 0,6% e 1,2%). As demais características foram mantidas constantes. Todas as lajes foram carregadas até a ruptura, medindo-se os deslocamentos verticais e as deformações no aço em vários pontos e identificando-se as fissuras a cada incremento de carga aplicada.

No conjunto de ensaios já realizados, observa-se que a resistência à punção das lajes de concreto armado com adição de fibras pode ser aumentada consideravelmente, com redução dos deslocamentos verticais, resultando no escoamento da armadura de flexão e mudança no tipo de ruptura de frágil para dúctil. O número limitado de ensaios de lajes-cogumelo com fibras mostra que as expressões propostas por pesquisadores para avaliar a contribuição das fibras na resistência à punção dessas lajes tendem a ser conservadoras. As análises feitas mostram que a influência de diferentes parâmetros na resistência à punção de lajes com fibras precisa ser melhor estudada.

Palavras-Chave: lajes-cogumelo, punção, concreto com fibras de aço.

Abstract

One of the main problems that can occur in flat slabs is the punching shear failure in the area of the slab-column connection. Due to the stress concentration in the area around the column, the slab can fail before the bending reinforcement yields, in a brittle way and at a load inferior to the bending capacity. Steel fibers added to the concrete improve the performance of the structural elements, providing an increase in the resistance and in the ductility. They can also substitute the shear reinforcement, but, before this alternative is chosen, a specific analysis is needed for each case.

This work aimed to evaluate the influence of the steel fibers on the punching shear resistance and in the ductility of reinforced concrete flat slabs. It was developed an experimental program that included twelve square fiber-reinforced concrete specimens with 1800mm side and 130mm thickness, which represent the area around an interior column of a flat slab. The load was applied in the center of the slab, from underneath, simulating a interior 150mm side square column. The variables of the specimens were the concrete compression strength (20, 35 and 50MPa) and the fibers volume used (0,0%, 0,6% and 1,2%). The other characteristics were kept constant. All the specimens were loaded until failure and, during the tests, the vertical displacements and the strains in the reinforcement were measured in different points and the cracks were marked.

From the available experimental results, it can be seen that the addition of steel fibers to the concrete can increase the punching resistance considerably, decrease the vertical displacements and the change the type of failure from brittle to a ductile one. The limited number of tests reported show that the expressions proposed by researchers for evaluating the contribution of fibers to the punching resistance are conservative. The analyses carried out showed that the influence of different parameters on the punching shear strength should be better studied.

Keywords: *flat slab, punching shear, steel fibers concrete.*

Capítulo 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

O sistema estrutural de laje-cogumelo, em que as lajes são apoiadas diretamente nos pilares, apresenta diversas vantagens em relação ao sistema convencional de lajes, vigas e pilares. Algumas delas são:

- Simplificação e menor desperdício de fôrmas;
- Redução do consumo de materiais e mão-de-obra;
- Simplificação de armaduras, conseqüência direta da ausência de vigas;
- Possibilidade de redução do pé direito e conseqüente redução na altura total do edifício;
- Maior liberdade na definição de espaço interno do edifício.

Entretanto, este sistema apresenta flechas maiores que as encontradas em lajes de mesmo vão apoiadas sobre vigas, reduz a estabilidade global da estrutura com relação as cargas horizontais e pode apresentar colapso por punção na região da ligação laje-pilar.

Segundo a NBR 6118:2003, punção é o estado limite último determinado por cisalhamento no entorno de forças concentradas. É decorrente da grande concentração de tensões na região da ligação laje-pilar, a qual está submetida tanto ao esforço cortante como ao momento fletor negativo máximo.

Algumas maneiras de aumentar a resistência à punção em lajes-cogumelo são: utilizar um concreto com resistência mais elevada, aumentar a espessura da laje e/ou a taxa de armadura de flexão, usar armadura de cisalhamento na região da ligação laje-pilar e adicionar fibras de aço ao concreto. O uso da armadura de cisalhamento aumenta a resistência da laje na ligação, mas apresenta certa dificuldade quanto à execução, e pode levar a um congestionamento de armadura na região ao redor do pilar. Vários trabalhos têm sido desenvolvidos para analisar a contribuição dessa armadura de cisalhamento no combate à punção em lajes-cogumelo.

A utilização de fibras de aço em peças de concreto tem sido bastante pesquisada e significativos aumentos de resistência e ductilidade do elemento estrutural têm sido verificados. Elas são distribuídas no concreto de forma aleatória e funcionam após o aparecimento da primeira fissura, controlando sua propagação e abertura. Podem melhorar as propriedades mecânicas do concreto, uma vez que elas promovem meios de transferência de tensões através das fissuras, e também tornar o modo de ruptura dúctil.

Esta pesquisa foi proposta dando continuidade à linha de pesquisa sobre punção em lajes-cogumelo da Escola de Engenharia Civil da UFG. Dentre os trabalhos desenvolvidos nesta instituição podem-se citar os de ANDRADE (1999), CARVALHO (2000), SILVA (2003), MUSSE (2004) e SOUZA (2004).

1.2 OBJETIVO E JUSTIFICATIVA

O objetivo principal desta pesquisa é analisar o desempenho de lajes de concretos com diferentes resistências à compressão e diferentes teores de fibras de aço adicionados e verificar a melhoria da resistência e da ductilidade decorrente da inclusão das fibras. A análise é baseada em comparações entre resultados experimentais obtidos de lajes com fibras e lajes de mesmas características sem fibras.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 2, é apresentada revisão bibliográfica sobre os principais temas envolvidos na pesquisa. Esta revisão inclui resumo relativo à ruptura por punção de lajes-cogumelo de concreto armado e métodos de cálculo para determinar a resistência à punção dessas lajes. São abordados também aspectos relacionados a concreto com fibras e pesquisas realizadas sobre lajes-cogumelo, dando ênfase aquelas em que se utilizou concreto com fibras de aço.

O capítulo 3 descreve o programa experimental e a metodologia utilizada nos ensaios. Os resultados obtidos experimentalmente são apresentados no capítulo 4. São mostradas as deformações na armadura de flexão, os deslocamentos verticais, a posição e a evolução das fissuras bem como as cargas de ruptura.

No capítulo 5 são apresentadas as análises feitas a partir dos dados experimentais obtidos. São feitas comparações entre resultados experimentais de diferentes lajes e entre as resistências à punção experimentais e as calculadas segundo expressões propostas na literatura.

As conclusões da pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros são encontradas no capítulo 6.

Capítulo 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os conceitos relativos à punção em lajes-cogumelo e às fibras de aço e métodos de cálculo para determinar a resistência à punção. São mencionadas também pesquisas realizadas em relação ao assunto estudado.

2.2 RUPTURA DE LAJE POR PUNÇÃO

A ruptura por punção ocorre devido à concentração de tensões na região da ligação laje-pilar. Na área próxima ao pilar, além de haver elevado esforço cortante, ocorre também o momento fletor máximo negativo. Quando da ruína por punção, sendo a força cortante a ação predominante, a armadura de flexão pode não ter atingido o escoamento, observando-se, então, uma ruína de natureza frágil, abrupta (HOLANDA, 2002). A Figura 2.1 apresenta o modo de ruptura por punção de uma laje-cogumelo sem armadura de cisalhamento (CEB-FIP MC 90).

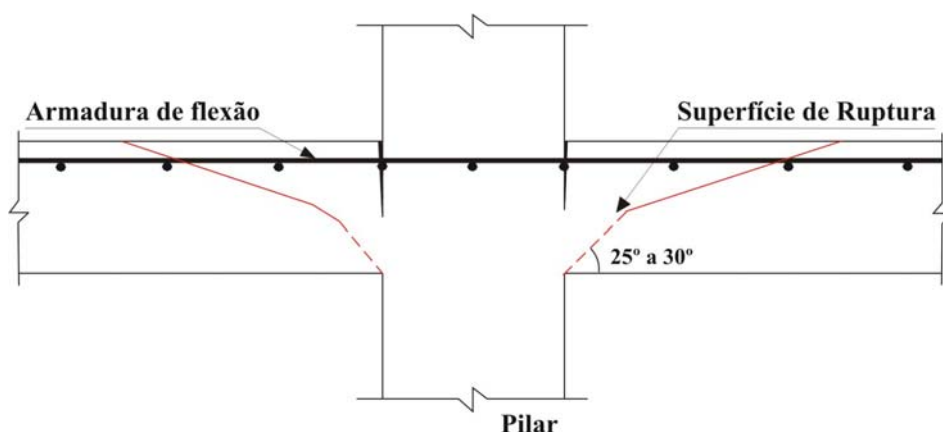


Figura 2.1 - Modo de ruptura por punção de uma laje-cogumelo sem armadura de cisalhamento
(CEB-FIP MC 90)

Há vários meios de proporcionar maior resistência à ligação laje-pilar, tais como: aumentar a espessura da laje e a resistência do concreto, usar armadura de cisalhamento e adicionar fibras de aço ao concreto.

Segundo MacGREGOR (1988), como a transferência da carga para o pilar é realizada pela espessura da laje próxima ao pilar, a resistência necessária pode ser alcançada pelo acréscimo da espessura apenas na região próxima ao pilar (elemento estrutural tipo *drop panel*). Esse tipo de estrutura se estende geralmente ao longo de aproximadamente um sexto do vão em cada direção, proporcionando ganho de resistência na região do pilar enquanto minimiza o volume de concreto utilizado no meio do vão. A grande desvantagem deste tipo de elemento, e o que levou ao seu menor uso, é o fato de não proporcionar tetos planos.

O aumento da resistência do concreto pode não ser suficiente para elevar o nível da resistência da ligação aos valores necessários, além do que ele, por si só, não lhe oferece a ductilidade desejada (HOLANDA, 2002).

Segundo BRAESTRUP & REGAN (1985), resultados obtidos de ensaios em lajes com armadura de cisalhamento têm demonstrado acréscimos significativos na resistência e possibilidade de alteração do modo de ruptura de punção para flexão. Vários tipos de armadura têm sido usados, tais como: *shearheads*, barras dobradas, estribos retos e inclinados e *studs*. A determinação do tipo de armadura a ser usado no elemento está ligada à facilidade de execução e instalação (principalmente em lajes pouco espessas), ao não congestionamento de armadura na região do pilar, além do aspecto econômico.

As armaduras tipo *shearheads* são perfis metálicos soldados posicionados na região do pilar e introduzidos entre as armaduras de flexão da laje. Quando em forma de U, são dispostos adjacentes ao pilar, enquanto os perfis tipo I formam uma cruz sobre o pilar. Segundo DILGER & GHALI (1981), seu uso pode ser limitado pelo fato da armadura do pilar causar interferência na sua colocação e pela necessidade de uma espessura suficiente para serem instalados, além de apresentar um custo elevado. A Figura 2.2 apresenta o posicionamento da armadura tipo *shearheads* em relação ao pilar.

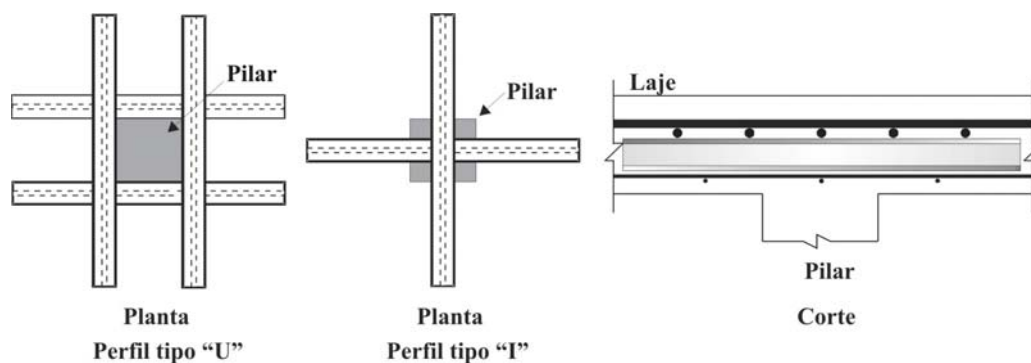


Figura 2.2 - Armadura de cisalhamento tipo *shearhead*

As barras dobradas são formadas por prolongamentos da armadura negativa de flexão e ancoradas no bordo inferior da laje, conforme Figura 2.3. Sua utilização pode levar ao aumento necessário de resistência à punção, se não houver interferência entre as armaduras da laje e do pilar. Segundo TAKEYA (1981), esse tipo de armadura, além de apresentar problemas quanto à ancoragem, especialmente em lajes pouco espessas, é inadequado para ligações de lajes com pilares de canto e borda.

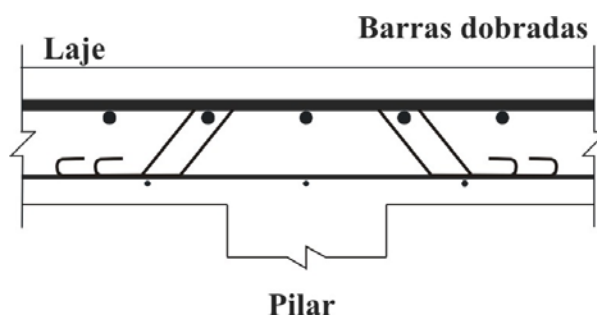


Figura 2.3 - Armadura de cisalhamento tipo barra dobrada

Os estribos podem ser abertos, em forma de ganchos, ou fechados, em formato retangular. Podem ser dispostos envolvendo a armadura de flexão, perpendicularmente ao plano da laje ou com determinada inclinação. OLIVEIRA (1998) verificou em seu estudo que os estribos abertos inclinados a 60° proporcionaram um aumento de até 100% na carga de ruptura em relação à da laje sem armadura de cisalhamento, e os estribos retangulares 56%. A grande vantagem deste tipo de armadura é o baixo custo aliado à facilidade de

execução. A Figura 2.4 mostra a disposição dos estribos verticais e inclinados utilizados nas lajes de OLIVEIRA (1998).

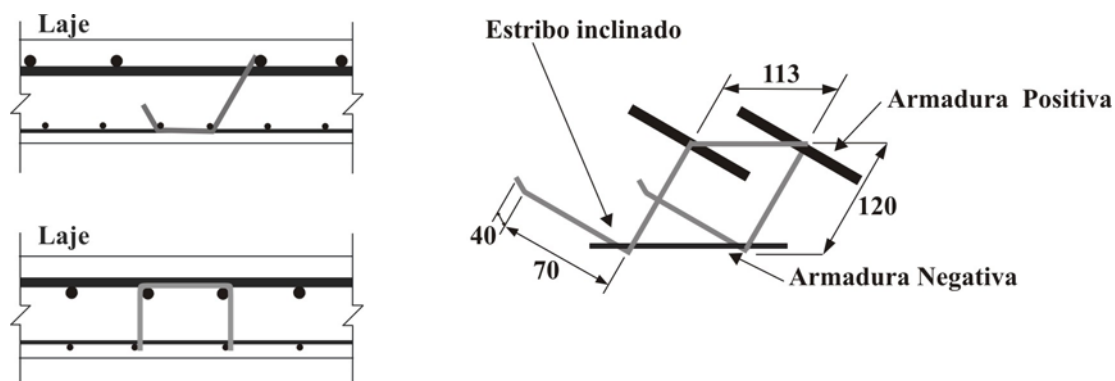


Figura 2.4 - Estribos inclinados utilizados por OLIVEIRA (1998)

As armaduras de cisalhamento tipo *studs* são constituídas por barras de aço soldadas a chapas metálicas em suas extremidades. Essas chapas garantem o espaçamento entre os elementos de barra e a ancoragem adequada. Os *studs* apresentam a grande vantagem de ficarem dispostos na laje de forma a não obstruir a passagem da armadura do pilar. Esse tipo de armadura de combate à punção oferece bons resultados quanto ao aumento de resistência e ductilidade da ligação. Segundo GOMES (1991), a resistência última das lajes de concreto armado pode ser duplicada com a utilização dos *studs*, sendo que os distribuídos radialmente são mais efetivos que os em dupla cruz.

ANDRADE (1999) verificou a utilização de *studs* dispostos na laje sem o envolvimento da armadura de flexão. Os resultados obtidos mostraram que os *studs* não envolvidos pela armadura de flexão podem levar a aumentos na carga de ruptura de 70%, enquanto aqueles em que o envolvimento é apenas na face inferior, o acréscimo pode alcançar 78% em relação à laje sem armadura de cisalhamento. O posicionamento dos *studs* envolvendo a armadura de flexão nas duas faces foi mais efetivo no aumento da resistência à punção. Segundo ANDRADE (1999), apesar de terem levado a cargas de ruptura menores e dos métodos de cálculo não considerarem este tipo de disposição, o uso da armadura de cisalhamento não envolvendo a armadura de flexão tem a seu favor a maior facilidade de execução. A Figura 2.5 apresenta a disposição dos *studs* utilizados por ANDRADE (1999).

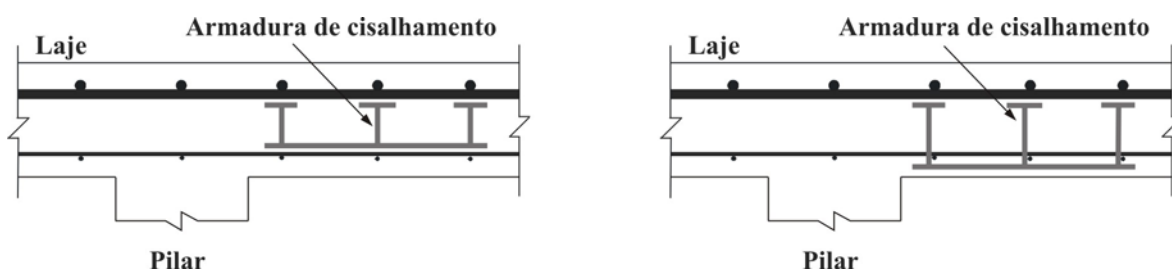


Figura 2.5 – Posicionamento da armadura de cisalhamento utilizada por ANDRADE (1999)

O uso das fibras de aço em elementos estruturais de concreto tem sido cada vez mais difundido. As fibras, além de aumentarem a capacidade de resistir a esforços de tração e cisalhamento, também proporcionam ductilidade à peça. Elas atuam após o aparecimento da primeira fissura, controlando sua propagação e diminuindo sua abertura. O maior benefício da utilização de fibras em relação às armaduras de cisalhamento é a economia de tempo na execução da laje face ao tempo gasto na execução e/ou montagem das armaduras de cisalhamento, além de possibilitarem maior ductilidade à ligação.

2.2.1 MECANISMOS DE RUPTURA DE UMA LAJE À PUNÇÃO

O mecanismo de ruptura de uma laje de concreto, armada somente à flexão e apoiada diretamente em um pilar interno, deve ser considerado a partir da formação das fissuras de flexão e cisalhamento, em estágios de carregamento avançados. As fissuras de flexão, advindas dos momentos nas direções radiais e circunferenciais, são formadas na superfície tracionada da laje e divididas em dois tipos de fissura padrão: as circunferenciais, que se formam ao redor do pilar, e as radiais, que se iniciam no centro da laje e se propagam até as bordas. A superfície de ruptura tem uma inclinação de 25° a 30° com o plano da laje.

A fissura diagonal interna de cisalhamento geralmente se forma para valores de carga de aproximadamente 50% a 70% da carga última, com a ligação laje-pilar ainda em condição estável, podendo ser descarregada e novamente carregada sem que a sua resistência seja afetada (BRAESTRUP & REGAN, 1985).

Após a ocorrência da fissura diagonal, a laje suporta o esforço cortante por meio da zona comprimida, do engrenamento dos agregados e da ação de pino da armadura de flexão (HOLANDA, 2002).

A armadura de flexão é um fator determinante do tipo de ruptura. Se a taxa de armadura de flexão for elevada, não ocorre escoamento do aço na região da ligação, e a ruptura é do tipo frágil. Por outro lado, se a taxa de armadura for pequena, esta entra em escoamento em diferentes seções e a ruptura se dá de forma mais dúctil.

As lajes-cogumelo com armadura de cisalhamento apresentam diferentes modos de ruptura. A posição e a inclinação da superfície de ruptura em relação ao plano da laje depende da taxa e da disposição da armadura de cisalhamento.

Segundo REGAN (1985), podem formar-se três tipos básicos de superfícies de ruptura em lajes com armadura de cisalhamento: na região externa onde se situa a armadura de cisalhamento, dentro da região armada e entre a armadura de cisalhamento e o pilar. Entretanto, investigando os efeitos da armadura de cisalhamento tipo *stud* constituída por perfis *I*, disposta radialmente e em dupla cruz em lajes de concreto armado, GOMES (1991) observou outras possíveis superfícies de ruptura. A Figura 2.6 mostra as superfícies de ruptura observadas por GOMES (1991) (casos 2, 4 e 6) e outras encontradas na literatura.

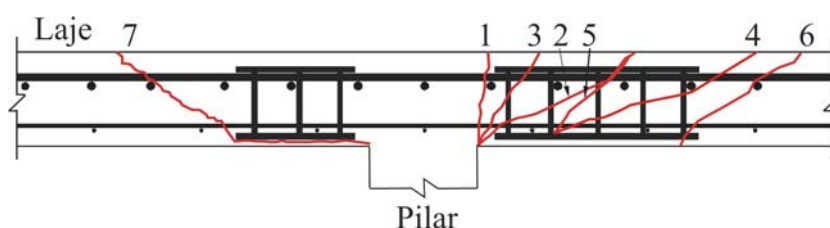


Figura 2.6 - Superfícies de ruptura em uma laje cogumelo (GOMES, 1991)

1. Superfície de ruptura formada entre o pilar e a camada mais interna da armadura de cisalhamento;
2. Superfície desenvolvida a partir da face do pilar cruzando a armadura de cisalhamento com a mesma inclinação da superfície de uma laje sem armadura de cisalhamento;

3. Superfície semelhante ao caso 2, porém com maior inclinação;
4. Superfície formada com certo afastamento da face do pilar e cruzando a região armada com a mesma inclinação de uma laje sem armadura de cisalhamento;
5. Superfície similar ao caso 4, porém mais inclinada;
6. Superfície de ruptura desenvolvida externamente à armadura de cisalhamento afastada da face do pilar;
7. Superfície passando sob os elementos da armadura de cisalhamento e se desenvolvendo externamente à armadura de cisalhamento.

A partir desse estudo experimental e de resultados de outros pesquisadores, GOMES (1991) propôs um método empírico para avaliação das cargas de ruptura de lajes-cogumelo.

2.2.2 MÉTODO EMPÍRICO DE GOMES (1991)

Para simplificar os cálculos, foram feitas algumas considerações para restringir o número de possíveis superfícies de ruptura a serem analisadas, tais como:

- mesma resistência do concreto em toda a laje, resistência à tração constante por camada de armadura de cisalhamento, resistência do concreto à compressão obtida do ensaio de corpos de prova cúbicos limitada em 50MPa e altura da laje superior a 150mm;
- armadura de cisalhamento tipo *stud*, adequadamente ancorada, com espaçamento radial constante e igual a $0,5d$ entre as camadas, bem como entre o pilar e a camada mais interna da armadura de cisalhamento;
- distribuição dos elementos da armadura de cisalhamento de forma radial com espaçamento circunferencial máximo de $1,5d$ na seção $1,0d$ a partir da face do pilar e espaçamento de $3,0d$ para a camada mais externa dessa armadura.

Este método admite duas superfícies de ruptura básicas: superfície de ruptura adjacente ao pilar, passando pela região armada e formando um ângulo de aproximadamente

25° com o plano horizontal da laje (caso 2) e superfície de ruptura externa à região da armadura de cisalhamento (caso 6).

a) Superfície de ruptura adjacente ao pilar cruzando a região armada

A resistência característica à punção (V_k) pode ser determinada pela soma das contribuições do “concreto” (V_{ck}) e da armadura de cisalhamento (V_{sk}).

$$V_k = V_{ck} + V_{sk} \quad (2.1)$$

A contribuição do concreto (V_{ck}) é calculada de acordo com a expressão:

$$V_{ck} = \xi V_{ck} U d \quad (2.2)$$

onde: $\xi = \sqrt[4]{\frac{400}{d}} \geq 1,0$; $V_{ck} = 0,27 \sqrt[3]{100 \rho f_{cu}}$, com $\rho \leq 0,03$ e $20 \text{MPa} < f_{cu} < 50 \text{MPa}$;

$U = 4b + 12d$ para pilares de seção quadrada de lado b ou $U = 4B + 12d$ para pilares de seção circular de diâmetro B .

A contribuição do aço é determinada pela soma das forças na armadura de cisalhamento localizadas até $1,75d$ a partir da face do pilar.

$$V_{sk} = n A f_y \quad (2.3)$$

onde n é o número de elementos da armadura de cisalhamento; A é a área de um elemento da armadura de cisalhamento; f_y é a tensão de escoamento da armadura.

b) Superfície de ruptura externa à armadura de cisalhamento

A resistência característica de cisalhamento (V_k) é determinada por:

$$V_k = \alpha_1 \xi V_{ck} U d \quad (2.4)$$

onde

$\alpha_1 = 1,0$ para seções a $2,0d$ ou mais da face do pilar e igual a $0,9$ para seções até $1,0d$ do pilar; U é o perímetro de controle afastado $2,5d$ da última camada da armadura de cisalhamento.

A Figura 2.7 apresenta os perímetros de controle dependendo da disposição da armadura de cisalhamento considerada por GOMES (1991). Para armaduras dispostas em dupla cruz, o perímetro de controle deve ser tomado a $2,5d$ a partir do centro do círculo de raio $0,75d$ mais próximo ao pilar e formado entre os elementos da armadura; para as

armaduras dispostas radialmente, ele é considerado a $2,5d$ a partir da última camada da armadura; para as armaduras distribuídas em uma região quadrada ao redor do pilar, é adotado o perímetro a $3,25d$ ($= 2,5d + 0,75d$) da menor distância entre o centro do pilar e a última camada dos elementos da armadura.

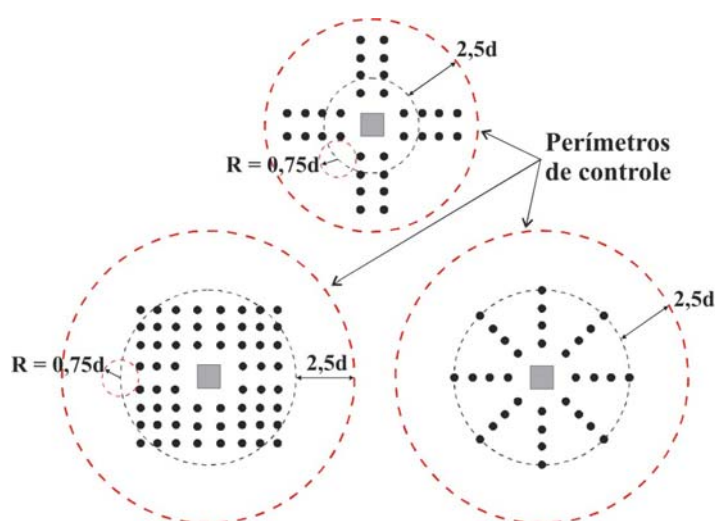


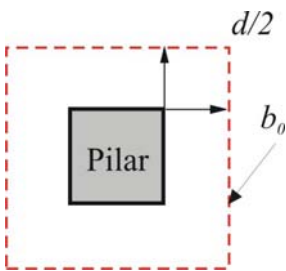
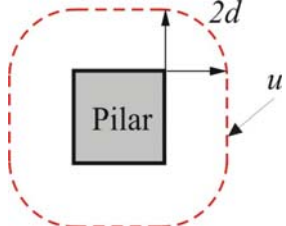
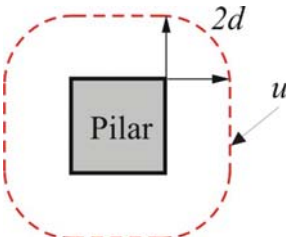
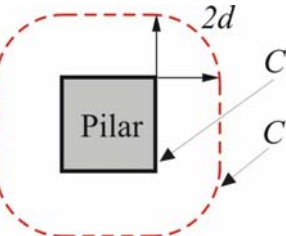
Figura 2.7 - Perímetros de controle de acordo com o método empírico proposto por GOMES (1991)

2.3 PROCEDIMENTOS DE NORMAS PARA AVALIAR A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

As normas e códigos apresentam modelos de cálculo para verificação da carga de ruptura de uma laje-cogumelo considerando a tensão nominal de cisalhamento em uma determinada superfície de controle. Essa tensão é comparada à tensão de cisalhamento nominal resistente, calculada em função da resistência do concreto à compressão (f_c).

São apresentadas a seguir as recomendações do ACI-318/02, CEB-FIP MODEL CODE 1990, EUROCODE 2/2001 e NBR 6118:2003, para o caso de região de laje no entorno de pilares internos de seção quadrada, com carregamento simétrico e sem armadura de cisalhamento. A Tabela 2.1 dá os perímetros de controle considerados por essas normas e as equações utilizadas para o cálculo da resistência de lajes-cogumelo à punção.

Tabela 2.1 - Perímetros de controle e expressões de normas para cálculo da resistência à punção para o caso de pilar interno com seção quadrada, sem armadura transversal

Normas	Perímetros de Controle	Equações utilizadas no cálculo da carga de ruptura
<p>ACI-318/02⁽¹⁾</p> <p>b_0 é o perímetro de controle a $0,5d$ da face do pilar</p>		$\phi V_n \geq \begin{cases} V_c = \frac{1}{2} \sqrt{f'_c} b_0 d \\ V_c = \left(\frac{40d}{b_0} + 2 \right) \frac{1}{12} \sqrt{f'_c} b_0 d \\ V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d \end{cases}$
<p>CEB-FIP MC 90</p> <p>u é o perímetro de controle afastado $2,0d$ da face do pilar</p>		$P_{sd} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d$
<p>EUROCODE 2</p> <p>u é o perímetro de controle afastado $2,0d$ da face do pilar</p>		$V_{Ed} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$
<p>NBR 6118:2003⁽²⁾</p> <p>C é o perímetro de controle considerado na face do pilar e C' é o perímetro a $2,0d$ da face do pilar</p>		$F_{sd} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} C' d$

d é a altura útil da laje (mm); $\phi = 0,75$; $\gamma_c = 1,50$;

⁽¹⁾ A verificação da resistência nominal ao cisalhamento em lajes sem armadura de punção é feita considerando-se para V_c o menor valor dos obtidos das três equações;

⁽²⁾ Verificação do esmagamento da diagonal comprimida do concreto

$$F_{sd} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} C d ;$$

$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$, sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armadura nas direções ortogonais calculadas considerando uma largura igual à dimensão do pilar com a distância $3d$ para cada lado; f'_c , f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

2.4 CONCRETO COM FIBRAS

As fibras, quando adicionadas adequadamente ao concreto, podem proporcionar um aumento na resistência do material, retardando a formação e propagação das fissuras. Segundo BENTUR & MINDESS (1990), sua eficácia na melhoria das propriedades mecânicas da matriz frágil de cimento é controlada pelos processos pelos quais a força é transferida para as fibras e pelo efeito de “costura” das fissuras em estágios de carregamento mais avançados. Elas promovem a redistribuição dos esforços após a formação da primeira fissura, possibilitando o aumento da ductilidade do elemento estrutural.

Quando um compósito fissura, as fibras atuam impedindo a abertura das fissuras através das tensões de aderência entre a fibra e a matriz. O resultado é que se torna necessária mais energia para que ocorra a abertura dessas fissuras, e a ruína torna-se menos frágil, em função da ocorrência de deformações plásticas da fibra, propiciando eventual ganho de ductilidade à estrutura (HOLANDA, 2002).

2.4.1 ASPECTOS INFLUENTES NO DESEMPENHO DAS FIBRAS

a) Geometria da fibra

As fibras de aço são elementos formados a partir de chapas ou fios de aço. Podem ser encontradas em várias formas e dimensões. As mais usadas atualmente são: as onduladas, que oferecem maior aderência e menor interferência na fluidez do concreto; as com ganchos nas extremidades, que permitem uma ancoragem mais adequada; e as lisas que, por serem feitas a partir de fios trefilados, apresentam uma resistência mecânica maior.

Segundo THEORORAKOPOULOS & SWAMY (1993), a geometria das fibras é um fator decisivo no desempenho de elementos estruturais. Em seu estudo, foi verificado que a utilização de fibras onduladas proporcionou um melhor desempenho que as fibras com ganchos nas extremidades, devido à sua melhor aderência ao concreto.

Por sua vez, as fibras com ganchos nas extremidades são mais eficientes que as fibras retas e lisas, podendo alcançar um aumento na resistência de 3 a 4 vezes em ensaios de arrancamento. Esse fato se deve, principalmente, à maior energia dissipada devido à maior aderência entre fibra e matriz.

Outro parâmetro relevante relacionado à geometria da fibra é o fator de forma, que relaciona o comprimento da fibra e o seu diâmetro. Este valor (comprimento/diâmetro) determina a quantidade de fibras em 1kg de material. Quanto maior este valor, melhor é o desempenho das fibras na matriz, mas, por outro lado, menor será a fluidez desse concreto devido à elevada área específica. Segundo recomendação do ACI 544.3R-93 (1994), o fator de forma deve estar no intervalo de 30 a 100.

b) Orientação da fibra

A eficácia das fibras no aumento da capacidade resistente do concreto está relacionada ao seu espaçamento médio no interior da matriz (ou número de fibras por unidade de área de uma seção transversal) (SOROUSHIAN & LEE, 1990). Quando as fibras são uniformemente dispersas no concreto, espera-se uma orientação aleatória em diferentes direções. Entretanto, essa uniformidade da distribuição é muito sensível à mistura e, na prática, é raramente alcançada (BENTUR & MINDESS, 1990).

SOROUSHIAN & LEE (1990) investigaram os efeitos da vibração na reorientação das fibras no concreto de uma viga de seção 152x152x457mm à flexão, realizando uma comparação entre resultados computacionais e obtidos experimentalmente. Os autores concluíram que a vibração do compósito parece reorientar as fibras, resultando em uma tendência de orientação na direção do plano horizontal.

Após a formação da fissura, são desenvolvidas tensões na fibra provenientes do arrancamento da mesma pela fissura. Uma vez que as fibras podem ter várias direções no concreto, seu posicionamento na matriz em relação à direção da força aplicada pode causar uma flexão local na mesma. As tensões de flexão localizadas podem reduzir a força de arrancamento resistida pelas fibras, reduzindo a sua eficiência.

c) Comprimento crítico

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), o comprimento crítico de uma fibra pode ser definido como o comprimento mínimo necessário para o desenvolvimento de uma tensão na fibra igual à sua resistência. A Figura 2.8 apresenta as possíveis distribuições de tensão ao longo da fibra em função do comprimento crítico. O mecanismo de transferência

de tensão entre a fibra e a matriz ocorre com o aumento linear das extremidades para o seu centro. Se seu comprimento for inferior ao comprimento crítico, a tensão produzida pela força de arrancamento não é suficiente para atingir a sua resistência e assim, seu aproveitamento não ocorre por completo.

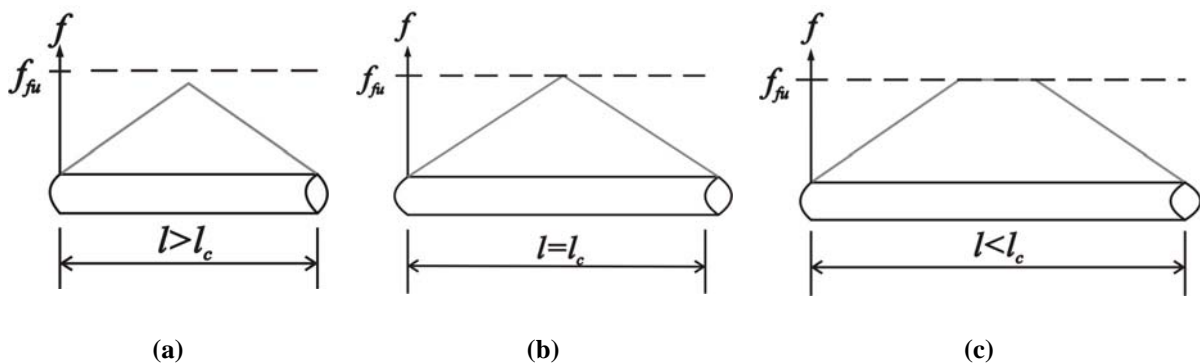


Figura 2.8 - Possíveis distribuições de tensão ao longo da fibra em função do comprimento crítico (BENTUR & MINDESS, 1990)

Para que haja uma contribuição eficiente das fibras, seu comprimento deve ser tal que proporcione o melhor desempenho na matriz. De acordo com BENTUR & MINDESS (1990), o comprimento crítico, l_c , pode ser calculado como:

$$l_c = \frac{f_{fu} r}{\tau_{fu}} \quad (2.5)$$

onde:

f_{fu} é a resistência da fibra à tração; τ_{fu} é a tensão de aderência na interface fibra-matriz; r é o raio da seção transversal da fibra.

De acordo com a ASTM (C1018-94), o comprimento da fibra deve ser menor que um terço da menor dimensão do elemento estrutural e ser maior ou igual a três vezes a dimensão máxima do agregado. Segundo FIGUEIREDO (2000), isto se deve à atuação da fibra como ponte de transferência de tensões na fissura formada na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento. Se não houver compatibilidade entre a dimensão do agregado e a fibra, não haverá formação de ponte de transferência de tensões na fissura e a fibra agirá apenas na argamassa do concreto. Entretanto, se o comprimento da fibra for

compatível com a dimensão máxima do agregado utilizado, um maior número de fibras irá “costurar” a fissura, quando ocorrer a sua formação.

Na Figura 2.9, que representa a compatibilidade entre as fibras e o agregado, nota-se que, quando não há compatibilidade entre o agregado e as fibras (caso b), um número menor de fibras atua como ponte de transferência de tensões.

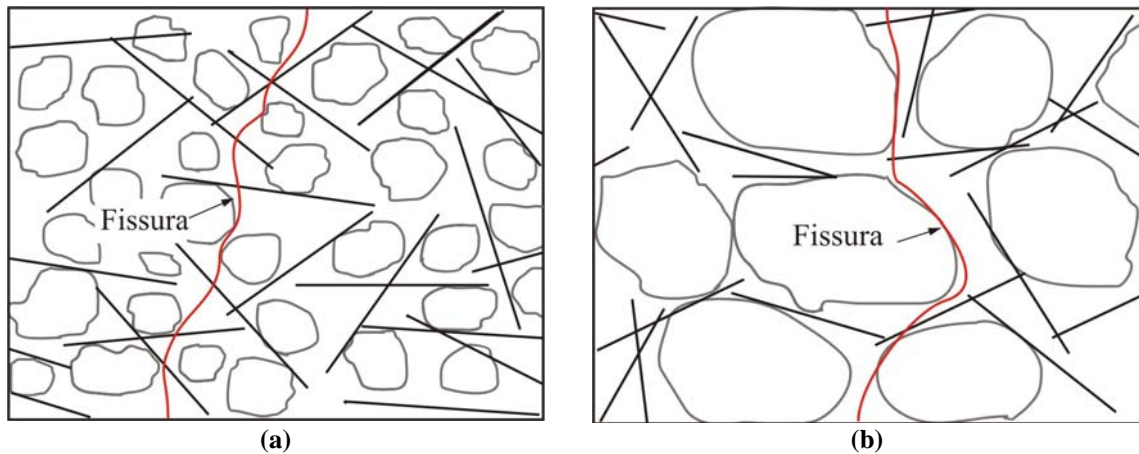


Figura 2.9 - (a) Compatibilidade entre o agregado e as fibras; (b) Não compatibilidade entre o agregado e as fibras (FIGUEIREDO, 2000)

d) Volume crítico

O mecanismo de atuação das fibras ocorre após a formação das fissuras, quando os esforços de tração, até então resistidos pela matriz, são transferidos para as fibras. Quando se utiliza um volume de fibras suficiente para resistir a estes esforços e manter a mesma capacidade portante do compósito, este volume é chamado volume crítico, $V_{f,crit}$.

De acordo com BENTUR & MINDESS (1990), o volume crítico pode ser calculado pela expressão:

$$V_{f,crit} = 2 \frac{f_{cm}}{\tau_{fu}} \frac{l}{d} \quad (2.6)$$

onde:

f_{cm} é a resistência da matriz à tração direta (igual 0,9 da resistência à tração por compressão diametral); τ_{fu} é tensão de aderência na interface fibra-matriz; l/d é o fator de forma da fibra e $V_{f,crit}$ é determinado em relação ao volume de concreto (%).

Segundo SOROUSHIAN & BAYASI (1997), a tensão de aderência pode ser calculada pela equação:

$$\tau_{fu} = \frac{f_{ct,u} - f_{cm}(1 - V_f)}{1,28(l/d)V_f} \quad (2.7)$$

onde:

$f_{ct,u}$ é a resistência do concreto com fibras à tração direta (igual a 0,9 da resistência à tração por compressão diametral); f_{cm} é a resistência da matriz à tração direta (igual 0,9 da resistência à tração por compressão diametral); V_f é o volume de fibras em relação ao volume de concreto (%).

Fibras em volume abaixo do crítico não apresentam capacidade de resistir aos esforços a elas transmitidos, levando a uma queda na capacidade resistente da matriz e a uma perda na eficiência das fibras. Entretanto, para valores acima deste volume, o compósito continua suportando esforços mesmo após a ruptura da matriz. Segundo BENTUR & MINDESS (1990), na prática, este valor se apresenta no intervalo de 1,0 a 3,0%, em volume. A Figura 2.10 apresenta a representação esquemática da curva *tensão-deformação* para compósitos com volumes abaixo e acima do volume crítico.

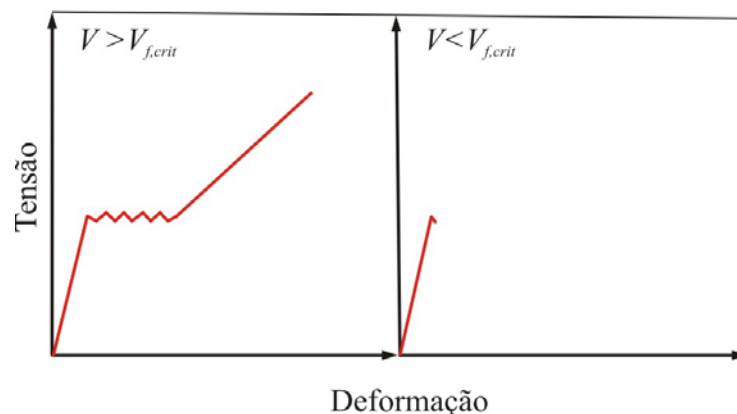


Figura 2.10 – Representação esquemática da curva *tensão-deformação* para compósitos com $V > V_{f,crit}$ e $V < V_{f,crit}$ (BENTUR & MINDESS, 1990)

2.4.2 COMPÓSITO E A INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ

a) Propriedades Mecânicas do Compósito

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), a resistência do concreto à compressão com fibras é relativamente pouco afetada pela presença das mesmas e seu aumento raramente excede 25%. Entretanto, para volumes acima de 0,5%, a adição das fibras pode levar à incorporação de ar, resultando em uma redução na resistência do concreto à compressão (BENTUR & MINDESS, 1990).

A resistência à tração não sofre aumentos significativos para volumes de fibras até 3,0%. Entretanto, em concretos de alta resistência, a melhor aderência entre a fibra e a matriz pode levar a aumentos de até 200% na resistência à tração, como observado em ensaios realizados com concreto leve (BALAGURU & SHAH, 1992).

b) Tenacidade

Uma das principais vantagens da utilização das fibras é a sua capacidade de suportar esforços após a ruptura da matriz. Para caracterizar o comportamento à tração na flexão de um compósito após a fissuração, é necessário obter a curva *carga-deslocamento* de ensaio à flexão de corpos de prova prismáticos com o carregamento aplicado em seus terços médios. A área sob essa curva representa a energia dissipada até um certo valor de deslocamento. Os resultados obtidos dependem das dimensões do corpo de prova bem como do carregamento (BENTUR & MINDESS, 1990).

Os métodos mais utilizados para a determinação da tenacidade são o americano (ASTM-C1018) e o japonês (JSCE-SF4). Os procedimentos de ensaio são similares, mas há diferenças nos critérios de definição da tenacidade e nas dimensões dos corpos de prova.

O método ASTM-C1018 relaciona a área total abaixo da curva *carga-deslocamento* até um determinado valor de deslocamento com a área abaixo da mesma curva até o ponto de formação da primeira fissura (fase elástica). A Figura 2.11 apresenta um gráfico *carga x deslocamento* e a definição dos índices I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30} , que são comparados a valores de tenacidade de um material elasto-plástico perfeito iguais a 5, 10, 20 e 30,

respectivamente. Quanto menor a razão entre os valores de ensaio e padrão, mas próximo o compósito estará do comportamento elasto-plástico. As dimensões recomendadas para os corpos de prova são 100x100x350mm.

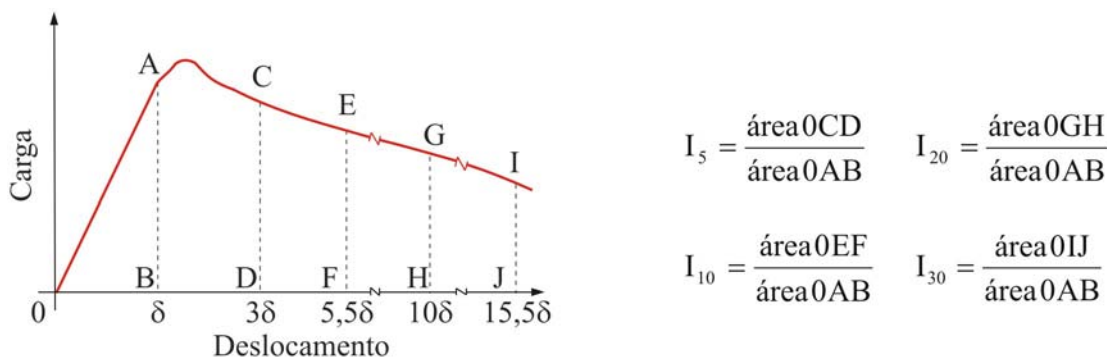


Figura 2.11 - Curva carga x deslocamento para determinação dos índices de tenacidade segundo ASTM-C1018

De acordo com o método japonês (JSCE-SF4), a tenacidade, T_b , é a área total abaixo da curva carga-deslocamento até um deslocamento correspondente a $l/150$, onde l é o vão da viga ensaiada. O corpo de prova pode apresentar duas dimensões diferentes: 100x100x380mm, com um vão de 300mm, e 150x150x500mm, com um vão de 450mm.

c) Transferência de Tensões

A eficiência das fibras é controlada pelos mecanismos de transferência de tensões da matriz para a fibra e pelo efeito de ponte após a formação das fissuras em estágios de carregamento avançados.

A transferência de tensões ocorre tanto antes da fissuração como na matriz fissurada. É desenvolvida de duas formas distintas: transferência de tensões por aderência e por atrito. Antes da fissuração, a matriz e a fibra se deformam conjuntamente e a transferência se dá pela aderência entre as duas. Como a fibra e a matriz apresentam diferenças quanto à rigidez, surgem tensões tangenciais ao longo do comprimento da fibra, distribuídas de maneira não uniforme.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), a transição entre as transferências de tensão por aderência e tensão por atrito ocorre quando a tensão de cisalhamento na interface excede a tensão de aderência entre a fibra e a matriz. A zona de deslizamento é então iniciada e as tensões são transferidas por atrito, de maneira uniforme ao longo da interface. Nesta fase, há deslocamentos relativos entre as fibras e a matriz. A Figura 2.12 mostra a representação das tensões de cisalhamento na interface de acordo com BENTUR & MINDESS (1990).

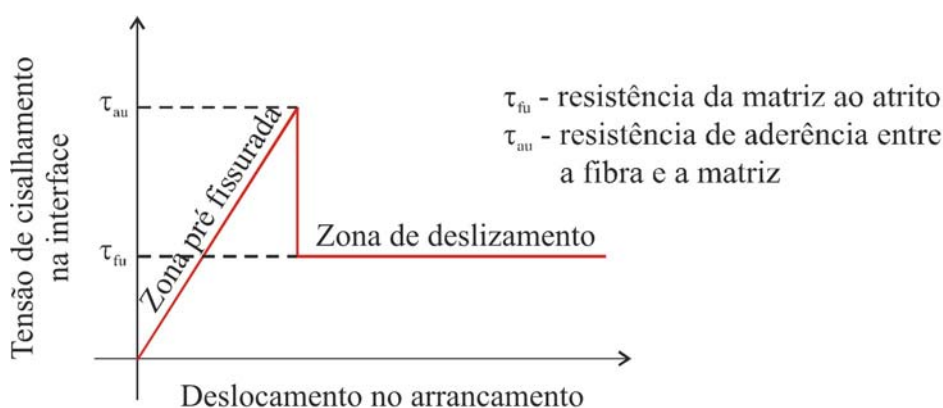


Figura 2.12 - Representação das tensões de cisalhamento na interface (BENTUR & MINDESS, 1990)

O conceito de comprimento crítico das fibras, mais uma vez, deve ser ressaltado. Se $l < l_c$, ocorrerá o arrancamento das fibras antes da sua ruptura, resultando em um maior consumo de energia e, conseqüentemente, em um aumento na tenacidade do compósito. Por outro lado, se $l > l_c$, serão desenvolvidas tensões de tração na fibra igual à sua resistência e a ruptura do compósito ocorrerá com a ruptura das fibras, acarretando um menor consumo de energia.

d) Atuação das Fibras na Matriz

Quando surgem as primeiras fissuras na matriz, as fibras funcionam como barreiras à sua propagação através das tensões de aderência na interface fibra-matriz. Estas tensões é que fazem com que haja um maior consumo de energia para atingir a ruptura, tornando-a mais dúctil.

A Figura 2.13 representa três trechos distintos de transmissão de esforços em um compósito fissurado: trecho da fissura livre de tração, onde as fibras já foram rompidas e não há mais transmissão de tensões; trecho onde as fibras costuram a fissura, no qual a tensão é transferida pelo atrito e o trecho onde a matriz se apresenta microfissurada, com a fibra formando um obstáculo à sua abertura e transferindo as tensões à matriz.

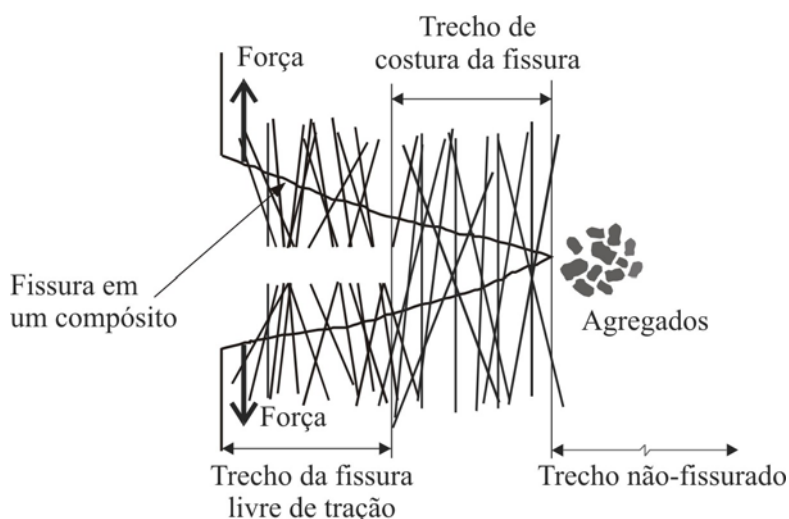


Figura 2.13 - Representação dos trechos de transmissão de esforços em uma fissura (BENTUR & MINDESS, 1990)

2.5 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE LAJES-COGUMELO

Com o objetivo de avaliar a resistência à punção em lajes-cogumelo, vários estudos sobre o assunto têm sido desenvolvidos. As principais variáveis investigadas são a distribuição, a quantidade e o tipo de armadura de cisalhamento, a presença de furos em diferentes posições, a existência de protensão, a utilização de fibras e de concreto de alta resistência, entre outras.

Neste capítulo são abordados alguns desses trabalhos. Procurou-se citar aqueles em que foram adotados pilares centrais e de seção quadrada, caso focado nesta pesquisa. Maior ênfase é dada às pesquisas desenvolvidas sobre lajes-cogumelo com fibras de aço.

2.5.1 LAJES-COGUMELO SEM FIBRAS

OLIVEIRA (1998) realizou uma análise experimental de 11 lajes-cogumelo de dimensões 1800x1800x130mm de concreto de alta resistência (f_c entre 60 e 66MPa). As lajes foram carregadas centralmente por um pilar quadrado de 120mm de lado e apresentavam uma altura efetiva de 100mm. A taxa de armadura de flexão utilizada foi de 1,2%. Seu objetivo foi avaliar a eficácia de estribos como armadura de cisalhamento. As principais variáveis estudadas foram o tipo de estribos, verticais ou inclinados a 60°, área da seção e distribuição dos estribos na região da ligação laje-pilar. Os resultados obtidos mostram que os estribos inclinados a 60° são mais eficientes que os verticais. A utilização de estribos verticais aumentou a capacidade resistente em cerca de 56% em relação a uma laje sem armadura de cisalhamento. O uso dos estribos inclinados dobrou esse aumento e levou a maior ductilidade, proporcionando rupturas menos bruscas.

COELHO (1999) ensaiou 10 lajes-cogumelo de concreto armado com o objetivo de verificar o desempenho de estribos como armadura de cisalhamento. As lajes de dimensões 1800x1800x130mm e altura útil de 100mm apresentavam variações no tipo de estribo utilizado (vertical fechado ou aberto inclinado a 60°), na área da seção e na disposição dos mesmos. A resistência do concreto variou entre 28,7 e 33,4MPa e a taxa de armadura de flexão foi de 1,2%. O carregamento foi aplicado no centro da laje por meio de uma placa de 120x120mm simulando um pilar. Os resultados obtidos foram comparados com os encontrados por OLIVEIRA (1998). Os estribos inclinados abertos proporcionaram melhor desempenho que estribos verticais fechados. As cargas de ruptura sofreram acréscimos de cerca de 48% para lajes com estribos inclinados abertos e 18% para lajes com estribos verticais fechados, em relação às de lajes sem estribos. Comparando os resultados com os obtidos por OLIVEIRA (1998), constatou-se que dobrando a resistência do concreto à compressão, a resistência à punção aumentou 6% nas lajes sem estribos e 36% nas lajes com estribos inclinados, para a mesma taxa de armadura.

CARVALHO (2000) desenvolveu um programa computacional, baseado no modelo teórico proposto por GOMES (1991), para determinar a resistência à punção em lajes-cogumelo de concreto armado. Para diversas alturas efetivas das lajes e resistências do concreto à compressão, foram elaborados gráficos relacionando a força na armadura de cisalhamento e a razão entre a carga de ruptura de uma laje com armadura de cisalhamento e a carga de ruptura de uma laje similar, porém sem armadura de cisalhamento. Por meio

destes gráficos foi possível determinar o ganho de resistência devido ao uso de armadura de cisalhamento.

ANDRADE (2000) investigou a influência da inclinação de estribos abertos usados como armadura de cisalhamento em lajes-cogumelo de concreto armado de mesmas dimensões, taxa de armadura de flexão e seção de pilar utilizada por OLIVEIRA (1998) e COELHO (1999). Foram ensaiadas 10 lajes, com a resistência do concreto à compressão variando entre 36 e 54MPa e uma altura útil de aproximadamente 95mm. As inclinações dos estribos com relação ao plano da laje foram 45° ou 90° e todas as outras condições (altura, largura, comprimento de ancoragem) foram mantidas constantes. A utilização dos estribos abertos aumentou a carga de ruptura em 60% e 70% nas lajes com estribos inclinados a 45° e verticais, respectivamente. Comparando os resultados com os obtidos por COELHO (1999), foi observado que os estribos a 90° foram mais eficientes que estribos a 45°, porém a inclinação de 60° mostrou-se mais eficiente.

MELGES (2001) desenvolveu um estudo experimental que englobou seis lajes quadradas de 2500mm de largura e 160mm de espessura. A carga foi aplicada no centro da laje, representando um pilar quadrado de 180mm de largura. A resistência do concreto à compressão foi de aproximadamente 50MPa. Os principais aspectos analisados foram as influências da armadura de punção (conectores tipo pino) e da protensão, feita por cabos não aderentes, na ligação laje-pilar. A armadura de punção aumentou significativamente a resistência à punção, seja em concreto armado ou protendido. A presença da protensão aumentou a resistência das lajes à punção mesmo quando foi reduzida a taxa de armadura de flexão.

TRAUTWEIN (2001) analisou experimentalmente nove lajes-cogumelo de concreto armado utilizando dois tipos de armadura de cisalhamento, uma do tipo *stud*, sem envolver a armadura de flexão, e a outra constituída de estribos abertos inclinados a 60°. As lajes eram quadradas de lados 3000mm e espessura 200mm, com um pilar central de dimensões 200x200mm. A resistência do concreto à compressão variou entre 36,8 e 47,9MPa. As principais variáveis estudadas foram a disposição, a quantidade dos elementos da armadura de cisalhamento e a área da seção de aço utilizada por camada. As cargas de ruptura foram aumentadas em até 76%, para lajes com armadura tipo *stud* e em 94%, para lajes com armadura tipo estribo aberto inclinado a 60°, em relação a lajes de mesmas características sem armadura de cisalhamento.

SILVA (2003) verificou a influência da dimensão do pilar central, da presença de furos e de armadura de cisalhamento na região da ligação laje-pilar no comportamento de doze lajes quadradas de concreto armado de 1800mm de largura e espessura de 130mm. Os principais aspectos analisados foram as dimensões do pilar com um dos lados constante igual a 150mm e os outros iguais a 150, 300 e 450mm, a existência de furos quadrados de 150mm de lado, adjacentes aos menores lados das colunas, e o uso de armadura de cisalhamento, formada por três camadas com oito e seis elementos distribuídas radialmente ao redor do pilar. A altura útil foi de 90mm para todas as lajes e a resistência do concreto à compressão variou entre 39,1 e 50,2MPa. A taxa de armadura utilizada ficou entre 1,45% e 1,57%. SILVA (2003) concluiu que o aumento de uma das dimensões do pilar gera um aumento na carga de ruptura e que a existência de furos adjacentes ao pilar reduzem a resistência à punção; entretanto, esta perda pode ser superada com a utilização de armadura de cisalhamento.

SOUZA (2004) investigou o efeito de furos em lajes-cogumelo de concreto armado na resistência à punção. Foram ensaiadas oito lajes com as mesmas dimensões das lajes de SILVA (2003) carregadas centralmente por um pilar quadrado de 150mm de lado. Os furos de dimensões 150x150mm ficaram a 2,0d e 4,0d da face do pilar e os furos de seção quadrada de 300mm e 450mm foram posicionados a 2,0d da face do mesmo. A taxa de armadura de flexão variou de 0,96% a 1,70%. As lajes com furos apresentaram carga média 36% inferior à da laje sem furos. As superfícies de ruptura das lajes com furos posicionados a 4,0d da face do pilar não alcançaram os furos, indicando que furos posicionados a essa distância não precisam ser considerados na análise de resistência à punção.

2.5.2 LAJES-COGUMELO COM FIBRAS

a) SWAMY & ALI (1982)

SWAMY & ALI (1982) investigaram a eficiência da adição de fibras de aço ao concreto na resistência à punção de lajes-cogumelo com e sem armadura de cisalhamento. Os parâmetros estudados foram o teor e o tipo de fibra de aço, a região ao redor do pilar de

concreto com fibras, a quantidade e a localização da armadura de flexão, e a combinação de fibras de aço e armadura de cisalhamento tipo barra dobrada. Foram ensaiadas, até a ruptura, 19 lajes de 1800x1800x125mm e altura efetiva de 100mm. O carregamento foi aplicado no centro, de cima para baixo, por meio de um pilar de seção quadrada de 150mm de largura moldado monoliticamente à laje. A resistência do concreto à compressão aos 28 dias variou de 37,3 a 40,6MPa para concreto simples e de 35,5 a 41,3MPa para concreto com fibras.

Foram utilizados três tipos de fibras: onduladas (50x0,5mm), com ganchos nas extremidades (50x0,5mm) e retas (50x0,6mm) nos volumes 0,6%, 0,9%, 1,2% e 1,37%. Em algumas lajes, o concreto com fibras onduladas (volumes de 0,6%, 0,9%, 1,2% e 1,37%) foi usado em toda a laje. Em outras, o concreto com teor 0,9% de fibras foi usado até uma distância $3,0h$ a partir da face do pilar ou até uma altura de 60mm a partir da face tracionada em toda a laje, ou ainda até uma distância $3,5h$ a partir da face do pilar, no caso de concreto com 1,37% de fibras. As fibras retas e as com ganchos foram usadas somente até uma distância $3,5h$ da face do pilar no volume 0,9%. Nas Figuras 2.14 e 2.15 são apresentados os detalhes das armaduras de flexão e cisalhamento das lajes ensaiadas.

Foi observado que as fibras proporcionaram uma redução no deslocamento vertical em todos os estágios de carregamento. Esta redução foi verificada mesmo quando as fibras foram adicionadas somente na região próxima ao pilar. As fibras aumentaram a carga de ruptura e permitiram que maiores deformações fossem alcançadas na carga máxima. Foi observada, também, uma redução de 50 a 60% na flecha máxima quando foram utilizadas fibras de aço e armadura de cisalhamento.

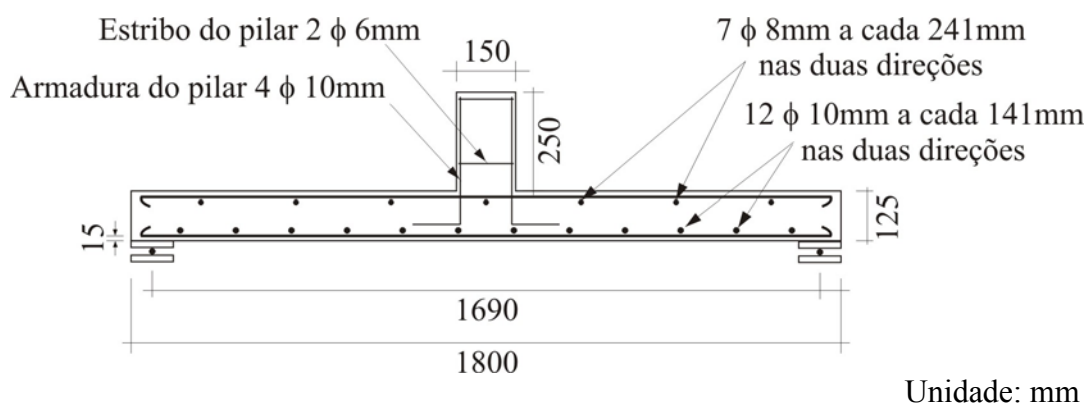
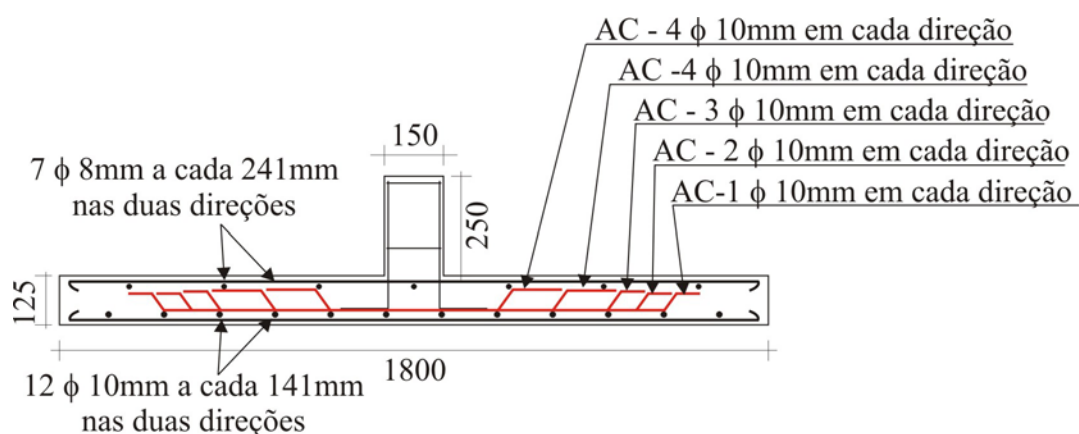


Figura 2.14 - Armadura de flexão das lajes das séries 1 e 2 (SWAMY & ALI, 1982)



Unidade: mm

Figura 2.15 - Armadura de flexão e cisalhamento das lajes S-15 e S-17 da série 5 (SWAMY & ALI, 1982)

Os resultados obtidos mostraram um aumento de 23% a 42% na carga última, para volumes de fibras de 0,6% a 1,2%. As fibras usadas somente na região tracionada não proporcionaram aumento significativo da resistência à punção. Entretanto, foi observado que as fibras usadas apenas na região ao redor do pilar (até $3,0h$ da face do pilar em toda espessura da laje) foram tão eficientes quanto quando usadas em toda laje. A concentração de armadura transversal na região ao redor do pilar aumentou a resistência à punção nas lajes sem fibras em cerca de 10%, o que não ocorreu nas lajes de concreto com fibras. Segundo os autores, as fibras onduladas foram mais efetivas que fibras com ganchos, e as fibras lisas menos eficazes.

SWAMY & ALI (1982) concluíram que as fibras desempenharam um papel muito positivo na resistência e na deformação das lajes, porém as armaduras de cisalhamento se mostraram ainda mais eficientes. A consideração relevante, segundo os autores, é o tempo necessário para execução e instalação das armaduras de cisalhamento nas lajes face ao tempo gasto para produzir um concreto com fibras de aço.

A Figura 2.16 apresenta um gráfico das cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SWAMY & ALI (1982) com volumes de 0,0%; 0,6%; 0,9% e 1,2% de fibras de aço onduladas adicionadas ao concreto em toda a laje.

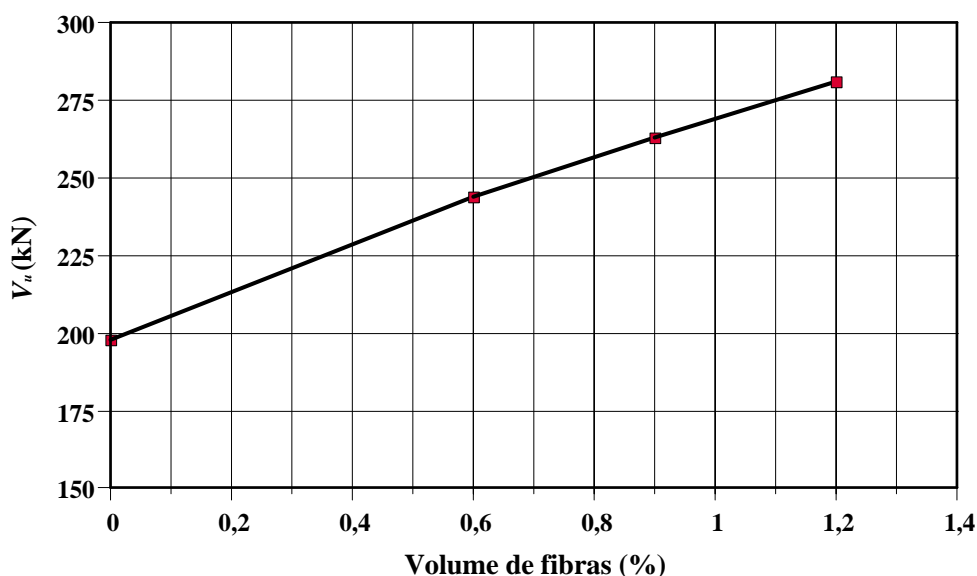


Figura 2.16 - Carga de ruptura x volume de fibras das lajes ensaiadas por SWAMY & ALI (1982)

b) ALEXANDER & SIMMONDS (1992)

ALEXANDER & SIMMONDS (1992) ensaiaram seis elementos estruturais, simulando ligações laje-pilar de concreto armado, para investigar o efeito de diferentes volumes de fibras e cobrimentos de concreto da armadura de flexão na capacidade resistente à punção. Os cobrimentos adotados foram 11 e 38mm, correspondendo, respectivamente, a 0,5 e 2,0 vezes o cobrimento usual de laje. As fibras de aço onduladas (50mm de comprimento) foram adicionadas ao concreto nas porcentagens de 0,4 e 0,8% em relação ao volume de concreto.

As lajes eram quadradas de lado 2750mm e espessura de 155mm e os pilares centrais, moldados monoliticamente às lajes, tinham dimensões 200x200x200mm. O arranjo das armaduras, positiva e negativa, é apresentado na Figura 2.17.

Foi observado que, para ambos os cobrimentos usados, a adição de fibras de aço aumentou significativamente a resistência e a ductilidade da ligação. O aumento na carga última das lajes com 0,4% de fibras em relação à carga das lajes sem fibras foi de aproximadamente 20%. Duplicando esse volume, o ganho de resistência observado foi de somente 7%.

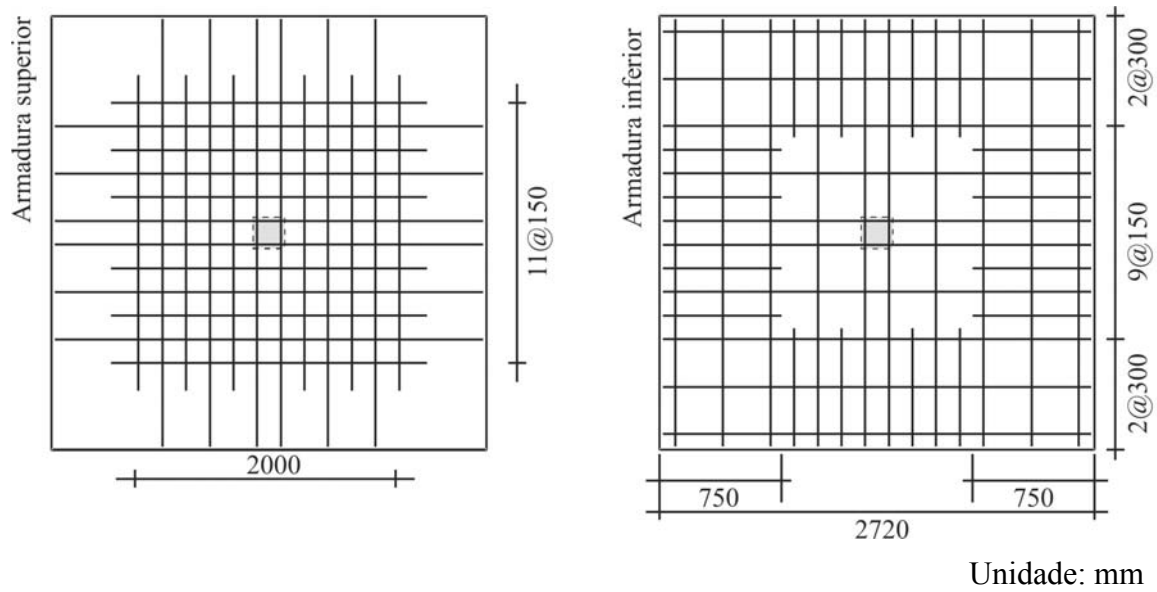


Figura 2.17 - Armadura de flexão utilizada por ALEXANDER & SIMMONDS (1992)

ALEXANDER & SIMMONDS (1992) concluíram que um pequeno volume de fibras é suficiente para melhorar o desempenho da ligação e que a diferença entre os cobrimentos não acarreta diferença significativa na resistência à punção. A Figura 2.18 apresenta o gráfico *carga de ruptura x volume de fibras* das lajes ensaiadas por ALEXANDER & SIMMONDS (1992).

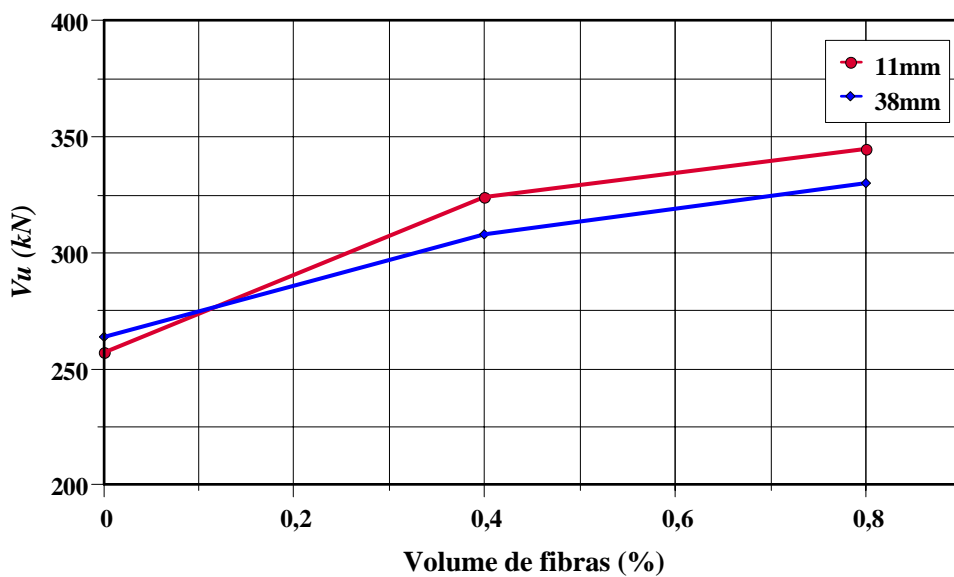


Figura 2.18 - Carga de ruptura x volume de fibras das lajes de ALEXANDER & SIMMONDS (1992)

c) THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993)

THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993) avaliaram a eficiência da adição de fibras de aço na resistência à punção de ligações laje-pilar de concreto leve. As principais variáveis investigadas foram o volume e o tipo de fibras, o efeito da redução da armadura de compressão e/ou tração, a variação da seção do pilar e a resistência do concreto. Foram utilizados cinco tipos de fibras em volumes de 0,5% e 1,0%: fibras onduladas de seção transversal circular de comprimentos 38 e 50mm; fibras retas de seção transversal retangular e elíptica de comprimentos 25mm e 53mm, respectivamente; e fibras com ganchos nas extremidades de comprimento igual a 50mm. A taxa de armadura de flexão foi usada nas taxas de 0,05%; 0,59% e 0,63% e a resistência do concreto à compressão variou de 14,2 a 46,8MPa.

Foram ensaiados vinte modelos simplesmente apoiados nos quatro lados até a ruptura. Eles eram quadrados de largura 1800mm, espessura 125mm e altura efetiva de 100mm. O pilar de seção quadrada de dimensões 100, 150 e 200mm e altura 250mm foi moldado monoliticamente à laje. Com exceção da laje FS-20, onde foi utilizado em toda a laje, o concreto com fibras foi colocado somente na região central de 1100x1100mm (aproximadamente $5,5d$, para cada lado, a partir do centro), como mostrado na Figura 2.19. Para restringir o concreto com fibras somente à região central da laje foi utilizada uma forma removível.

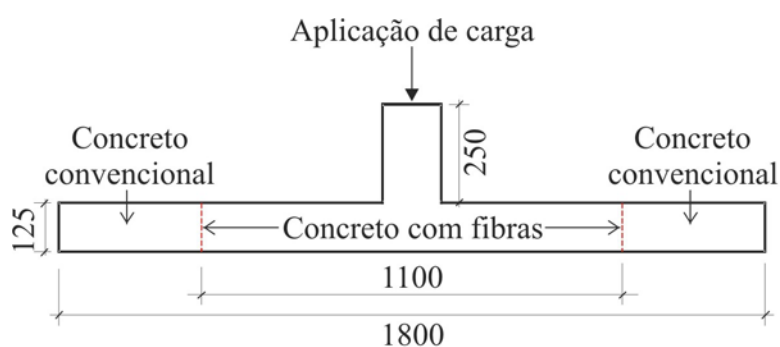


Figura 2.19 - Seção transversal das lajes ensaiadas por THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993)

Foi verificado que a adição de fibras reduziu substancialmente as deformações em todos os estágios de carregamento e aumentou as cargas de ruptura em 30% a 43%, em

relação às lajes de concreto sem fibras, para os volumes de 0,5% e 1,0% de fibras onduladas, respectivamente.

THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993) observaram que a geometria da fibra também influenciou a resistência à punção das lajes. As fibras de maior comprimento (50mm) apresentaram desempenho superior às de menor comprimento (25mm) e as onduladas foram mais efetivas que as com ganchos nas extremidades.

Foi observado que a adição de 1,0% de fibras onduladas pode possibilitar a redução em ambas as armaduras de flexão (tração e compressão) sem perda da capacidade resistente à punção e também mudar o modo de ruptura de punção para flexão.

Quanto ao modo de ruptura, THEODORAKOPOULOS & SWAMY (1993) verificaram que as lajes sem fibras apresentaram rupturas frágeis, enquanto nas lajes com fibras a ruptura ocorreu de forma gradual e dúctil, por flexão.

d) TAN & PARAMASIVAN (1994)

TAN & PARAMASIVAN (1994) ensaiaram quatorze lajes quadradas de concreto com fibras de aço. Os parâmetros analisados foram a relação entre o vão efetivo e a altura útil da laje (a/d), o volume de fibras, a altura útil da laje (d), a resistência do concreto à compressão (f_c) e a área carregada. As lajes quadradas foram apoiadas nos quatro bordos, com a carga aplicada centralmente por meio de uma placa simulando um pilar de seção quadrada.

As fibras de aço utilizadas apresentavam ganchos em suas extremidades, comprimento de 30mm e diâmetro da seção transversal de 0,5mm. Foram adicionadas ao concreto nos volumes de 0,31%; 0,5%; 1,0%; 1,5% e 2,0%. As razões entre o vão efetivo e a altura útil da laje foram 20,5, 25,1; 27,2; 40,9; 54,5 e 65,2. A resistência do concreto à compressão variou entre 35 e 60MPa. As lajes tinham alturas úteis de 14, 22, 35 e 44mm e os lados das lajes foram variados de 900 a 1200mm. A taxa de armadura de flexão foi de 0,87%.

Foi observado que a relação entre vão efetivo e altura útil não influenciou significativamente a carga de ruptura e a ductilidade das lajes. Houve aumento na capacidade resistente e na ductilidade com o aumento do volume de fibras, da espessura das

lajes, da resistência do concreto à compressão. O aumento da área carregada levou a acréscimos na resistência à punção, mas não afetou a ductilidade das lajes.

A Figura 2.20 mostra o gráfico *carga de ruptura x volume de fibras* das lajes ensaiadas por TAN & PARAMASIVAN (1994), indicando uma tendência de aumento da resistência à punção com o aumento do teor de fibras. As lajes consideradas no gráfico apresentam relação entre vão efetivo e altura (a/d) igual a 40,9, espessura de 35mm e concreto com resistência à compressão variando entre 39,7 e 47,8MPa.

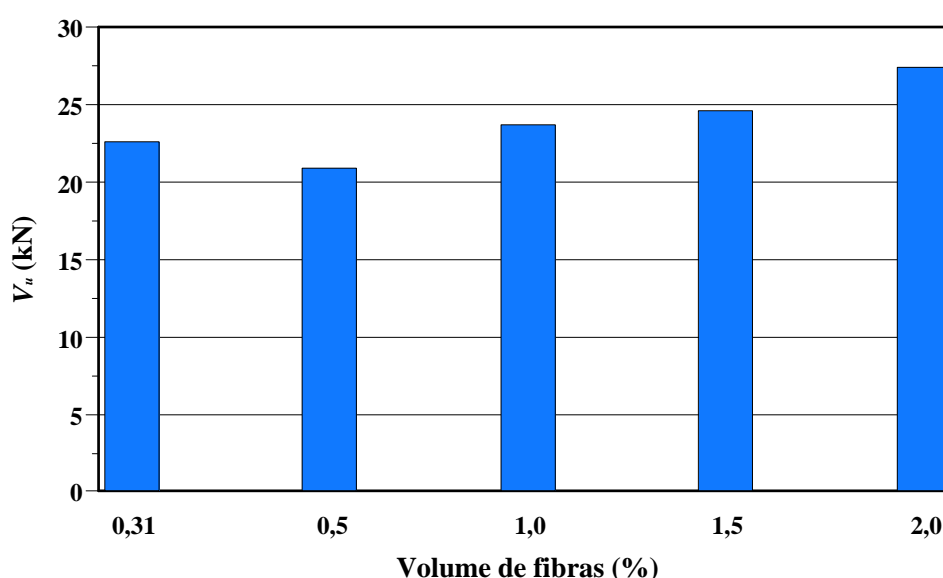


Figura 2.20 - *Carga de ruptura x volume de fibras* das lajes de TAN & PARAMASIVAN (1994)

e) **SHAABAN & GESUND (1994)**

SHAABAN & GESUND (1994) investigaram a influência das fibras de aço na resistência à punção em lajes de concreto, variando seu volume: 0,0%; 0,64%; 0,99%; 1,24%; 1,94% e 2,04%. O programa experimental consistiu de treze lajes quadradas de 1600mm de lado e espessura de 82,6mm. O pilar central de seção quadrada com 63,5mm de lado foi moldado monoliticamente à laje.

Foram usadas fibras de aço onduladas com 25mm de comprimento. A armadura de flexão foi formada por barras de diâmetro 9,5mm espaçadas a cada 75mm, nas duas direções da laje e passando adjacente aos quatro lados do pilar. Para assegurar a ruptura por

punção, os modelos possuíam taxa de armadura elevada ($\rho = 0,016$). A resistência do concreto à compressão variou entre 22,1 e 37,6MPa.

Segundo SHAABAN & GESUND (1994), o sistema experimental foi projetado para simular as condições de uma estrutura real. Os modelos foram submetidos a um carregamento uniforme promovido por um colchão de ar onde a face inferior da laje foi inteiramente apoiada. Uma estrutura de madeira provia restrição lateral e, para reação do carregamento aplicado, foi usada uma viga de aço. A Figura 2.21 mostra o sistema de ensaio utilizado por SHAABAN & GESUND (1994).

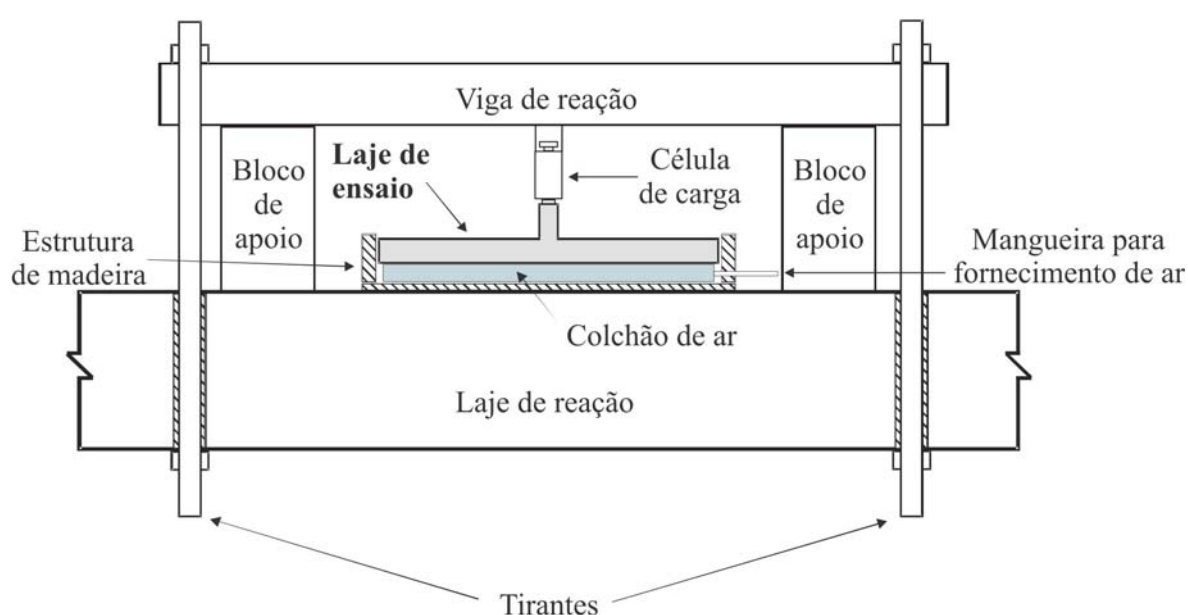


Figura 2.21 - Sistema de ensaio utilizado por SHAABAN & GESUND (1994)

Examinando as lajes após os ensaios, os autores observaram que a adição de fibras não afetou significativamente as superfícies de ruptura, que se formaram a uma inclinação de 16° a 20° com o plano horizontal, mas promoveram aumentos significativos na carga última das lajes.

Com base nos resultados obtidos, SHAABAN & GESUND (1994) propuseram uma expressão para cálculo da resistência à punção de lajes de concreto com fibras de aço. Esta expressão resultou da modificação da recomendada pelo ACI 318-89 para estimar a

resistência à punção de lajes de concreto sem fibras, na região de pilar interno com seção quadrada, sem armadura de cisalhamento:

$$V_u = 0,083 \times 10^{-3} (0,981V_f + 6,8) \sqrt{f_c} b_0 d \quad (2.8)$$

onde:

V_u é a carga de ruptura da laje (kN); V_f é o volume de fibras em função do volume de concreto, dado em % ($0 \leq V_f \leq 2,5$); f_c é a resistência do concreto à compressão (MPa); b_0 é o perímetro de controle proposto pelo ACI (a $0,5d$ da face do pilar) para lajes sem armadura de cisalhamento (mm).

A Figura 2.22 apresenta um gráfico das cargas de rupturas das lajes ensaiadas por SHAABAN & GESUND (1994) em função do volume de fibras utilizado.

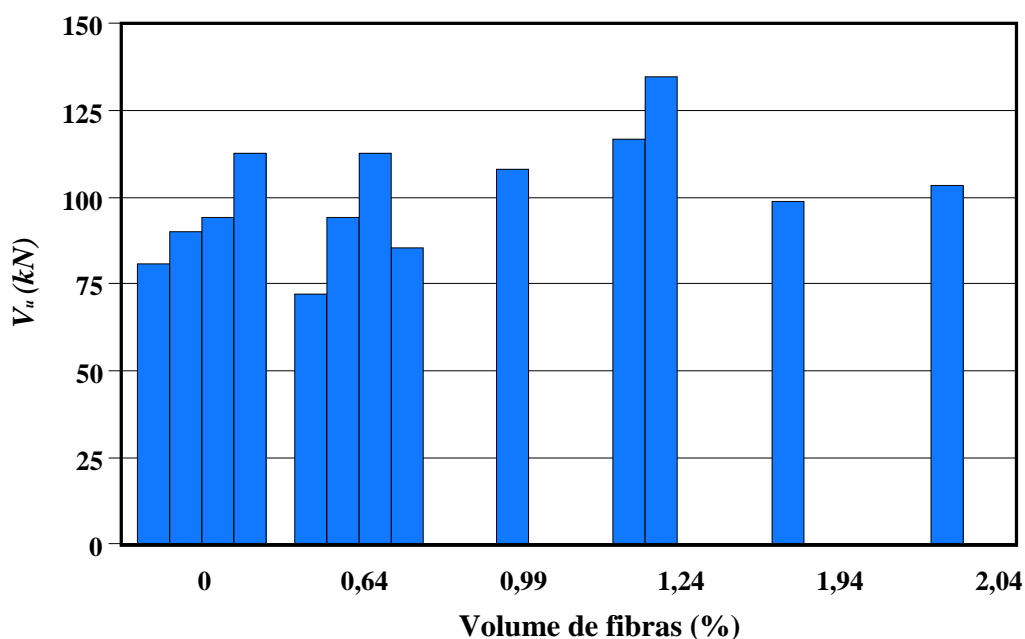


Figura 2.22 - Cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SHAABAN & GESUND (1994) em função do volume de fibras

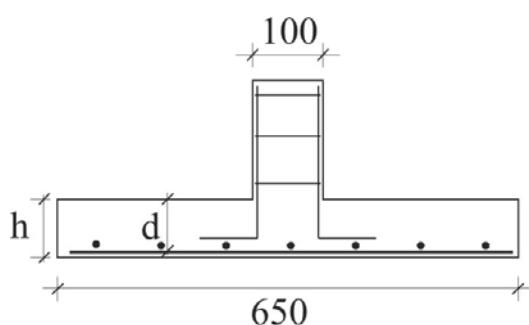
f) HARAJLI, MAALOUF & KHATIB (1995)

HARAJLI *et al.* (1995) investigaram o efeito das fibras na resistência à punção de doze lajes de concreto em escala reduzida. Os modelos eram quadrados de 650mm de lado com o pilar de 100x100mm moldado monoliticamente no centro da laje. As principais

variáveis estudadas foram o tipo, o volume e o fator de forma das fibras e a razão vão efetivo/altura das lajes.

Foram utilizados dois tipos de fibras: de aço com ancoragem nas extremidades e de polipropileno. As fibras de aço com fator de forma igual a 100 foram adicionadas ao concreto nos volumes de 0,45% e 0,8% e as fibras com fator de forma igual a 60 nos teores 1,0 e 2,0%. As fibras de polipropileno tinham comprimento igual a 12,5mm e foram usadas na taxa de 1,0% do volume de concreto.

As lajes foram simplesmente apoiadas nos quatro lados, permitindo os cantos girarem durante a aplicação da carga. Os modelos foram divididos em duas séries (A e B), com espessuras de 55 e 75mm, correspondendo a uma razão vão/altura efetiva de aproximadamente 26 e 18, respectivamente. Foram ensaiadas duas lajes idênticas para cada variável. A resistência do concreto à compressão variou de 20 a 34,1MPa. A taxa de armadura de flexão foi de 1,12%. A altura efetiva das lajes foi de 39mm e 55mm. A Figura 2.23 apresenta a seção transversal das lajes ensaiadas por HARAJLI *et al.* (1995).



Unidade: mm

Figura 2.23 - Seção transversal das lajes ensaiadas por HARAJLI *et al.* (1995)

Foi observado que a resistência à punção aumentou com o aumento do volume de fibras de aço. Adicionando 1,0% e 2,0% de fibras de aço ao concreto, o aumento na capacidade resistente foi de 22% e 36%, respectivamente, em relação à laje sem fibras. As fibras de polipropileno, segundo HARAJLI *et al.*(1995), não se mostraram tão eficientes no aumento da resistência à punção, apesar de proporcionarem aumentos na ductilidade.

Constatou-se que a adição das fibras de aço ao concreto, não somente proporcionou uma melhoria considerável na ductilidade, mas também modificou o modo de

ruptura de punção pura para flexão pura ou uma combinação dos dois tipos. Foi notada também uma redução no ângulo de inclinação da superfície de ruptura com o plano da laje.

A partir dos resultados experimentais obtidos no seu estudo e em outros, HARAJLI *et al.* (1995) propuseram uma equação para estimar o aumento na capacidade resistente de lajes de concreto submetidas à punção devido à adição das fibras de aço, dado em N.

$$\Delta V_u = 0,096 \times 10^{-3} V_f b_0 d \sqrt{f_c} \quad (2.9)$$

onde:

V_f é o volume de fibras, em relação ao volume de concreto (%); b_0 é o perímetro crítico de acordo com o ACI (a $0,5d$ da face do pilar) para lajes sem armadura de cisalhamento (mm); f_c é a resistência do concreto à compressão (MPa).

A Figura 2.24 apresenta o gráfico *carga de ruptura x volume de fibras x fator de forma* das lajes ensaiadas por HARAJLI *et al.* (1995), considerando apenas os modelos em que foram utilizadas as fibras de aço.

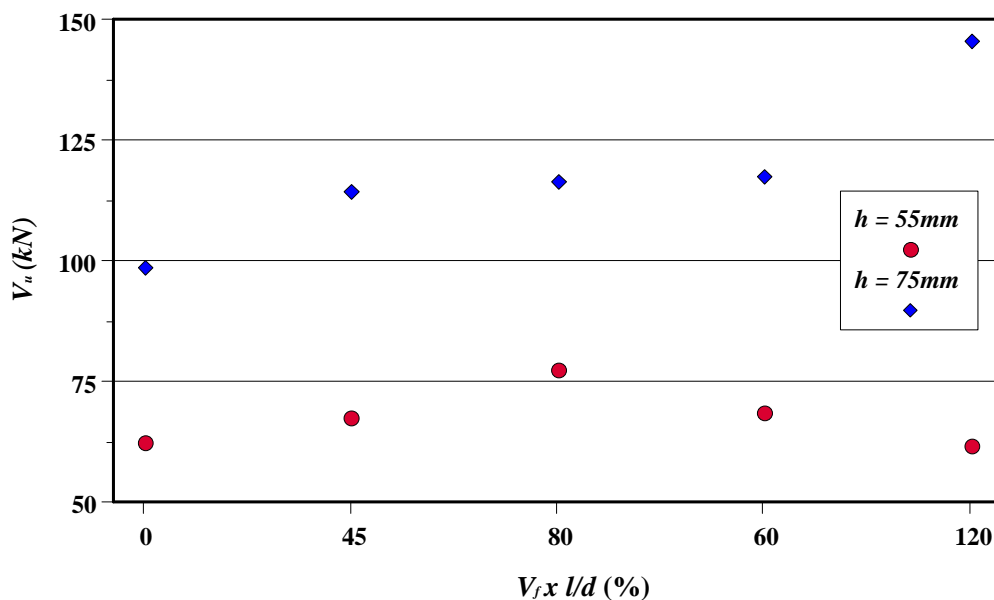


Figura 2.24 - Carga de ruptura x volume de fibras . l/d das lajes ensaiadas por HARAJLI *et al.* (1995)

g) HUGHES & XIAO (1995)

HUGHES & XIAO (1995) analisaram experimentalmente o efeito das fibras de aço na resistência à punção de ligações laje-pilar. Foram ensaiadas vinte e duas lajes de concreto com variações no tipo e no volume de fibras, na espessura da laje, na relação entre o vão e a altura útil, na taxa de armadura de flexão e na presença ou não de armadura de cisalhamento.

Foram adicionados dois tipos de fibras ao concreto: fibras de polipropileno em volumes de 0,5%; 1,0% e 1,5%; fibras de aço onduladas de geometrias 60x0,65mm e 40x0,50mm, e retas de 38x0,40mm e 25x0,25mm, nos mesmos volumes que as de polipropileno. A armadura de flexão tinha taxas de 0,8%; 1,0% e 1,5%. A armadura de cisalhamento foi distribuída em cinco camadas espaçadas a cada 50mm. A Figura 2.25 mostra as armaduras de flexão e cisalhamento utilizadas nas lajes.

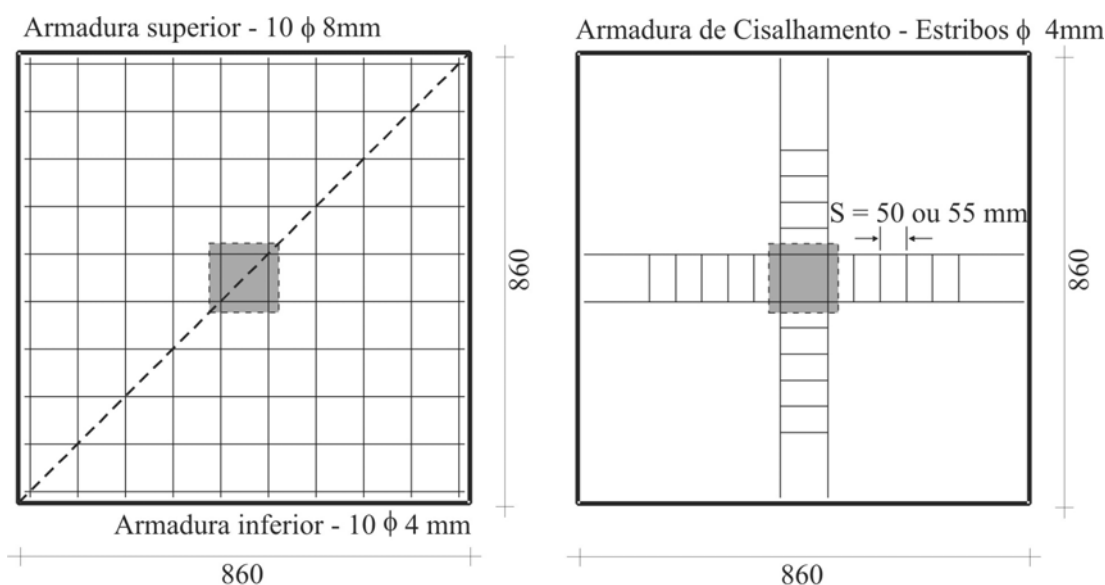


Figura 2.25 - Armaduras de flexão e cisalhamento utilizadas por HUGHES & XIAO (1995)

As lajes, modelos reduzidos em escala 1:3, eram quadradas de 860mm de lado e com espessuras de 80, 65 e 50mm, representando razões vão/altura efetiva de 25, 30 e 40, respectivamente. Os modelos foram simplesmente apoiados ao longo dos quatro lados e a carga foi aplicada centralmente, de baixo para cima, em um pilar quadrado de 132mm de

largura moldado monoliticamente à laje. Todos os ensaios foram realizados com deformação controlada a uma velocidade de 0,3mm/min.

Foi observado que os deslocamentos nas lajes com fibras foram menores em todos os estágios de carregamento e que a ruptura ocorreu de forma mais gradual. Com 1,0% de fibras de aço, o modo de ruptura foi alterado de punção para punção-flexão.

HUGHES & XIAO (1995) verificaram que, para o volume de 1,0% de fibras de polipropileno, a resistência à punção aumentou aproximadamente 20% e, para as fibras de aço, 40%. O aumento da taxa de armadura de flexão levou ao acréscimo da carga máxima das lajes, mas não alterou o modo de ruptura.

Foi observado que tanto as fibras quanto a armadura de cisalhamento proporcionaram aumentos de resistência à punção, bem como redução das flechas em todos os estágios de carregamentos. O aumento na ductilidade foi maior nas lajes em que foram utilizadas fibras de aço onduladas.

h) PRISCO & FELICETTI (1997)

PRISCO & FELICETTI (1997) ensaiaram quinze lajes quase circulares (polígonos de 16 lados) de diâmetro 330mm e espessura 55mm, com o intuito de avaliar a eficiência das fibras de aço quanto à resistência à punção. O ensaio foi realizado com deformação controlada. O dispositivo metálico utilizado para aplicação da carga no centro da laje possuía duas geometrias diferentes: uma hemisférica, de diâmetro 30mm e outra plana, de diâmetro de 15mm. As fibras de 30mm de comprimento, diâmetro de 0,5mm e com ganchos nas extremidades foram adicionadas ao concreto nas porcentagens de 0,25%, 0,4% e 0,8%. As lajes não foram armadas à flexão.

Foi observado que as fibras contribuíram para o aumento da carga máxima somente para volumes de 0,8%, mas proporcionaram aumento significativo na ductilidade em todas as lajes.

i) ZAMBRANA VARGAS (1997)

ZAMBRANA VARGAS (1997) ensaiou 12 modelos de lajes-cogumelo de concreto armado, em escala reduzida de um para três. As lajes eram quadradas de dimensões 800mm e espessura 60mm. O pilar central de seção quadrada de 100mm de lado foi moldado monoliticamente à laje. As principais variáveis estudadas foram a porcentagem de fibras de aço adicionadas ao concreto, a utilização de armadura de cisalhamento tipo *stud* e a resistência do concreto.

A armadura de flexão foi utilizada na taxa de 1,73%. A armadura de cisalhamento foi formada por três camadas distribuídas em dupla cruz. A Figura 2.26 apresenta a disposição da armadura de flexão e de cisalhamento utilizada por ZAMBRANA VARGAS (1997).

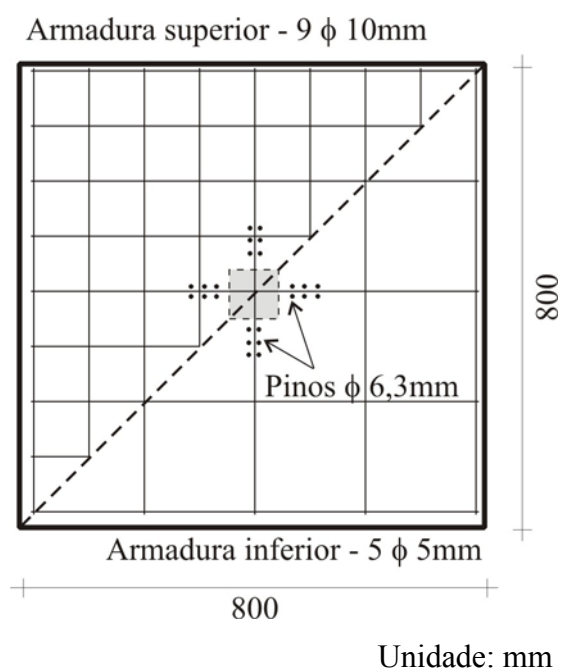


Figura 2.26 - Armaduras de flexão e cisalhamento utilizadas nas lajes de ZAMBRANA VARGAS (1997)

As fibras utilizadas possuíam ganchos nas extremidades, comprimento nominal de 25mm e fator de forma igual a 37,45 e foram adicionadas nos volumes de 0,0%; 0,75% e 1,5%.

Foi verificado que 1,5% de fibras usadas em conjunto com armadura de cisalhamento alterou o modo de ruptura, de punção pura para punção-flexão, levando a um acréscimo de 62% na carga de ruptura, nos modelos de concreto com resistência à compressão de 30MPa, e 68% nos modelos com concreto de resistência de 85MPa. Segundo ZAMBRANA VARGAS (1997), nas lajes sem armadura de cisalhamento, as fibras foram mais efetivas nas lajes de concreto de alta resistência. As lajes de concreto com 1,5% de fibras tiveram um aumento na resistência à punção de 34,6%, para o concreto de alta resistência, e 21,2%, para o concreto convencional.

Foi observado que a adição de fibras proporcionou um acréscimo maior na resistência à punção nas lajes com armadura de cisalhamento que nas lajes sem essa armadura, indicando que as fibras podem melhorar o funcionamento da armadura de cisalhamento e potencializar uma maior contribuição dos mecanismos secundários de resistência à punção (efeito de costura das fissuras, mecanismo de pino, etc). A Figura 2.27 mostra o gráfico das cargas de ruptura das lajes com e sem armadura de cisalhamento (AC) ensaiadas por ZAMBRANA VARGAS (1997) em função do volume de fibras utilizado.

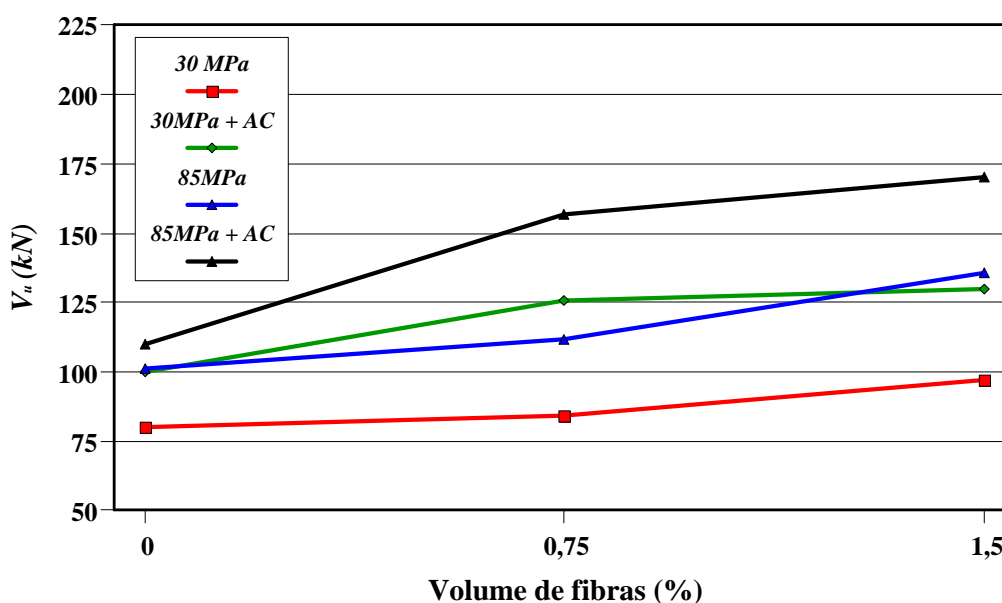


Figura 2.27 - Cargas de ruptura x volume de fibras das lajes de ZAMBRANA VARGAS (1997)

j) AZEVEDO (1999)

AZEVEDO (1999) realizou um estudo experimental que incluiu doze lajes quadradas em escala reduzida com 1160mm de largura e 100mm de espessura. As principais variáveis estudadas foram a resistência do concreto à compressão (40 e 80MPa), o volume de fibras (0,0; 0,75 e 1,5%) e a armadura transversal tipo *stud* disposta radialmente. O carregamento, aplicado na laje com controle de deslocamento, foi realizado por meio de uma placa de seção quadrada de 80mm de lado, simulando um pilar central.

As fibras utilizadas possuíam ganchos nas extremidades, comprimento nominal de 30mm e fator de forma igual a 67. A armadura de flexão foi utilizada na taxa de 1,57%. Os *studs* foram distribuídos radialmente ao redor do pilar em nove camadas, formando entre elas um ângulo de aproximadamente 40°. A Figura 2.28 apresenta a armadura de flexão utilizada por AZEVEDO (1999).

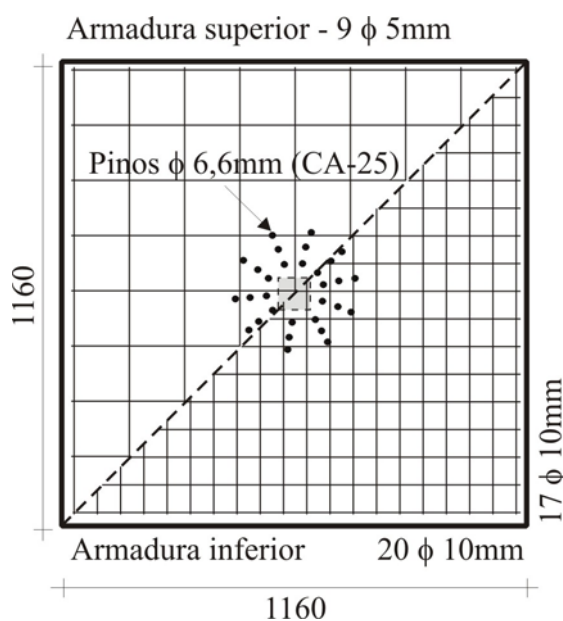


Figura 2.28 - Armaduras de flexão e cisalhamento das lajes ensaiadas por AZEVEDO (1999)

Segundo AZEVEDO (1999), os resultados obtidos mostraram que as fibras de aço aumentaram a ductilidade, alterando a ruína de punção para flexão, nas lajes de concreto de alta resistência com armadura de cisalhamento, e para combinação de punção-flexão, nas

lajes de concreto convencional. As superfícies de ruptura observadas também foram modificadas com a introdução das fibras, se formando a maior distância do pilar.

Foi verificado um aumento na resistência à punção à medida que foi aumentada a porcentagem de fibras, sendo esse aumento ainda maior quando foi utilizada armadura de cisalhamento. Nos modelos sem armadura transversal, a adição de fibras foi mais efetiva nos concretos de alta resistência do que nos convencionais.

A partir dos resultados encontrados experimentalmente, AZEVEDO (1999) determinou uma expressão para estimar a carga de ruptura das lajes em função do volume de fibras utilizado.

$$V_u = (0,17 + 0,05V_f) \left[u d \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{f_c} \right] \quad (2.10)$$

onde:

V_u é a carga de ruptura (kN); V_f é o volume de fibras em relação ao volume de concreto (%); u é o perímetro crítico distante $2,0d$ da face do pilar (mm); d é a altura efetiva da laje e f_c é a resistência do concreto à compressão (MPa).

k) HOLANDA (2002)

HOLANDA (2002) desenvolveu um estudo experimental para analisar os mecanismos resistentes e as similaridades do efeito da adição das fibras de aço na resistência de lajes à punção e de vigas ao cisalhamento. As principais variáveis estudadas foram a resistência do concreto à compressão, o volume e o tipo de fibra.

Para verificar se existiam tendências similares entre lajes que rompem por punção e vigas que rompem por cisalhamento, foram ensaiadas duas séries-piloto, variando o volume de fibras em 0,0%, 0,75% e 1,5%. A série 1 foi formada por seis vigas correspondentes a três lajes ensaiadas por AZEVEDO (1999) (mesmas taxa de armadura de flexão e altura; largura igual à dimensão da seção do pilar). Para definição do vão, foi utilizado como referência o ângulo (θ) da superfície de ruína com o plano médio das lajes, fixando $a/d = 3,9$. Na série 2, foram ensaiadas vigas curtas, diferenciadas das da série 1

apenas pela relação a/d , que foi de 2,4. A resistência do concreto à compressão foi de aproximadamente 35 e 40MPa para as séries 1 e 2, respectivamente.

Foi verificado que só houve correlação entre os resultados das lajes e vigas da série 1, onde a transmissão dos esforços foi predominantemente por ação de viga ($a/d \geq 2,5$). Nas vigas da série 2, ao contrário da série 1, não houve aumento da capacidade última das vigas com a adição das fibras. Pôde-se observar que as fibras não contribuíram no aumento da resistência ao cisalhamento quando predominou a ação de arco (a/d menor que um valor da ordem de 2,0 a 3,0).

A partir dos resultados das séries-piloto, foi definida a segunda parte do programa experimental. Ele incluiu ensaios de vigas e ligações laje-pilar em escala reduzida. Os modelos de laje eram quadrados de 1160mm de lado e espessura de 100mm. O carregamento foi aplicado de cima para baixo, em uma chapa de aço de 80x80mm, simulando um pilar no centro da laje. O ensaio foi realizado com deformação controlada.

Os conjuntos (laje e vigas) foram divididos em cinco séries, como descrito na Tabela 2.2. Nas séries 1 e 2 foram variados o volume de fibras e a resistência do concreto. Na série 3 foram ensaiadas vigas de concreto com a mesma resistência à compressão e volumes de fibras da série 2, porém com altura maior. Na série 4 foi alterado o fator de forma. Na série 5 foram moldadas vigas para serem correlacionadas às lajes ensaiadas por ZAMBRANA VARGAS (1997).

Foi verificado em todas as séries, tanto nas lajes quanto nas vigas, que a resistência e a ductilidade aumentaram com o aumento do volume de fibras. Nas vigas sem fibras, a ruptura ocorreu de forma brusca, com formação da fissura inclinada. Nas vigas em que foram adicionados volumes de fibras acima de 1,0%, a ruptura ocorreu tanto por cisalhamento quanto por flexão, com escoamento da armadura de tração.

Segundo HOLANDA (2002), todas as lajes romperam por punção e a presença das fibras de aço tornou a ruptura mais dúctil. Comparando os resultados das cargas de ruptura das lajes, foi observado que as fibras foram mais eficientes no concreto de alta resistência.

Não foi verificada influência na capacidade resistente dos elementos estruturais da variação no fator de forma das fibras na série 4, porém seu aumento produziu maior ductilidade nas lajes.

Tabela 2.2 - Programa de ensaio de HOLANDA (2002)

Série	Modelos		<i>h</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>c</i> ⁽¹⁾ (mm)	ρ (%)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>V_f</i> (%)	Tipo de fibra	<i>l/d</i>	Variáveis
	Viga	Laje									
S1	V1A V1B	L1	100	85	80	1,57	25	0,0	-	-	<i>V_f</i>
	V2A V2B	L2	100	85	80	1,57	25	1,0	ZP-305 Dramix	54,5	
	V3A V3B	L3	100	85	80	1,57	25	2,0	ZP-305 Dramix	54,5	
S2	V4A V4B	L4	100	85	80	1,57	60	0,0	-	-	<i>V_f</i>
	V5A V5B	L5	100	85	80	1,57	60	1,0	ZP-305 Dramix	54,5	
	V6A V6B	L6	100	85	80	1,57	60	2,0	ZP-305 Dramix	54,5	
S3	V7A V7B	-	170	155	80	1,59	60	0,0	-	-	<i>d</i>
	V8A V8B	-	170	155	80	1,59	60	1,0	ZP-305 Dramix	54,5	
	V9A V9B	-	170	155	80	1,59	60	2,0	ZP-305 Dramix	54,5	
S4	V10A V10B	L7	100	85	80	1,57	40 ⁽²⁾	0,75	RL45/50 BN Dramix	48	Tipo de fibra
	V11A V11B	L8	100	85	80	1,57	40 ⁽²⁾	1,5	RL45/50 BN Dramix	48	
	V12A V12B	-	100	85	80	1,71	85 ⁽³⁾	0,0	-	-	
	V13A V13B	-	100	85	80	1,71	85 ⁽³⁾	0,75	HSCF- 25 Harex	37,5	
S5	V14A V14B	-	100	85	80	1,71	85 ⁽³⁾	1,5	HSCF- 25 Harex	37,5	<i>f_c</i> <i>d</i> Tipo de fibra Área carregada

⁽¹⁾ *c* - Dimensões do pilar

⁽²⁾ Traço utilizado por AZEVEDO (1999);

⁽³⁾ Traço utilizado por ZAMBRANA VARGAS (1997).

Segundo HOLANDA (2002), a dimensão máxima do agregado utilizado pode ser um fator influente no desempenho das fibras. Nos concretos dosados com pedrisco, foi verificado um aumento na carga última proporcional ao volume de fibras. Entretanto, para aqueles dosados com brita 1 (diâmetro máximo de 19mm), o maior aumento observado ocorreu até um volume de 0,75% de fibras; após este valor, o aumento foi menor.

Segundo HOLANDA (2002), na maioria dos casos, existiu uma correlação entre resistências e ductilidades das lajes e das vigas semelhantes.

HOLANDA (2002) propôs uma equação para cálculo da resistência à punção em lajes, considerando a influência das fibras. Foi feita uma regressão linear com os resultados obtidos nos ensaios realizados por ZAMBRANA VARGAS (1997), AZEVEDO (1999) e HOLANDA (2002). Foram efetuadas as devidas adaptações para que os fatores de segurança não fossem alterados. A equação modificada é expressa como:

$$V_u = 0,6266(0,06 V_f + 0,53)10^{-3} \sqrt{f_c} b_0 d \quad (2.11)$$

onde:

V_u é a carga de ruptura (kN); V_f é o volume de fibras em relação ao volume de concreto (%); f_c é a resistência do concreto à compressão (MPa); b_0 é o perímetro de controle considerado a $0,5d$ da face do pilar (ACI-318/95) (mm); d é a altura útil da laje (mm).

HOLANDA & HANAI (2002) propuseram uma expressão semelhante à Equação 2.14, mas baseando-se em um maior número de resultados experimentais.

$$V_u = 0,65(0,08 V_f + 0,51)10^{-3} \sqrt{f_c} b_0 d \quad (2.12)$$

A partir da modificação de modelo proposto por ALEXANDER & SIMMONDS (1991)¹, *Modelo Viga-Arco*, e baseando-se nas expressões do ACI 318/89, HOLANDA (2002) propôs uma equação para previsão da carga de ruptura à punção de lajes-cogumelo com fibras de aço:

$$V_u = 0,0035d \sqrt{cdf_c \omega' (170 - \omega')} K_f \quad (2.13)$$

$$\omega' = \frac{\rho f_y}{f_c} \quad (2.14)$$

¹ ALEXANDER, S.D.B.; SIMMONDS, S.H. *Bond model for strength of slab-column joints*. Department of Civil Engineering, University of Alberta. (Structural Engineering Report nº 174).

$$K_f = (0,15V_f + 0,51)\sqrt{f_c} \quad (2.15)$$

onde: c é a largura do pilar (cm); d é a altura útil da laje; f_y é a tensão de escoamento da armadura de flexão tracionada (MPa); f_c é a resistência do concreto à compressão (MPa); ρ é a taxa de armadura de flexão (%); V_f é o volume de fibras (%).

1) MUSSE (2004)

MUSSE (2004) verificou experimentalmente a resistência à punção em lajes-cogumelo de concreto armado com fibras de aço e armadura de cisalhamento. Foram ensaiadas até a ruptura oito lajes quadradas de 1800mm de lado e espessura de 130mm, carregadas centralmente por meio de um pilar de seção 150x150mm. As principais variáveis foram o tipo de concreto (convencional ou com adição de fibras) e a taxa e disposição da armadura de cisalhamento distribuída radialmente ao redor do pilar em três, cinco ou sete camadas. A resistência do concreto à compressão foi de aproximadamente 40MPa e a altura efetiva das lajes foi de aproximadamente 90mm (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Características das lajes ensaiadas por MUSSE (2004)

Grupo	Laje	Fibras	Armadura de cisalhamento ⁽¹⁾			V_u (kN)
			ϕ (mm)	n° de camadas	$S^{(2)}$ (mm)	
1	L1	não	sem armadura de cisalhamento			309
	L2	não	10	3	42	460
	L3	não	10	5	63	472
	L4	não	5	7	42	467
2	LF1	sim	sem armadura de cisalhamento			390
	LF2	sim	10	3	42	517
	LF3	sim	10	5	63	541
	LF4	sim	5	7	42	501

⁽¹⁾ Distância da face do pilar ao primeiro elemento da armadura de cisalhamento de linha perpendicular à face do pilar $S_0=42\text{mm}$;

⁽²⁾ Distância radial entre os elementos da armadura de cisalhamento.

Foi adicionado um volume de 0,9% de fibras ao concreto, que apresentavam comprimento de 60mm e fator de forma igual a 80. A taxa de armadura de flexão era de 1,38%. A quantidade e o espaçamento da armadura de cisalhamento sofreram variação entre as lajes do mesmo grupo.

MUSSE (2004) observou que tanto a armadura de cisalhamento quanto as fibras de aço proporcionaram um acréscimo na carga última, sendo que a combinação das duas aumentou a resistência à punção em cerca de 75% em relação à laje sem armadura de cisalhamento e sem fibras.

MUSSE (2004) calculou as áreas sob as curvas *força x deslocamento vertical central* das lajes. Os valores dessas áreas indicaram um aumento de ductilidade das lajes com armadura de cisalhamento de até 446% para as lajes sem fibras (L3 comparada a L1) e 472% para lajes com fibras (LF4 comparada a LF1). As fibras aumentaram a ductilidade das lajes em no mínimo 21% (LF2 comparada a L2) e em até 114% (LF4 comparada a L4).

Foi verificado que as fissuras radiais surgiram praticamente com a mesma carga para todas as lajes, independente da presença de fibras ou armadura de cisalhamento, e que nas lajes com fibras houve um maior número de fissuras radiais.

2.5.3 RESUMO DAS EXPRESSÕES PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES-COGUMELO COM FIBRAS DE AÇO

Tabela 2.4 – Expressões para cálculo da resistência à punção de lajes-cogumelo com fibras de aço

Pesquisadores	Expressões
SHAABAN & GESUND (1994)	$V_u = 0,083 \times 10^{-3} (0,98 V_f + 6,8) \sqrt{f_c} b_0 d$
HARAJLI <i>et al.</i> (1995)	$\Delta V_u = 0,096 \times 10^{-3} V_f b_0 d \sqrt{f_c}$
AZEVEDO (1999)	$V_u = (0,17 + 0,05 V_f) \left[u d \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{f_c} \right]$
HOLANDA (2002)	$V_u = 0,6266 (0,06 V_f + 0,53) 10^{-3} \sqrt{f_c} b_0 d$
HOLANDA & HANAI (2002)	$V_u = 0,65 (0,08 V_f + 0,51) 10^{-3} \sqrt{f_c} b_0 d$
HOLANDA (2002)	$V_u = 0,0035 d \sqrt{c d f_c \omega' (170 - \omega') K_f}$
Modelo Viga-Arco ⁽¹⁾	$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c}; \quad K_f = (0,15 V_f + 0,51) \sqrt{f_c}$

V_f (%);
 f_c e f_y (MPa);
 b_0/u (mm);
 d (mm);
⁽¹⁾ d (cm); c (cm); ρ (%).

2.5.4 RESUMO DAS PESQUISAS SOBRE LAJES-COGUMELO COM FIBRAS DE AÇO

A Tabela 2.5 apresenta as principais características das lajes de concreto armado das pesquisas citadas anteriormente com fibras de aço, sem armadura transversal e com pilar de seção quadrada, caso enfocado nesta pesquisa.

Tabela 2.5 - Principais características das lajes dos trabalhos citados na revisão bibliográfica

Referência	Modelo	Tipo de Fibra	Fator de Forma	V_f (%)	MR ⁽¹⁾	c ⁽²⁾ (mm)	d (mm)	P ⁽³⁾ (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
Swamy & Ali (1982)	S-1	-	-	0,0	P ⁽⁴⁾	150	100	600	*	0,63	197,7
	S-2	ondulada	100	0,6	P	150	100	600	*	0,63	243,6
	S-3	ondulada	100	0,9	P	150	100	600	*	0,63	262,9
	S-4	ondulada	100	1,2	P	150	100	600	*	0,63	281,0
	S-5	ondulada	100	0,9	P	150	100	600	*	0,63	267,2
	S-8	ondulada	100	0,9	P	150	100	600	*	0,08	255,7
	S-9	ondulada	100	0,9	F ⁽⁴⁾	150	100	600	*	0,08	179,3
	S-10	ondulada	100	0,9	F	150	100	600	*	0,08	203,0
	S-11	ondulada	100	0,9	P	150	100	600	*	0,08	262,0
	S-12	c/ gancho	100	0,9	P	150	100	600	*	0,08	249,0
	S-13	reta	83,3	0,9	P	150	100	600	*	0,08	236,7
	S-16	ondulada	100	0,9	F	150	100	600	*	0,08	213,0
	S-18	ondulada	100	1,37	P	150	100	600	*	0,08	265,7
Alexander & Simmonds (1992) ⁽⁵⁾	P11F0	-	-	0,0	P/F	200	132	800	33,2	0,46	257,0
	P11F31	ondulada	-	0,4	P/F	200	132	800	35,8	0,46	324,0
	P11F66	ondulada	-	0,8	P/F	200	132	800	35,0	0,46	345,0
	P38F0	-	-	0,0	P/F	200	105	800	35,6	0,46	264,0
	P38F34	ondulada	-	0,4	P/F	200	105	800	38,4	0,46	308,0
	P38F69	ondulada	-	0,8	P/F	200	105	800	38,5	0,46	330,0

⁽¹⁾ MR – Modo de ruptura;

⁽²⁾ c- Dimensão da seção do pilar;

⁽³⁾ P- Perímetro do pilar;

⁽⁴⁾ P- Punção; F- Flexão;

⁽⁵⁾ Comprimento da fibra – 50mm;

* $f_c = 37,3$ a $40,6$ MPa para concreto simples; $f_c = 35,5$ a $41,3$ MPa para concreto com fibras.

Tabela 2.5 - Principais características das lajes dos trabalhos citados na revisão bibliográfica

(continuação)											
Referência	Modelo	Tipo de Fibra	Fator de Forma	V_f (%)	MR	c (mm)	d (mm)	p (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
Teodora-Kopoulos & Swamy (1993) ⁽⁶⁾	FS-1	-	-	0,0	P	150	100	600	35,4	0,56	173,5
	FS-2	ondulada	100	0,5	P/F	150	100	600	34,0	0,56	225,0
	FS-3	ondulada	100	1,0	P/F	150	100	600	35,6	0,56	247,4
	FS-4	ondulada	100	1,0	P/F	150	100	600	37,3	0,56	224,4
	FS-5	ondulada	100	1,0	P/F	150	100	600	38,0	0,37	198,1
	FS-6	ondulada	100	1,0	F	150	100	600	35,7	0,37	174,5
	FS-7	ondulada	100	1,0	F	150	100	600	34,5	0,37	192,4
	FS-19	-	-	0,0	P	150	100	600	36,6	0,37	136,5
	FS-20	ondulada	100	1,0	P/F	150	100	600	37,0	0,37	211,0
	FS-8	-	-	0,0	P	100	100	400	36,6	0,56	150,3
	FS-9	ondulada	100	1,0	P/F	100	100	400	35,6	0,56	216,6
	FS-10	-	-	0,0	P	200	100	800	36,4	0,56	191,4
	FS-11	ondulada	100	1,0	F	200	100	800	34,2	0,56	259,8
	FS-12	reta	60	1,0	P/F	150	100	600	36,1	0,56	217,5
	FS-13	c/gancho	100	1,0	P/F	150	100	600	33,5	0,56	235,5
	FS-14	elíptica	70	1,0	P/F	150	100	600	35,0	0,56	239,5
	FS-15	ondulada	90	1,0	P/F	150	100	600	31,2	0,56	238,0
	FS-16	elíptica	70	1,0	P/F	150	100	600	27,9	0,56	227,8
FS-17	elíptica	70	1,0	F	150	100	600	46,8	0,56	268,4	
FS-18	elíptica	70	1,0	P/F	150	100	600	14,2	0,56	166,0	
Tan & Paramasivan (1994) ⁽⁷⁾	SFRC11	c/gancho	60	0,31	P	100	22	677	46,2	0,87	21,4
	SFRC12	c/gancho	60	0,31	P	100	22	677	45,8	0,87	22,6
	SFRC13	c/gancho	60	0,31	P	100	22	677	47,2	0,87	18,9
	SFRC21	c/gancho	60	0,5	P	100	22	677	40,3	0,87	20,9
	SFRC22	c/gancho	60	1,0	P	100	22	677	40,7	0,87	23,7
	SFRC23	c/gancho	60	1,5	P	100	22	677	39,7	0,87	24,6
	SFRC24	c/gancho	60	2,0	P	100	22	677	47,8	0,87	27,4
	SFRC31	c/gancho	60	0,31	P	100	14	576	46,9	0,87	9,4
	SFRC32	c/gancho	60	0,31	P	100	35	840	46,1	0,87	54,9
	SFRC33	c/gancho	60	0,31	P	100	44	953	48,4	0,87	70,5
	SFRC41	c/gancho	60	0,31	P	100	22	677	37,6	0,87	19,0
	SFRC42	c/gancho	60	0,31	P	100	22	677	60,6	0,87	20,0
	SFRC51	c/gancho	60	0,31	P	200	22	1077	41,4	0,87	26,1
	SFRC52	c/gancho	60	0,31	P	150	22	877	39,8	0,87	18,7

⁽⁶⁾ Pilar de seção quadrada com área variável; fibras distribuídas na região central de 1100x1100mm Para cada lado, a partir do centro da laje (exceto FS-20); concreto leve;

⁽⁷⁾ Pilar de seção quadrada com área variável.

Tabela 2.5 - Principais características das lajes dos trabalhos citados na revisão bibliográfica

(continuação)											
Referência	Modelo	Tipo de Fibra	Fator de Forma	V_f (%)	MR	c (mm)	d (mm)	P (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
Shaaban & Gesund (1994) ⁽⁸⁾	FSO-1	-	-	0,0	P	63,5	65	254,0	33,4	1,60	90,0
	FSO-2	-	-	0,0	P	63,5	65	254,0	39,0	1,60	112,5
	FSO-3	-	-	0,0	P	63,5	65	254,0	31,0	1,60	81,0
	FSO-4	-	-	0,0	P	63,5	65	254,0	31,7	1,60	94,5
	FS2-1	ondulada	-	0,64	P	63,5	65	254,0	34,5	1,60	94,5
	FS2-2	ondulada	-	0,64	P	63,5	65	254,0	37,6	1,60	112,5
	FS2-3	ondulada	-	0,64	P	63,5	65	254,0	29,7	1,60	72,0
	FS2-4	ondulada	-	0,64	P	63,5	65	254,0	24,8	1,60	85,5
	FS3-1	ondulada	-	0,99	P	63,5	65	254,0	37,7	1,60	108,8
	FS4-1	ondulada	-	1,24	P	63,5	65	254,0	46,8	1,60	135,0
	FS4-2	ondulada	-	1,24	P	63,5	65	254,0	36,6	1,60	117,0
	FS6-1	ondulada	-	1,94	P	63,5	65	254,0	22,4	1,60	99,0
	FS6-2	ondulada	-	2,04	P	63,5	65	254,0	22,1	1,60	103,5
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	A1	-	-	0,0	P	100	39	400	29,6	1,12
A2		c/gancho	100	0,45	P	100	39	400	30,0	1,12	67,7
A3		c/gancho	100	0,8	F	100	39	400	31,4	1,12	77,8
A4		c/gancho	60	1,0	P/F	100	39	400	24,6	1,12	68,8
A5		c/gancho	60	2,0	F	100	39	400	20,0	1,12	62,1
B1		-	-	0,0	P	100	55	400	31,4	1,12	99,4
B2		c/gancho	100	0,45	P	100	55	400	31,4	1,12	114,7
B3		c/gancho	100	0,8	P	100	55	400	31,8	1,12	117,3
B4		c/gancho	60	1,0	P	100	55	400	29,1	1,12	117,7
B5	c/gancho	60	2,0	P	100	55	400	29,2	1,12	145,6	
Hughes & Xiao (1995) ⁽⁹⁾	S1	-	-	0,0	P	132	67	528	36,8	1,00	122,0
	S4	-	-	0,0	P	132	52	528	41,6	1,00	89,0
	S5	reta 1	95	1,0	P/F	132	52	528	44,8	1,00	108,0
	S6	reta 2	100	1,0	P/F	132	52	528	36,0	1,00	106,0
	S8	ond. 1	92,3	1,0	P/F	132	52	528	41,6	1,00	121,0
	S9	ond.2	80	1,0	P/F	132	52	528	38,4	1,00	116,0
	S12	ond. 1	92,3	0,5	P/F	132	52	528	31,2	1,00	105,0
	S13	ond. 1	92,3	1,5	F	132	52	528	42,4	1,00	127,0
S16	-	-	0,0	P	132	40	528	39,2	1,00	66,0	

⁽⁸⁾ Comprimento da fibra – 25mm;

⁽⁹⁾ Fibra de aço reta 1 – 38x0,4mm; fibra de aço reta 2 – 25x0,25mm; fibra de ondulada 1 – 60x0,65mm; fibra de aço ondulada 2 – 40x0,50mm.

Tabela 2.5 - Principais características das lajes dos trabalhos citados na revisão bibliográfica

(continuação)

Referência	Modelo	Tipo de Fibra	Fator de Forma	V_f (%)	MR	c (mm)	d (mm)	P (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
Hughes & Xiao (1995)	S18	ond. 1	92,3	1,0	P/F	132	40	528	29,6	1,00	91,0
	S21	-	-	0,0	P	132	52	528	36,0	1,50	116,0
	S22	ond. 1	92,3	1,0	P/F	132	52	528	41,6	0,80	108,0
Zambrana Vargas (1997)	L01	-	-	0,0	P	100	40	400	26,0	1,73	80,0
	L02	c/gancho	37,45	0,75	P	100	40	400	31,5	1,73	84,0
	L03	c/gancho	37,45	1,5	P	100	40	400	31,6	1,73	97,0
	L07	-	-	0,0	P	100	40	400	88,7	1,73	101,0
	L08	c/gancho	37,45	0,75	P	100	40	400	79,0	1,73	112,0
	L09	c/gancho	37,45	1,5	P	100	40	400	93,0	1,73	136,0
Azevedo (1999)	OSCS1	-	-	0,0	P	80	80	320	43,7	1,57	176,5
	OSCS2	c/gancho	67	0,75	P	80	80	320	46,4	1,57	192,0
	OSCS3	c/gancho	67	1,5	P	80	80	320	30,8	1,57	197,6
	HSCS1	-	-	0,0	P	80	80	320	86,7	1,57	190,7
	HSCS2	c/gancho	67	0,75	P	80	80	320	81,8	1,57	206,8
Holanda (2002)	HSCS3	c/gancho	67	1,5	P	80	80	320	79,3	1,57	293,9
	L1	-	-	0,0	P	80	85	320	23,1	1,57	137,2
	L2	c/gancho	54,5	1,0	P	80	85	320	24,4	1,57	139,6
	L3	c/gancho	54,5	2,0	P	80	85	320	28,1	1,57	163,6
	L4	-	-	0,0	P	80	85	320	57,0	1,57	192,9
	L5	c/gancho	54,5	1,0	P	80	85	320	59,7	1,57	215,1
	L6	c/gancho	54,5	2,0	P	80	85	320	52,4	1,57	236,2
	L7	c/gancho	48	0,75	P	80	85	320	36,6	1,57	182,9
L8	c/gancho	48	1,5	P	80	85	320	46,1	1,57	210,1	
Musse (2004)	L1	-	-	0,0	P	150	91	600	41,7	1,36	309
	LF1	c/gancho	80	0,9	P	150	90	600	35,8	1,38	390

Capítulo 3

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa experimental deste trabalho engloba ensaios de modelos de lajes-cogumelo de concreto armado que simulam a situação comum em pilares centrais de edifícios com esse tipo de laje.

O modelo adotado procurou representar a região entre seções de momentos fletores nulos delimitada pela circunferência de raio $r \cong 0,2l$, onde l é o vão de um painel, conforme Figura 3.1.

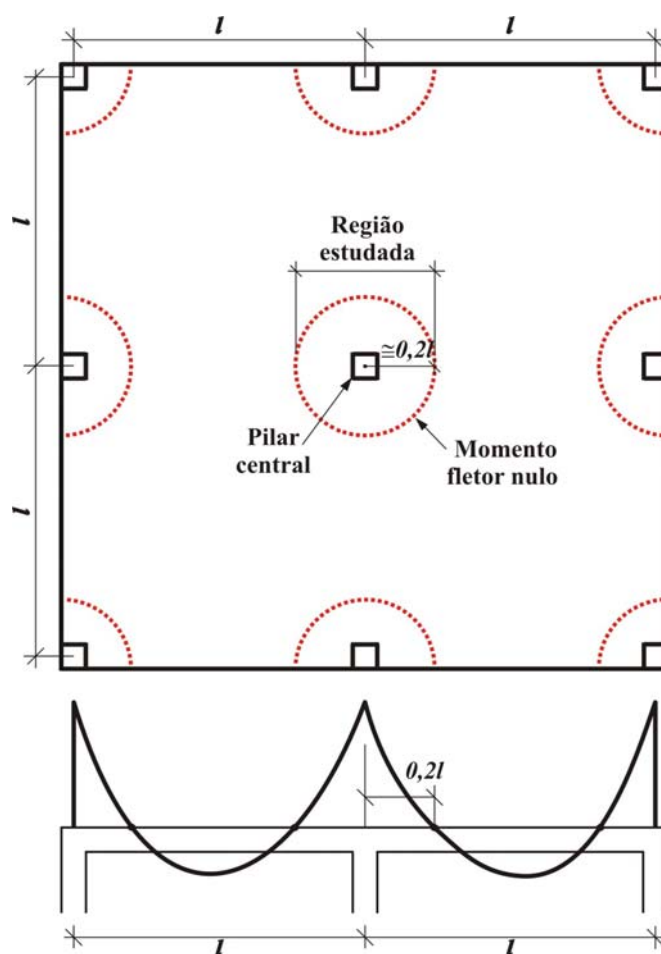


Figura 3.1- Estrutura hipotética em planta e corte caracterizando a situação estudada

Foram ensaiadas doze lajes quadradas de concreto armado de 1800mm de lado e 130mm de espessura. Tais dimensões simulam uma região correspondente a um vão entre pilares de 4,0 a 5,0m de comprimento. As principais variáveis foram:

- volume de fibras de aço adicionadas ao concreto;
- resistência à compressão do concreto.

As demais características das lajes, tais como posição e dimensões do carregamento (centrado), taxa de armadura de flexão, dentre outras, foram mantidas constantes.

Todos os modelos foram carregados até a ruína, medindo-se os deslocamentos verticais, as deformações no aço em vários pontos e identificando as fissuras a cada incremento de carga aplicada.

Todos os ensaios dos modelos da pesquisa foram realizados no laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Os ensaios de caracterização dos materiais foram executados pela Empresa Carlos Campos Consultoria Limitada e pelo Laboratório de Concreto do Centro Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas S.A.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

As lajes foram divididas em três séries:

- série 1: lajes com 0,0%; 0,6% ($47,1\text{kg/m}^3$) e 1,2% ($94,2\text{kg/m}^3$) de fibras de aço adicionadas ao concreto de resistência à compressão igual a 20MPa. Essa série foi composta por duas sub-séries, 1A e 1B, de mesmas características;
- série 2: lajes com os mesmos volumes de fibras de aço da série 1 e resistência à compressão do concreto igual a 35MPa;
- série 3: lajes com os mesmos volumes de fibras de aço da série 1 e resistência à compressão do concreto igual a 50MPa.

As porcentagens de fibras foram adotadas com objetivo de obter dados que possam ser comparados com resultados encontrados na literatura. O concreto com fibras foi usado em toda a laje. As primeiras lajes de cada série (L1A, L1B, L4 e L7) foram tomadas como referência.

Para que a ruptura dos modelos ensaiados ocorresse por punção, foi utilizada uma taxa de armadura de flexão superior às normalmente usadas ($\rho=1,38\%$). Os parâmetros de diferenciação existentes entre as séries e as lajes são apresentados na Tabela 3.1 e na Figura 3.2.

Tabela 3.1 – Características das lajes

	série 1			série 2			série 3		
f_c	20MPa			35MPa			50MPa		
Laje	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
$V_f(\%)$	0,0	0,6	1,2	0,0	0,6	1,2	0,0	0,6	1,2

série 1 composta por duas sub-séries: 1A e 1B, de mesmas características.

3.3 SISTEMA DE ENSAIO

Para simular um pilar de seção quadrada de 150mm de lado no centro da laje, foi aplicada uma carga concentrada em uma placa metálica de mesmas dimensões. O carregamento, de baixo para cima, foi aplicado na placa por meio de um atuador hidráulico com capacidade de 1500kN, alimentado por uma bomba manual (YELLOW POWER). Um conjunto de vigas metálicas ligadas por tirantes à laje de reação do laboratório foi usado para reagir ao carregamento aplicado.

O contato das vigas metálicas com a laje foi feito por meio de oito placas metálicas equidistantes posicionadas em uma circunferência de raio igual a 825mm. Estas placas tinham dimensões de 120x200mm e 25mm de espessura. As Figuras 3.3 e 3.4 mostram o sistema de ensaio usado.

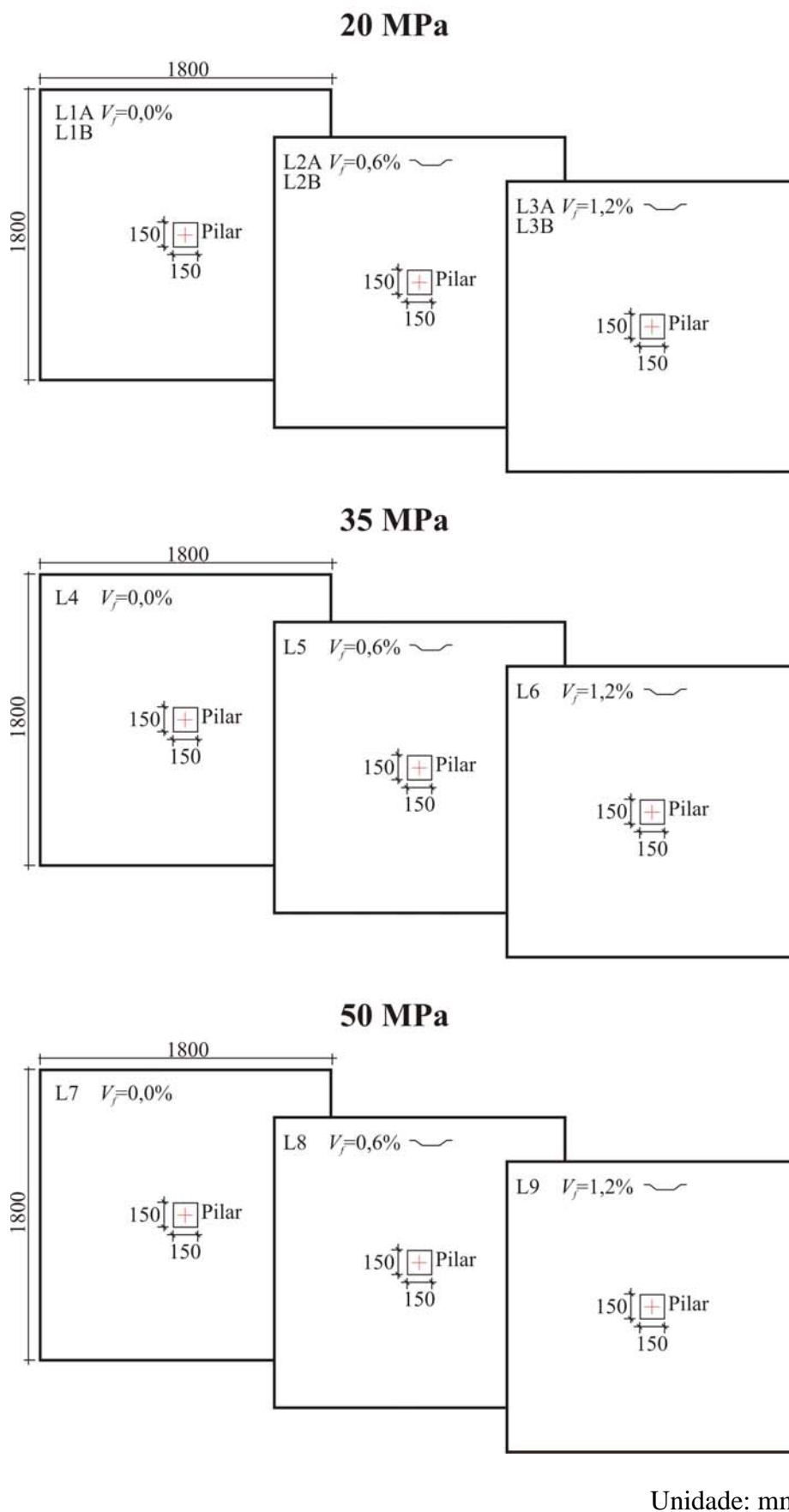
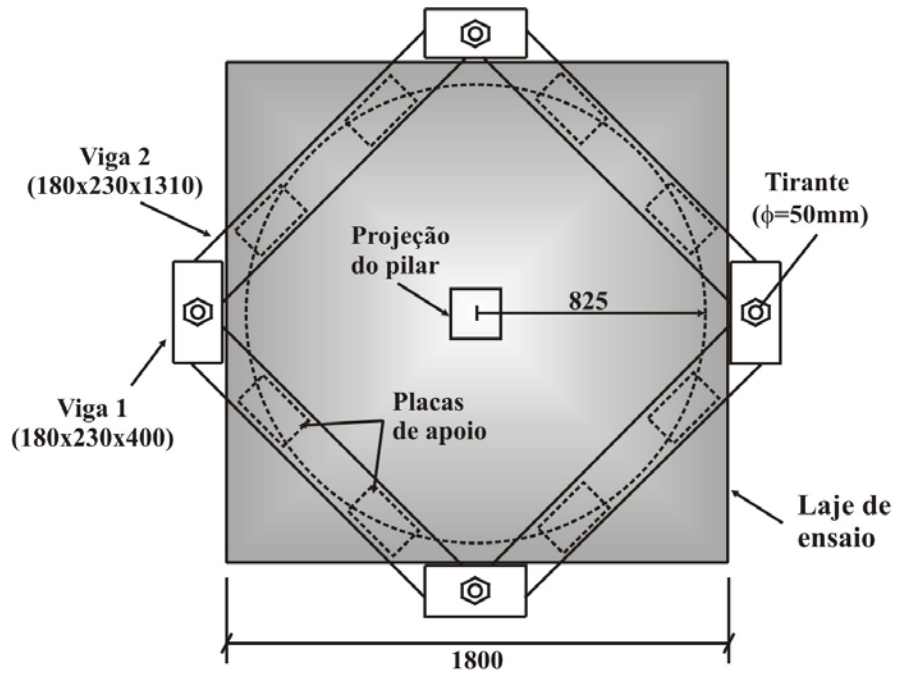
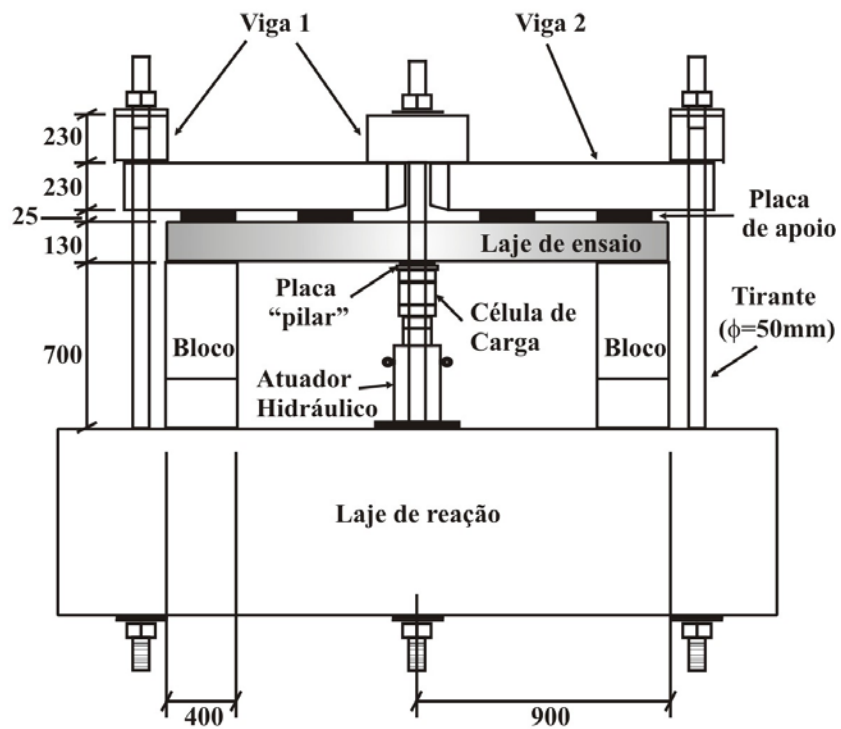


Figura 3.2 – Características das lajes estudadas



Vista Superior



Vista Lateral

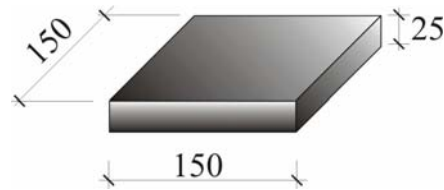
Unidade: mm

Figura 3.3 – Sistema de ensaio – Vistas superior e lateral (SILVA, 2003)



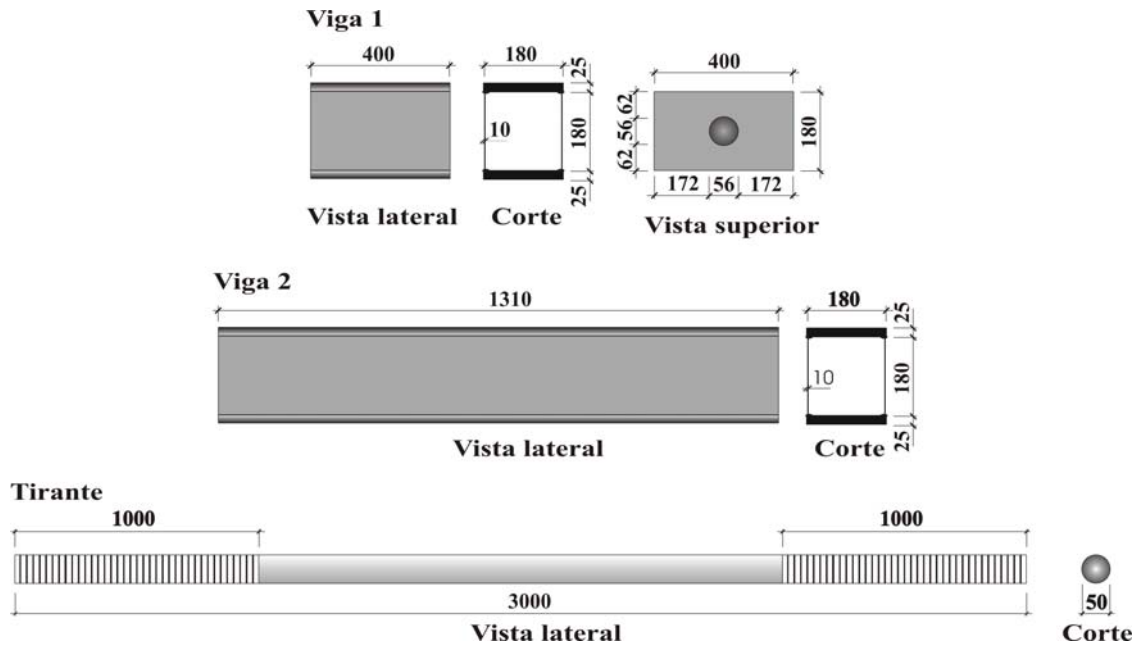
Figura 3.4 – Sistema de ensaio (vistas superior e lateral)

Tanto as vigas como as chapas utilizadas eram de aço SAC 1045. As dimensões e detalhes das peças podem ser vistos nas Figuras 3.5 e 3.6.



Unidade: mm

Figura 3.5 - Chapa utilizada para aplicação de carga



Unidade: mm

Figura 3.6 -Vigas metálicas e tirante - sistema de reação (SILVA, 2003)

3.4 DETALHAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS

3.4.1 ARMADURA DE FLEXÃO

Em todas as lajes foram adotadas duas malhas, uma superior e outra inferior, compostas por barras de diâmetros de 12,5 e 6,3mm, respectivamente. A malha superior, tracionada, foi constituída por 19 barras espaçadas de 94mm em cada direção e a malha inferior, comprimida, formada por 11 barras espaçadas de 163mm em cada direção. Foram

acrescentadas 19 barras de 6,3mm em forma de U nas extremidades para garantir uma ancoragem adequada. A Figura 3.7 mostra o detalhamento da armadura de flexão.

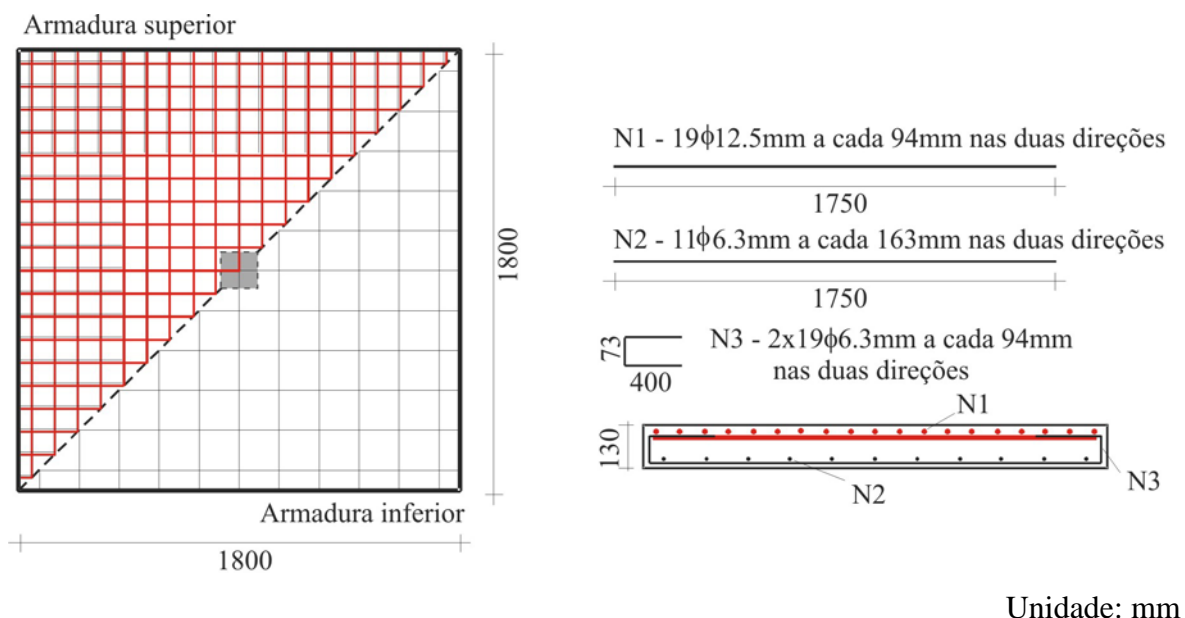


Figura 3.7 – Armadura de flexão das lajes

3.4.2 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço utilizadas, do tipo DRAMIX RC 80/60 BN da Bekaert, possuem ganchos em suas extremidades, comprimento nominal de 60mm, fator de forma (comprimento/diâmetro nominal) igual a 80 (4600 fibras/kg) e resistência à tração mínima de 1050N/mm². São unidas por colagem que se desfaz em presença de água.

Segundo ACI 544.3R-93 (1994), o comprimento da fibra não deve ser maior que o espaçamento entre as armaduras do elemento estrutural e deve estar entre 12,7 e 63,5mm, com fator de forma variando entre 30 e 100. A Tabela 3.2 apresenta as principais características da fibra utilizada.

Tabela 3.2 - Características da fibra utilizada

Formato Longitudinal	Seção Transversal	Fator de Forma
<p>60mm</p>	<p>0,75mm</p>	80,0

3.5 MATERIAIS

3.5.1 CONCRETO

O concreto utilizado para cada série de lajes foi dosado para atingir a resistência à compressão específica de 20, 35 e 50MPa aos 28 dias. A dosagem e a mistura do concreto foram feitas pela empresa Realmix – Concreto e Argamassa.

Durante a concretagem, as fibras foram adicionadas ao concreto e misturadas por meio de uma betoneira de eixo inclinado de capacidade de 400l. Para garantir os volumes de 0,6% e 1,2% de fibras em cada laje, antes da preparação do concreto com fibras, o volume do concreto era medido em padiolas e as quantidades de fibras necessárias eram, então, adicionadas. As fibras foram colocadas manualmente para que não houvesse a formação de “grumos” (fibras aglomeradas). A mistura dos componentes foi feita até que fosse observada visualmente a homogeneidade do concreto, o que ocorreu dentro de aproximadamente 5 minutos. A Figura 3.8 mostra as fases do preparo do concreto com fibras.



Figura 3.8 – Preparação do concreto com fibras

Nas lajes, adotou-se um agregado graúdo com dimensão máxima de 19mm (brita 1), seguindo as recomendação da ASTM (C1018-94b), na qual o comprimento da fibra deve ser maior ou igual a três vezes a dimensão máxima do agregado.

As lajes foram moldadas em formas metálicas, devidamente untadas com uma camada de óleo desmoldante. Para vedação das juntas, foi utilizado adesivo de silicone. A

vibração do concreto foi feita com vibradores de imersão utilizando-se mangotes com diâmetro de 35mm.

Após o início do endurecimento do concreto, foi realizada a cura durante os sete primeiros dias, molhando as lajes duas vezes ao dia e deixando-as cobertas com plástico.

Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 150x300mm de acordo com a NBR 5738/94, para os concretos com e sem fibras, para a determinação das propriedades mecânicas do concreto (compressão simples, tração por compressão diametral e módulo de deformação longitudinal). O adensamento foi feito de forma manual. Os corpos-de-prova confeccionados com concreto com fibras foram moldados com a parcela do concreto lançado no centro da laje para se obter as mesmas propriedades mecânicas da região estudada.

A composição por metro cúbico de cada concreto está discriminada na Tabela 3.3. Cabe ressaltar que os traços e os materiais utilizados foram especificados pelo fornecedor do concreto.

Tabela 3.3 - Composição por m³ de concreto sem fibras

série <i>f_{ck}</i>	1A 20MPa	1B 20MPa	2 35MPa	3 50MPa
<i>Agregado graúdo (kg)</i>				
brita n° 0	-	-	441,0	1086,0
brita n° 1	1020,0	1020,0	739,0	-
<i>Agregado miúdo (kg)</i>				
areia natural fina	285,0	285,0	415,0	657,0
areia natural grossa	190,0	190,0	-	-
areia artificial	310,0	310,0	222,0	-
Cimento Goiás CP II F32 (kg)	290,0	290,0	425,0	509,0
Sílica Ativa Silmix-Camargo Corrêa (kg)	-	-	41,8	56,0
Aditivo Retardador 390MB – MBT (l)	2,0	2,0	3,0	-
Superplastificante – Glenium 54 (l)	2,0	-	5,0	7,7
Água (l)	190,0	190,0	172,0	160,0
Relação água/(cimento + sílica)	0,65	0,65	0,37	0,28
Slump sem Superplastificante (mm)	90±10	90±10	60±10	60±10
Slump com Superplastificante (mm)	200±20	-	150±20	150±20

Na série 1A, foi utilizado superplastificante Glenium 54 para se obter uma maior trabalhabilidade do concreto com fibras, obtendo-se no ensaio de slump test, antes da colocação das fibras 200mm, o que se imaginava ser o necessário para alcançar uma trabalhabilidade adequada quando da adição das fibras. Entretanto, na série 1B, com base na observação do ocorrido na série 1A, verificou-se que não havia necessidade de se trabalhar com slump 200mm. O slump 90mm, sem a adição do superplastificante, foi suficiente para se alcançar um concreto trabalhável com a adição das fibras.

A laje de referência da série 3 (50MPa) foi moldada separadamente e o traço utilizado está descrito na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Composição por m³ de concreto para a laje L7 (50MPa)

Materiais	
Brita n°1 (kg)	309,0
Areia natural grossa (kg)	293,0
Areia artificial (kg)	200,0
Cimento para concreteira CII F- 32 (kg)	660,0
Sílica Ativa Silmix – Camargo Corrêa (kg)	60,0
Aditivo Retardador 390 MB – MBT (l)	4,62
Superplastificante Glenium 54 (l)	2,01
Água (l)	155
Relação água/(cimento + sílica)	0,22
Slump sem Superplastificante (mm)	60±10
<u>Slump com Superplastificante (mm)</u>	<u>150±20</u>

3.5.2 AÇO

O aço utilizado para a confecção da armadura de flexão dos elementos estruturais foi da Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. A obtenção das propriedades mecânicas do material foi feita por meio de ensaio de três corpos de prova de 500mm de comprimento de cada diâmetro usado.

3.6 INSTRUMENTAÇÃO

3.6.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Para determinação dos deslocamentos em alguns pontos da laje, foram utilizados relógios comparadores digitais da marca MITUTOYO de precisão 0,01mm e curso de 12,7mm, posicionados na face superior e fixados em um perfil metálico apoiado sobre tripés. Na Figura 3.9 mostram-se a fixação e a posição dos relógios comparadores.



Figura 3.9 – Estrutura para fixação dos relógios comparadores

Os relógios D1, D9, D10 e D11 foram posicionados na linha dos pontos de momento fletor nulo, para que pudessem ser medidos os deslocamentos da laje em relação ao solo (laje de reação). Os demais foram posicionados em dois eixos perpendiculares entre si e igualmente espaçados de 225mm, a partir do centro da laje, como mostrado na Figura 3.10.

Em todos os ensaios, foi realizada leitura por meio de uma trena no centro da laje para obter os deslocamentos próximos à ruptura e evitar possíveis danos aos relógios comparadores.

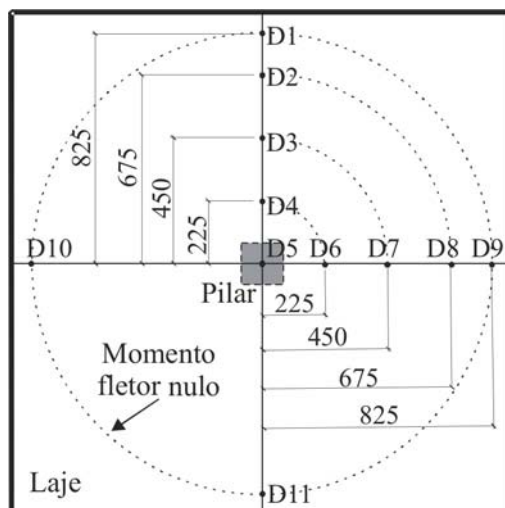


Figura 3.10 – Posição dos relógios comparadores na laje

3.6.2 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Para medir a deformação da armadura de flexão, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais da marca EXCEL SENSORES IND. COM. EXP. LTDA, do tipo PA-06-250BA-120-L.

Os extensômetros foram ligados em uma caixa de aquisição de dados com 15 canais, interligada a um terminal da NATIONAL INSTRUMENTS modelo SCXI-1001 e controlada por um software computacional (LABVIEW 6.0).

O posicionamento dos pontos de medição de deformação foi o mesmo para todas as lajes: nas faces superior e inferior da barra, em cinco pontos na direção radial.

Na Figura 3.11 são mostrados o posicionamento e a numeração dos extensômetros.

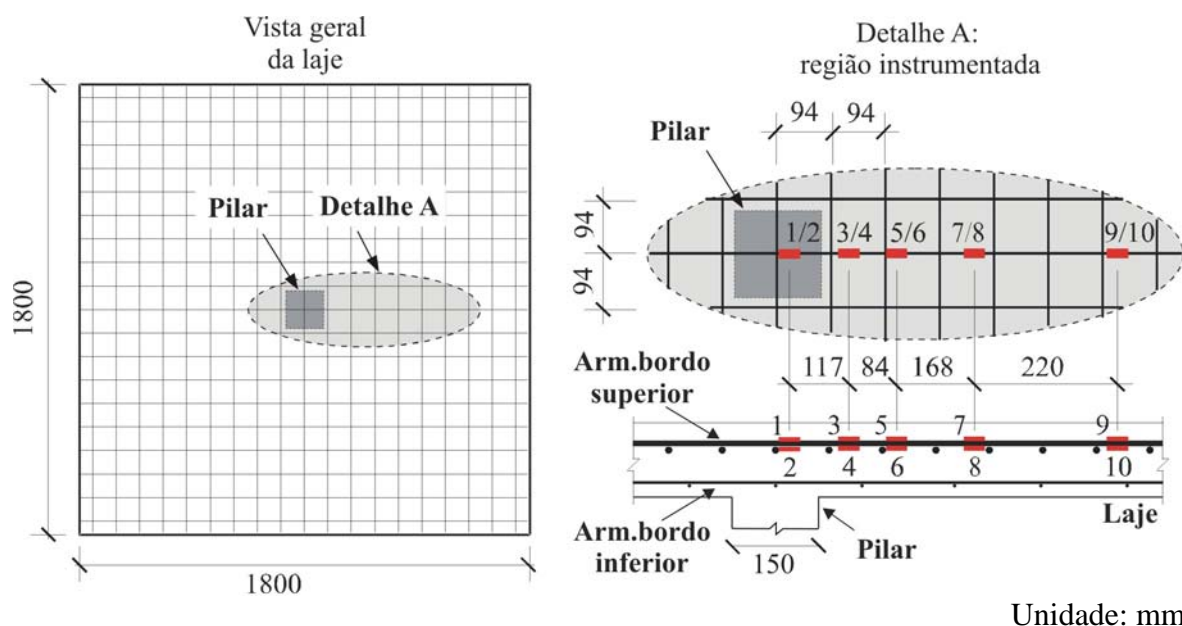


Figura 3.11 – Posicionamento e numeração dos extensômetros na armadura de flexão (MUSSE, 2004)

3.6.3 APLICAÇÃO DE CARGA

Para aplicação da carga, foi utilizada uma célula de carga KRATOS com capacidade de 1000kN sobre um atuador hidráulico. Essa célula de carga era conectada a um terminal da NATIONAL INSTRUMENTS modelo SCXI-1001 e controlada pelo mesmo software (LABVIEW 6.0) usado para os extensômetros.

Para a simulação do pilar, foi utilizada uma placa metálica de dimensões 150x150mm sobre a célula de carga, havendo uma fina camada de gesso entre a placa e a laje. Na Figura 3.12 mostra-se o sistema de aplicação da carga.

3.7 PREPARAÇÃO DOS ENSAIOS

Após a laje ser devidamente apoiada sobre quatro blocos de concreto, foram feitas as marcações de posição dos relógios comparadores, projeção do pilar e posição das placas metálicas usadas para delimitar os oito pontos de inflexão da laje (825mm a partir do centro da laje). Estas placas, fixadas na laje com gesso e niveladas entre si, serviram de apoio para as vigas metálicas que constituíam o sistema de reação. Na face inferior da laje, o esquema de aplicação de carga foi montado como descrito anteriormente.



Figura 3.12 – Sistema de aplicação de carga (atuador hidráulico e célula de carga)

Para medições dos deslocamentos verticais, os relógios comparadores foram posicionados sobre placas de alumínio (25x25mm) nos pontos previamente determinados. A célula de carga e os fios dos extensômetros foram, então, conectados ao sistema de aquisição de dados.

3.8 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Com o sistema de aquisição de dados ligado, foi feita aplicação de carga até que a laje ficasse suspensa apenas pelo pilar. Esta carga aplicada (20kN) corresponde ao peso próprio da laje e do sistema de reação do ensaio (vigas metálicas). Após esta etapa, os tirantes foram ajustados para que houvesse reação do sistema.

Para acomodação do sistema de reação e verificação do funcionamento dos instrumentos usados, em todos os ensaios foi aplicado um pré-carregamento a partir do peso próprio até 50kN, em incrementos de 5kN. Após 2 minutos, o pré-carregamento foi retirado e o ensaio iniciado.

Todos os ensaios foram feitos com incrementos de carga de 25kN, até que a ruína fosse atingida. A cada carga aplicada, foram feitas as medições com relógios, trena e

extensômetros elétricos de resistência. A propagação das fissuras foi observada em cada estágio de carga e feita a marcação das mesmas.

Capítulo 4

4 RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as propriedades mecânicas dos materiais utilizados e os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos modelos, tais como: cargas de ruptura, deslocamentos verticais, deformações na armadura de flexão e fissuras observadas.

4.2 MATERIAIS

4.2.1 CONCRETO

Os concretos sem fibras e de resistência à compressão nominal de 20MPa (séries 1A e 1B) foram utilizados em outras pesquisas realizadas no Laboratório de Estruturas e, para estes concretos, foram moldados corpos de prova suficientes para se traçar o gráfico *resistência à compressão x idade*, realizando-se os ensaios dos mesmos para as idades de 7, 14, 21 e 28 dias. Esses gráficos são apresentados na Figura 4.1. Para os demais concretos, utilizados somente nesta pesquisa, foram moldados 7 corpos de prova (2 para ensaios à compressão, 2 à tração por compressão diametral e 3 de módulo de elasticidade) para serem ensaiados na data dos ensaios das lajes.

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de módulo de elasticidade dos concretos de 20MPa (séries 1A e 1B) foram feitos aos 28 dias para o concreto sem fibras e na data do ensaio das lajes para os concretos com fibras. Nas séries 2 e 3, esses ensaios foram realizados aos 21 e 28 dias, respectivamente, para os dois tipos de concretos (com e sem fibras). As idades e propriedades mecânicas do concreto no dia do ensaio das lajes, ou para as idades de 21 e 28 dias, são apresentadas na Tabela 4.1.

Os resultados dos ensaios de tenacidade à flexão dos concretos adotados encontram-se no Anexo C.

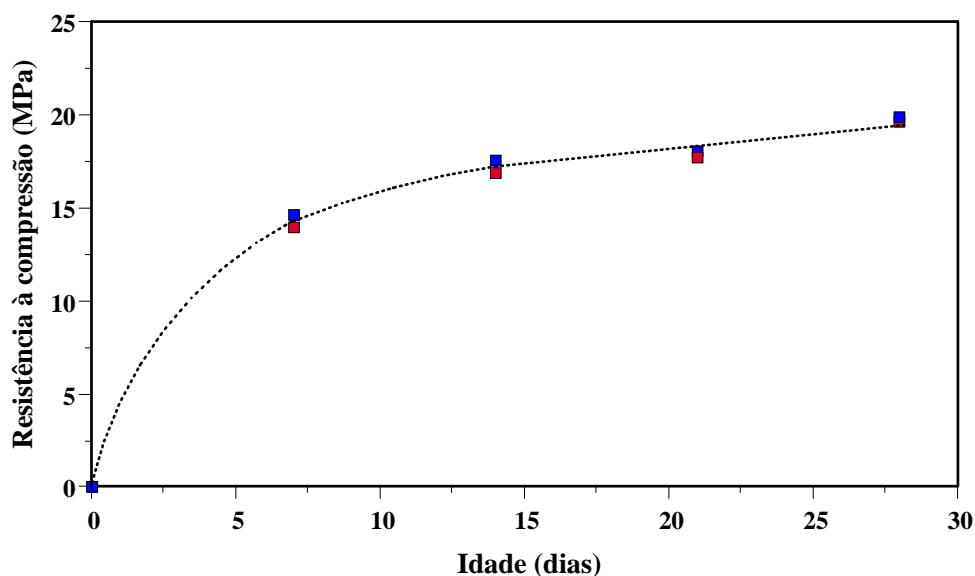


Figura 4.1 - Resistência à compressão \times idade dos concretos sem fibras e $f_c = 20\text{MPa}$

Tabela 4.1– Propriedades mecânicas do concreto na data do ensaio das lajes

série	Laje	V_f (%)	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)
1	L1A	0,0	14	17,6	2,43 ⁽¹⁾	28,6 ⁽¹⁾
	L2A	0,6	15	10,2	1,52	22,5
	L3A	1,2	16	11,8	1,68	20,4
	L1B	0,0	15	17,0	2,51 ⁽¹⁾	22,6 ⁽¹⁾
	L2B	0,6	28	15,3	2,41	20,9
	L3B	1,2	28	13,8	2,33	19,1
2	L4	0,0	9	35,8	3,69 ⁽²⁾	31,7 ⁽²⁾
	L5	0,6	10	32,7	4,22 ⁽²⁾	25,3 ⁽²⁾
	L6	1,2	12	36,7	5,43 ⁽²⁾	31,7 ⁽²⁾
3	L7	0,0	14	51,6	5,23 ⁽¹⁾	29,8 ⁽¹⁾
	L8	0,6	8	34,2	3,85 ⁽¹⁾	25,1 ⁽¹⁾
	L9	1,2	9	36,6	5,18 ⁽¹⁾	27,8 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ resultado obtido dos ensaios realizados aos 28 dias;

⁽²⁾ resultado obtido dos ensaios realizados aos 21 dias.

Nas lajes das séries 1A, 1B e 3, a resistência do concreto à compressão com fibras sofreu uma redução com a adição das fibras. Nos modelos com 0,6% de fibras, essa redução foi de 48%, 10% e 23% para as séries 1A, 1B e 3, respectivamente. Nas lajes com 1,2% de fibras, a queda da resistência à compressão em relação ao concreto sem fibras foi de 32% (série 1A), 19% (série 1B) e 18% (série 3).

A redução da resistência do concreto à compressão com a adição das fibras pode ter ocorrido devido à incorporação de ar advinda do uso de superplastificante (séries 1A e 3), bem como do aprisionamento de ar advindo da própria adição das fibras. Na série 1B, onde não foi utilizado superplastificante, a redução foi menor e provavelmente tenha sido causada pela adição das fibras.

Nota-se que os concretos utilizados foram os convencionalmente fornecidos no mercado, não tendo havido nenhum estudo prévio de traço que considerasse as peculiaridades da pesquisa.

Outras prováveis causas, que também levam à incorporação de ar e, conseqüentemente à redução da resistência à compressão são o baixo teor de finos e o percentual de argamassa na mistura. Um estudo complementar desenvolvido indicou que o aumento do teor de argamassa de 50% para 54% e o aumento do teor de finos (uso de 20% de filler calcário em substituição à areia) conduziram a uma redução da queda das resistências dos concretos. No Anexo D encontram-se os materiais e os traços utilizados na confecção de concretos de $f_c = 20\text{MPa}$ para cada volume de fibra usado nessa investigação, bem como os gráficos *resistência à compressão x idade* desses concretos.

4.2.2 AÇO

Para obter o diagrama *tensão-deformação* do aço da armadura utilizada, amostras das barras de aço foram ensaiadas à tração no Laboratório de Furnas Centrais Elétricas. Foram utilizados dois corpos de prova para cada diâmetro empregado nas malhas superior e inferior. Os resultados desses ensaios podem ser observados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios do aço

Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E_s (GPa)
6,4	32,2	600	2,96	203
12,5	122,7	597	2,78	215

4.3 CARGAS DE RUPTURA

Na Tabela 4.3 são apresentadas as cargas de ruptura, bem como as resistências à compressão do concreto e as alturas úteis das lajes ensaiadas. O carregamento foi aplicado em intervalos de carga pré-determinados até que fosse atingida a ruptura. A carga de ruptura adotada correspondeu ao valor máximo observado. Todos os modelos romperam por punção.

Tabela 4.3 – Dados das lajes

série	Laje	V_f (%)	d (±2mm)	f_c (MPa)	V_u (kN)	Tipo de ruptura
1	L1A	0,0	83	17,6	232	Punção
	L2A	0,6	89	10,2	226	Punção
	L3A	1,2	80	11,8	163	Punção
	L1B	0,0	89	17,0	200	Punção
	L2B	0,6	88	15,3	220	Punção
	L3B	1,2	88	13,8	225	Punção
2	L4	0,0	90	35,8	347	Punção
	L5	0,6	85	32,7	420	Punção
	L6	1,2	89	36,7	543	Punção
3	L7	0,0	83	51,6	298	Punção
	L8	0,6	80	34,2	317	Punção
	L9	1,2	80	36,6	375	Punção

A altura útil dos modelos foi obtida a partir dos valores médios das várias medições do cobrimento feitas em pedaços de concreto extraídos em várias partes na face superior da laje, ao longo do perímetro de ruptura, na tentativa de se obter a altura útil mais

próxima da real, com uma tolerância de $\pm 2\text{mm}$ devido a imperfeições na superfície das lajes.

A adição das fibras de aço nas lajes da série 1A causou uma redução na resistência do concreto à compressão e, conseqüentemente, nas cargas de ruptura, que atingiram valores de 232, 226 e 163kN para volumes de 0,0%, 0,6% e 1,2% de fibras, respectivamente. A altura útil dessas lajes apresentou variação de até 7% em relação à laje de referência.

Nos modelos da série 1B, de praticamente mesma altura útil, as lajes L1B, L2B e L3B atingiram cargas de ruptura de 200, 220 e 225kN, respectivamente. A adição das fibras nesses modelos propiciou um acréscimo nas cargas de ruptura das lajes L2B e L3B, em relação à laje L1B sem fibras, apesar da resistência do concreto à compressão ter sido reduzida.

As lajes L4, L5 e L6 (série 2) atingiram cargas de ruptura de 347kN, 420kN e 543kN. As fibras proporcionaram um acréscimo na carga última das lajes L5 e L6 em relação à laje L4, sem fibras. A resistência do concreto à compressão e a altura útil dos modelos com fibras apresentaram pequenas variações em relação ao modelo sem fibras.

Na série 3, os modelos L7, L8 e L9 apresentaram praticamente a mesma altura útil e alcançaram valores de cargas de ruptura de 298, 317 e 375kN, respectivamente. Nesta série, a adição das fibras proporcionou um acréscimo na carga de ruptura em relação à laje de referência, apesar da resistência do concreto à compressão ter sido reduzida.

4.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes foram medidos com os relógios comparadores posicionados nos eixos centrais da laje perpendiculares entre si e espaçados a cada 225mm. As medições foram feitas em todos os estágios de carregamento até aproximadamente 90% da carga de ruptura das lajes. Todas as lajes, com e sem fibras, apresentaram um comportamento similar: deslocamentos crescentes com o acréscimo da carga, aumentando da borda para o centro, simétricos nas duas direções ortogonais em relação ao centro da laje e apresentando uma tendência de deformada aproximadamente linear com o acréscimo da carga.

Nas Figuras 4.2 a 4.13 são mostrados os gráficos dos deslocamentos verticais das lajes, nas duas direções ortogonais, em função da distância dos pontos onde eles foram medidos, em relação ao centro das lajes.

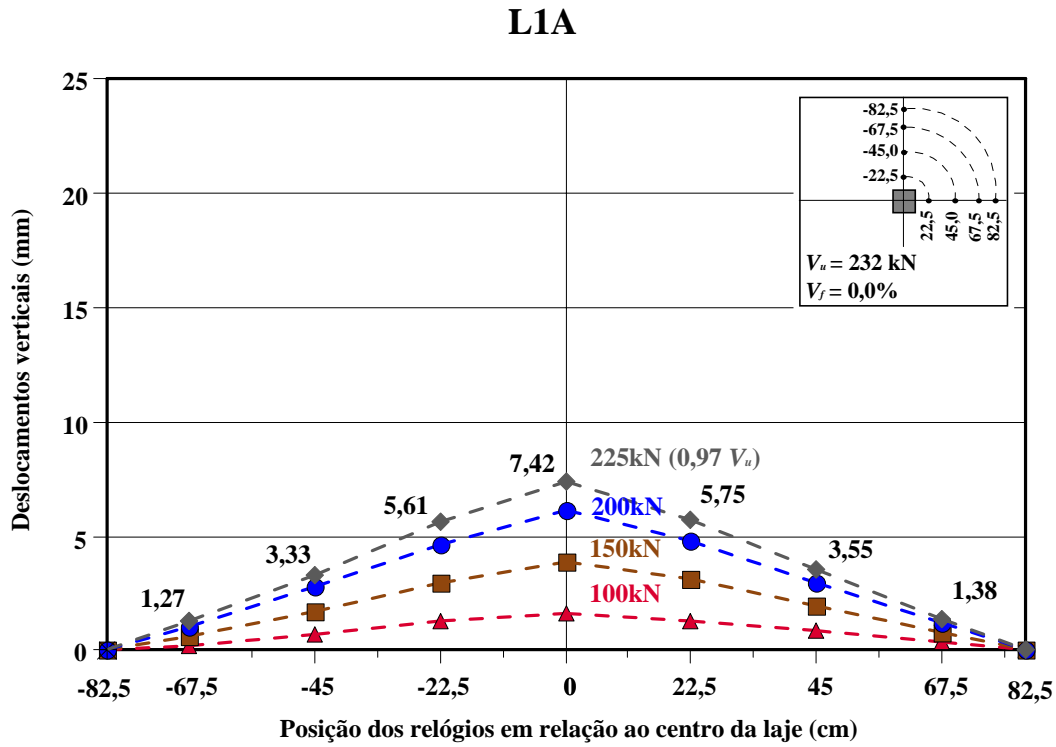


Figura 4.2 –Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L1A

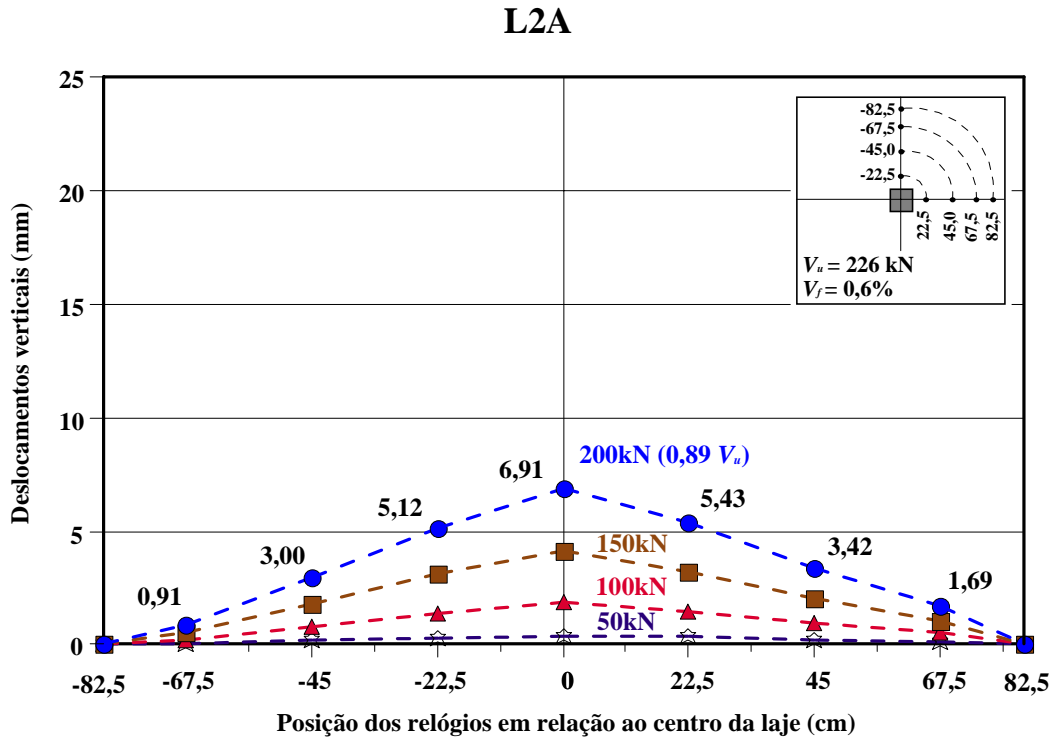


Figura 4.3 –Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L2A

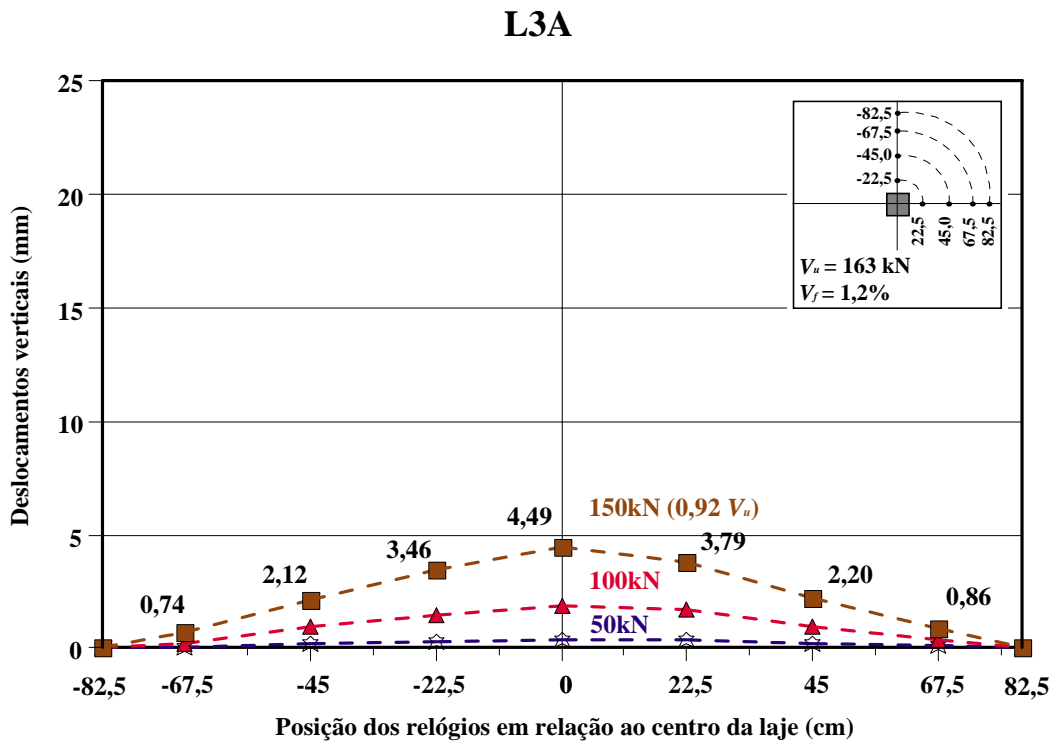


Figura 4.4 –Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L3A

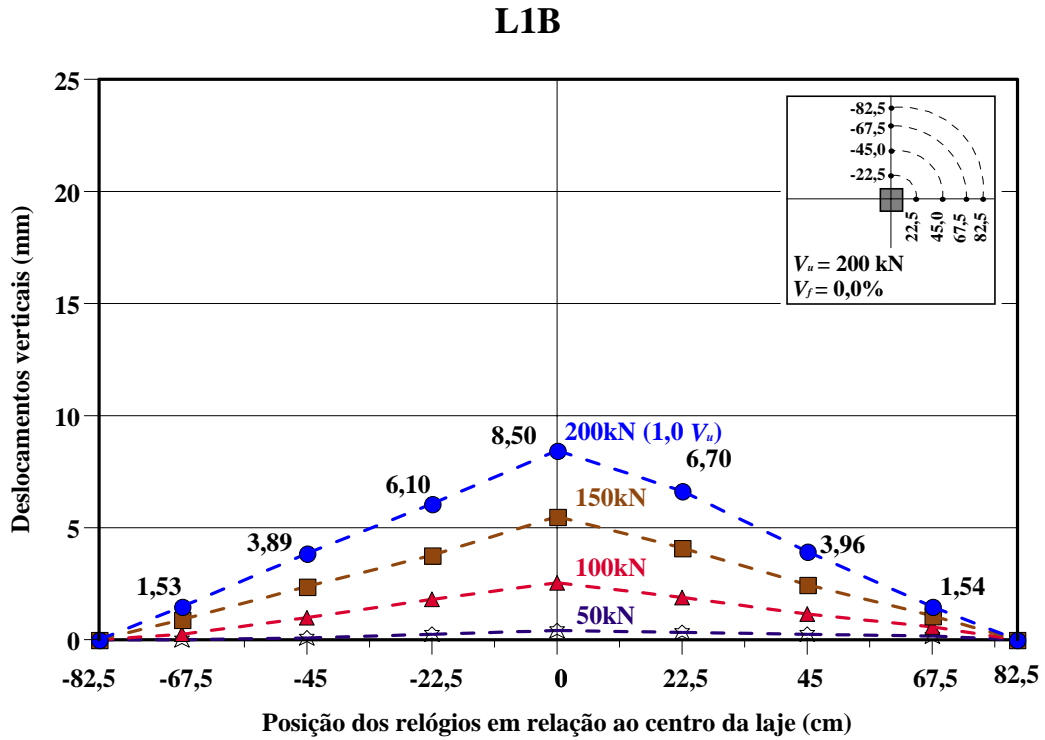


Figura 4.5 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L1B

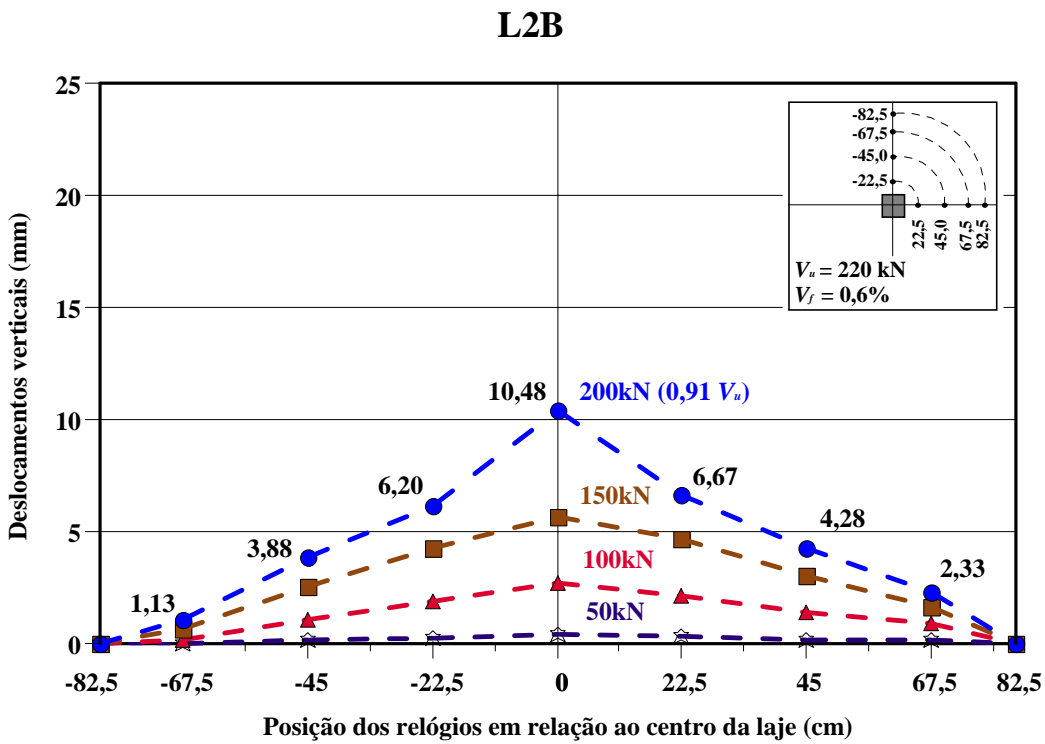


Figura 4.6 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje - L2B

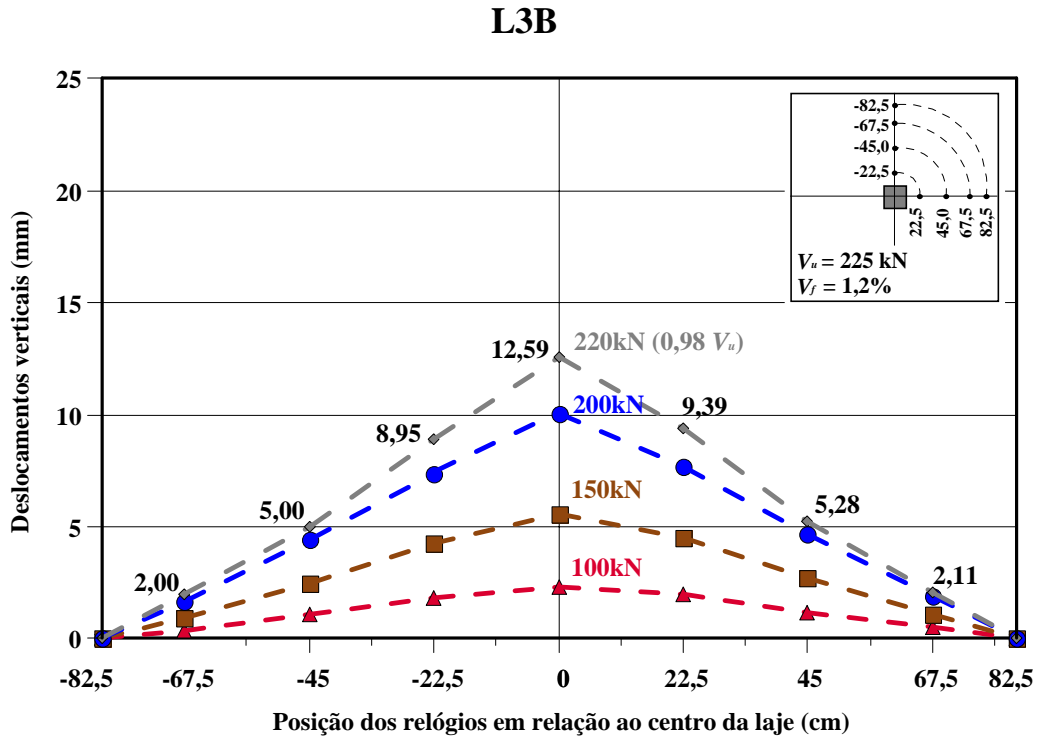


Figura 4.7 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje - L3B

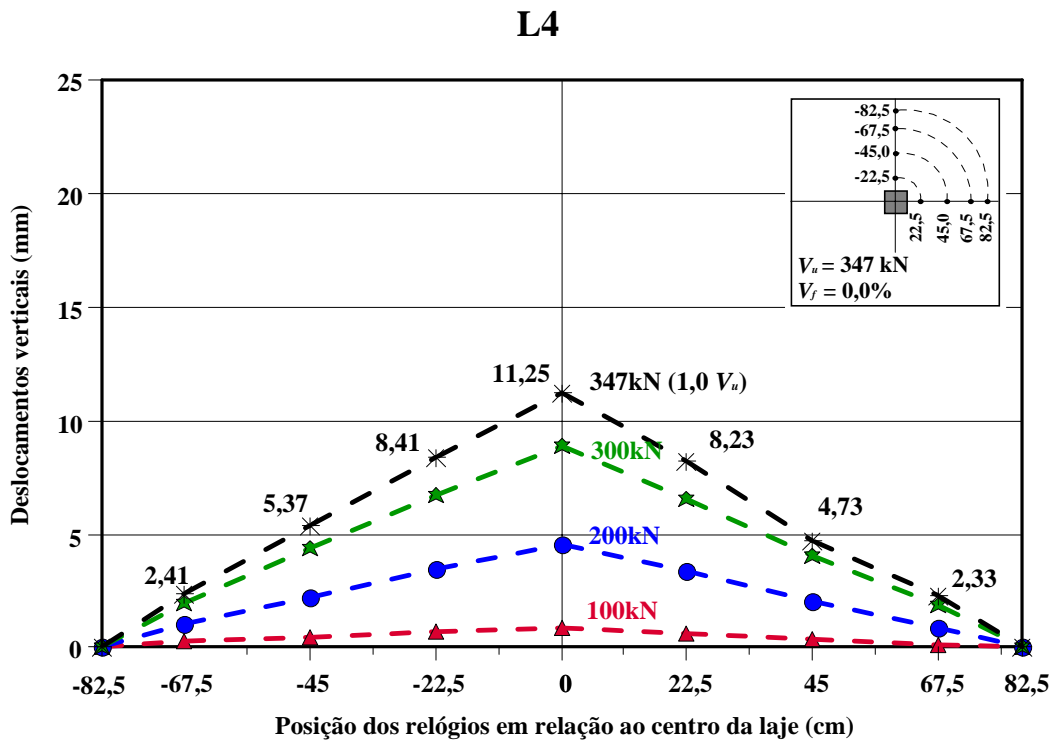


Figura 4.8 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje - L4

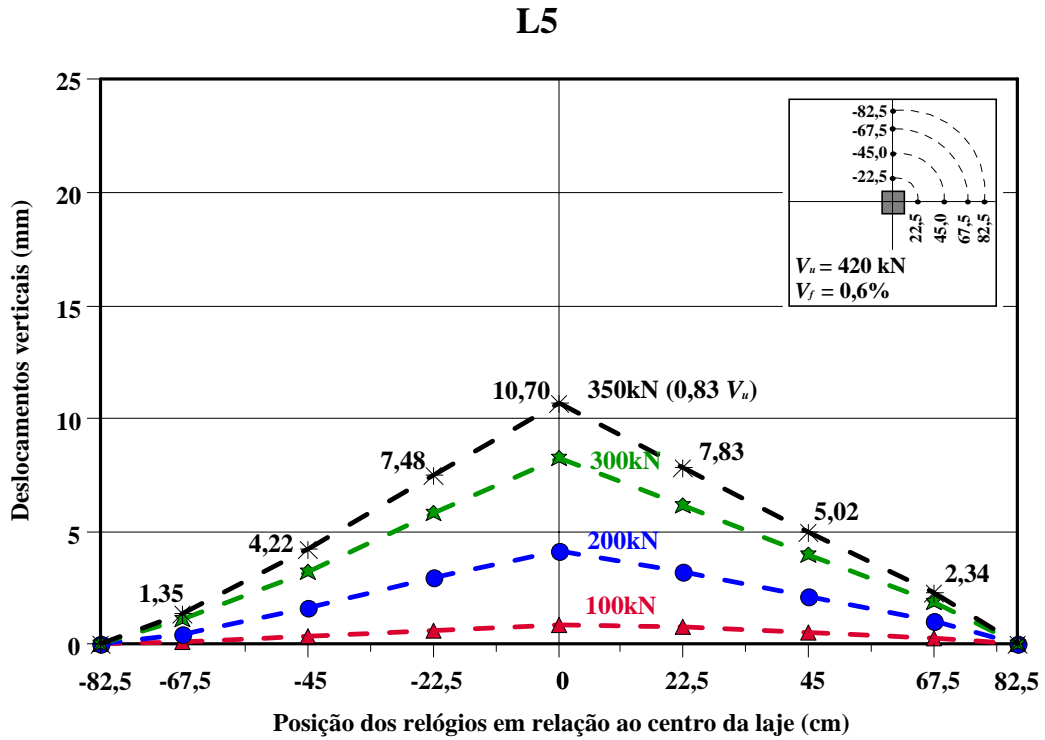


Figura 4.9 – Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L5

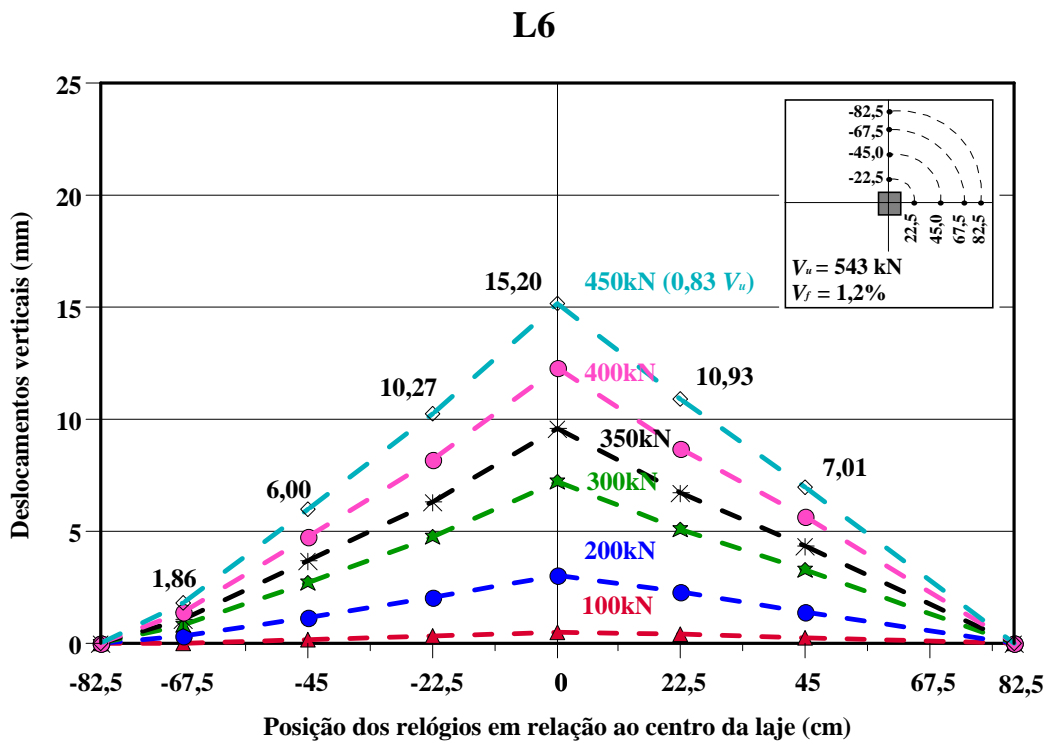


Figura 4.10 – Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L6

L7

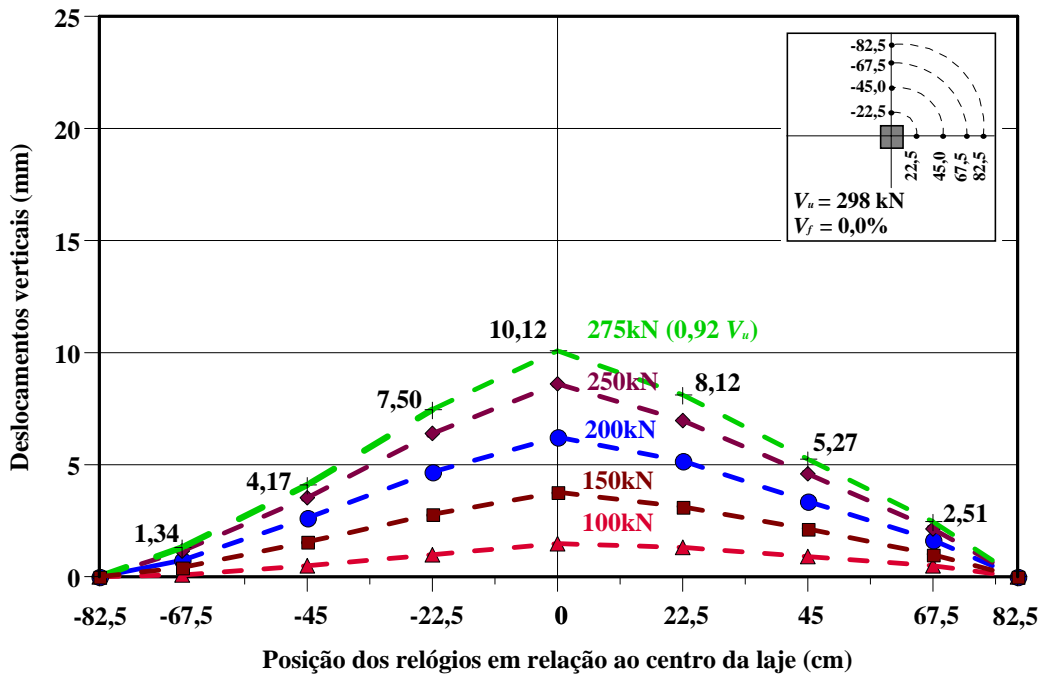


Figura 4.11 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L7

L8

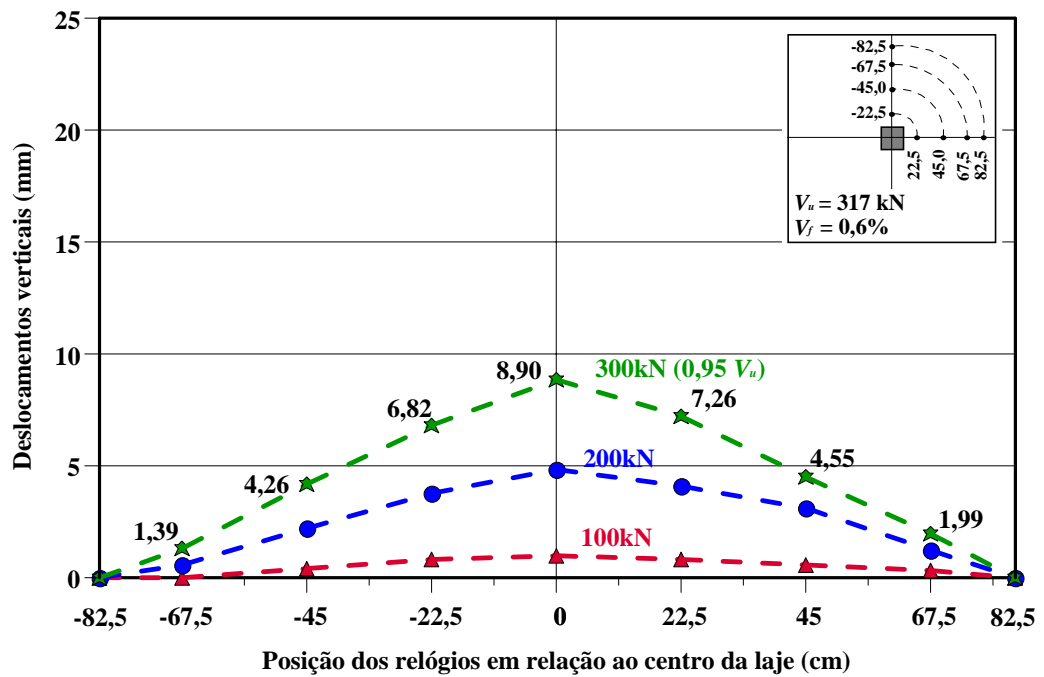


Figura 4.12 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L8

L9

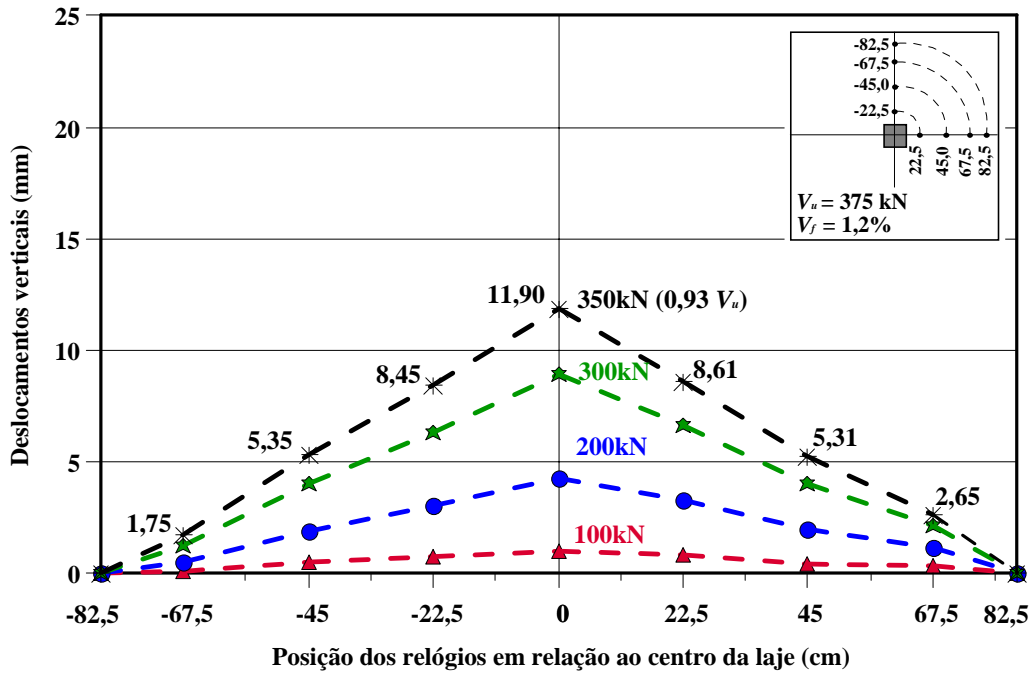


Figura 4.13 - Deslocamento vertical x posição dos relógios em relação ao centro da laje – L9

A Figura 4.14 apresenta o gráfico carga x deslocamento central para todas as lajes ensaiadas.

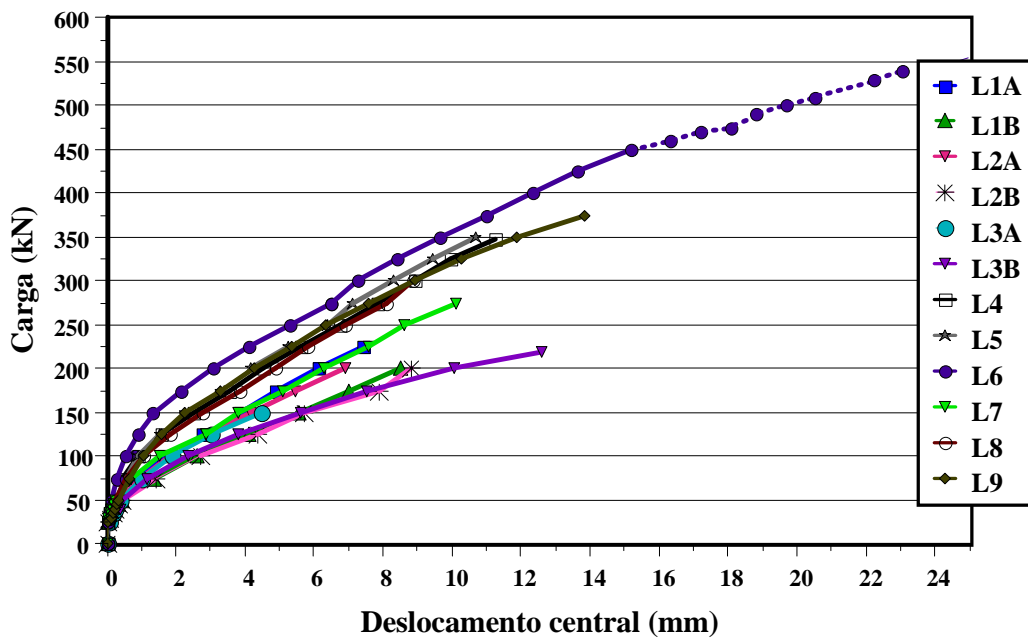


Figura 4.14 - Carga x deslocamento central das lajes ensaiadas

A parte tracejada foi obtida a partir das medições feitas utilizando a trena. A laje L6 com 1,2% de fibras e resistência do concreto à compressão 35,8MPa, que atingiu a maior carga de ruptura (543kN), alcançou os menores valores de deslocamento, em relação às demais, para os mesmos valores de carga, em todos os estágios de carregamento. Os maiores deslocamentos foram registrados para os modelos da série 1B, que tiveram praticamente os mesmos valores de deslocamento em todos os estágios de carregamento.

4.5 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Nas Figuras 4.15 a 4.26 são apresentados os gráficos de deformação da armadura de flexão das lajes ao longo do carregamento. Considera-se, nesses gráficos, a média dos valores medidos em cada ponto monitorado.

Observa-se que as deformações foram maiores no centro da laje, decrescendo no sentido da borda. As deformações nos modelos L5 ($V_f = 0,6\%$), L6 ($V_f = 1,2\%$), L7 ($V_f = 0,0\%$) e L9 ($V_f = 1,2\%$) atingiram o escoamento apenas no ponto central da barra. Nas lajes L4 ($V_f = 0,0\%$) e L8 ($V_f = 0,6\%$), as deformações no ponto central, na última medição feita, foram de aproximadamente 80% da deformação de escoamento e, nas demais, no máximo 60%.

L1A

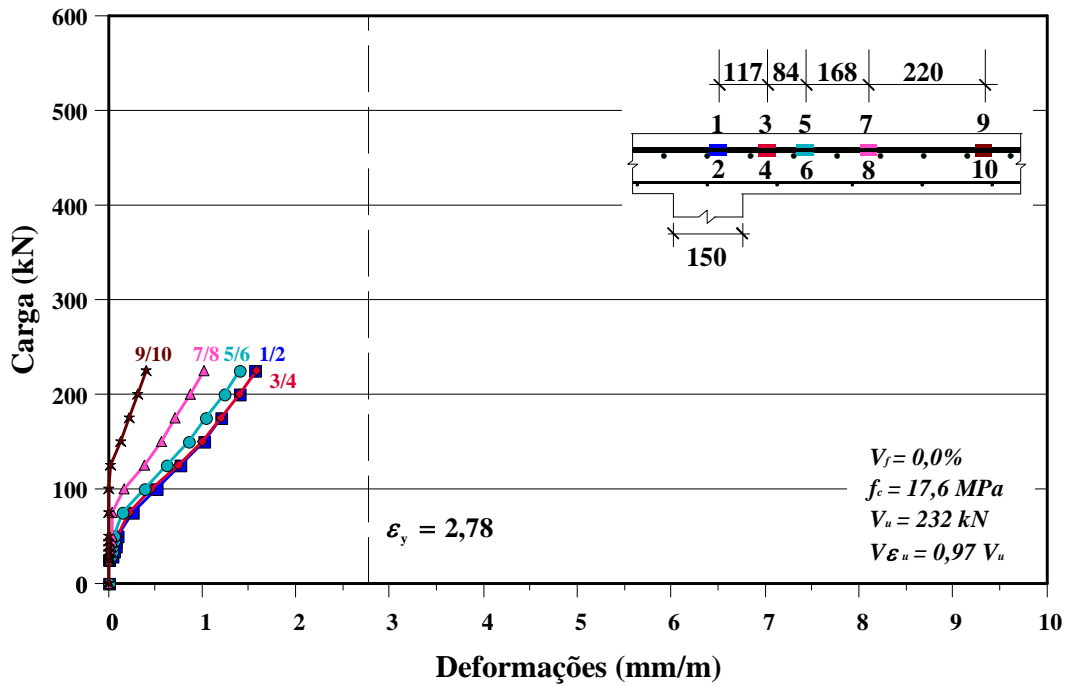


Figura 4.15 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L1A

L2A

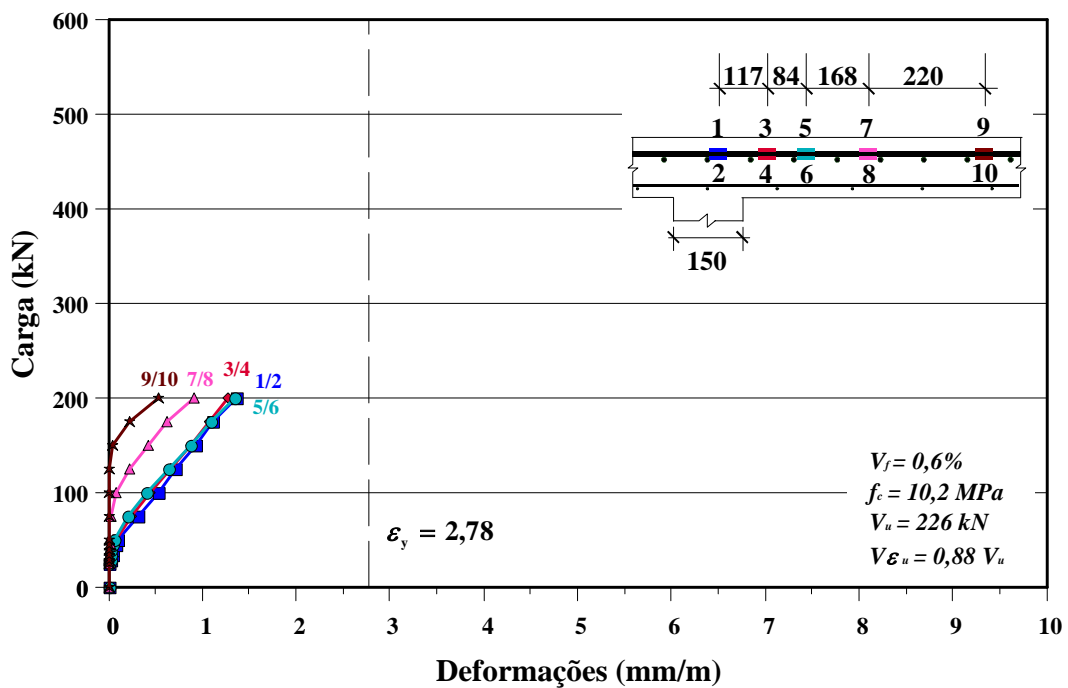


Figura 4.16 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L2A

L3A

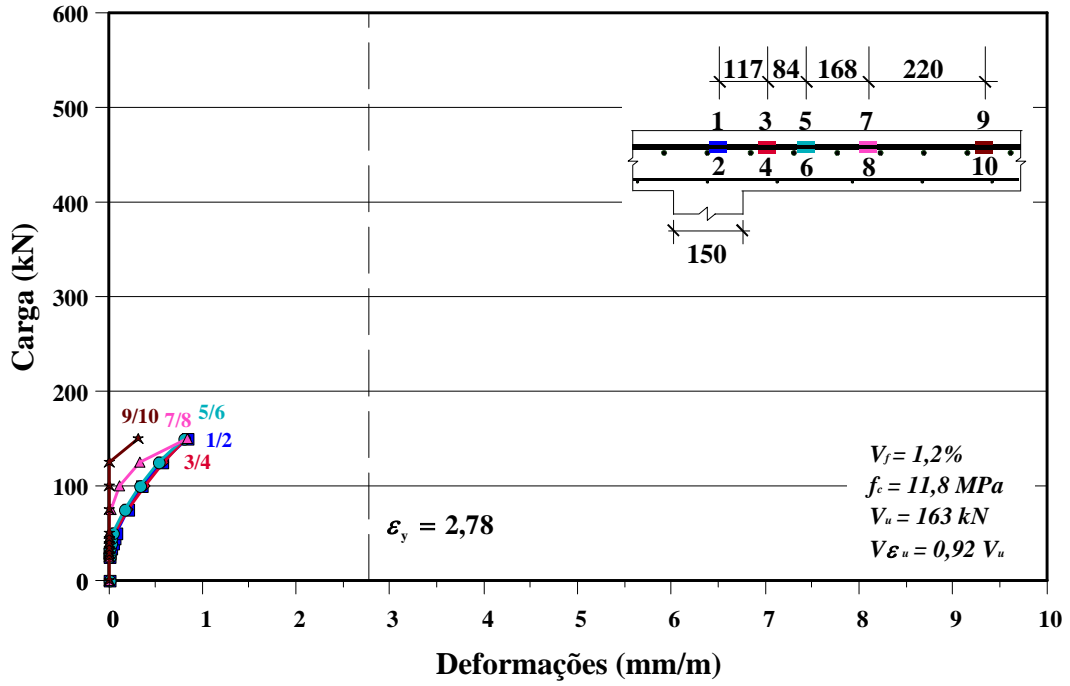


Figura 4.17 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L3A

L1B

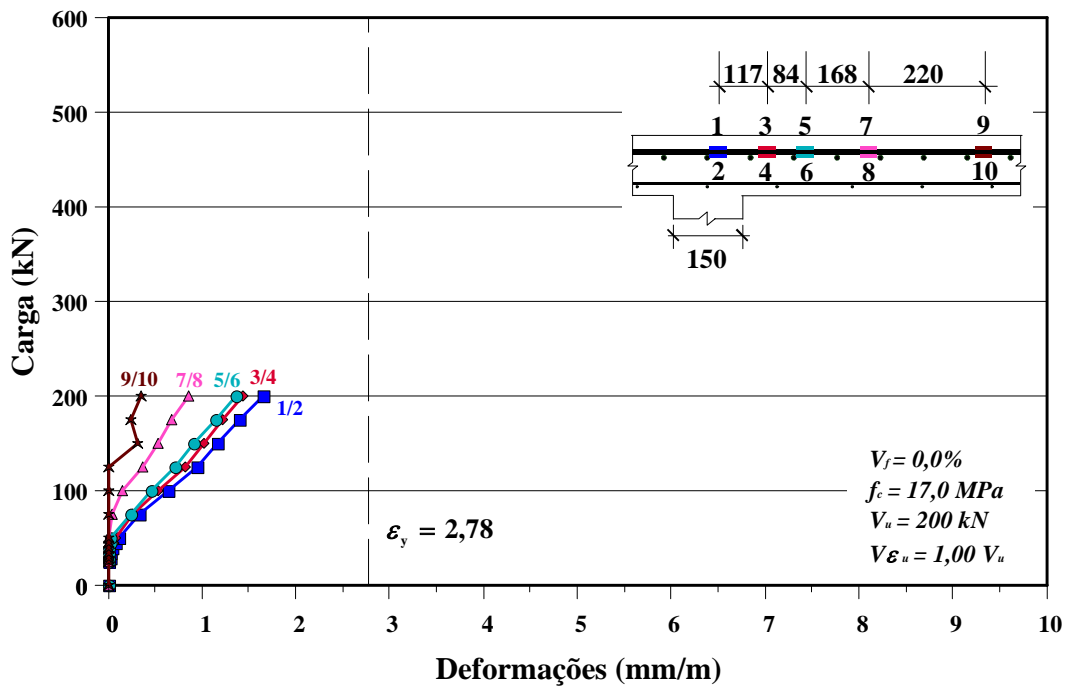


Figura 4.18 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L1B

L2B

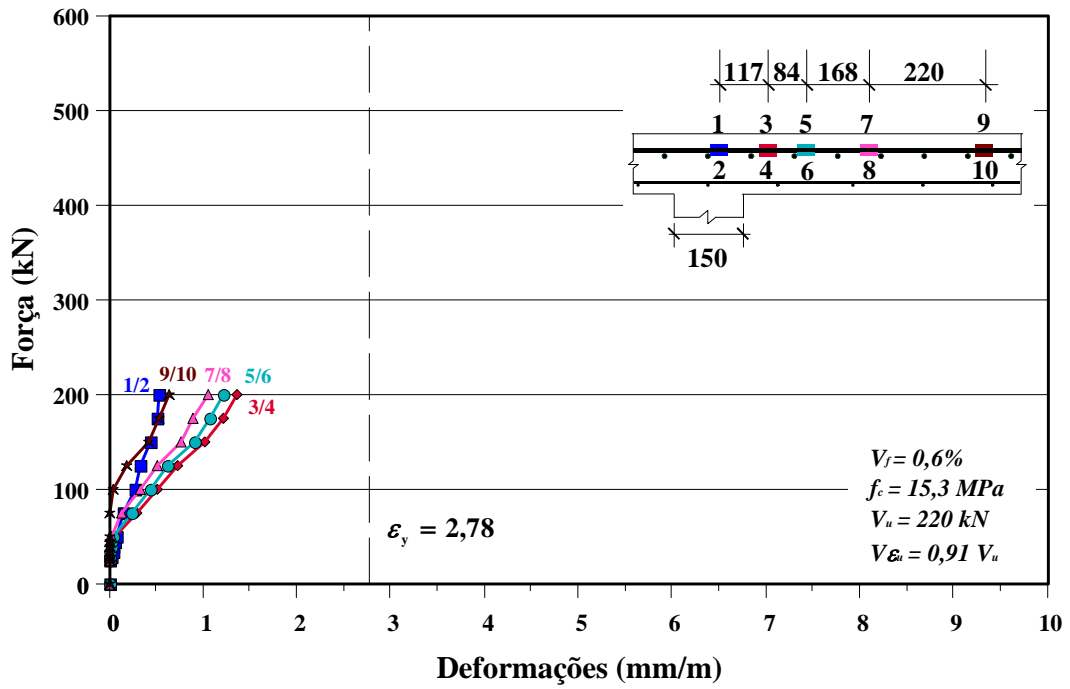


Figura 4.19 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L2B

L3B

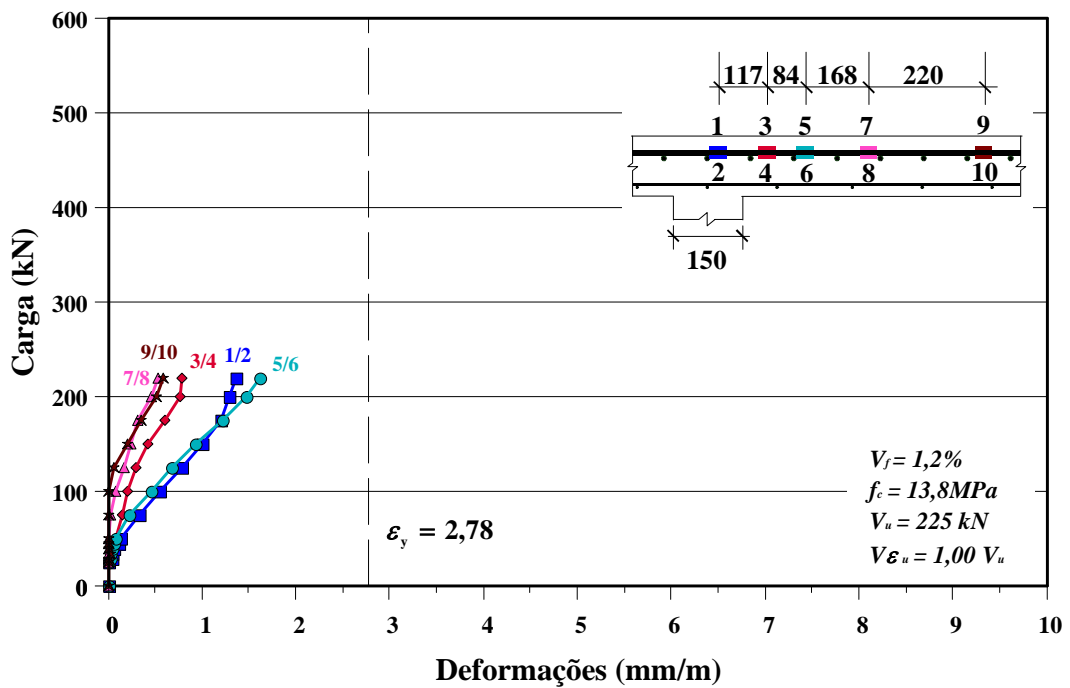


Figura 4.20 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L3B

L4

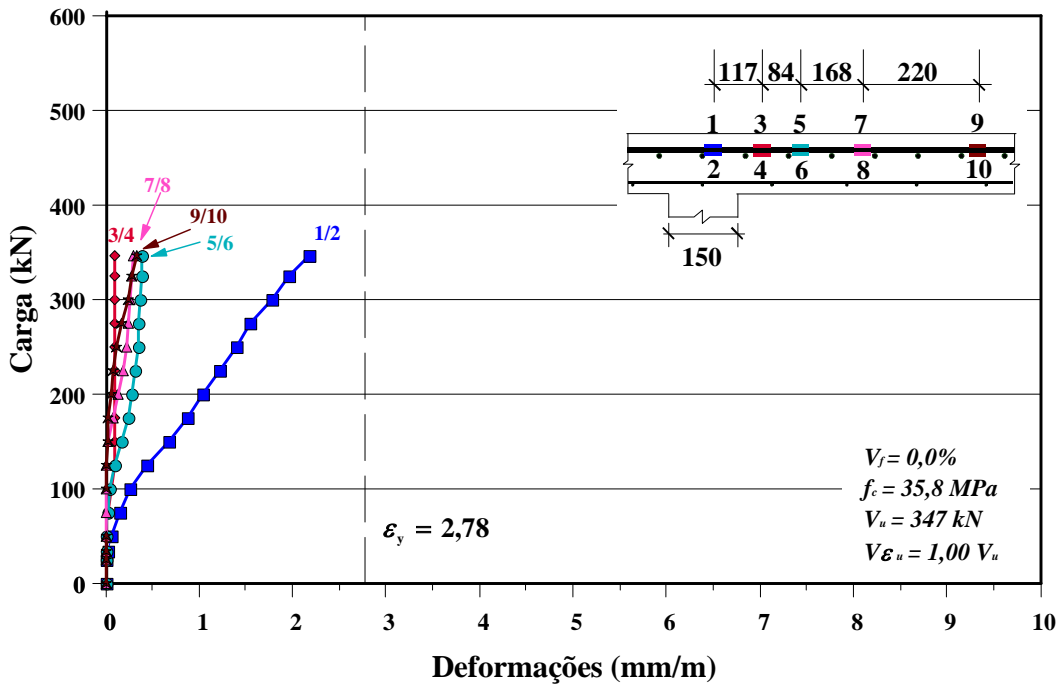


Figura 4.21 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L4

L5

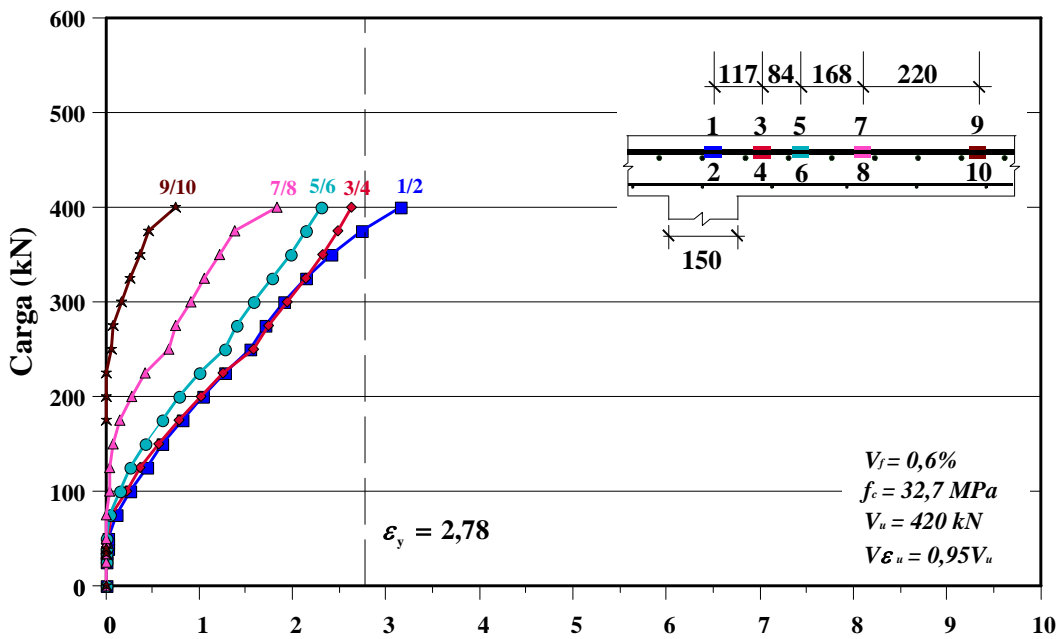


Figura 4.22 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L5

L6

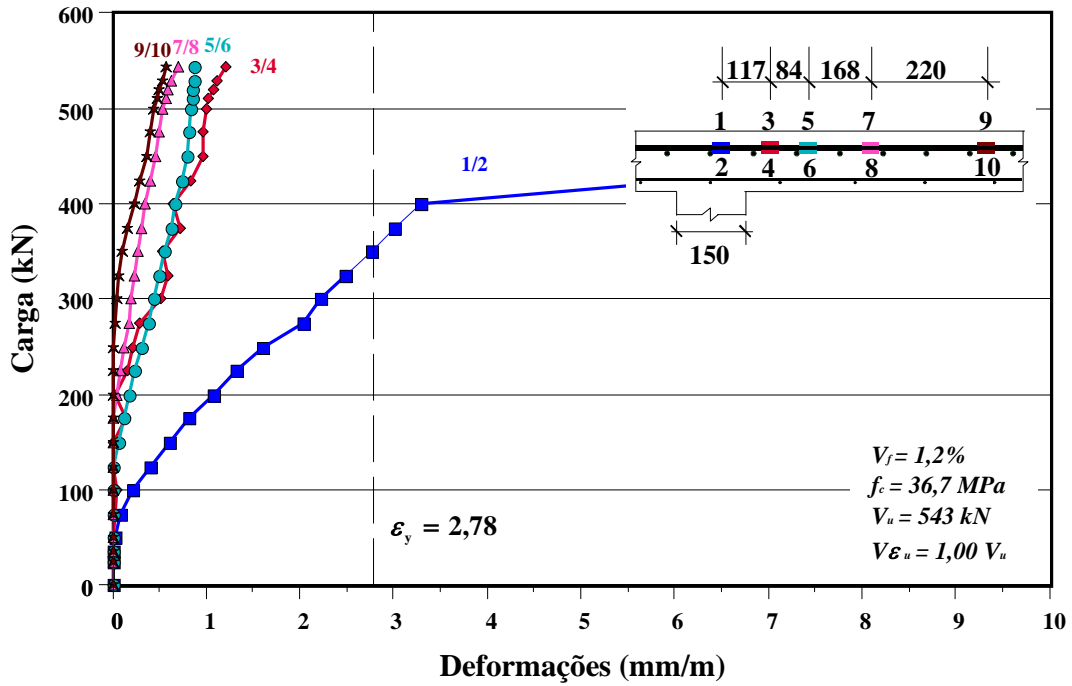


Figura 4.23 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L6

L7

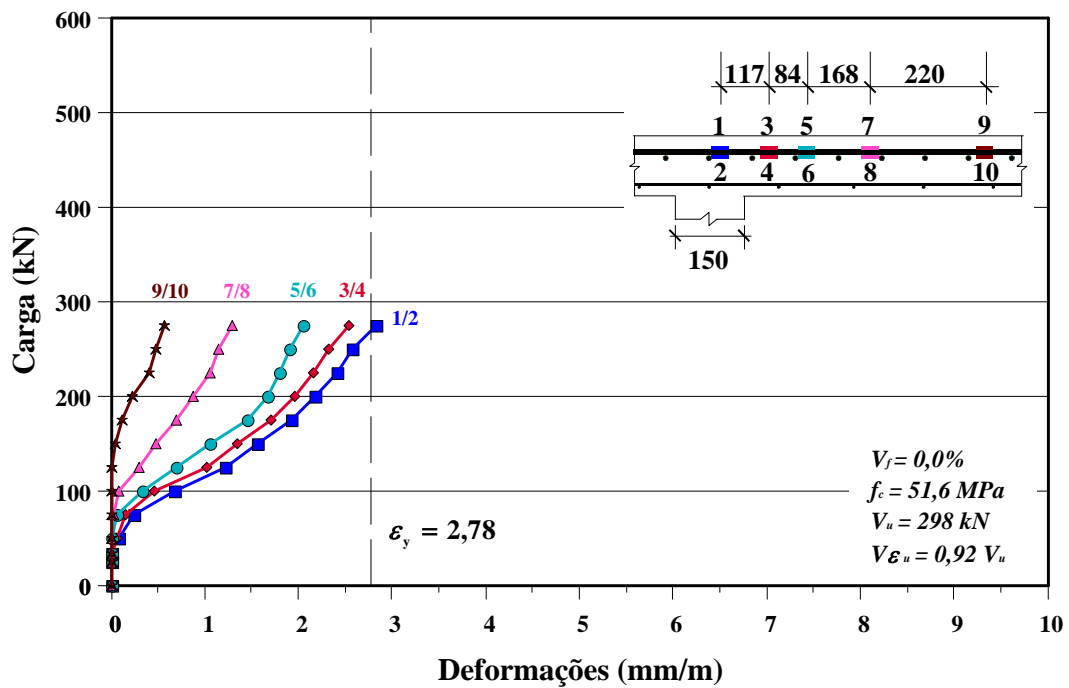


Figura 4.24 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L7

L8

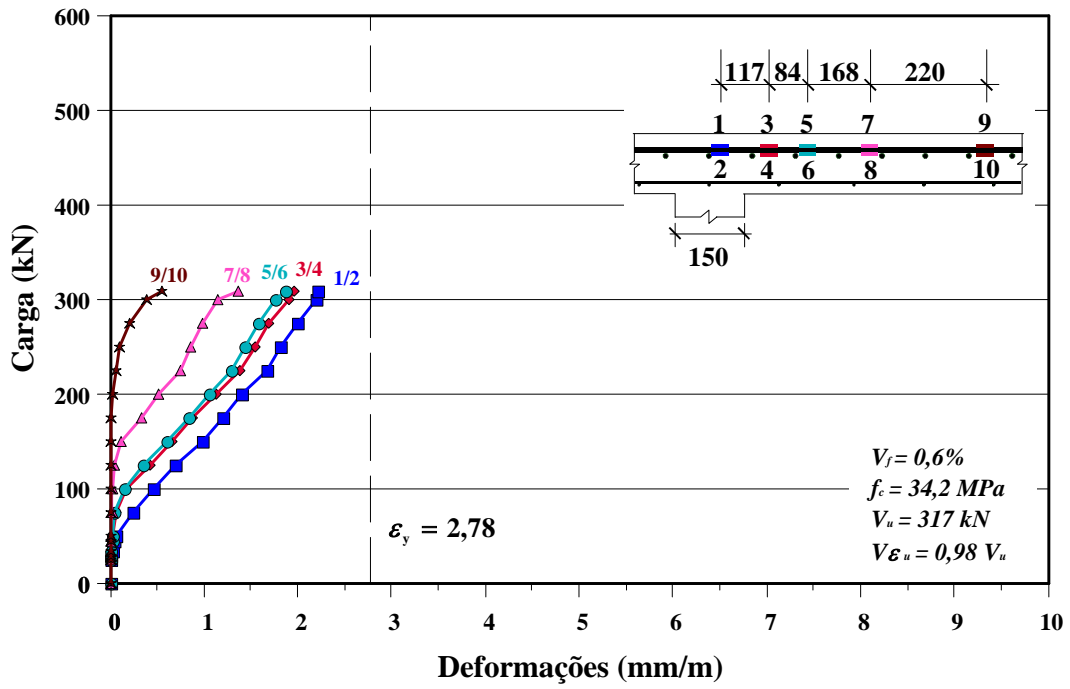


Figura 4.25 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L8

L9

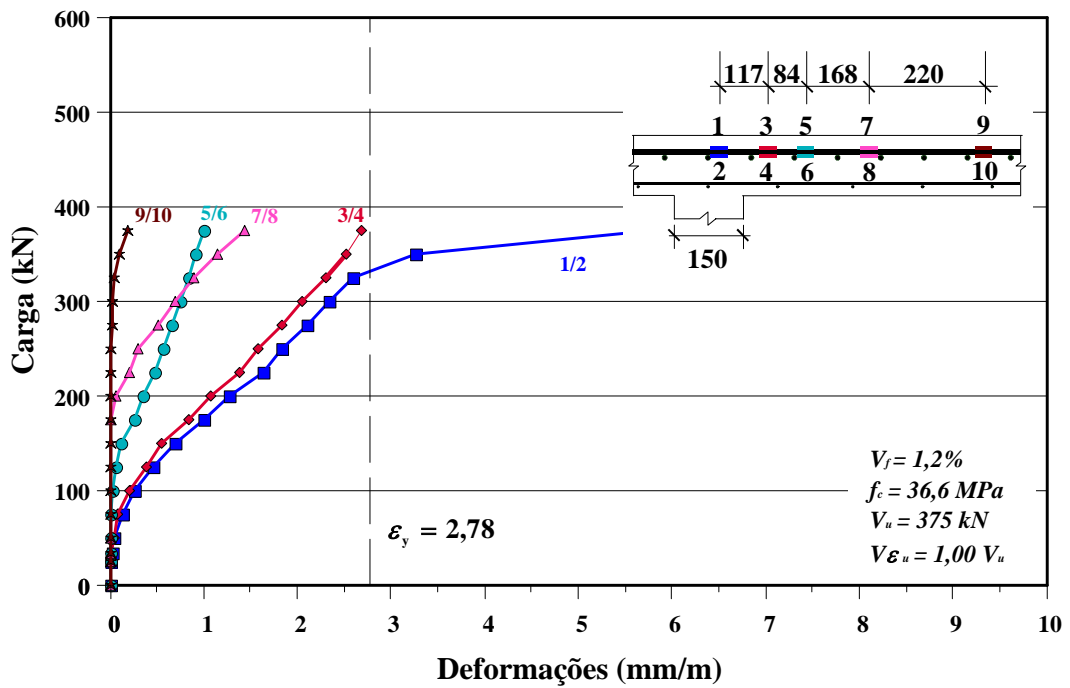


Figura 4.26 - Gráfico de deformação da armadura de flexão da laje L9

4.6 FISSURAS

Em todas as lajes notou-se o mesmo padrão de processo de fissuração: formação de fissuras radiais, se propagando desde a face do pilar até as bordas e fissuras circunferenciais próximas à região do pilar. As cargas correspondentes ao aparecimento da primeira fissura observada visualmente durante os ensaios são apresentadas na Tabela 4.4.

Nas lajes da série 1A, a carga para a qual foi observada a primeira fissura variou de 43% a 46% da carga de ruptura. Para os modelos da série 1B, a relação entre essas cargas foi maior para a laje sem fibras (50%), enquanto nas lajes com fibras este valor foi de aproximadamente 34%. Nas séries 2 e 3, as fissuras surgiram com uma carga de aproximadamente 30% e 35% da carga última, respectivamente.

Nos modelos onde o surgimento da primeira fissura foi do tipo radial, a fissura circunferencial foi observada no estágio de carga posterior.

A influência das fibras na fissuração pode ser observada nas lajes das séries 2 e 3, onde o aparecimento da primeira fissura foi retardado devido à existência de fibras, e a fissuração se tornou mais intensa devido à maior carga de ruptura. Nas Figuras 4.27 a 4.29 são mostrados os aspectos das lajes após a ruptura.

Tabela 4.4 - Carga para a qual foi observada a primeira fissura

série	Laje	V_f (%)	V_u (kN)	Carga da 1ª Fissura * V_r (kN)	$\frac{V_r}{V_u}$
1	L1A	0,0	232	100 kN (radial/circunferencial)	0,43
	L2A	0,6	226	100kN (radial/circunferencial)	0,44
	L3A	1,2	163	75kN (radial/circunferencial)	0,46
	L1B	0,0	200	100kN (radial/circunferencial)	0,50
	L2B	0,6	220	75kN (radial/circunferencial)	0,34
	L3B	1,2	225	75kN (radial)	0,33
2	L4	0,0	347	100kN (radial)	0,29
	L5	0,6	420	125 kN (radial)	0,30
	L6	1,2	543	150 kN (radial)	0,29
3	L7	0,0	298	100kN (radial)	0,34
	L8	0,6	317	125kN (radial)	0,39
	L9	1,2	375	125kN (radial)	0,33

* observação visual.

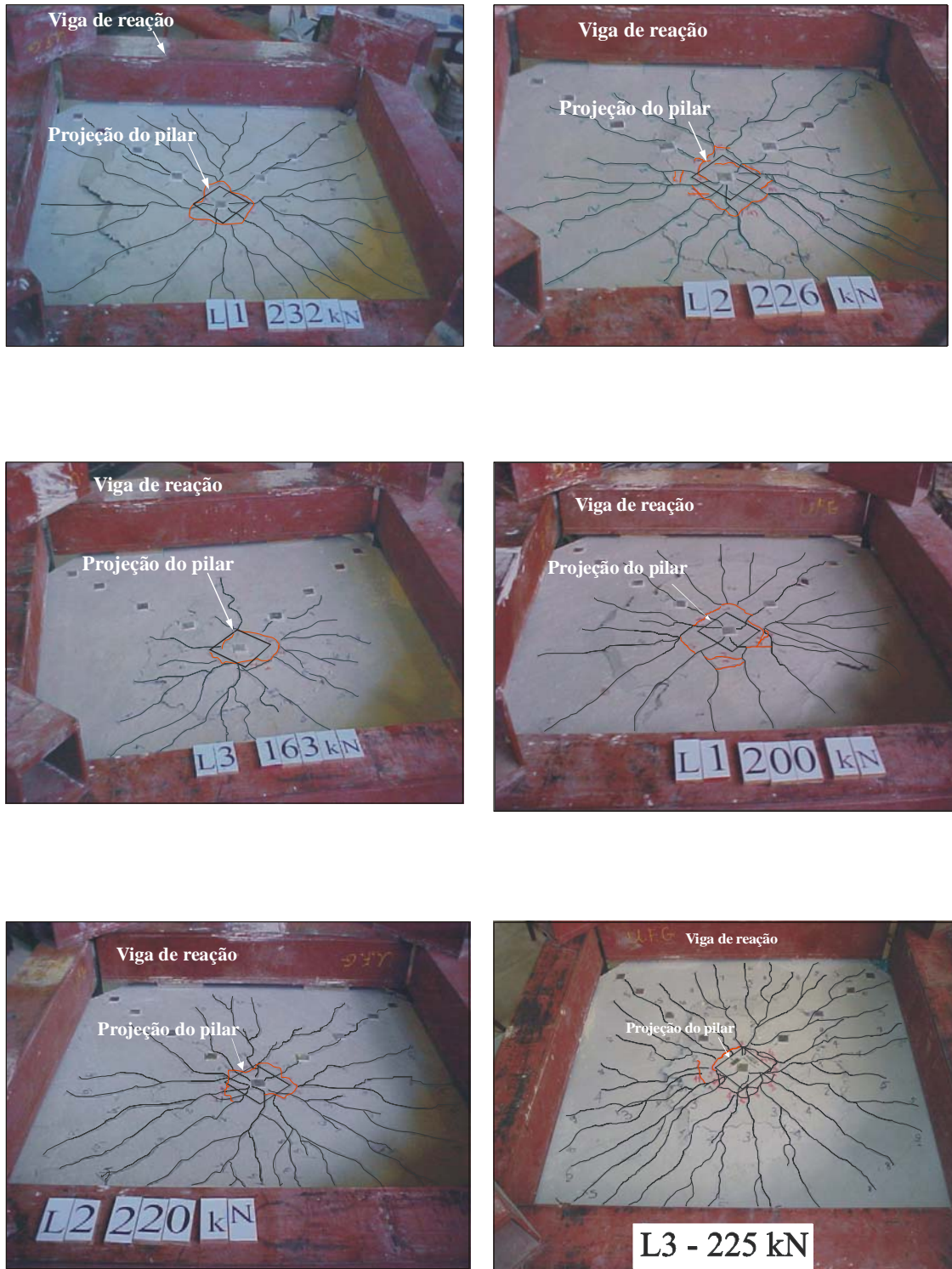


Figura 4.27 – Aspecto das lajes da série 1(1A e 1B) após a ruptura

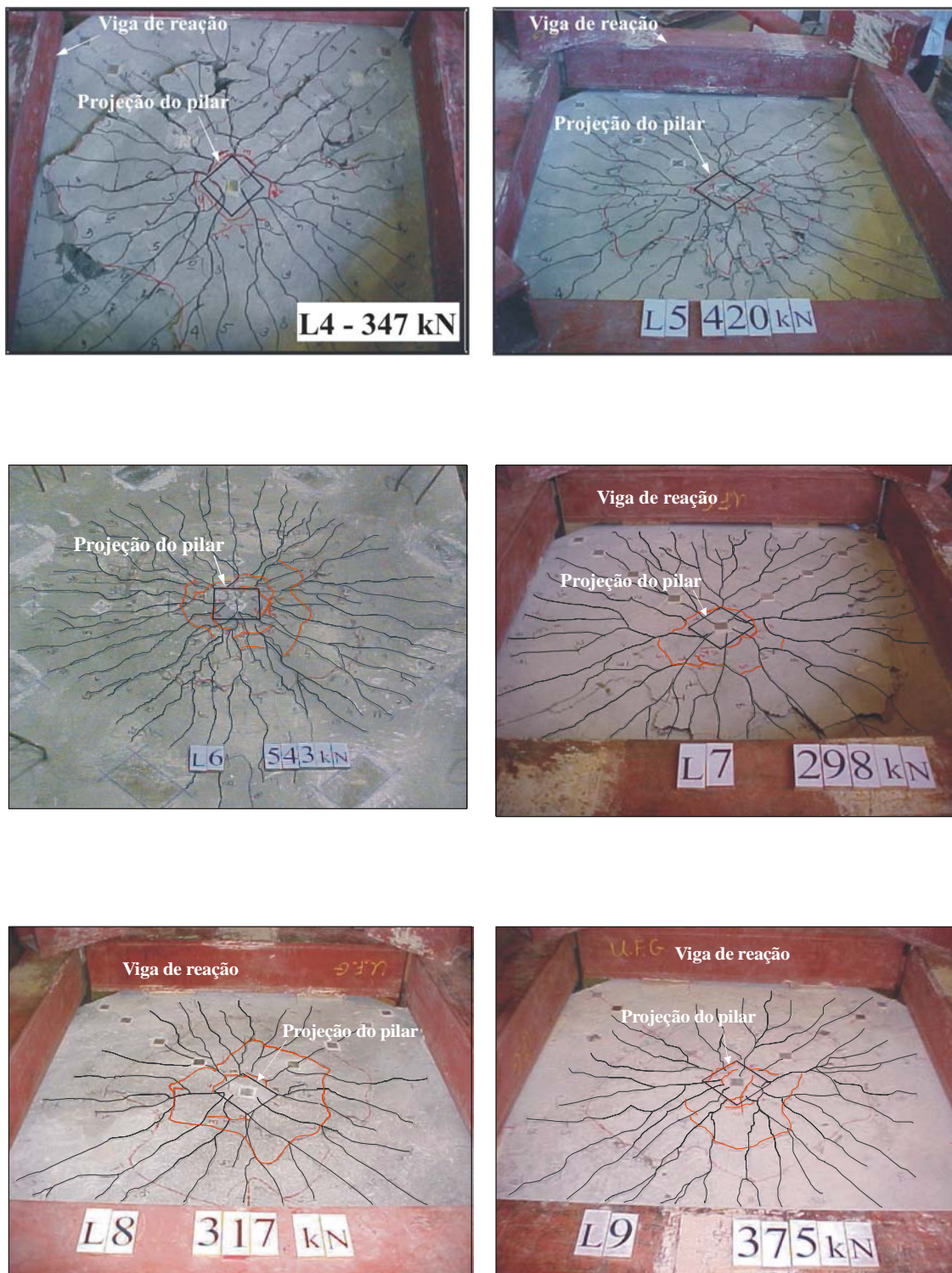


Figura 4.28 – Aspecto das lajes das séries 2 e 3 após a ruptura

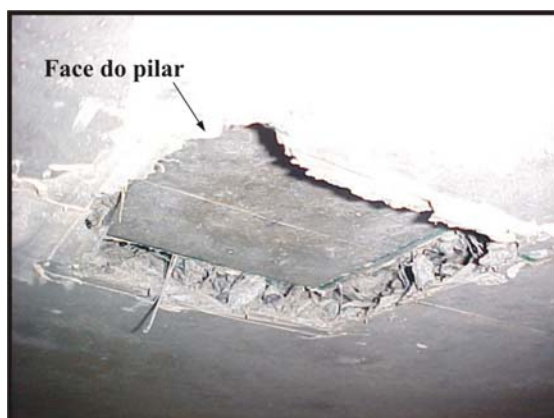


Figura 4.29 – Aspecto típico de todas as lajes após a ruptura – vista inferior

Capítulo 5

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as análises feitas dos resultados obtidos dos ensaios. São feitas considerações quanto às cargas de ruptura, aos deslocamentos verticais, às deformações na armadura de flexão e às fissuras observadas. As cargas de ruptura são comparadas com as cargas estimadas usando expressões de normas e códigos e expressões propostas por pesquisadores.

5.2 CARGAS DE RUPTURA

A Tabela 5.1 apresenta as principais características dos modelos ensaiados e uma comparação entre suas cargas de ruptura. São feitas comparações entre as cargas de ruptura das lajes com fibras (V_{uLi}) e a da laje de referência de cada série (V_{uLr}), entre as cargas de ruptura dos modelos com mesmo volume de fibras e entre essas cargas de lajes com características semelhantes (resistência do concreto à compressão e volume de fibras).

Comparando os modelos L1A e L2A, constata-se que a laje L2A, com maior volume de fibras (0,6%) e altura útil (7% maior), mas com resistência do concreto à compressão 42% menor, teve uma carga de ruptura 3% menor. Dentre os modelos L1A e L3A, de praticamente mesma altura útil, o L3A, com resistência do concreto à compressão 32% menor, apresentou decréscimo de 30% na carga de ruptura, mesmo tendo 1,2% em volume de fibras.

Nos modelos da série 1B, de praticamente mesma altura útil, as cargas de ruptura das lajes cresceram com aumento do volume de fibras. Houve um acréscimo de 10% e 13% nas cargas de ruptura das lajes com fibras L2B e L3B, respectivamente, em relação à laje L1B sem fibras, apesar da resistência à compressão ter sido reduzida em 10% (L2B) e 19% (L3B).

Tabela 5.1 – Principais características das lajes e comparações entre suas cargas de ruptura

série	Laje	V_f (%)	d ($\pm 2\text{mm}$)	f_c (MPa)	V_u (kN)	$\frac{V_{uLi}}{V_{uLr}}$	$\frac{V_{uLi}}{V_{uLrA}}$ (1)	$\frac{V_{uLi}}{V_{uLrB}}$ (2)	$\frac{V_{uLi}}{V_{uLr}}$
1	L1A	0,0	83	17,6	232	-	-	-	1,16 ⁽³⁾
	L2A	0,6	89	10,2	226	0,97	-	-	1,03 ⁽⁴⁾
	L3A	1,2	80	11,8	163	0,70	-	-	-
	L1B	0,0	89	17,0	200	-	-	-	-
	L2B	0,6	88	15,3	220	1,10	-	-	-
	L3B	1,2	88	13,8	225	1,13	-	-	-
2	L4	0,0	90	35,8	347	-	1,50	1,74	-
	L5	0,6	85	32,7	420	1,21	1,86	1,91	1,32 ⁽⁵⁾
	L6	1,2	89	36,7	543	1,56	3,33	2,41	1,45 ⁽⁶⁾
3	L7	0,0	83	51,6	298	-	1,28	1,49	-
	L8	0,6	80	34,2	317	1,06	1,40	1,44	-
	L9	1,2	80	36,6	375	1,26	2,30	1,67	-

⁽¹⁾ em relação à série 1A;

⁽²⁾ em relação à série 1B;

⁽³⁾ relação entre as cargas de ruptura das lajes L1A e L1B;

⁽⁴⁾ relação entre as cargas de ruptura das lajes L2A e L2B;

⁽⁵⁾ relação entre as cargas de ruptura das lajes L5 e L8;

⁽⁶⁾ relação entre as cargas de ruptura das lajes L6 e L9.

As lajes L4, L5 e L6 (série 2) apresentaram variação na resistência do concreto à compressão de no máximo 12% e na altura útil de 6%. Em relação à laje sem fibras, L4, as lajes L5 e L6 tiveram um acréscimo na carga última de 21% e 56%, respectivamente.

Nas lajes da série 3, de praticamente mesma altura útil, as com volumes de 0,6% e 1,2% de fibras (L8 e L9) tiveram aumentos na carga de ruptura de 6% e 26%, respectivamente, com relação à sem fibras, apesar da resistência à compressão ser aproximadamente 30% menor.

Considerando a resistência do concreto à compressão dos modelos sem fibras, observa-se que dentre os modelos L1B e L4, de praticamente mesma altura útil, o L4, com resistência do concreto à compressão igual a duas vezes a de L1B, teve aumento na carga última de 74%. O modelo L7, com resistência do concreto à compressão aproximadamente três vezes a do L1B e altura útil 7% menor teve resistência à punção 49% maior.

Entre os modelos com adição de 0,6% de fibras, o L5, de concreto com resistência à compressão igual ao dobro da do concreto do L2B e altura útil 4% menor, teve carga de ruptura 91% maior. Comparando as lajes L2B e L8, verifica-se acréscimo na carga de ruptura da L8 de 44%, com altura útil 10% menor e resistência do concreto à compressão igual a 2,23 vezes a do L2B.

Dos modelos L5 e L8, de concreto com praticamente mesma resistência à compressão, o L5, com altura útil 6% maior, teve carga de ruptura 32% maior.

Considerando os modelos L3A e L9, com 1,2% de fibras e mesma altura útil, observa-se que o L9, de concreto com resistência à compressão igual aproximadamente três vezes a da L3A, apresentou uma carga de ruptura 130% maior. Dentre os modelos L3B e L6, de praticamente mesma altura útil, a laje L6 de concreto com resistência à compressão 2,66 vezes a do L3B, teve acréscimo de 141% na carga última. Nas lajes L6 e L9, de concretos com resistências à compressão próximas e altura efetiva 10% maior na L6, o aumento na carga de ruptura da L6 em relação à da laje L9 foi de 45%.

Face às diferenças nas resistências à compressão do concreto e alturas úteis das lajes, ficou difícil analisar o efeito das fibras na capacidade resistente à punção. Entretanto, em função do gráfico *carga de ruptura x volume de fibras* da Figura 5.1 é possível identificar certas tendências:

- as fibras de aço podem aumentar a resistência à punção. Isto pode ser melhor evidenciado nas lajes de concretos de resistência à compressão mais elevada (35 e 50MPa), onde as fibras aparentemente são mais efetivas;
- a resistência à punção tende a ser crescente com o aumento do volume de fibras (série 1B, 2 e 3);

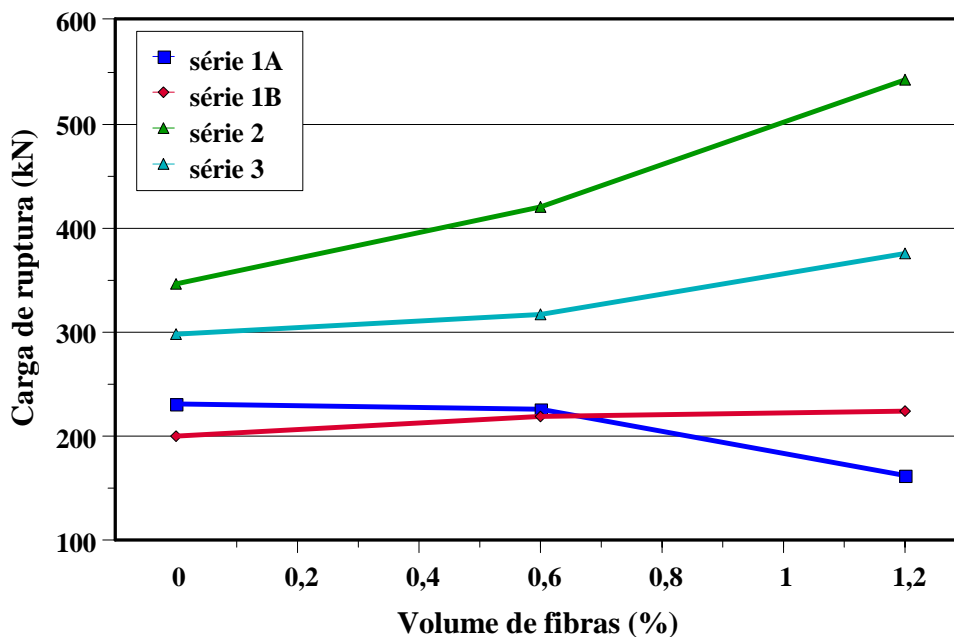


Figura 5.1 - Carga de ruptura x volume de fibra das lajes ensaiadas

A Tabela 5.2 apresenta as cargas de ruptura e as principais características das lajes ensaiadas por SILVA (2003), MUSSE (2004) e SOUZA (2004), de mesma taxa de armadura de flexão, posicionamento e dimensão do pilar (150x150mm) das lajes desta pesquisa.

Tabela 5.2 – Cargas de ruptura e principais características de lajes ensaiadas anteriormente

	Laje	f_c (MPa)	d (mm)	V_f (%)	V_u (kN)
SILVA (2003)	L1	39,6	90	-	273
MUSSE (2004)⁽¹⁾	L1	41,6	91	-	309
	LF1	35,8	90	0,9	390
SOUZA (2004)	L1	35,5	91	-	274

⁽¹⁾ fibra DRAMIX RC 80/60 BN com ganchos nas extremidades.

As lajes ensaiadas por SILVA (2003) e SOUZA (2004) tiveram cargas de ruptura e alturas úteis aproximadamente iguais, apesar da resistência do concreto à compressão da laje de SILVA (2003) ser 12% maior. Quando essas cargas são comparadas

à carga de ruptura da laje L4 deste estudo, de mesma altura útil, constata-se um aumento de 27% na carga de ruptura de L4 para uma resistência do concreto à compressão 10% menor (laje de SILVA, 2003). Em relação à laje sem fibras ensaiada por MUSSE (2004), observa-se um aumento de 13% na carga última de L4, de praticamente mesma altura útil e resistência do concreto à compressão 14% menor.

Considerando as lajes L5 e L6 com fibras (série 2) e a LF1 de MUSSE (2004), com praticamente a mesma resistência do concreto à compressão, observa-se um decréscimo de 8% na carga de ruptura de LF1 (0,9% de fibras) em relação à da laje L5, com 0,6% de fibras e altura útil 6% menor. A laje L6, com 1,2% de fibras e praticamente a mesma altura útil da LF1, teve carga última 39% maior que a de LF1. Fatores como o procedimento de compactação do material e/ou preparação do concreto com fibras podem ter influenciado os resultados obtidos.

5.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A Figura 5.2 apresenta os gráficos dos deslocamentos verticais centrais ao longo do carregamento, para cada série de lajes.

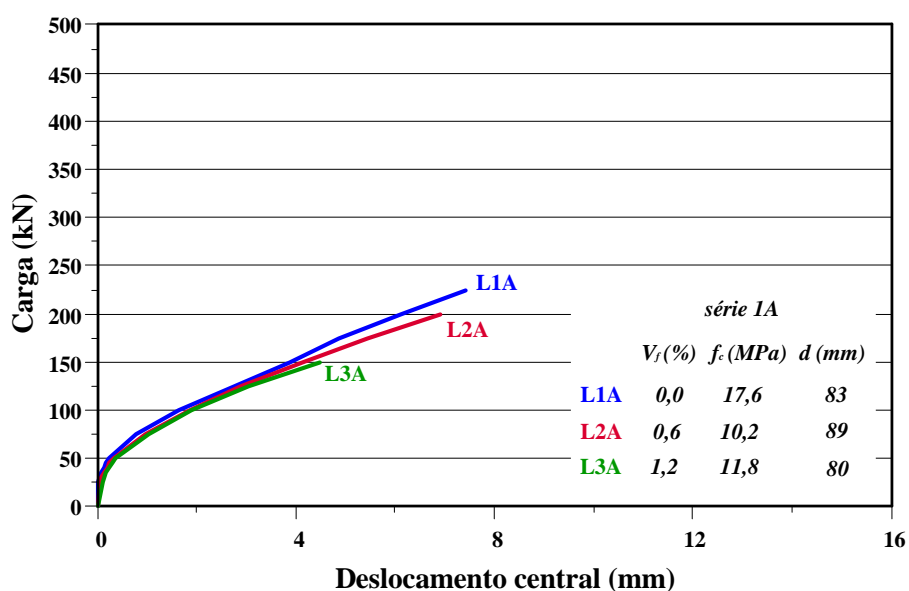


Figura 5.2 - Gráfico dos deslocamentos centrais ao longo do carregamento das lajes

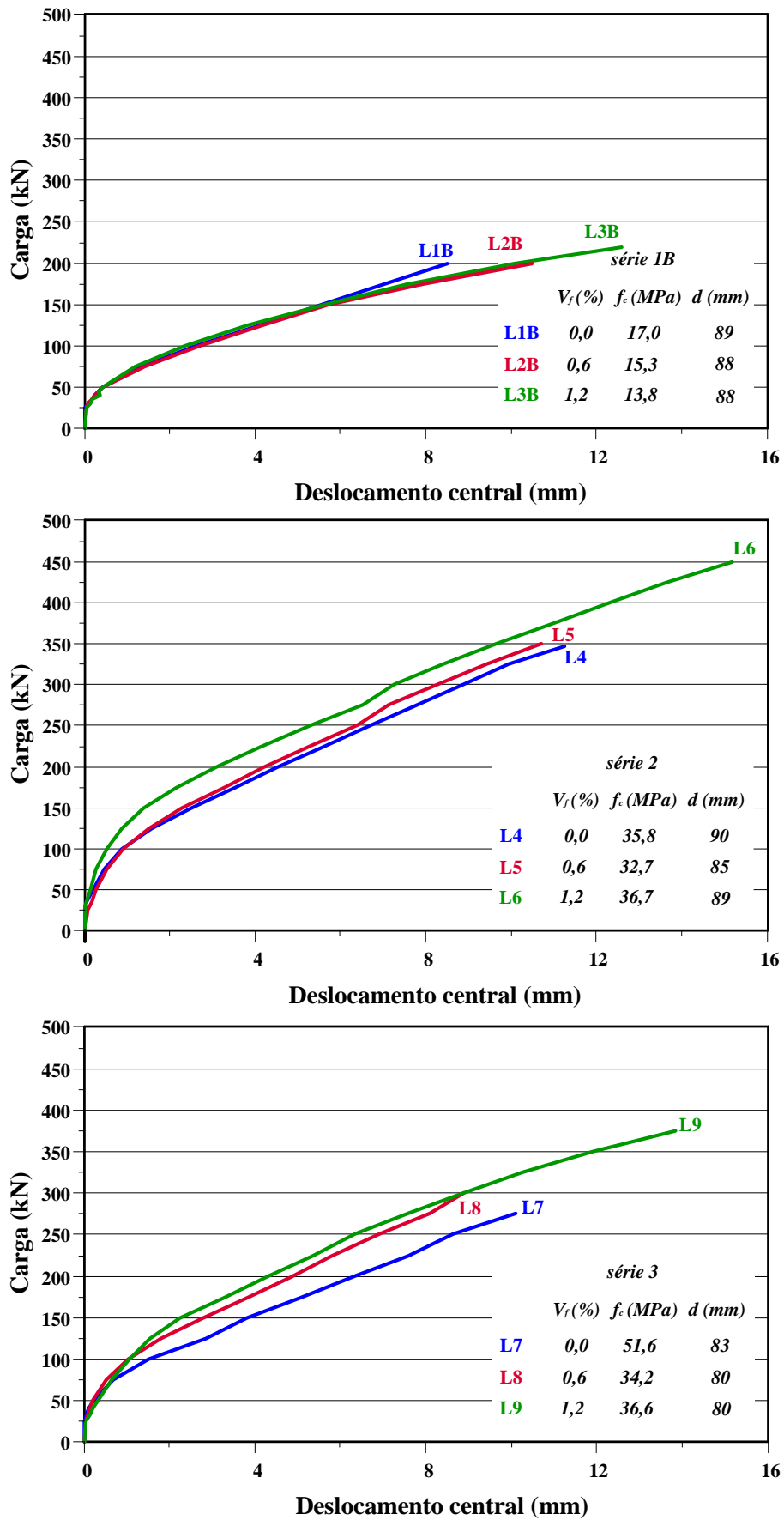


Figura 5.2 - Gráfico dos deslocamentos centrais ao longo do carregamento das laje - continuação

Os deslocamentos verticais centrais das lajes da série 1A foram praticamente iguais até o carregamento de 100kN. Comparando os modelos L1A e L2A, observa-se que a laje L2A, com resistência do concreto à compressão 42% menor, mas com 0,6% de fibras e altura útil 7% maior teve valores de deslocamentos 13% maiores para a carga de 200kN. A L3A atingiu deslocamentos 8% e 16% maiores em relação à L2A e L1A, respectivamente, para a carga de 150kN.

Na série 1B, os deslocamentos verticais centrais foram praticamente iguais até a carga 150kN. Para os carregamentos posteriores, a L1B, de praticamente mesma altura útil e resistências do concreto à compressão 11% e 23% maiores que as lajes L2B e L3B, respectivamente, teve deslocamentos aproximadamente 15% menores. As lajes L2B e L3B tiveram deslocamentos praticamente iguais até a carga última da L2B, sendo que a L3B teve resistência do concreto à compressão 11% menor e maior volume de fibras.

Assim como nas cargas de ruptura, as diferenças nas resistências do concreto e alturas úteis dos modelos não permitiram que a influência das fibras fosse evidenciada nas séries 1A e 1B.

O efeito das fibras, entretanto, fica claro ao se compararem as lajes da série 2, com pequenas variações na altura útil e na resistência do concreto à compressão. A adição das fibras proporcionou uma diminuição nos deslocamentos com o aumento do teor de fibras no concreto. Até a carga de 350kN, os deslocamentos verticais centrais foram reduzidos em aproximadamente 6% para 0,6% de fibras e 26% para o dobro deste volume, indicando uma maior rigidez desses modelos. No gráfico *carga x deslocamento central* para as lajes dessa série, pode-se observar o ganho de ductilidade na laje L6, com 1,2% de fibras, em relação à laje L4, sem fibras.

Considerando as lajes L8 e L9 (série 3), de mesma altura útil e praticamente mesma resistência do concreto à compressão, os valores de deslocamento da L8 foram aproximadamente 15% maiores em todos os estágios de carregamento, após a carga de 150kN. Das lajes L7 e L9, de alturas úteis muito próximas, a L9, de concreto com resistência à compressão 30% menor e 1,2% de fibras, teve deslocamentos centrais aproximadamente 19% menores, para um mesmo estágio de carregamento, após a carga de 100kN. As lajes com fibras (L8 e L9), apesar da queda na resistência do concreto à compressão, se mostraram mais rígidas que a L7, sem fibras.

Nos gráficos da Figura 5.2, podem ser identificadas as mudanças de inclinação da curva *carga x deslocamento vertical central*. O primeiro estágio termina quando ocorre a fissuração do concreto.

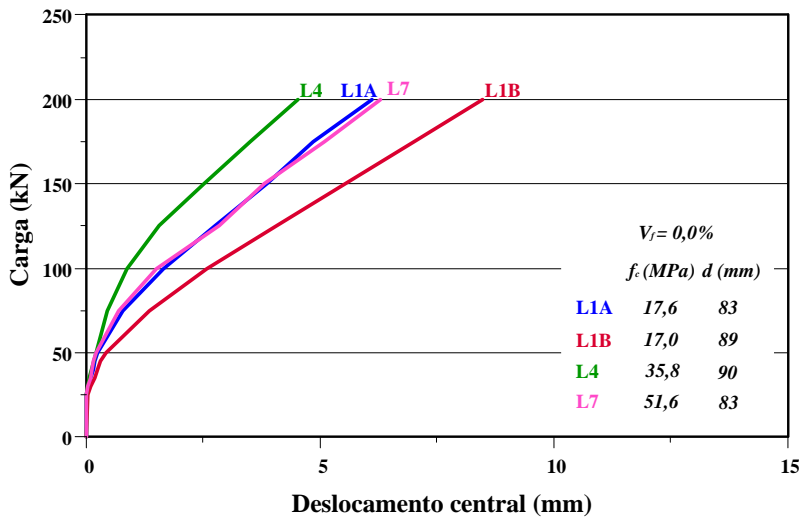
Nas lajes da série 1, a mudança de inclinação ocorreu na carga de 75kN. Como a capacidade resistente dessas lajes foi reduzida pela queda da resistência do concreto à compressão, a atuação das fibras como ponte de transferência de tensões que seria desenvolvida com a ocorrência da fissuração não foi efetiva.

Nos modelos da série 2, a primeira mudança de inclinação ocorreu na carga de 100kN para as lajes L4 e L5 e 150kN para L6. Na laje L4, verificou-se um terceiro trecho a partir a carga de 325kN, no qual houve maior perda da rigidez. O mesmo não pôde ser verificado nas lajes L5 e L6, com fibras, onde até foram feitas medições de deslocamento, notaram-se dois trechos distintos.

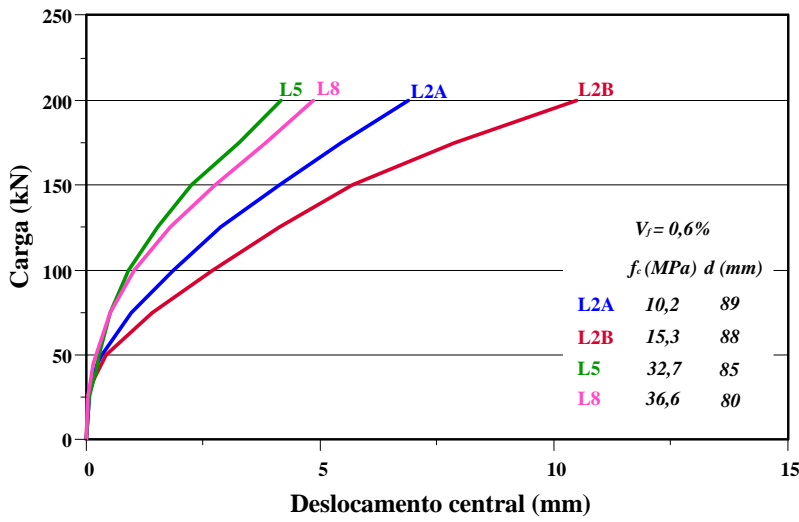
Na série 3, a mudança de inclinação do gráfico se inicia na carga de 75kN para a laje L7, 90kN e 100kN para as lajes L8 e L9, respectivamente. Na laje L7, assim como na L4, foram verificados três estágios distintos, com o terceiro indicando maior perda da rigidez próximo à ruptura. Nas demais lajes, até onde os deslocamentos foram medidos, o gráfico indica dois trechos: antes e após a fissuração.

Na Figura 5.3 são apresentados gráficos dos deslocamentos centrais das lajes para cada volume de fibra utilizado, até a carga de 200kN, e também as tabelas relacionando o maior deslocamento obtido (lajes da série 1B) com os alcançados pelas demais lajes na carga de 200kN.

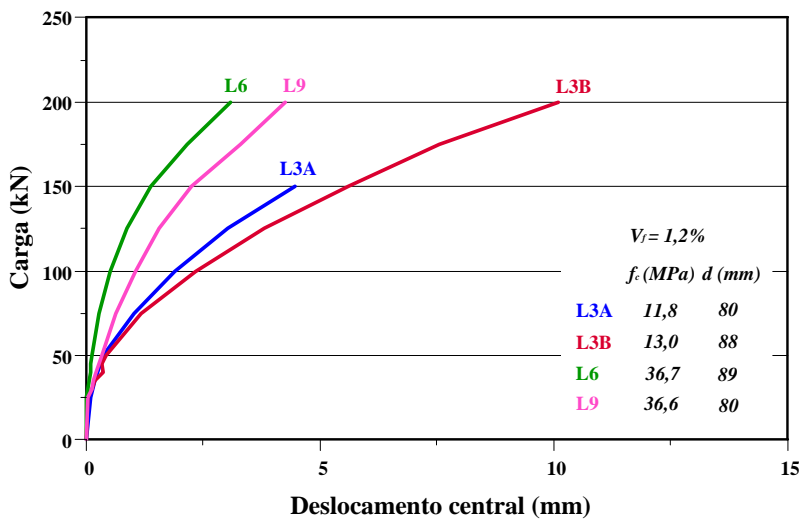
Nas lajes sem fibras, os maiores deslocamentos foram alcançados pela laje L1B. Em relação à laje L1B, os deslocamentos das lajes L1A, L4 e L7 foram de 0,72; 0,53 e 0,74, respectivamente. Considerando as lajes L1A e L1B, de praticamente mesma altura útil e resistências do concreto à compressão, os deslocamentos centrais alcançados pela L1A a partir da carga de 100kN foram aproximadamente 30% inferiores para os mesmos valores de carga. As lajes L1A e L7, de mesma altura útil, apresentaram deslocamentos muito próximos, apesar da resistência do concreto à compressão de L7 ser 2,93 vezes a da L1A. A laje L4 alcançou os menores deslocamentos.



Laje	δ (mm)	$\frac{\delta_{L_i}}{\delta_{L_{1B}}}$
L1A	6,11	0,72
L1B	8,5	1,00
L4	4,53	0,53
L7	6,31	0,74



Laje	δ (mm)	$\frac{\delta_{L_i}}{\delta_{L_{2B}}}$
L2A	6,91	0,66
L2B	10,48	1,00
L5	4,19	0,40
L8	4,88	0,47



Laje	δ (mm)	$\frac{\delta_{L_i}}{\delta_{L_{3B}}}$
L3A	4,49*	0,44
L3B	10,09	1,00
L6	3,09	0,31
L9	4,28	0,42

* Carga de 150kN

Figura 5.3 - Gráficos dos deslocamentos centrais ao longo do carregamento das lajes

Nas lajes com 0,6% de fibras, os menores deslocamentos foram os da laje L5 e os maiores os da L2B. Em relação à laje L2B, os deslocamentos das lajes L2A, L5 e L8 foram de 0,66; 0,40 e 0,47, respectivamente. Dentre os modelos L2A e L2B, de praticamente mesma altura útil, o L2A teve os menores deslocamentos, apesar da resistência à compressão do concreto ter sido 33% menor. Comparando as lajes L5 e L8, observa-se que a L5, com altura útil 6% maior e resistência à compressão do concreto 11% menor, teve deslocamentos aproximadamente 15% inferiores para a carga de 200kN.

Nos modelos com 1,2% de fibras, dentre as lajes da série 1 (L3A e L3B), os deslocamentos da L3A foram 20% menores para a carga de 150kN, tendo havido uma diferença de 10% na altura útil e de aproximadamente 20% na resistência do concreto à compressão. A laje L3B atingiu os menores deslocamentos: 0,44; 0,31 e 0,42 em relação aos das lajes L3A, L6 e L9, respectivamente, para a carga de 200kN. Dos modelos L6 e L9, de praticamente mesma resistência do concreto à compressão, a L6, com altura útil 11% maior, teve deslocamentos 28% menores para carga de 200kN.

A Figura 5.4 apresenta o gráfico com as rotações para a carga de 200kN para todas as lajes, com exceção da L3A, que foi para a carga de 150kN. Os valores das rotações foram calculados fazendo a relação entre o deslocamento central medido nas cargas de 200kN ou 150kN e o raio da circunferência ($r = 825\text{mm}$) que representa a região entre as seções de momentos fletores nulos. Na série 1A, a maior rotação foi para laje L2A. Na série 1B, as rotações mostraram uma tendência de aumento com a adição das fibras. As lajes L2B e L3B tiveram aumentos de 23% e 19%, respectivamente, em relação à laje L1B.

Nas séries 2 e 3, as rotações foram decrescentes com o aumento do volume de fibras. A laje L6 (1,2% de fibras), até a carga de 200kN, teve a menor rotação. Os modelos da série 3 com 0,6% e 1,2% de fibras apresentaram, em relação ao modelo sem fibras, rotações iguais a 0,77 e 0,68, respectivamente.

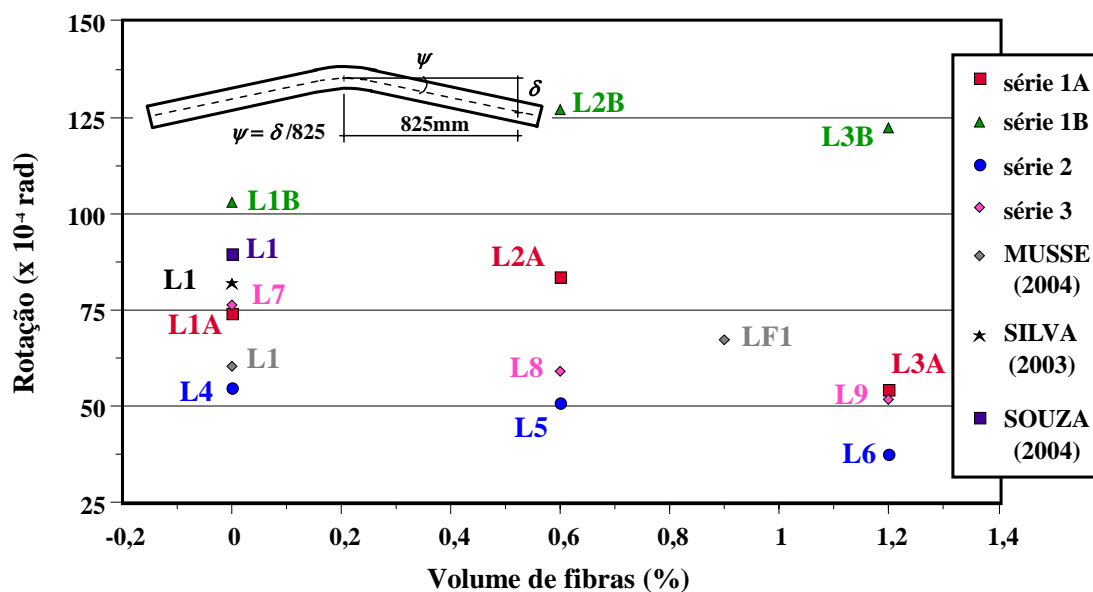


Figura 5.4 - Rotações das lajes

SILVA (2003), MUSSE (2004) e SOUZA (2004) ensaiaram lajes similares às desta pesquisa. A laje de SILVA (2003), L1, similar à laje L4 desta pesquisa, teve deslocamento central para a carga de 200kN igual a 6,76mm e rotação de $81,9 \times 10^{-4}$. Nos modelos ensaiados por MUSSE (2004), L1 e LF1, também similares à laje L4 e com volumes de fibras de 0,0% e 0,9%, os deslocamentos para a carga de 200kN foram de 5,00mm e 5,54mm e as rotações de $60,6 \times 10^{-4}$ e $67,2 \times 10^{-4}$, respectivamente. A laje ensaiada por SOUZA (2004), L1, de mesmas características da laje L4, atingiu uma rotação de $89,8 \times 10^{-4}$ e deslocamento vertical central igual a 7,41mm para a carga de 200kN.

Considerando os modelos de SILVA (2003) e SOUZA (2004), observa-se que as rotações foram 7% e 17% maiores que a da laje L7, com concreto de resistência à compressão aproximadamente 40% maior. A laje L1, sem fibras ensaiada por MUSSE (2004), teve rotação 10% maior que a da L4, com praticamente mesma altura útil e resistência do concreto à compressão 16% maior. A rotação do modelo de MUSSE (2004), com de 0,9% de fibras (LF1), foi maior que a das lajes L8 e L9, com praticamente mesmas resistências do concreto à compressão.

5.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Na Figura 5.5 encontram-se os gráficos de deformação da armadura de flexão das lajes ao longo do carregamento, dada pela média dos valores medidos no ponto central monitorado. As deformações dos modelos L5 ($V_f = 0,6\%$), L6 ($V_f = 1,2\%$), L7 ($V_f = 0,0\%$) e L9 ($V_f = 1,2\%$) atingiram o escoamento apenas no ponto central da barra. Nas lajes L4 ($V_f = 0,0\%$) e L8 ($V_f = 0,6\%$), as deformações no ponto central para as últimas medições realizadas, relativas a aproximadamente 95% da carga última, foram de aproximadamente 80% da deformação de escoamento, e nas demais lajes no máximo 60%.

Considerando os modelos da série 1A, constata-se que as deformações atingidas foram decrescentes com o aumento do volume de fibras. A laje L3A alcançou valor de deformação 18% menor que a L1A, para a carga de 150kN. Dentre os modelos L1A e L2A, observa-se que a L2A, com 0,6% de fibras, atingiu valor de deformação 9% menor, para a carga de 150kN.

Na série 1B, as menores deformações foram atingidas pela L2B, com valores 68% e 60% inferiores aos das L1B e L3B, respectivamente, para a carga de 200kN. Em relação à L1B, as deformações atingidas pela L3B foram 22% menores para a mesma carga.

Nos modelos da série 2, a armadura foi mais solicitada na medida em que se aumentou o volume de fibras. Comparando as deformações alcançadas para a carga de 350kN, o aumento foi de aproximadamente 11% na laje L5, com 0,6% de fibras, e 27% na L6, com 1,2% de fibras, em relação à laje sem fibras.

Na série 3, as armaduras das lajes L7 e L9 atingiram o escoamento. Considerando os modelos L7 e L8, constata-se que a L8, com resistência do concreto à compressão aproximadamente 30% menor e 0,6% de fibras, as deformações foram 30% inferiores que as da L7, sem fibras, para a carga de 275kN. Dentre os modelos L8 e L9, o L9, com o dobro do teor de fibras, teve deformações 6% maiores, para a mesma carga.

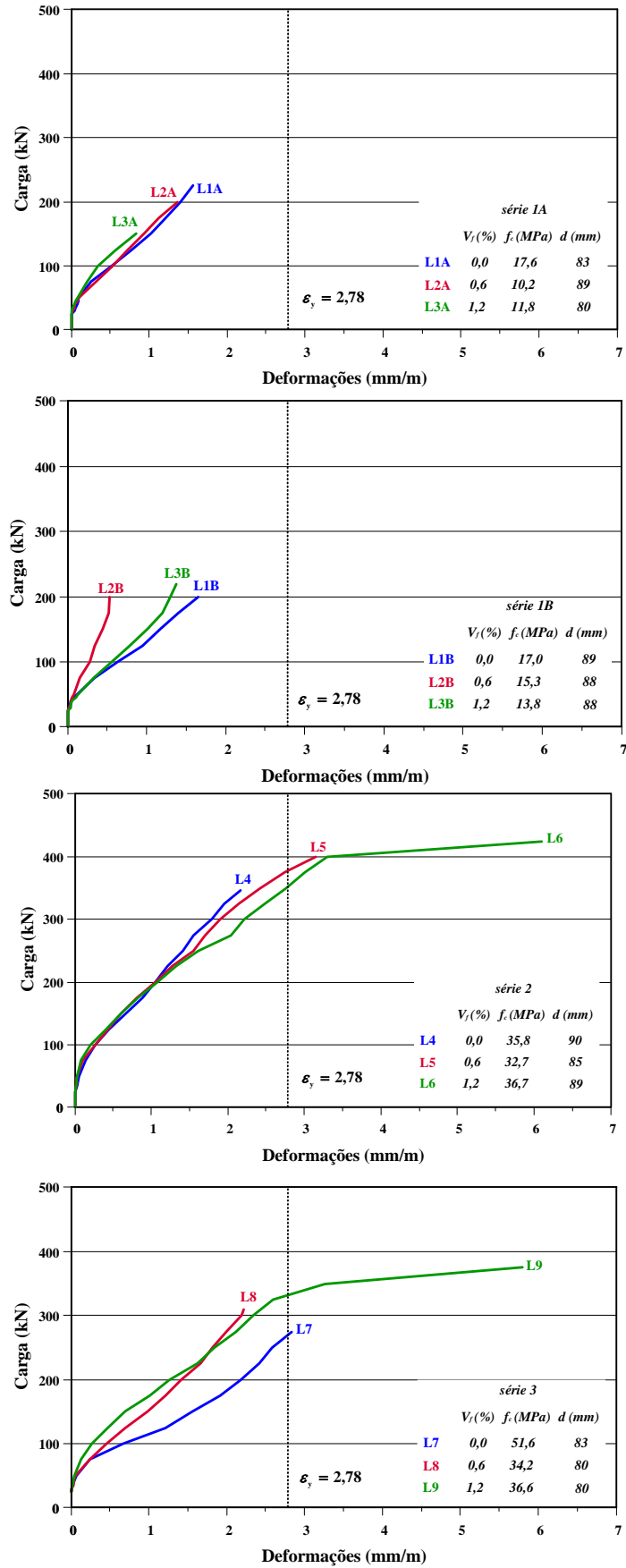


Figura 5.5 - Gráficos das deformações na armadura de flexão ao longo do carregamento

5.5 FISSURAS

A Tabela 5.3 apresenta o deslocamento central e deformação na armadura de flexão medidos na carga de formação da primeira fissura, obtida a partir da mudança de inclinação da curva *carga x deslocamento central* das lajes. Essas cargas são comparadas às cargas últimas.

Tabela 5.3 – Carga, deslocamento e deformação na armadura de flexão no surgimento da primeira fissura radial obtida da curva *carga x deslocamento central*

série	Lajes	V_u (kN)	$V_r^{(1)}$ (kN)	$\delta_r^{(2)}$ (mm)	$\varepsilon_r^{(4)}$ (mm/m)	$\frac{V_r}{V_u}$
1	L1A	232	75	0,79	0,32	0,32
	L2A	226	75	0,98	0,40	0,33
	L3A	163	75	1,03	0,21	0,46
	L1B	200	60	<1,37	<0,34	0,30
	L2B	220	60	<1,41	<0,49	0,27
	L3B	225	75	1,19	0,41	0,33
2	L4	347	100	0,89	0,34	0,29
	L5	420	100	0,91	0,30	0,24
	L6	543	150	0,52	0,60	0,28
3	L7	298	75	0,69	0,28	0,25
	L8	317	90	<1,06	<0,54	0,28
	L9	375	100	1,04	0,37	0,27

⁽¹⁾ carga de formação da primeira fissura, obtida pela mudança de inclinação da curva *carga x deslocamento central* das lajes;

⁽²⁾ deslocamento central medido na carga de primeira fissura;

⁽³⁾ deformação no ponto central da armadura de flexão na carga de primeira fissura.

A carga de formação da primeira fissura das lajes da série 1 não foi retardada pela adição de fibras devido, provavelmente, à redução da resistência do concreto à compressão. Nas lajes da série 1A, observa-se que a primeira fissura radial se formou a uma carga de aproximadamente 32% da carga de ruptura nas lajes L1A e L2A e 46% na L3A. A formação e a propagação das fissuras nas lajes L1A (0,0% de fibras) e L2A (0,6%

de fibras) ocorreu de forma bastante similar, com um número aproximado de 25 fissuras radiais distribuídas do centro até as bordas. Na laje L3A (1,2% de fibras) o número de fissuras radiais desenvolvidas foi menor (cerca de 17 fissuras), sendo que as mesmas ficaram limitadas apenas à região do cone de ruptura.

Nos modelos da série 1B, as fissuras radiais se desenvolveram a partir de aproximadamente 30% da carga de ruptura. Na laje L2B, a formação da primeira fissura radial foi antecipada devido à menor resistência do concreto à compressão. Entretanto, o número de fissuras radiais observadas cresceu com o aumento do volume fibras. Em todas as lajes, elas se desenvolveram a partir do centro da laje e se propagaram até as bordas. A primeira fissura circunferencial se formou conjuntamente com a primeira radial nas lajes L1B e L2B, porém surgiu a um carregamento posterior na laje L3B.

Nas lajes da série 2, o aparecimento da primeira fissura (radial/circunferencial) ocorreu na carga de 100kN, correspondendo a 29%, 24% e 28% da carga última dos modelos L4, L5 e L6, respectivamente. Os modelos com fibras desenvolveram fissuras radiais extensas, com uma tendência de aumento do seu número com o aumento do volume de fibras. As fissuras circunferenciais surgiram a um carregamento posterior à carga da primeira fissura radial observada, mais distantes da face do pilar e em maior número. A abertura das fissuras (radial/circunferencial) nas lajes com fibras, em relação à laje de referência, a olho nu, pareceu ser menor.

Nos modelos da série 3, a carga de formação da primeira fissura variou de 25% a 28% da carga de ruptura das lajes. O número de fissuras da laje sem fibras foi maior que o das demais. Considerando apenas as lajes com fibras (L8 e L9), o aumento do volume de fibras permitiu a formação de um maior número de fissuras, tanto radiais quanto circunferenciais, sendo as últimas desenvolvidas a uma distância maior da face do pilar. Nesses modelos também foi observada, visualmente, a menor abertura das fissuras.

Considerando as flechas centrais e as deformações na armadura obtidas na carga de formação da primeira fissura, observa-se que nas lajes da série 1A, os maiores valores de deslocamento são os referentes à laje L3A, enquanto as maiores deformações foram atingidas pela L2A.

Nos modelos com fibras da série 1B, os deslocamentos centrais foram praticamente iguais, apesar da deformação ter apresentado um aumento de 44% (L2B) e 21% (L3B) em relação à laje de referência. A série 2 apresentou valores de flecha

próximos para as lajes L4 e L5, enquanto a L6 (1,2% de fibras) teve valor de deslocamento aproximadamente 40% menor. As deformações foram 12% menores para o modelo L5 e 76% maiores para L6, em relação à laje sem fibras. Nos modelos da série 3, tanto os deslocamentos quanto as deformações centrais foram maiores para a laje L8, com 0,6% de fibras e os menores foram os da L7, sem fibras.

5.6 COMPARAÇÕES ENTRE CARGAS DE RUPTURA EXPERIMENTAIS E CALCULADAS

As cargas de ruptura obtidas experimentalmente são comparadas às cargas estimadas segundo expressões de códigos internacionais (ACI 318/02, CEB-FIP MC 90 e EUROCODE 2/2001), a norma brasileira (NBR 6118:2003) e o Método Empírico de GOMES (1991), que não consideram a existência de fibras no concreto. São feitas também comparações com cargas determinadas por expressões propostas por pesquisadores que levam em conta a contribuição das fibras na resistência à punção (SHAABAN & GESUND, 1994; HARAJLI et al., 1995; AZEVEDO, 1999 e HOLANDA, 2002).

5.6.1 MÉTODOS DE CÁLCULO QUE NÃO CONSIDERAM AS FIBRAS

A Tabela 5.4 apresenta a comparação entre as cargas de ruptura das lajes ensaiadas e as estimadas segundo os métodos de cálculo. Em todas as lajes, as cargas de ruptura por punção experimentais foram superiores às estimadas segundo todos os métodos. Nas expressões das cargas de ruptura de cálculo dos CEB-FIP MC 90, Eurocode 2 e NBR 6118:2003, que constam na Tabela 2.1, os coeficientes de segurança nelas embutido foram considerados iguais a um, o que as tornou iguais. Os valores estimados mais próximos dos reais foram os obtidos usando o Método Empírico de GOMES (1991).

Tabela 5.4 - Comparação entre as cargas experimentais e estimadas segundo diferentes métodos de cálculo para lajes sem fibras

Laje	V_u (kN)	Valores de cargas calculadas segundo métodos para lajes sem fibras					
		ACI 318/02 ⁽¹⁾		CEB-FIP MC 90/ EUROCODE 2/2001/ NBR 6118:2003 ⁽²⁾		GOMES/ 1991	
		V_{cal} (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$	V_{cal} (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$	V_{cal} (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$
L1A	232	108	2,14	149	1,55	174	1,33
L2A	226	91	2,50	134	1,69	153	1,48
L3A	163	84	1,93	119	1,36	140	1,16
L1B	200	117	1,71	159	1,26	181	1,10
L2B	220	109	2,01	151	1,45	173	1,27
L3B	225	104	2,17	146	1,54	168	1,34
L4	347	172	2,01	206	1,68	234	1,48
L5	420	152	2,76	188	2,23	217	1,94
L6	543	169	3,21	203	2,68	232	2,34
L7	298	185	1,61	214	1,39	228	1,31
L8	317	143	2,21	170	1,86	200	1,59
L9	375	148	2,53	174	2,15	204	1,84
Dados estatísticos							
Média							
Lajes sem fibras		1,87		1,79		1,56	
Lajes com fibras		2,42		1,87		1,62	
Coefficiente de variação (%)							
Lajes sem fibras		13,3		34,4		34,7	
Lajes com fibras		17,6		24,3		24,5	

$$^{(1)} V_c = 0,333 \times 10^{-3} b_0 d \sqrt{f_c} ;$$

$$^{(2)} P_{sd} = 0,18 \times 10^{-3} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho f_c)^{1/3} u d ;$$

A expressão proposta pelo código ACI 318/02 fornece resultados bastante conservadores de cargas de ruptura, tendo um valor médio de V_u/V_{calc} de 1,87 para as lajes sem fibras e 2,42 para as lajes com fibras. Os resultados obtidos de V_u/V_{calc} para as lajes sem fibras são consideravelmente superiores aos estimados (1,61 para L7 a 2,14 para L1A). Para as lajes com fibras, os valores V_u/V_{calc} são maiores, variando entre 1,93 para L3A e 3,21 para L6.

Os resultados estimados pelos códigos CEB-FIP MC 90, EUROCODE 2/2001 e NBR 6118:2003 se mostraram a favor da segurança. As lajes L3A (1,2% de fibras), L1B e L7 (sem fibras) tiveram o menor valor de V_u/V_{calc} : 1,36; 1,26 e 1,39, respectivamente. Nas demais, V_u/V_{calc} variou de 1,45 a 2,23 nos modelos com 0,6% de fibras e de 1,54 a 2,68 para volumes de 1,2%. Em todas as lajes os valores de V_u/V_{calc} obtidos foram inferiores aos relativos ao método do ACI 318/02.

Os valores obtidos com o método de cálculo de GOMES (1991), apesar de conservadores, foram os mais próximos dos experimentais. Nas lajes sem fibras, a razão entre as cargas reais e estimadas variou de 1,10 a 1,48. Para o volume de 0,6% de fibras, o maior valor de V_u/V_{calc} é 1,94 (L5) e para 1,2%, 2,34 (L6).

A Figura 5.6 apresenta a comparação entre as cargas experimentais e as calculadas segundo os métodos de cálculo.

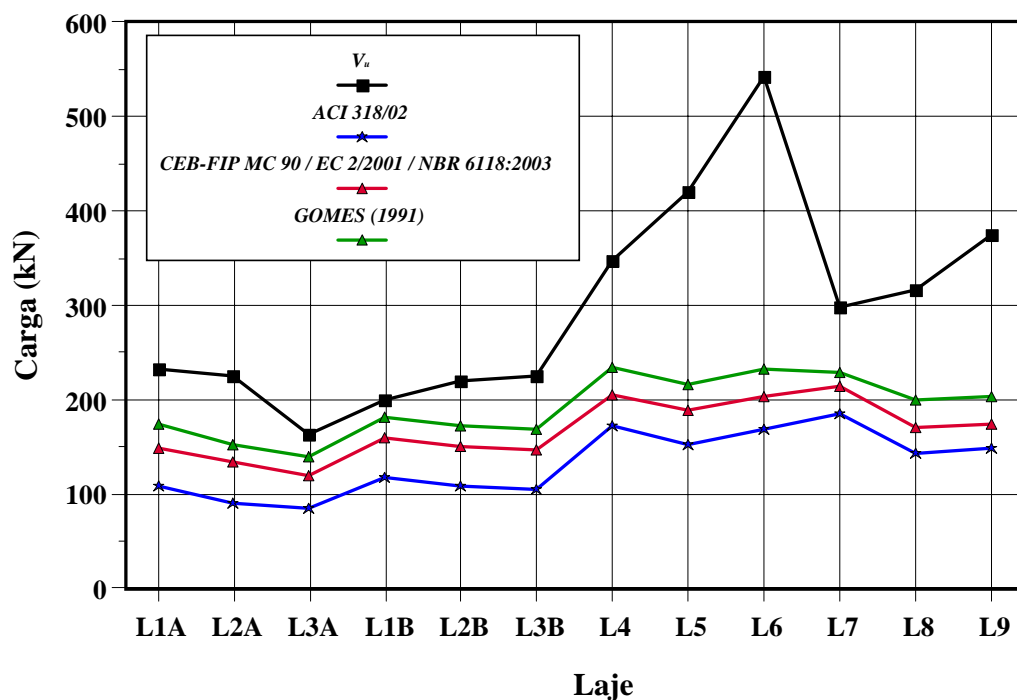


Figura 5.6 - Comparação entre cargas experimentais e estimadas segundo diferentes métodos de cálculo para lajes sem fibras

Para considerar a contribuição das fibras nos métodos de cálculo, para cada série de lajes, os valores de $(V_u/V_{calc})_{Li}$ obtidos para as lajes com fibras foram divididos por $(V_u/V_{calc})_{Lr}$ da laje de referência correspondente. A Tabela 5.5 apresenta as relações encontradas.

A laje L3A, com 1,2% de fibras, apresentou uma relação menor que um, indicando que houve uma redução da resistência à punção em relação à laje sem fibras. De acordo com as relações encontradas, nas lajes com 0,6% de fibras houve uma contribuição das fibras de 9% (CEB-FIP MC 90, EUROCODE 2/2001 e NBR 6118:2003) a 37% (ACI 318/02) e para 1,2% o aumento foi de até 60% (ACI 318/02, CEB-FIP MC 90, EUROCODE 2/2001 e NBR 6118:2003).

Tabela 5.5 - Relação entre V_u / V_{cal} de lajes com e sem fibras

Laje	Coeficientes para avaliar a contribuição das fibras de aço					
	ACI 318/02		CEB-FIP MC 90 / EUROCODE 2/2001 / NBR 6118:2003		GOMES/ 1991	
	$\left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Li} / \left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Lr}$		$\left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Li} / \left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Lr}$		$\left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Li} / \left(\frac{V_u}{V_{cal}}\right)_{Lr}$	
L1A	2,14	1,00	1,55	1,00	1,34	1,00
L2A	2,50	1,17	1,69	1,09	1,48	1,10
L3A	1,93	0,90	1,36	0,88	1,16	0,87
L1B	1,71	1,00	1,26	1,00	1,10	1,00
L2B	2,01	1,18	1,45	1,15	1,27	1,15
L3B	2,17	1,27	1,54	1,22	1,34	1,22
L4	2,01	1,00	1,68	1,00	1,48	1,00
L5	2,76	1,37	2,23	1,33	1,93	1,30
L6	3,21	1,60	2,68	1,60	2,34	1,58
L7	1,61	1,00	1,39	1,00	1,31	1,00
L8	2,21	1,37	1,86	1,34	1,59	1,21
L9	2,53	1,57	2,15	1,55	1,83	1,40

5.6.2 EXPRESSÕES QUE CONSIDERAM A CONTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS

a) SHAABAN & GESUND (1994)

Na Tabela 5.6 são apresentas as cargas calculadas segundo a expressão de SHAABAN & GESUND (1994), onde se constata o seu conservadorismo. A média dos valores de V_u / V_{calc} das lajes com 0,6% de fibras foi maior que a dos valores das lajes com 1,2%, porém a dispersão foi menor.

Tabela 5.6 - Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo a equação proposta por SHAABAN & GESUND (1994)

Laje	d (mm)	V_f (%)	f_c (MPa)	$b_0^{(1)}$ (mm)	$V_{calc}^{(2)}$ (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$
L2A	89	0,6	10,2	956	167	226	1,35
L3A	80	1,2	11,8	920	167	163	1,02
L2B	88	0,6	15,3	952	201	220	1,09
L3B	88	1,2	13,8	952	206	225	1,09
L5	85	0,6	32,7	940	280	420	1,50
L6	89	1,2	36,7	956	341	543	1,59
L8	80	0,6	34,2	920	264	317	1,20
L9	80	1,2	36,6	920	295	375	1,27
Dados estatísticos							
Média				Lajes com 0,6% de fibras		1,29	
				Lajes com 1,2% de fibras		1,24	
Coef. de variação (%)				Lajes com 0,6% de fibras		14,0	
				Lajes com 1,2% de fibras		20,2	
⁽¹⁾ perímetro de controle considerado a $0,5d$ da face do pilar;							
⁽²⁾ $V_{calc} = 0,083 \times 10^{-3} (0,981 V_f + 6,8) \sqrt{f_c} b_0 d$.							

b) HARAJLI, MAALOUF & KHATIB (1995)

Na expressão proposta por HARAJLI et al. (1995), a parcela $0,333 \times 10^{-3} b_0 d \sqrt{f_c'}$, recomendada pelo ACI 318 para o cálculo da resistência à punção de lajes sem fibras, é somada a ΔV_u ($\Delta V_u = 0,096 \times 10^{-3} V_f b_0 d \sqrt{f_c'}$), que representa o incremento de resistência proporcionado pelas fibras de aço. A Tabela 5.7 apresenta os valores dados pela equação modificada para as lajes com fibras.

Verifica-se que essa expressão também é conservadora. Para as lajes com 0,6% de fibras, a média dos valores de V_u/V_{calc} foi maior que a dos valores das lajes com 1,2%, e a dispersão foi menor.

Tabela 5.7 - Cargas de ruptura segundo a equação proposta por HARAJLI et al. (1995)

Laje	d (mm)	V_f (%)	f_c (MPa)	$b_0^{(1)}$ (mm)	$V_{calc}^{(3)}$ (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$
L2A	89	0,6	10,2	956	106	226	2,13
L3A	80	1,2	11,8	920	113	163	1,44
L2B	88	0,6	15,3	952	128	220	1,72
L3B	88	1,2	13,8	952	139	225	1,61
L5	85	0,6	32,7	940	179	420	2,34
L6	89	1,2	36,7	956	231	543	2,35
L8	80	0,6	34,2	920	169	317	1,87
L9	80	1,2	36,6	920	200	375	1,88
Dados estatísticos							
Média		Lajes com 0,6% de fibras				2,02	
		Lajes com 1,2% de fibras				1,81	
Coef. de variação (%)		Lajes com 0,6% de fibras				13,6	
		Lajes com 1,2% de fibras				21,8	

⁽¹⁾ perímetro de controle distante $0,5d$ da face do pilar (ACI 318);

$$^{(2)} V_{calc} = (0,333 + 0,096V_f) 10^{-3} \sqrt{f_c} b_0 d .$$

c) AZEVEDO (1999)

A equação proposta por AZEVEDO (1999) considera o perímetro de controle a uma distância $2,0d$ a partir da face do pilar. Na Tabela 5.8 são apresentados os valores de V_u/V_{calc} relativos à expressão sugerida por AZEVEDO (1999). Os valores da razão V_u/V_{calc} variaram de 0,8 (L3A) a 1,58 (L6), havendo menor dispersão para as lajes com 0,6% de fibras.

Tabela 5.8 - Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo a expressão proposta por AZEVEDO (1999)

Laje	d (mm)	V_f (%)	f_c (MPa)	$u^{(1)}$ (mm)	$V_{calc}^{(2)}$ (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}}$
L2A	89	0,6	10,2	2024	195	226	1,16
L3A	80	1,2	11,8	1880	203	163	0,80
L2B	88	0,6	15,3	2008	220	220	1,00
L3B	88	1,2	13,8	2008	224	225	1,00
L5	85	0,6	32,7	1960	270	420	1,56
L6	89	1,2	36,7	2024	344	543	1,58
L8	80	0,6	34,2	1880	252	317	1,26
L9	80	1,2	36,6	1880	296	375	1,27
Dados estatísticos							
Média				Lajes com 0,6% de fibras	1,25		
				Lajes com 1,2% de fibras	1,16		
Coef. de variação (%)				Lajes com 0,6% de fibras	18,9		
				Lajes com 1,2% de fibras	29,1		

⁽¹⁾ perímetro de controle distante $2,0d$ da face do pilar;

⁽²⁾ $V_{calc} = (0,17 + 0,05V_f) \times 10^{-3} \left[ud \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{f_c} \right]$.

d) **HOLANDA (2002)**

HOLANDA (2002) sugeriu, para o cálculo da resistência à punção em lajes de concreto com fibras, uma modificação na equação recomendada pelo código ACI 318/95. HOLANDA & HANAI (2002) propuseram uma expressão semelhante à de HOLANDA (2002), tendo por base um maior número de resultados experimentais. A partir da modificação do *Modelo Viga-Arco* proposto por ALEXANDER & SIMMONDS (1991), HOLANDA (2002) propôs uma expressão para verificação da carga de ruptura à punção de lajes-cogumelo com fibras. A Tabela 5.9 apresenta os resultados de V_u/V_{calc} obtidos a partir das equações modificadas por HOLANDA (2002) e HOLANDA & HANAI (2002).

Tabela 5.9 – Cargas de ruptura das lajes com fibras calculadas segundo as equações propostas por HOLANDA (2002), HOLANDA & HANAI (2002) e HOLANDA (2002)

Laje	d (mm)	V_f (%)	f_c (MPa)	$b_0^{(1)}$ (mm)	$V_{calc}^{(2)}$ (kN)	$V_{calc}^{(3)}$ (kN)	$V_{calc}^{(4)}$ (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{calc}^{(2)}}$	$\frac{V_u}{V_{calc}^{(3)}}$	$\frac{V_u}{V_{calc}^{(4)}}$
L2A	89	0,6	10,2	956	96	99	135	226	2,35	2,28	1,67
L3A	80	1,2	11,8	920	95	99	137	163	1,72	1,65	1,19
L2B	88	0,6	15,3	952	116	119	170	220	1,90	1,85	1,29
L3B	88	1,2	13,8	952	117	123	172	225	1,92	1,83	1,31
L5	85	0,6	32,7	940	162	166	224	420	2,59	2,53	1,88
L6	89	1,2	36,7	956	194	203	261	543	2,80	2,67	2,08
L8	80	0,6	34,2	920	153	156	204	317	2,07	2,03	1,55
L9	80	1,2	36,6	920	168	175	205	375	2,23	2,14	1,83
Dados estatísticos											
Média					Lajes com 0,6% de fibras			2,23	2,17	1,60	
					Lajes com 1,2% de fibras			2,17	2,07	1,60	
Coef. de variação					Lajes com 0,6% de fibras			13,4	13,8	15,4	
(%)					Lajes com 1,2% de fibras			21,6	22,7	26,4	

⁽¹⁾ Perímetro de controle distante $0,5d$ da face do pilar;

⁽²⁾ $V_{calc} = 0,6266(0,06V_f + 0,53)10^{-3}\sqrt{f_c}b_0d$; (HOLANDA, 2002)

⁽³⁾ $V_{calc} = 0,65(0,08V_f + 0,51)10^{-3}\sqrt{f_c}b_0d$; (HOLANDA & HANAI, 2002)

⁽⁴⁾ $V_{calc} = 0,0035d\sqrt{cdf_c\omega'(170-\omega')k_f}$; $\omega = \frac{\rho f_y}{f_c}$; $k_f = (0,15V_f - 0,51)\sqrt{f_c}$;

(HOLANDA, 2002) – modificação do Modelo *Viga-Arco* de ALEXANDER & SIMMONDS (1991);

f_y é a tensão de escoamento do aço da armadura de flexão igual a 597MPa;

$c = 150\text{mm}$ (lado do pilar).

A expressão proposta por HOLANDA (2002) a partir da modificação do Modelo *Viga-Arco* forneceu valores de V_u/V_{calc} menores do que os obtidos pela expressão de HOLANDA (2002) e HOLANDA & HANAI (2002) para ambos os volumes de fibras. Ela forneceu valores de resistência bem menores do que os obtidos experimentalmente, havendo variação de V_u/V_{calc} entre 1,19 (L3A) e 2,08 (L6). Apesar de fornecer o menor

valor médio de V_u / V_{calc} , a expressão modificada do Modelo Viga-Arco proposta por HOLANDA (2002) levou a maior dispersão de V_u / V_{calc} .

A Figura 5.7 apresenta a comparação entre as cargas experimentais e as calculadas segundo as expressões propostas para cálculo de lajes com fibras.

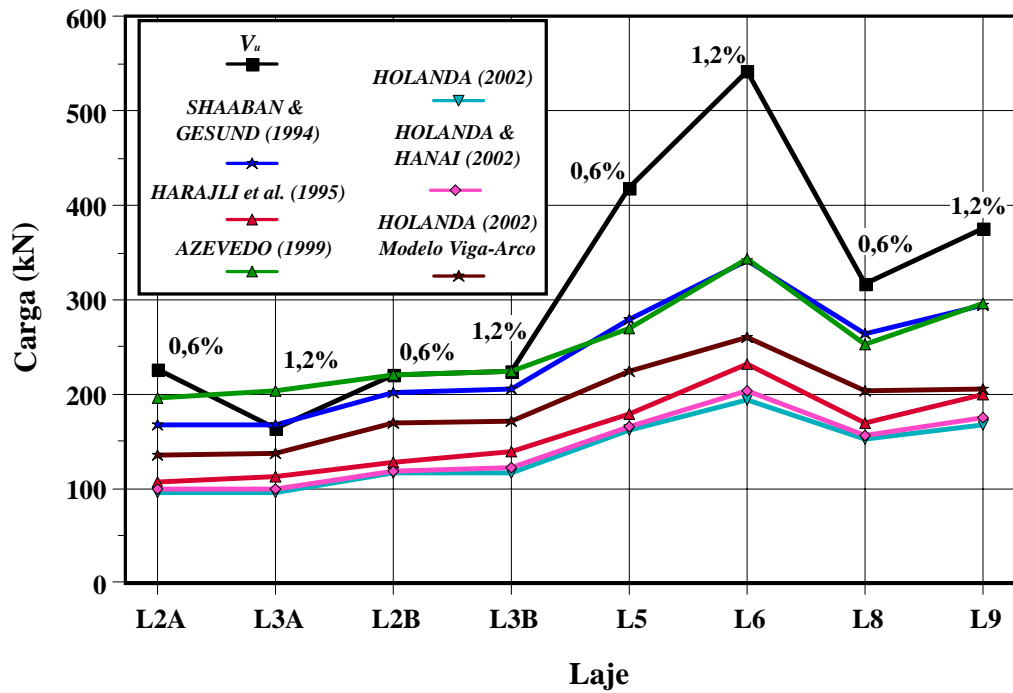


Figura 5.7 - Comparação entre cargas experimentais e estimadas segundo expressões de cálculo propostas para lajes com fibras

Capítulo 6

6 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste trabalho mostraram que as fibras de aço podem aumentar a capacidade resistente à punção e a rigidez de lajes de concreto armado, possibilitando a mudança de ruptura de frágil para dúctil. Para um volume de 1,2% de fibras e resistência à compressão do concreto 35MPa (L6), verificou-se um acréscimo de até 56% na carga de ruptura em relação à laje de referência, redução dos deslocamentos verticais de até cerca de 25% e escoamento da armadura.

Os casos deste estudo onde a adição de fibras não levou ao aumento de resistência do concreto e/ou da resistência à punção das lajes merecem maior investigação. Entretanto, pôde-se observar em alguns modelos, que mesmo havendo uma queda na resistência à compressão do concreto de aproximadamente 30%, a adição das fibras aumentou a capacidade resistente das lajes em até 26% (L9 em relação à L7). Face às diferenças nas resistências do concreto e alturas úteis dessas lajes, ficou difícil analisar o efeito da adição de fibras na rigidez das lajes das séries 1A e 1B. As deformações da armadura atingidas no ponto central foram de no máximo 60% da deformação de escoamento, devido às baixas cargas de ruptura dessas lajes.

Para avaliar se há vantagem técnico-econômica da utilização de fibras em vez de armadura de cisalhamento, deve ser feita a análise de cada situação específica.

Considerando o aumento da resistência à compressão do concreto sem fibras, foi verificado um aumento de até 74% na carga última quando essa resistência é duplicada.

As normas e o método de cálculo proposto por GOMES (1991) utilizados para verificação da resistência à punção não levam em consideração a contribuição das fibras. Deste modo, as cargas obtidas experimentalmente foram consideravelmente maiores que as calculadas.

As expressões já propostas para avaliar a resistência à punção na região de pilares centrais de seção quadrada de lajes de concreto com fibras, obtidas a partir de

número bem limitado de ensaios, tendem a ser conservadoras, mas a influência de diferentes parâmetros nessa resistência precisa ser melhor estudada.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para próximas pesquisas, sugerem-se estudos de dosagens de concretos fazendo-se também ensaios de incorporação de ar, os quais não foram realizados neste trabalho.

Estudos experimentais de lajes-cogumelo de concretos com diferentes tipos, fatores de forma e volume de fibras se fazem necessários para que se avalie melhor suas influências na resistência à punção.

Variações da taxa de armadura longitudinal das lajes para o mesmo volume de fibras, e da altura das lajes, também poderiam fornecer informações relevantes.

Referências Bibliográficas

- ACCETTI, K.M.; PINHEIRO, L.M. *Tipos de fibras e propriedades do concreto com fibras*. 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza – Brasil, agosto 2000, CD-rom.
- ALEXANDER, S.D.B.;SIMMONDS, S.H. *Punching shear tests of concrete slabs-column joints containing fiber reinforcement*. ACI Structural Journal, v.89, n° 4, p.425-432, Jul/Aug (1992).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318. *Building code requirements for reinforced concrete and commentary - ACI 318/02*. Detroit, American Concrete Institute, 2002. Chapter 11: Shear and Torsion.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.1R-96 – *State-of-the-art report on fiber reinforced concrete*. In: Manual of concrete practice, Detroit, Michigan, USA. V.5, (1996 – Reapproved 2002).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.2R-89 *Measurements of properties of fiber reinforced concrete*. In: Manual of concrete practice, Detroit, Michigan, USA. V.5, (1989 – Reapproved 1999).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.3R-93 *Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete*. In: Manual of concrete practice, Detroit, Michigan. V.5, (1993 – Reapproved 1998).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 544.4R-88 *Design Considerations for steel fiber reinforced concrete*. In: Manual of concrete practice, Detroit, Michigan. (1988 - Reapproved – 1999).
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (C1018-94b). *Standard test method for flexural toughness and first-crack strenght of fiber reinforced concrete (using beam with third-point loading)*. Book of ASTM Standards, Philadelphia.
- ANDRADE, M.A.S. de. *Punção em lajes cogumelo – Estudo do posicionamento da armadura de cisalhamento em relação à armadura de flexão*. 156 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, (1999).

- ANDRADE, J.L.S de. *Estudo Experimental da inclinação de estribos abertos em lajes-cogumelo de concreto armado*. 142p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, (2000).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738:1994 – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto* - Rio de Janeiro, (1994).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739:1994 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, (1994).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, (2003).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7222:1994 – Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, (1994).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522:1903 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método e ensaio*. Rio de Janeiro, (2003).
- AZEVEDO, A.P. *Resistência e ductilidade das ligações laje pilar em lajes de concreto de alta resistência armados com fibras de aço e armadura transversal de pinos*. 136p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (1999).
- BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. *Fiber reinforced cement composites*. McGraw-Hill International Editions. New York (1992).
- BASTOS, P.S.S.; PINHEIRO, L. *Influência da brita 2 em concretos com fibras de aço*. 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza – Brasil, agosto 2000, CD-rom.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. *Fibre reinforced cementitious composites*. London, Elsevier Applied Science (1990).
- BRAESTRUP, M. W.; REGAN, P.E.. *Punching shear in reinforced concrete: a state of the art report*. CEB Bulletin d'Information, n°168. (1985)

- CARVALHO, A.L. *Análise Teórica da Resistência à Punção em Lajes Cogumelo com Armadura de Cisalhamento*. 161 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás (2000).
- CEB-FIP (1990). *CEB-FIP Model Code 1990: Final Draft*. Bulletin D'Information, Committe Euro-International du Beton, Lousanne, July. (1991).
- COELHO, A.E.G. *Puncionamento em lajes cogumelo de concreto armado com resistência de 30MPa e armadura de cisalhamento vertical e inclinada*. 133 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, (1999).
- DILGER, W.; GHALI, A. *Shear reinforcement for concrete slabs*. Proceeding ASCE, v.107 (ST12), (1981).
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EUROCODE 2. *Design of Concrete Structures – Part I: General Rules and Rules for Buildings*. European Prestandard ENV 1992-1-1:1991, Brussels, 253 p (1991).
- FIGUEIREDO, A. D. *Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço*. 342 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2v (1997).
- FIGUEIREDO, A. D. *Concreto com fibras de aço*. 69p. – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2000).
- GOMES, R.B. *Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement*. 185 p. PhD Thesis – The Polytechnic of Central London, (1991).
- GUIMARÃES, M.C.N. et al. *Análise da repetibilidade de tenacidade à flexão para concretos reforçados com fibras de aço (CRFA)*. 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza – Brasil, agosto 2000, CD-rom.
- HARAJLI, M.H.; MAALOUF, D.; KHATIB, H. *Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections*. Cement & Concrete Composites, v.17, n.2, p.161-170 (1995).
- HOLANDA, K.M.A. *Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e*

- ao cisalhamento de vigas de concreto*. 280p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (2002).
- HOLANDA, K.M.A.; PINHEIRO, L.M. *Desempenho estrutural do concreto reforçado com fibras de aço*. 43º Congresso Brasileiro do Concreto – Foz do Iguaçu, agosto 2001, CD-rom
- HOLANDA, K.M.A.; HANAI, J.B. *Avaliação da capacidade resistente de ligações laje-pilar interno de concreto reforçado com fibras de aço*. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, maio 2002, CD-rom.
- HUGHES, B.P.;XIAO,T. *Flat slabs with fibre or link reinforcement at slab-column connection*. In: Institution of Civil Engineers – Strutural & Buildings, 110, 1995. Proceedings, p.308-321. August (1995).
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE-SF4/84). *Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete*. Concrete Library of JSCE. Part III-2. Method of tests for steel fiber reinforced concrete nº3, p.58-61, June.
- KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*. Civil Engineering 3, Transactions of the royal institute of technology. N° 158, Stockholm (1960).
- MacGREGOR, J.G. *Reinforced Concrete – Mechanics and Design*. Prentice Hall Editions, 1988, 848p.
- MELGES, J.L.P. *Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido*. 2v Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (2001).
- MUSSE, T.H. *Punção em lajes cogumelo – fibras de aço e armadura de cisalhamento*. 166p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás (2004).
- OLIVEIRA, D.R.C. *Análise experimental de lajes cogumelo de concreto de alta resistência com armadura inclinada de punção*. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília (1998).

- PEREIRA, C.H. de A.F. *Avaliação da influência da adição de fibras sintéticas na durabilidade do concreto de cimento portland*, 162p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás (2002).
- PRISCO, M.; FELICETTI, R. *Some results on punching shear in plain and fiber-reinforced micro-concrete slabs*. Magazine of Concrete Research, v.49, n.180, p.201-219, September (1997).
- REGAN, P.E. *Shear combs, reinforcement against punching*. The Structural Engineer, v.63B(4), (1985).
- SILVA, F.H.P. et al *Efeito da incorporação de fibras de aço nas resistências mecânicas de concretos comuns e de alta resistência*. 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza – Brasil, agosto 2000, CD-rom.
- SHAABAN, A.M.; GESUND, H. *Punching shear strength of steel fiber reinforcement concrete flat plates*. ACI Structural Journal, v.91, n.4, p.406-414, July-August, (1994).
- SILVA, F.H.P. et al *Efeito da incorporação de fibras de aço nas resistências mecânicas de concretos comuns e de alta resistência*. 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza – Brasil, agosto 2000, CD-rom.
- SILVA, J.A. *Punção em lajes cogumelo: pilares retangulares, furos e armadura de cisalhamento*. 210p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, (2003).
- SOROUSHIAN, P.; BAYASI, Z. *Prediction of the tensile strength of fiber reinforced concrete: a critique of the composite material concept*. In: Shah, S. P.; Batson, G. B. Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications. SP 105 (p.71-84). Detroit: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1997).
- SOROUSHIAN, P.; LEE, CHA-DON. *Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete*. Journal of the American Concrete Institute, v.87, n. 5, p.433-439, September-October (1990).
- SOUZA, R. M. *Punção em lajes cogumelo de concreto armado com furos adjacentes ou distantes de um pilar interno*. 128p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, (2004).

- SWAMY, R.N.; ALI, S.A.R. *Punching shear behavior of reinforced slab-column connections made with steel fiber concrete*. Journal of the American Concrete Institute, v.79, n. 5, p.392-406, September-October (1982).
- TAKEYA, T. *Estudo Experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (1981).
- TAN, K.H.; PARAMASIVAN, P. *Punching shear strength of steel fiber reinforced concrete slabs*. Journal of Materials in Civil Engineering, v.6, n.2, p.240-253, May (1994).
- THEODORAKOPOULOS, D.D.; SWAMY, N. *Contributions of steel fibers to the strength characteristics of lightweight concrete slab-column connections failing in punching shear*. ACI Structural Journal, v.90, n.4, p.342-355, July-August, (1993).
- TRAUTWEIN, L.M. *Punção em lajes cogumelo de concreto armado com armadura de cisalhamento tipo “studs” interno e estribo inclinado*. 165 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, (2001).
- ZAMBRANA VARGAS, E.N. *Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência reforçados com fibras de aço*. 223p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (1997).

Anexo A

EXEMPLO DE CÁLCULO

CÁLCULO DA CARGA DE RUPTURA PARA A LAJE L1A SEGUNDO OS MÉTODOS CONSIDERADOS

Dados da laje L1A:

$$d = 83\text{mm}; f_c = 17,6\text{MPa}; V_u = 232\text{kN}; V_f = 0,0\%$$

▪ **ACI 318/02**

$$b_0 = (150 + d)4 = (150 + 83)4 = 932\text{mm}$$

$$\phi = 1,00$$

A verificação da resistência nominal ao cisalhamento em lajes sem armadura de punção é feita considerando-se para V_c o menor valor dos obtidos das três equações:

$$\phi V_n \geq \begin{cases} V_c = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'} b_0 d \\ V_c = \left(\frac{40d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_0 d \\ V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_0 d \end{cases}$$

$$V_c = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'} b_0 d \rightarrow V_c = \frac{1}{2} \sqrt{17,6} \times 932 \times 83 \times 10^{-3} = 162,3\text{kN};$$

$$V_c = \left(\frac{40d}{b_0} + 2 \right) \frac{1}{12} \sqrt{f_c'} b_0 d \rightarrow V_c = \left(\frac{40 \times 83}{932} + 2 \right) \frac{1}{12} \sqrt{17,6} \times 932 \times 83 \times 10^{-3} = 150,4\text{kN};$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_0 d \rightarrow V_c = \frac{1}{3} \sqrt{17,6} \times 932 \times 83 \times 10^{-3} = 108,2\text{kN}$$

$$\phi V_n = V_c \rightarrow V_n = 108,2\text{kN}$$

$$\frac{V_u}{V_{calc}} = \frac{232}{108,2} = 2,14$$

▪ **CEB-FIP MC 90, EUROCODE 2/2001, NBR 6118:2003**

$$P_{sd} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d ;$$

$$\gamma_c = 1,00$$

$$u = (150 + \pi d) 4 \rightarrow u = (150 + \pi \times 83) 4 = 1643 \text{ mm} ;$$

$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$; sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armadura de flexão nas direções ortogonais calculadas considerando uma largura igual à dimensão do pilar (150mm) com a distância $3,0d$ para cada lado;

$$\text{largura para cálculo da taxa de armadura} = 150 + 2(3xd) \rightarrow 150 + 2(3 \times 83) = 648 \text{ mm} ;$$

espaçamento entre as barras = 94mm;

$$\text{nº de barras na largura considerada para cálculo da taxa de armadura} = \frac{648}{94} = 6,89 \rightarrow 7$$

barras;

$$A_s = 7x \frac{\pi \phi^2}{4} \rightarrow 7x \frac{\pi (12,5)^2}{4} = 859 \text{ mm}^2 ;$$

$$A_c = 648 \times d \rightarrow 648 \times 83 = 53784 \text{ mm}^2 ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow \frac{859}{53784} = 0,01597 \text{ ou } 1,597\% ;$$

$$P_{sd} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d$$

$$\rightarrow P_{sd} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{83}} \right) (100 \times 0,01597 \times 17,6)^{1/3} 1648 \times 83 \times 10^{-3} = 149,3 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_{calc}} = \frac{232}{149,3} = 1,55$$

▪ **GOMES (1991)**

$$V_k = V_{ck} ;$$

$$V_{ck} = \xi V_{ck} U d ;$$

$$\xi = \sqrt[4]{\frac{400}{d} \geq 1,0} \rightarrow \sqrt[4]{\frac{200}{83}} = 1,482 ;$$

$\rho = 0,01597$ ou $1,597\%$; (taxa de armadura determinada conforme CEB-FIP MC 90);

$$f_{cu} = 0,8 f_c ;$$

$$V_{ck} = 0,27 \sqrt[3]{100 \rho f_{cu}} \rightarrow V_{ck} = 0,27 \sqrt[3]{100 \times 0,01597 \times 1,25 \times 17,6} = 0,884 ;$$

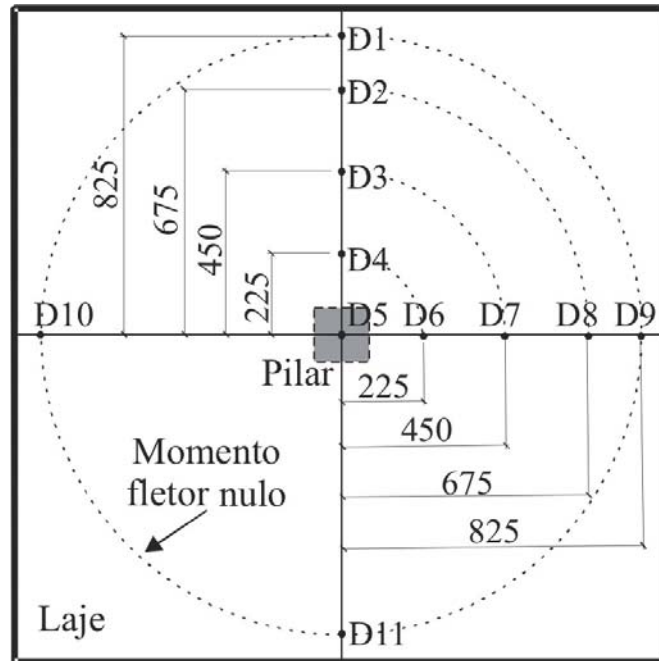
$$U = 4b + 12d \rightarrow U = 4 \times 150 + 12 \times 83 = 1596 \text{ mm} ;$$

$$V_{ck} = 1,482 \times 0,884 \times 1596 \times 83 \times 10^{-3} = 173,5 ;$$

$$\frac{V_u}{V_{calc}} = \frac{232}{173,5} = 1,33$$

Anexo B

DESLOCAMENTOS VERTICAIS



Posição dos Relógios	Distância ao centro da laje (mm)
D5	0
D4 e D6	225
D3 e D7	450
D2 e D8	675
D1, D9, D10 e D11	825

TABELA B.1 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L1A

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,01	-0,01	-0,02	0,00
35	0,00	0,02	0,06	0,08	0,09	0,08	0,05	0,00	0,00
40	0,00	0,03	0,10	0,13	0,15	0,13	0,08	0,02	0,00
45	0,00	0,04	0,12	0,17	0,19	0,16	0,10	0,03	0,00
50	0,00	0,05	0,15	0,21	0,25	0,21	0,14	0,05	0,00
75	0,00	0,10	0,36	0,62	0,79	0,66	0,43	0,18	0,00
100	0,00	0,24	0,74	1,29	1,65	1,32	0,86	0,35	0,00
125	0,00	0,44	1,23	2,17	2,76	2,19	1,41	0,57	0,00
150	0,00	0,65	1,74	3,01	3,87	3,13	1,94	0,77	0,00
175	0,00	0,85	2,23	3,77	4,87	3,89	2,43	0,98	0,00
200	0,00	1,06	2,80	4,68	6,11	4,81	2,98	1,21	0,00
225	0,00	1,27	3,33	5,61	7,42	5,75	3,55	1,38	0,00
232	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.2 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L2A

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,00	0,03	0,03	0,06	0,06	0,05	0,04	0,00
30	0,00	0,02	0,07	0,07	0,08	0,10	0,07	0,05	0,00
35	0,00	0,02	0,09	0,11	0,15	0,14	0,09	0,06	0,00
40	0,00	0,03	0,11	0,16	0,20	0,18	0,13	0,08	0,00
45	0,00	0,02	0,13	0,22	0,25	0,23	0,14	0,08	0,00
50	0,00	0,04	0,19	0,30	0,35	0,35	0,20	0,11	0,00
75	0,00	0,11	0,44	0,77	0,98	0,80	0,52	0,27	0,00
100	0,00	0,21	0,80	1,41	1,86	1,47	0,96	0,51	0,00
125	0,00	0,35	1,27	2,17	2,89	2,28	1,48	0,78	0,00
150	0,00	0,52	1,77	3,17	4,15	3,20	2,07	1,07	0,00
175	0,00	0,72	2,40	4,09	5,46	4,31	2,76	1,39	0,00
200	0,00	0,91	3,00	5,12	6,91	5,43	3,42	1,69	0,00
226	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.3 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L3A

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,02	0,09	0,08	0,10	0,08	0,06	0,01	0,00
35	0,00	0,03	0,04	0,17	0,19	0,16	0,11	0,04	0,00
40	0,00	0,05	0,17	0,22	0,25	0,21	0,15	0,06	0,00
45	0,00	0,04	0,19	0,26	0,31	0,27	0,19	0,07	0,00
50	0,00	0,04	0,22	0,33	0,38	0,35	0,22	0,09	0,00
75	0,00	0,12	0,52	0,82	1,03	0,92	0,56	0,23	0,00
100	0,00	0,25	0,92	1,50	1,91	1,68	0,99	0,39	0,00
125	0,00	0,46	1,46	2,37	3,05	2,63	1,53	0,60	0,00
150	0,00	0,74	2,12	3,46	4,49	3,79	2,20	0,86	0,00
163	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.4 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L1B

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	-0,02	0,00	0,01	0,03	0,03	0,05	0,04	0,00
30	0,00	-0,01	0,04	0,06	0,10	0,09	0,10	0,07	0,00
35	0,00	-0,01	0,07	0,10	0,19	0,15	0,15	0,10	0,00
40	0,00	-0,01	0,08	0,15	0,24	0,22	0,18	0,13	0,00
45	0,00	-0,02	0,12	0,21	0,32	0,28	0,24	0,15	0,00
50	0,00	-0,01	0,16	0,27	0,42	0,36	0,28	0,17	0,00
75	0,00	0,10	0,51	0,94	1,37	1,05	0,69	0,35	0,00
100	0,00	0,30	1,03	1,81	2,6	1,94	1,21	0,61	0,00
125	0,00	0,59	1,70	2,88	4,09	3,07	1,91	0,92	0,00
150	0,00	0,91	2,39	3,81	5,55	4,16	2,49	1,07	0,00
175	0,00	1,21	3,11	4,82	7,02	5,30	3,17	1,29	0,00
200	0,00	1,53	3,89	6,10	8,50	6,70	3,96	1,54	0,00
200	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.5 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L2B

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,00	0,04	0,03	0,05	0,05	0,03	0,04	0,00
30	0,00	-0,01	0,04	0,06	0,09	0,09	0,06	0,05	0,00
35	0,00	0,01	0,08	0,10	0,17	0,15	0,10	0,08	0,00
40	0,00	0,02	0,12	0,15	0,25	0,22	0,13	0,09	0,00
45	0,00	0,02	0,15	0,23	0,33	0,25	0,20	0,15	0,00
50	0,00	0,02	0,18	0,28	0,43	0,38	0,24	0,19	0,00
75	0,00	0,08	0,58	0,97	1,41	1,19	0,80	0,55	0,00
100	0,00	0,22	1,12	1,89	2,71	2,20	1,47	0,91	0,00
125	0,00	0,42	1,74	2,91	4,16	3,27	2,14	1,26	0,00
150	0,00	0,67	2,55	4,31	5,67	4,71	3,08	1,71	0,00
175	0,00	0,92	3,28	5,19	7,44	5,65	3,65	2,06	0,00
200	0,00	1,13	3,88	6,20	8,85	6,67	4,28	2,33	0,00
220	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.6 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L3B

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	-0,02	0,01	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05	0,00
30	0,00	-0,02	0,06	0,08	0,14	0,13	0,10	0,08	0,00
35	0,00	-0,01	0,08	0,12	0,18	0,16	0,12	0,09	0,00
40	0,00	0,03	0,14	0,19	0,35	0,24	0,18	0,11	0,00
45	0,00	0,05	0,19	0,26	0,37	0,32	0,22	0,13	0,00
50	0,00	0,05	0,23	0,34	0,44	0,40	0,27	0,14	0,00
75	0,00	0,18	0,55	0,94	1,19	1,03	0,64	0,30	0,00
100	0,00	0,37	1,06	1,83	2,35	1,98	1,21	0,55	0,00
125	0,00	0,60	1,69	2,96	3,82	3,14	1,89	0,82	0,00
150	0,00	0,90	2,47	4,30	5,61	4,53	2,70	1,14	0,00
175	0,00	1,22	3,29	5,70	7,55	5,96	3,54	1,47	0,00
200	0,00	1,67	4,42	7,40	10,09	7,71	4,72	1,91	0,00
220	0,00	2,00	5,00	8,95	12,59	9,39	5,28	2,11	0,00
225	<i>Ruptura</i>								

TABELA B.7 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L4

F (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00
35	0,00	0,03	0,05	0,07	0,06	0,04	0,01	-0,02	0,00
50	0,00	0,11	0,15	0,19	0,21	0,14	0,07	-0,02	0,00
75	0,00	0,19	0,27	0,39	0,46	0,31	0,16	-0,01	0,00
100	0,00	0,27	0,48	0,73	0,89	0,64	0,38	0,11	0,00
125	0,00	0,41	0,81	1,24	1,57	1,16	0,72	0,28	0,00
150	0,00	0,60	1,28	1,98	2,52	1,87	1,17	0,48	0,00
175	0,00	0,82	1,75	2,76	3,53	2,64	1,63	0,69	0,00
200	0,00	1,02	2,23	3,51	4,53	3,38	2,09	0,90	0,00
225	0,00	1,24	2,73	4,33	5,60	4,17	2,59	1,13	0,00
250	0,00	1,48	3,25	5,19	6,73	5,01	3,09	1,36	0,00
275	0,00	1,70	3,75	5,99	7,82	5,81	3,58	1,58	0,00
300	0,00	1,98	4,43	6,74	8,91	6,57	4,03	1,91	0,00
325	0,00	2,18	4,89	7,47	9,96	7,34	4,21	2,12	0,00
347	0,00	2,41	5,37	8,41	11,25	8,23	4,73	2,33	0,00
347	Ruptura								

TABELA B.8 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L5

F	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,04	0,08	0,05	0,07	0,04	0,02	0,01	0,00
35	0,00	0,08	0,14	0,12	0,17	0,11	0,06	0,01	0,00
50	0,00	0,08	0,17	0,22	0,28	0,23	0,15	0,08	0,00
75	0,00	0,07	0,23	0,38	0,52	0,46	0,30	0,17	0,00
100	0,00	0,10	0,37	0,66	0,91	0,78	0,51	0,28	0,00
125	0,00	0,14	0,59	1,11	1,53	1,26	0,84	0,46	0,00
150	0,00	0,21	0,87	1,64	2,27	1,81	1,21	0,64	0,00
175	0,00	0,32	1,26	2,36	3,27	2,56	1,72	0,87	0,00
200	0,00	0,46	1,62	3,01	4,19	3,24	2,15	1,07	0,00
225	0,00	0,60	2,04	3,75	5,24	4,01	2,63	1,28	0,00
250	0,00	0,77	2,51	4,54	6,40	4,81	3,15	1,58	0,00
275	0,00	0,94	2,78	5,05	7,13	5,30	3,45	1,68	0,00
300	0,00	1,11	3,26	5,86	8,29	6,13	3,96	1,90	0,00
325	0,00	1,27	3,73	6,64	9,43	6,93	4,47	2,11	0,00
350	0,00	1,35	4,22	7,48	10,70	7,83	5,02	2,34	0,00
420	Ruptura								

TABELA B.9 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L6

<i>F</i>	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	*	0,00
25	0,00	0,01	0,02	-0,01	0,01	0,01	0,01	*	0,00
50	0,00	0,02	0,07	0,09	0,13	0,12	0,08	*	0,00
75	0,00	0,03	0,14	0,20	0,27	0,24	0,16	*	0,00
100	0,00	0,06	0,23	0,39	0,52	0,43	0,28	*	0,00
125	0,00	0,11	0,38	0,65	0,88	0,71	0,45	*	0,00
150	0,00	0,18	0,58	1,02	1,38	1,11	0,70	*	0,00
175	0,00	0,26	0,87	1,52	2,16	1,67	1,06	*	0,00
200	0,00	0,35	1,20	2,12	3,09	2,31	1,47	*	0,00
225	0,00	0,46	1,57	2,74	4,12	3,00	1,91	*	0,00
250	0,00	0,64	2,05	3,54	5,32	3,86	2,48	*	0,00
275	0,00	0,76	2,49	4,30	6,52	4,69	3,00	*	0,00
300	0,00	0,84	2,78	4,78	7,25	5,11	3,34	*	0,00
325	0,00	0,98	3,22	5,54	8,41	5,93	3,85	*	0,00
350	0,00	1,12	3,70	6,36	9,65	6,80	4,42	*	0,00
375	0,00	1,29	4,26	7,28	11,01	7,78	5,04	*	0,00
400	0,00	1,47	4,81	8,21	12,32	8,77	5,67	*	0,00
425	0,00	1,66	5,37	9,17	13,64	9,78	6,30	*	0,00
450	0,00	1,86	6,00	10,27	15,20	10,93	7,01	*	0,00

* não foi feita leitura nesta posição

TABELA B.10 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L7

F	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,02	0,03	0,03	0,02	0,03	0,02	0,02	0,00
30	0,00	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,05	0,06	0,00
35	0,00	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	0,09	0,09	0,00
40	0,00	0,05	0,08	0,11	0,12	0,14	0,12	0,12	0,00
45	0,00	0,06	0,11	0,16	0,17	0,19	0,16	0,16	0,00
50	0,00	0,06	0,14	0,20	0,23	0,26	0,21	0,20	0,00
75	0,00	0,05	0,26	0,48	0,69	0,68	0,56	0,41	0,00
100	0,00	0,10	0,56	1,04	1,52	1,33	0,96	0,57	0,00
125	0,00	0,30	1,15	2,02	2,85	2,37	1,64	0,83	0,00
150	0,00	0,46	1,60	2,81	3,83	3,18	2,14	1,05	0,00
175	0,00	0,64	2,17	3,81	5,10	4,21	2,80	1,34	0,00
200	0,00	0,80	2,70	4,74	6,31	5,19	3,42	1,65	0,00
225	0,00	1,02	3,21	5,65	7,58	6,19	4,07	1,96	0,00
250	0,00	1,15	3,59	6,44	8,64	7,02	4,60	2,21	0,00
275	0,00	1,34	4,17	7,50	10,12	8,12	5,27	2,51	0,00
298	Ruptura								

TABELA B.11 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L8

F	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,01	0,04	0,03	0,04	0,04	0,03	0,02	0,00
30	0,00	0,02	0,05	0,06	0,08	0,07	0,05	0,03	0,00
35	0,00	0,02	0,08	0,10	0,11	0,10	0,08	0,05	0,00
45	0,00	0,01	0,11	0,16	0,17	0,16	0,13	0,07	0,00
50	0,00	0,01	0,13	0,19	0,21	0,20	0,16	0,09	0,00
75	0,00	0,03	0,24	0,44	0,53	0,47	0,34	0,20	0,00
100	0,00	0,07	0,45	0,83	1,04	0,90	0,62	0,33	0,00
125	0,00	0,16	0,78	1,42	1,82	1,54	1,04	0,53	0,00
150	0,00	0,29	1,24	2,14	2,78	2,36	1,56	0,79	0,00
175	0,00	0,44	1,75	3,00	3,86	3,27	2,14	1,05	0,00
200	0,00	0,63	2,24	3,82	4,88	4,12	3,17	1,30	0,00
225	0,00	0,83	2,80	4,50	5,00	4,83	3,06	1,43	0,00
250	0,00	0,99	3,22	5,11	5,80	5,47	3,45	1,59	0,00
275	0,00	1,17	3,70	5,92	6,85	6,32	3,96	1,76	0,00
300	0,00	1,39	4,26	6,82	8,90	7,26	4,55	1,99	0,00
317									
									<i>Ruptura</i>

TABELA B.12 – Deslocamentos verticais (mm) – Laje L9

<i>F</i> (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,02	0,02	0,01	0,05	0,05	0,01	0,01	0,00
35	0,00	0,01	0,07	0,06	0,16	0,13	0,06	0,07	0,00
50	0,00	0,03	0,16	0,20	0,33	0,26	0,14	0,15	0,00
75	0,00	0,06	0,32	0,49	0,64	0,51	0,25	0,26	0,00
100	0,00	0,11	0,52	0,79	1,06	0,85	0,42	0,38	0,00
125	0,00	0,16	0,72	1,15	1,56	1,22	0,67	0,54	0,00
150	0,00	0,23	1,01	1,66	2,26	1,80	1,02	0,74	0,00
175	0,00	0,36	1,44	2,39	3,31	2,59	1,52	0,98	0,00
200	0,00	0,51	1,89	3,08	4,28	3,34	2,01	1,21	0,00
225	0,00	0,68	2,50	3,79	5,36	4,12	2,47	1,53	0,00
250	0,00	0,85	2,95	4,48	6,35	4,72	2,92	1,72	0,00
275	0,00	1,04	3,48	5,38	7,58	5,59	3,45	1,92	0,00
300	0,00	1,28	4,08	6,32	8,91	6,63	4,03	2,15	0,00
325	0,00	1,51	4,66	7,30	10,28	7,50	4,65	2,39	0,00
350	0,00	1,75	5,35	8,45	11,90	8,61	5,31	2,65	0,00
375	<i>Ruptura</i>								

Anexo C

DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO

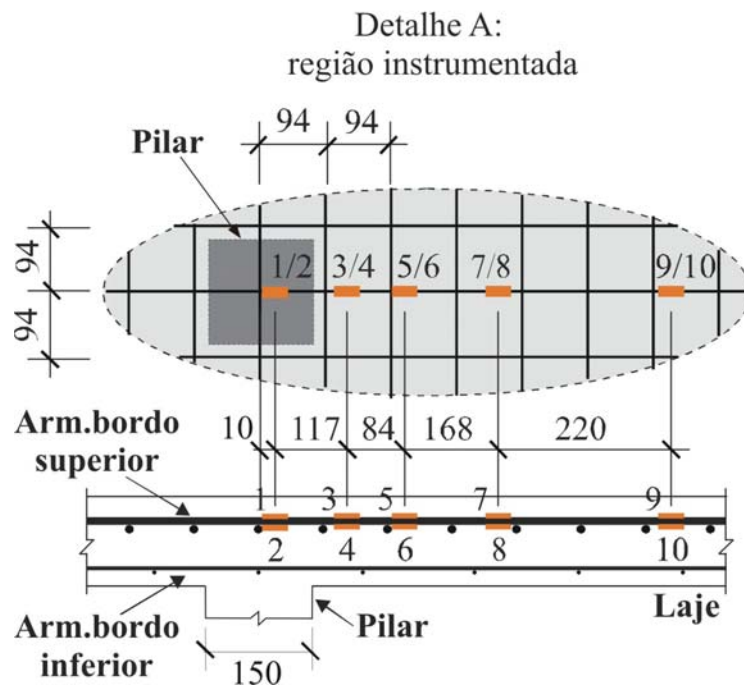
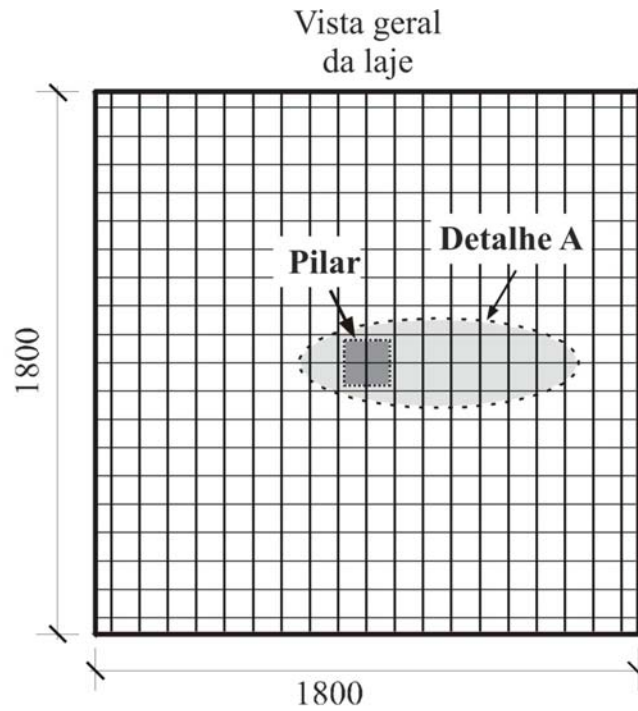


TABELA C.1 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L1A

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
30	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,03	0,00	0,00	0,00
35	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,01	0,00	0,00
40	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,04	0,04	0,01	0,00	0,01
45	0,10	0,08	0,09	0,07	0,07	0,06	0,06	0,01	0,00	0,00
50	0,11	0,09	0,10	0,09	0,08	0,06	0,06	0,02	0,01	0,01
75	0,32	0,21	0,26	0,17	0,14	0,16	0,03	0,05	0,00	0,01
100	0,61	0,43	0,59	0,36	0,36	0,40	0,17	0,19	-0,01	0,00
125	0,89	0,65	1,02	0,49	0,56	0,69	0,38	0,40	0,01	0,03
150	1,17	0,88	1,42	0,61	0,74	0,98	0,56	0,59	0,15	0,13
175	1,37	1,04	1,73	0,69	0,88	1,19	0,69	0,74	0,26	0,21
200	1,60	1,20	2,06	0,77	1,01	1,45	0,83	0,91	0,35	0,28
225	1,79	1,32	2,34	0,81	1,11	1,69	0,97	1,09	0,46	0,37
232	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.2 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L2A

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00
30	0,03	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00
35	0,05	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
40	0,06	0,04	0,05	0,03	0,03	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
45	0,09	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00
50	0,12	0,09	0,09	0,07	0,05	0,06	0,02	0,01	0,00	0,00
75	0,40	0,23	0,29	0,20	0,20	0,19	0,03	0,02	0,00	-0,01
100	0,66	0,39	0,53	0,34	0,37	0,45	0,08	0,08	-0,01	0,00
125	0,91	0,53	0,83	0,50	0,59	0,68	0,19	0,26	0,01	0,02
150	1,18	0,69	1,12	0,65	0,81	0,92	0,39	0,47	0,06	0,04
175	1,45	0,80	1,39	0,75	1,00	1,17	0,59	0,66	0,26	0,19
200	1,81	0,91	1,81	0,74	1,31	1,37	0,89	0,95	0,64	0,42
226	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.3 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L3A

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,00	0,01	0,01	0,00	-0,01	0,00	-0,02	0,00	0,00	-0,01
30	0,01	0,01	0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,02	0,00	-0,01	-0,01
35	0,02	0,02	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
40	0,04	0,04	0,05	0,02	0,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
45	0,06	0,06	0,08	0,03	0,03	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
50	0,08	0,07	0,09	0,04	0,04	0,04	0,00	0,00	-0,01	0,00
75	0,21	0,20	0,26	0,15	0,18	0,18	0,02	0,03	-0,01	0,00
100	0,35	0,35	0,50	0,26	0,33	0,36	0,10	0,14	-0,02	0,00
125	0,59	0,54	0,78	0,40	0,50	0,56	0,32	0,35	-0,02	0,01
150	0,94	0,73	1,56	0,11	1,23	0,40	0,61	1,06	0,27	0,36
163	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.4 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L1B

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
30	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
35	0,03	0,03	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
40	0,04	0,04	0,02	0,03	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00
45	0,08	0,07	0,07	0,05	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00
50	0,12	0,11	0,10	0,08	0,04	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
75	0,41	0,27	0,34	0,19	0,20	0,28	0,04	0,04	-0,01	0,00
100	0,78	0,50	0,69	0,38	0,40	0,55	0,15	0,17	-0,01	-0,01
125	1,17	0,73	1,12	0,52	0,60	0,84	0,37	0,37	0,00	0,02
150	1,45	0,88	1,49	0,56	0,75	1,10	0,52	0,55	0,07	0,54
175	1,75	1,06	1,84	0,60	0,89	1,38	0,68	0,69	0,18	0,30
200	2,08	1,23	2,25	0,62	1,08	1,67	0,88	0,84	0,31	0,40
200	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.5 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L2B

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30	0,04	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
35	0,06	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
40	0,07	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00
45	0,10	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00
50	0,14	0,08	0,08	0,06	0,05	0,05	0,03	0,02	0,00	0,01
75	0,49	0,16	0,31	0,28	0,25	0,23	0,13	0,14	0,01	0,01
100	0,90	0,28	0,56	0,48	0,46	0,44	0,33	0,34	0,06	0,04
125	*	0,34	0,81	0,65	0,65	0,60	0,49	0,52	0,21	0,17
150	*	0,45	1,16	0,89	0,92	0,90	0,75	0,76	0,44	0,40
175	*	0,52	1,40	1,04	1,09	1,08	0,89	0,91	0,55	0,51
200	*	0,53	1,60	1,15	1,21	1,24	1,00	1,10	0,68	0,62

* extensômetro sem leitura

220

Ruptura

TABELA C.6 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L3B

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	*	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	*	0,00	0,02
30	0,05	0,04	0,03	0,05	0,04	0,02	0,02	*	0,00	0,02
35	0,04	0,04	0,02	0,03	0,03	0,01	0,01	*	0,00	0,03
40	0,07	0,06	0,04	0,05	0,05	0,03	0,01	*	0,00	0,02
45	0,12	0,09	0,06	0,07	0,06	0,05	0,01	*	0,00	0,03
50	0,15	0,12	0,08	0,09	0,09	0,09	0,02	*	0,00	0,03
75	0,41	0,26	0,16	0,16	0,24	0,22	0,04	*	-0,01	0,01
100	0,69	0,43	0,14	0,26	0,48	0,43	0,15	*	0,00	0,03
125	1,01	0,56	0,22	0,35	0,70	0,67	0,33	*	0,06	0,09
150	1,36	0,66	0,43	0,43	0,91	0,97	0,49	*	0,22	0,18
175	1,68	0,72	0,71	0,51	1,13	1,32	0,64	*	0,41	0,29
200	2,01	0,59	0,89	0,63	1,35	1,60	0,92	*	0,59	0,42
220	2,20	0,54	1,05	0,53	1,53	1,70	1,07	*	0,70	0,49

* extensômetro perdido na concretagem.

225

Ruptura

TABELA C.7 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L4

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35	0,04	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
50	0,08	0,04	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	0,19	0,10	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,00	-0,01	0,00
100	0,34	0,19	0,06	0,05	0,05	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00
125	0,56	0,32	0,11	0,08	0,09	0,10	0,02	0,01	0,00	0,02
150	0,88	0,47	0,12	0,09	0,16	0,19	0,03	0,03	0,01	0,03
175	1,18	0,58	*	*	0,21	0,26	0,09	0,08	0,03	0,04
200	1,42	0,67	*	*	0,25	0,32	0,15	0,13	0,06	0,06
225	1,67	0,76	*	*	0,28	0,36	0,20	0,17	0,08	0,08
250	1,94	0,87	*	*	0,32	0,38	0,24	0,20	0,13	0,12
275	2,15	0,95	*	*	0,34	0,38	0,27	0,22	0,19	0,16
300	2,50	1,07	*	*	0,38	0,38	0,31	0,23	0,29	0,21
325	2,76	1,16	*	*	0,40	0,38	0,32	0,24	0,34	0,23
347	3,06	1,28	*	*	0,42	0,38	0,34	0,24	0,39	0,26

*extensômetros sem leitura

347

Ruptura

TABELA C.8 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L5

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00
35	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
50	0,05	0,03	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00
75	0,13	0,10	0,08	0,07	0,04	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00
100	0,30	0,24	0,23	0,21	0,13	0,16	0,08	0,01	-0,01	-0,01
125	0,49	0,38	0,36	0,37	0,24	0,27	0,09	0,01	-0,01	-0,01
150	0,72	0,51	0,53	0,59	0,41	0,45	0,11	0,05	-0,01	0,00
175	1,00	0,63	0,76	0,80	0,57	0,65	0,18	0,12	0,00	0,01
200	1,33	0,77	1,01	1,02	0,74	0,85	0,30	0,25	0,00	0,01
225	1,66	0,89	1,28	1,24	0,91	1,08	0,45	0,41	0,01	0,03
250	2,07	1,04	1,63	1,52	1,15	1,40	0,68	0,66	0,06	0,07
275	2,26	1,14	1,81	1,66	1,26	1,54	0,76	0,75	0,08	0,10
300	2,56	1,25	2,03	1,85	1,42	1,73	0,90	0,92	0,14	0,20
325	2,90	1,39	2,23	2,06	1,61	1,94	1,05	1,08	0,22	0,31
350	3,30	1,53	2,41	2,25	1,78	2,17	1,19	1,25	0,32	0,43
375	3,76	1,74	2,56	2,41	1,90	2,39	1,33	1,42	0,40	0,54
400	4,30	1,99	2,86	2,40	2,09	2,52	1,74	1,92	0,65	0,86
420	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.9 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L6

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	0,09	0,03	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	0,21	0,05	0,05	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
125	0,41	-1,77	-0,32	-0,29	-0,02	0,03	-0,02	-0,01	-0,02	-0,01
150	0,60	-1,84	-0,15	-0,19	-0,04	0,08	-0,01	-0,01	-0,04	-0,02
175	0,82	-0,39	0,18	0,11	0,11	0,15	0,01	0,01	-0,04	-0,01
200	1,08	-0,88	0,08	-0,02	0,17	0,19	0,06	0,03	-0,03	-0,02
225	1,33	-0,73	0,20	0,10	0,23	0,25	0,09	0,06	-0,02	-0,02
250	1,61	-0,58	0,29	0,16	0,29	0,31	0,15	0,09	-0,01	-0,01
275	2,04	-0,42	0,38	0,21	0,37	0,40	0,21	0,14	0,05	0,01
300	2,22	0,39	0,61	0,44	0,45	0,44	0,24	0,15	0,07	0,02
325	2,49	0,52	0,68	0,49	0,50	0,49	0,28	0,17	0,11	0,03
350	2,76	0,00	0,64	0,41	0,54	0,56	0,33	0,21	0,17	0,05

CONTINUAÇÃO TABELA C.9 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L6

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
375	3,01	0,56	0,84	0,59	0,63	0,62	0,39	0,24	0,25	0,07
400	3,30	0,25	0,79	0,51	0,67	0,68	0,43	0,28	0,35	0,11
425	6,10	1,21	0,98	0,67	0,75	0,74	0,49	0,32	0,43	0,14
450	27,28	2,69	1,14	0,79	0,81	0,79	0,57	0,36	0,55	0,18
475	27,28	2,69	1,16	0,78	0,82	0,80	0,59	0,39	0,60	0,20
500	27,28	2,69	1,22	0,80	0,86	0,81	0,64	0,43	0,67	0,23
510	27,28	2,69	1,23	0,82	0,88	0,82	0,67	0,45	0,71	0,24
520	27,28	2,69	1,26	0,89	0,90	0,82	0,71	0,48	0,76	0,25
530	27,28	2,69	1,28	0,97	0,92	0,82	0,75	0,52	0,81	0,25
543	27,28	2,69	1,30	1,11	0,97	0,78	0,82	0,58	0,90	0,25
543	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.10 – Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L7

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
35	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00
50	0,09	0,06	0,07	0,06	0,03	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
75	0,28	0,19	0,18	0,12	0,09	0,04	0,06	0,00	0,01	0,00
100	0,82	0,53	0,54	0,40	0,35	0,33	0,10	0,05	-0,02	-0,01
125	1,40	1,04	1,14	0,89	0,81	0,57	0,36	0,26	-0,02	0,02
150	1,78	1,35	1,57	1,14	1,11	1,00	0,54	0,41	0,02	0,08
175	2,17	1,68	2,05	1,36	1,37	1,54	0,76	0,63	0,08	0,17
200	2,45	1,92	2,41	1,51	1,54	1,79	0,92	0,82	0,17	0,27
225	2,71	2,12	2,74	1,59	1,69	1,90	1,08	1,02	0,34	0,48
250	2,90	2,26	2,97	1,68	1,80	2,02	1,17	1,13	0,40	0,57
275	3,18	2,49	3,31	1,79	1,98	2,11	1,30	1,28	0,47	0,67
298	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.11– Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L8

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	0,00	-0,01	-0,02	0,01	0,00	-0,01	0,00	0,01	0,00
35	0,04	0,02	0,01	-0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
50	0,08	0,05	0,04	0,03	0,04	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00
75	0,30	0,19	0,09	0,03	0,07	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00
100	0,54	0,37	0,22	0,15	0,16	0,13	0,02	0,02	0,01	-0,01
125	0,82	0,58	0,44	0,39	0,37	0,35	0,03	0,04	-0,01	-0,01
150	1,14	0,84	0,66	0,66	0,62	0,60	0,10	0,12	0,00	-0,01
175	1,39	1,03	0,96	0,79	0,82	0,85	0,28	0,38	0,02	0,00
200	1,62	1,20	1,28	0,97	1,00	1,10	0,44	0,60	0,04	0,01
225	1,92	1,43	1,63	1,14	1,20	1,40	0,68	0,81	0,09	0,05
250	2,08	1,57	1,83	1,25	1,32	1,55	0,79	0,91	0,12	0,07
275	2,29	1,70	2,03	1,36	1,42	1,73	0,90	1,05	0,24	0,19
300	2,54	1,84	2,28	1,51	1,57	1,96	1,09	1,21	0,41	0,37
310	2,62	1,82	2,49	1,46	1,70	2,06	1,29	1,42	0,56	0,54
317	<i>Ruptura</i>									

TABELA C.12– Deformações na armadura de flexão (mm/m) – Laje L9

<i>F</i> (kN)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	*	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,01	-0,01	0,00	-0,01	-0,01	*	-0,01	0,00	0,00	0,00
35	0,03	0,02	0,03	0,00	0,01	*	0,00	0,00	0,01	0,00
50	0,06	0,04	0,06	0,02	0,02	*	0,01	0,00	0,01	0,00
75	0,18	0,08	0,12	0,05	0,04	*	-0,01	0,00	0,00	0,00
100	0,37	0,16	0,27	0,13	0,07	*	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01
125	0,62	0,32	0,49	0,27	0,14	*	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01
150	0,90	0,49	0,73	0,38	0,24	*	-0,04	-0,03	-0,01	-0,02
175	1,28	0,73	1,12	0,56	0,52	*	0,02	0,00	0,01	-0,02
200	1,61	0,93	1,46	0,69	0,72	*	0,07	0,07	0,03	-0,02
225	2,06	1,20	1,90	0,86	0,97	*	0,17	0,23	0,04	-0,01
250	2,33	1,36	2,15	1,01	1,12	*	0,25	0,33	0,04	-0,01
275	2,70	1,52	2,49	1,19	1,33	*	0,48	0,54	0,05	-0,01
300	3,05	1,64	2,80	1,32	1,50	*	0,67	0,73	0,05	0,00
325	3,43	1,75	3,16	1,46	1,68	*	0,86	0,95	0,08	0,01
350	4,55	1,98	3,52	1,53	1,84	*	1,10	1,21	0,13	0,06
375	8,92	2,69	3,79	1,60	2,02	*	1,36	1,52	0,21	0,17

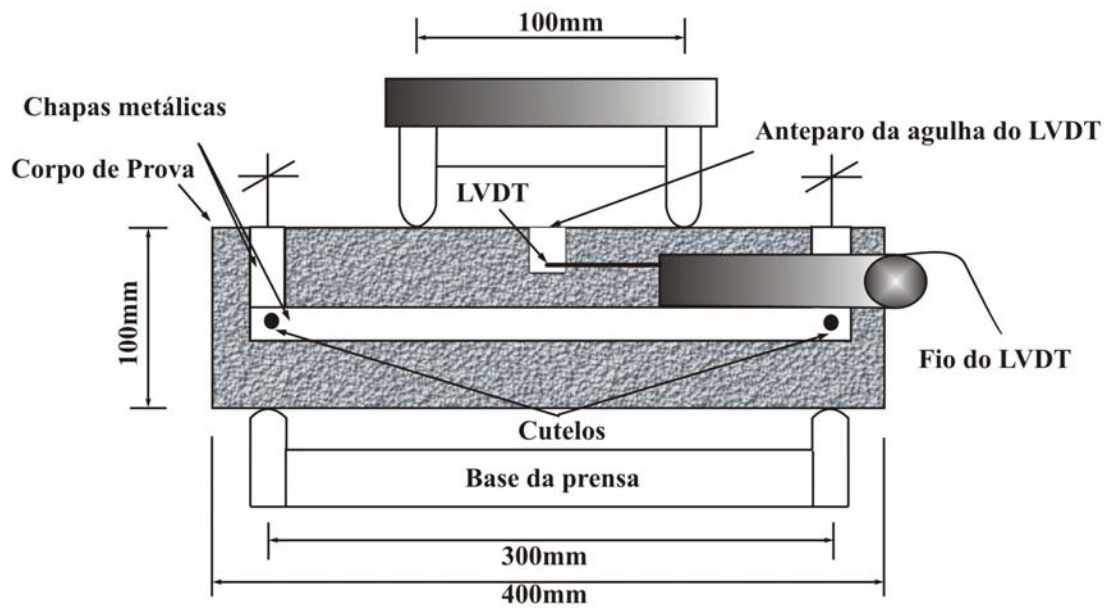
* extensômetro perdido na concretagem.

375

Ruptura

Anexo D

ENSAIOS DE TENACIDADE



- Dimensões dos Corpos de Prova – 400x100x100mm;
- Aplicação da carga nos terços médios do Corpo de Prova;
- Incrementos de carga a cada 5 segundos;
- Valor máximo de deslocamento – 10mm.



FIGURA D.1 – Corpo de prova e sistema de ensaio de tenacidade

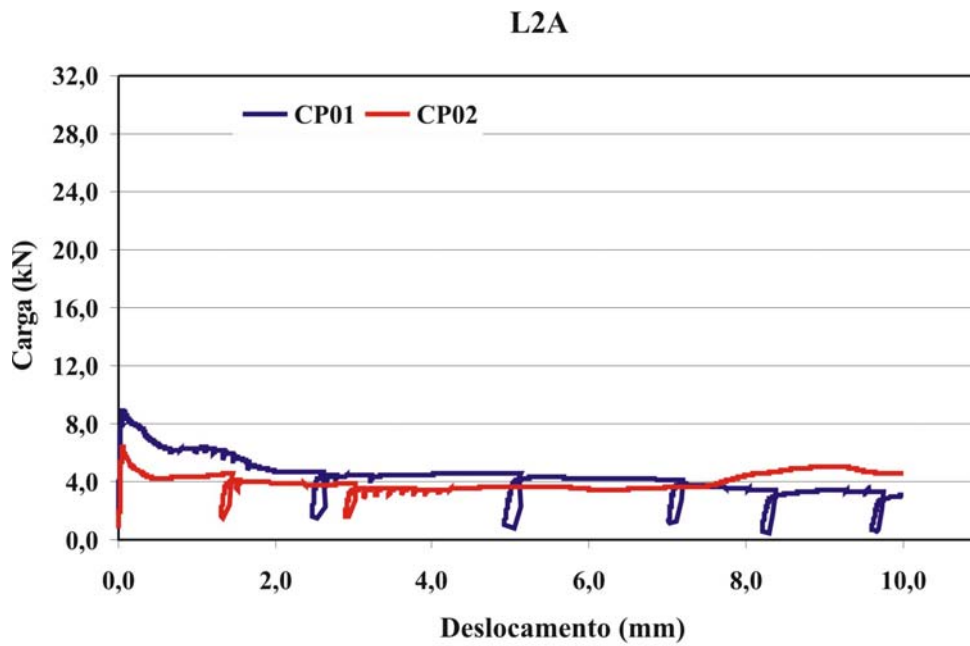


FIGURA D.2 - Carga x deslocamento – concreto da laje L2A

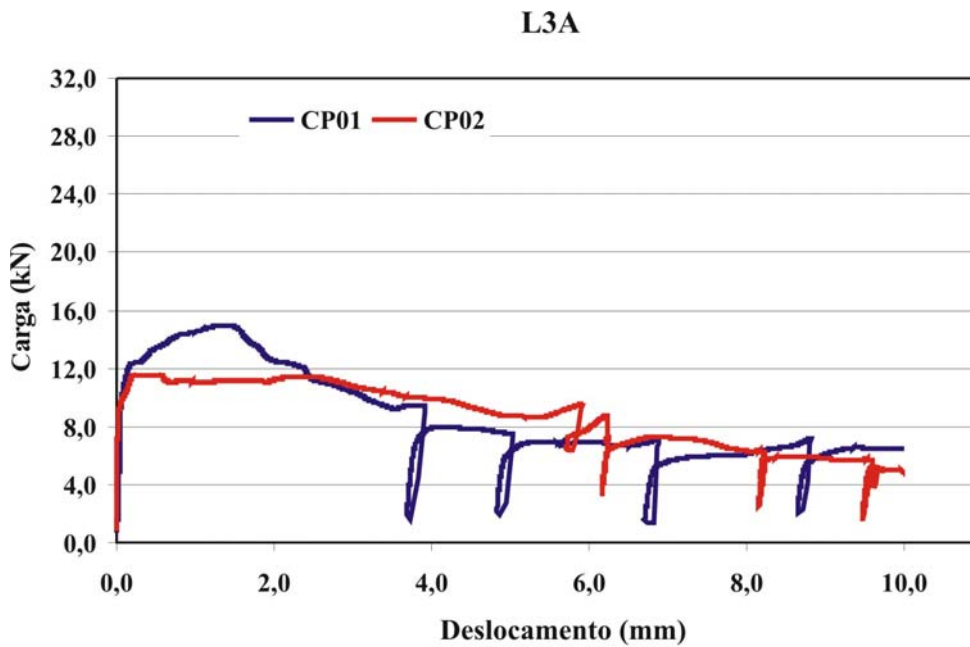


FIGURA D.3 - Carga x deslocamento – concreto da laje L3A

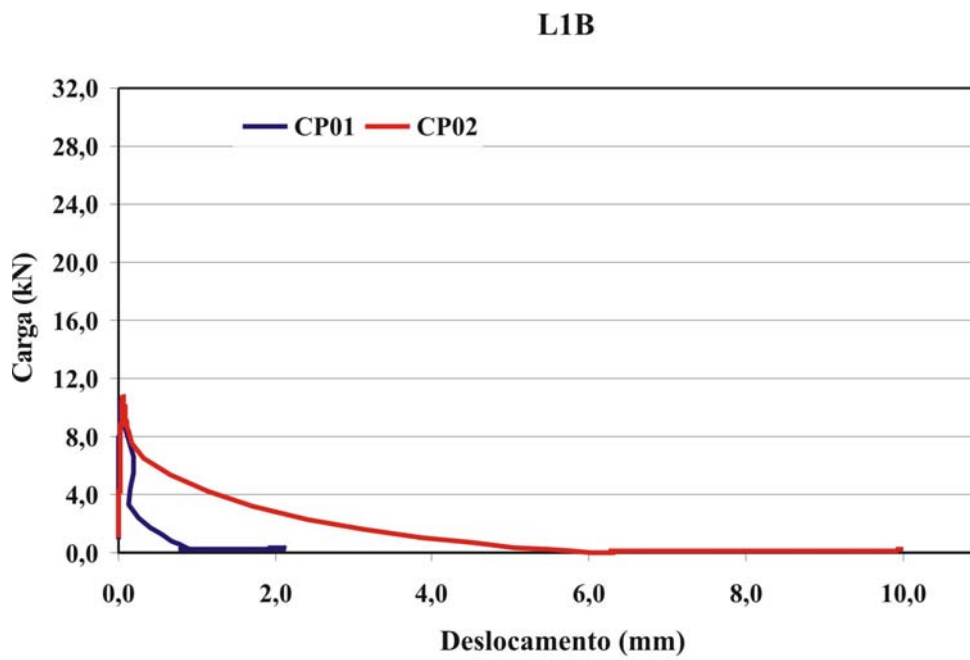


FIGURA D.4 - Carga x deslocamento – concreto da laje L1B

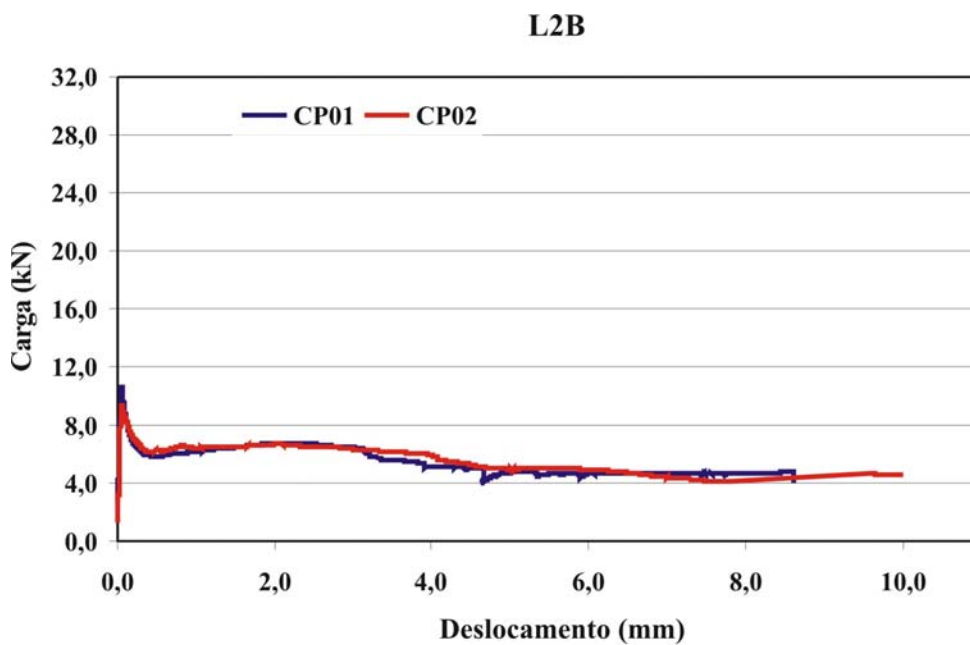


FIGURA D.5 - Carga x deslocamento – concreto da laje L2B

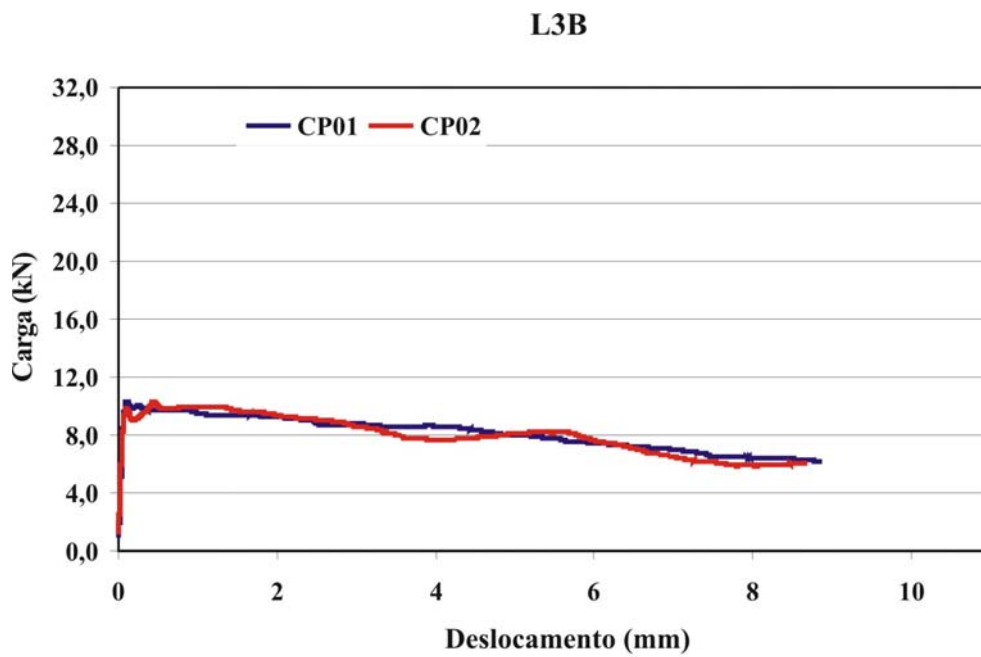


FIGURA D.6 - Carga x deslocamento – concreto da laje L3B

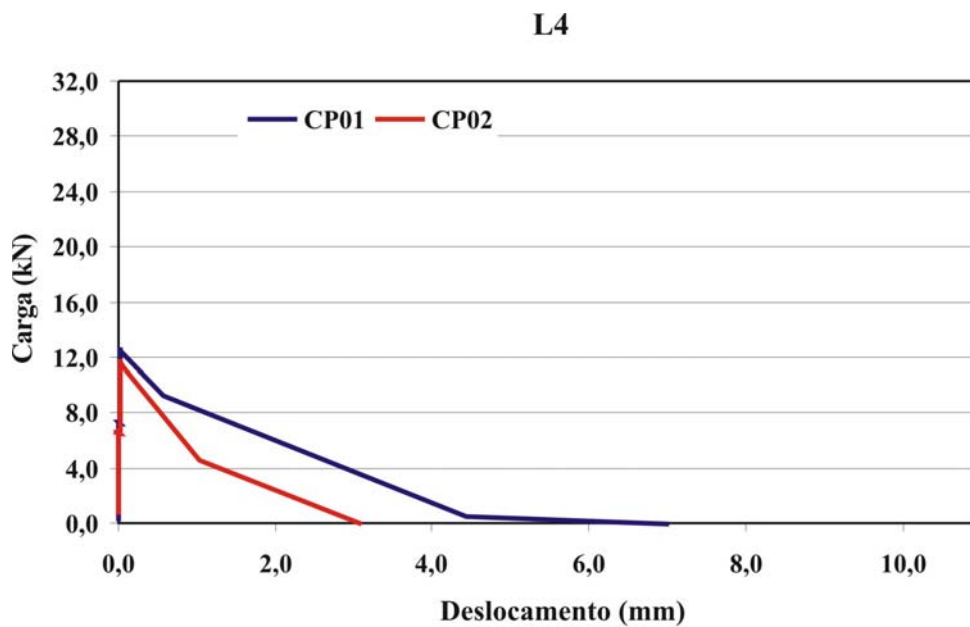


FIGURA D.7 - Carga x deslocamento – concreto da laje L4

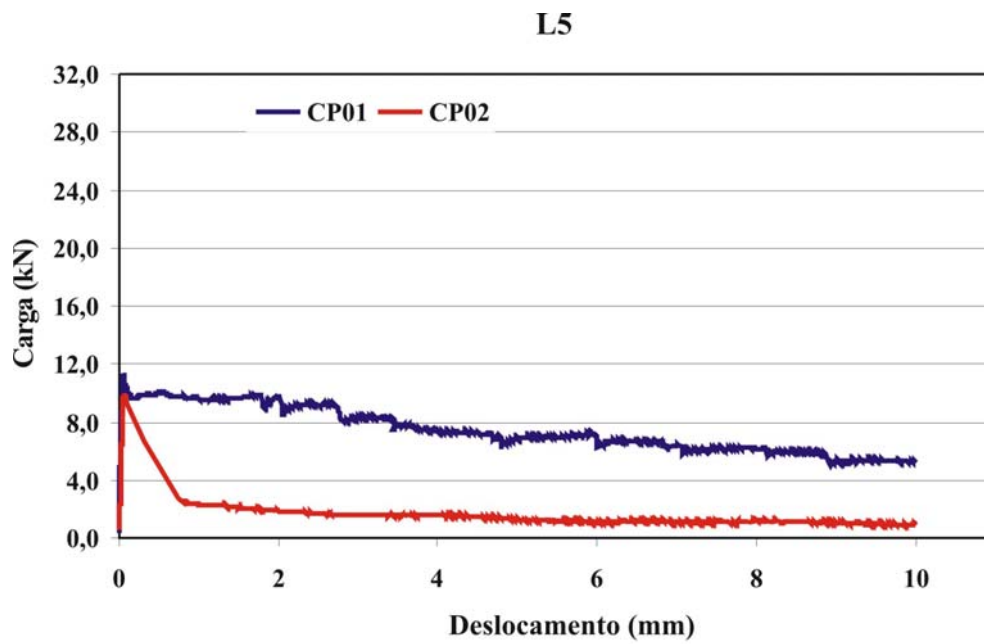


FIGURA D.8 - Carga x deslocamento – concreto da laje 5

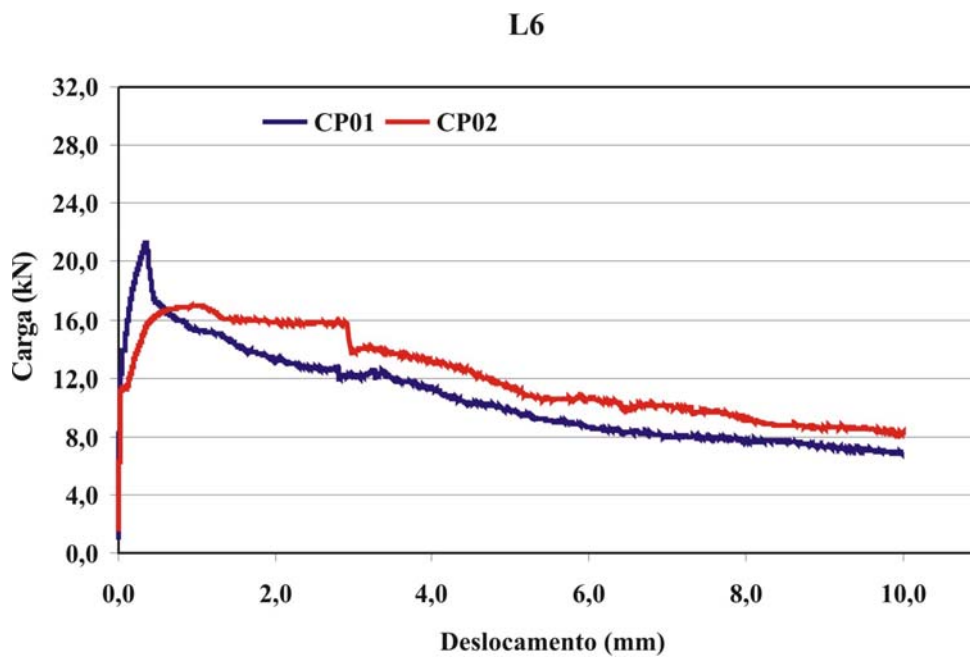
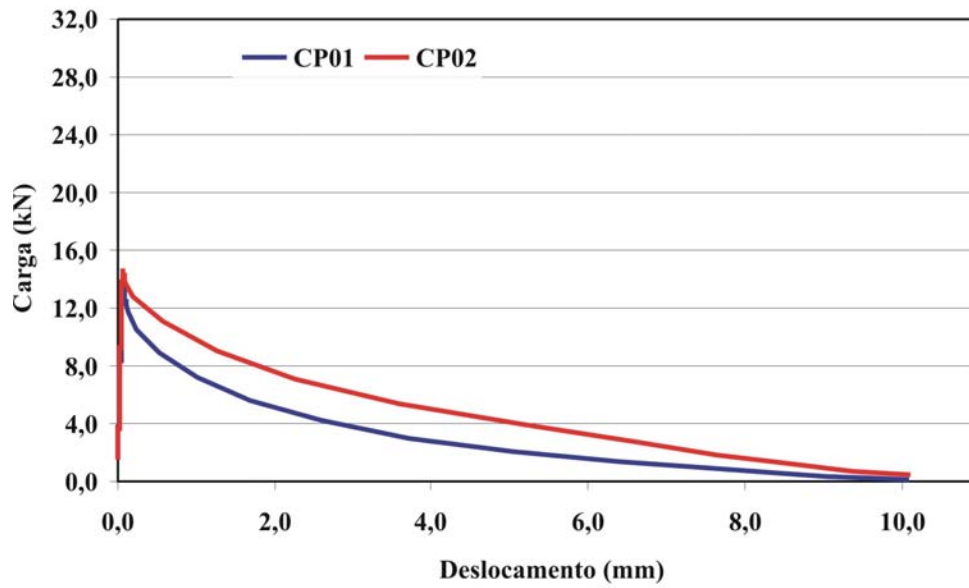
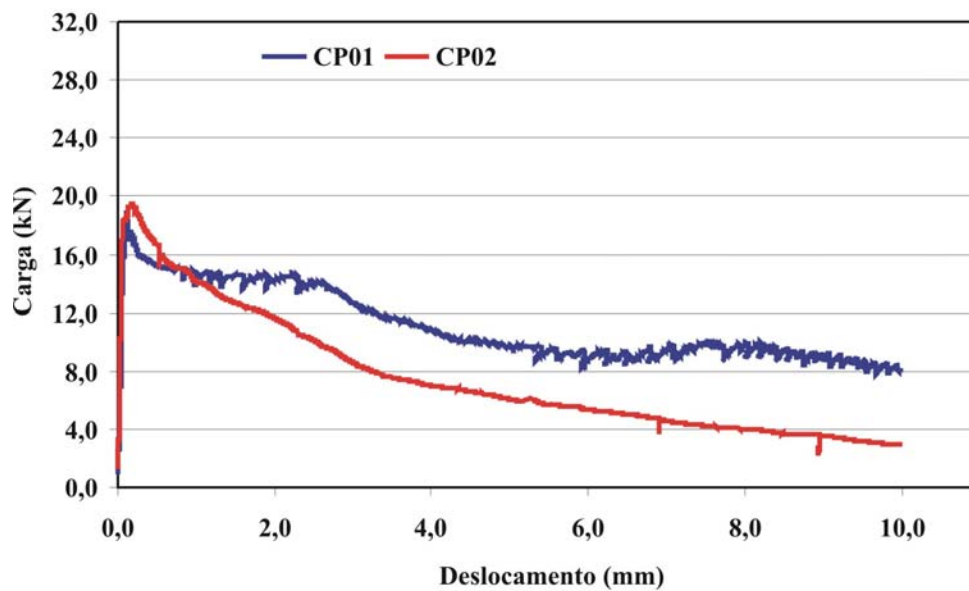


FIGURA D.9 - Carga x deslocamento – concreto da laje L6

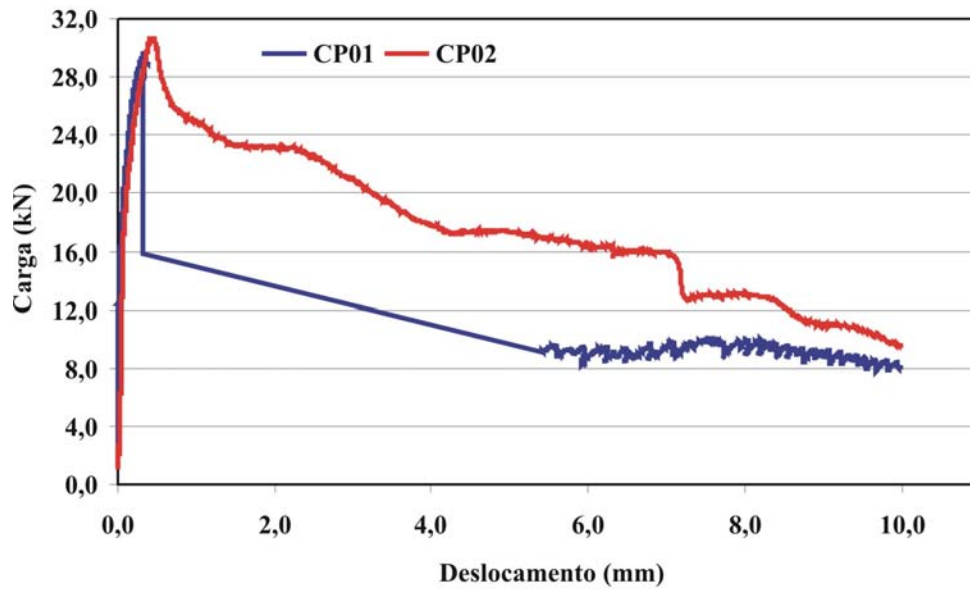
L7

FIGURA D.10 - *Carga x deslocamento* – concreto da laje L7

L8

FIGURA D.11 - *Carga x deslocamento* – concreto da laje L8

L9

FIGURA D.12 - *Carga x deslocamento* – concreto da laje L9

Anexo E

DOSAGEM DO CONCRETO – $f_c = 20\text{MPa}$

TABELA E.1 – Materiais utilizados na confecção dos concretos

Materiais
Brita nº0
Areia natural fina
Filler calcáreo
Cimento Goiás CII F-32

TABELA E.2 – Traços do concreto para $f_{ck} 20\text{MPa}$

Traço	Teor de argamassa (α)	Proporção dos materiais
01 ⁽¹⁾	50,2	1 : 1,87 : 3,49 : 0,74
02 ⁽²⁾	50,2	1 : 1,87 : 3,49 : 0,74
03 ⁽¹⁾	54,1	1 : 2,07 : 3,23 : 0,73

⁽¹⁾ umidade da areia -0;0% umidade da brita – 0,0%;

⁽²⁾ agregado miúdo - 80% de areia e 20% de filler calcáreo.

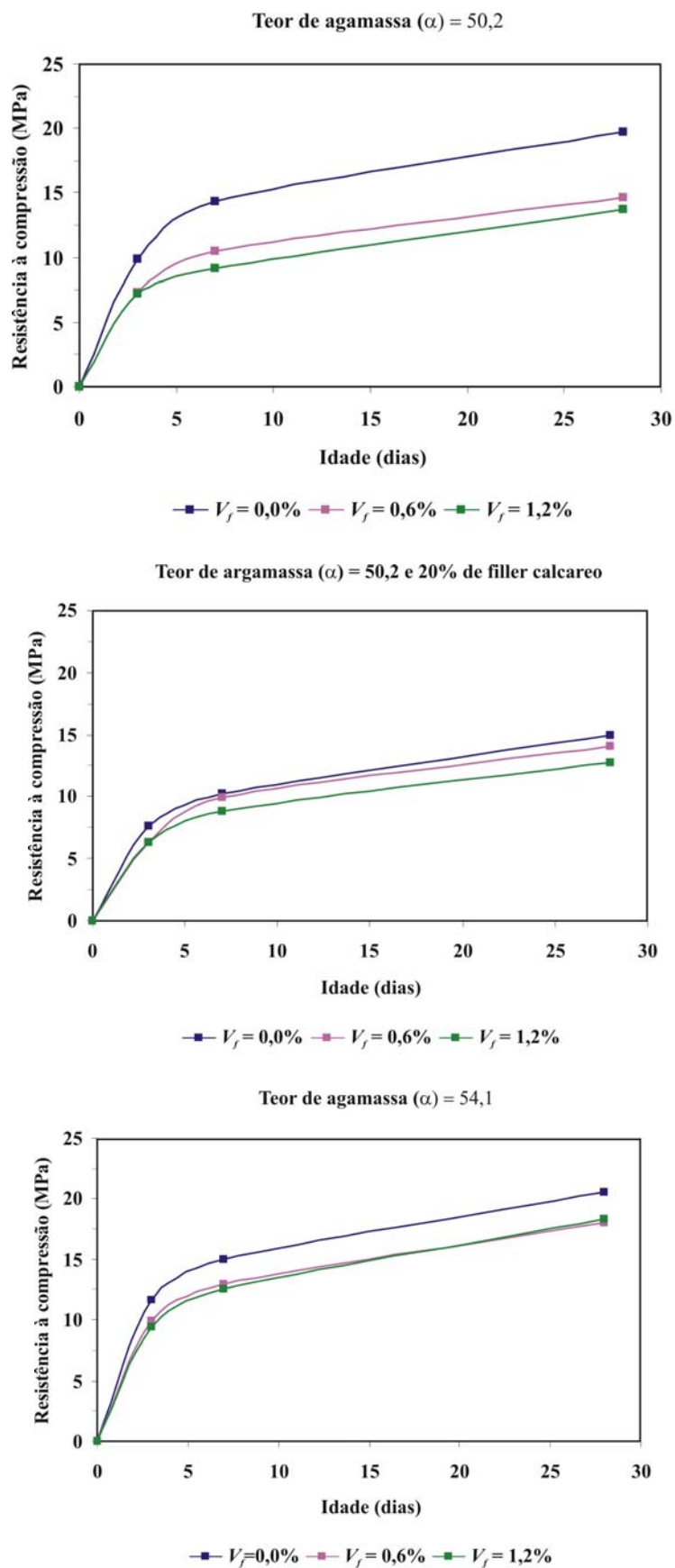


FIGURA E.1 - Resistência à compressão x idade - concreto 20MPa

Anexo F

FOTOGRAFIAS

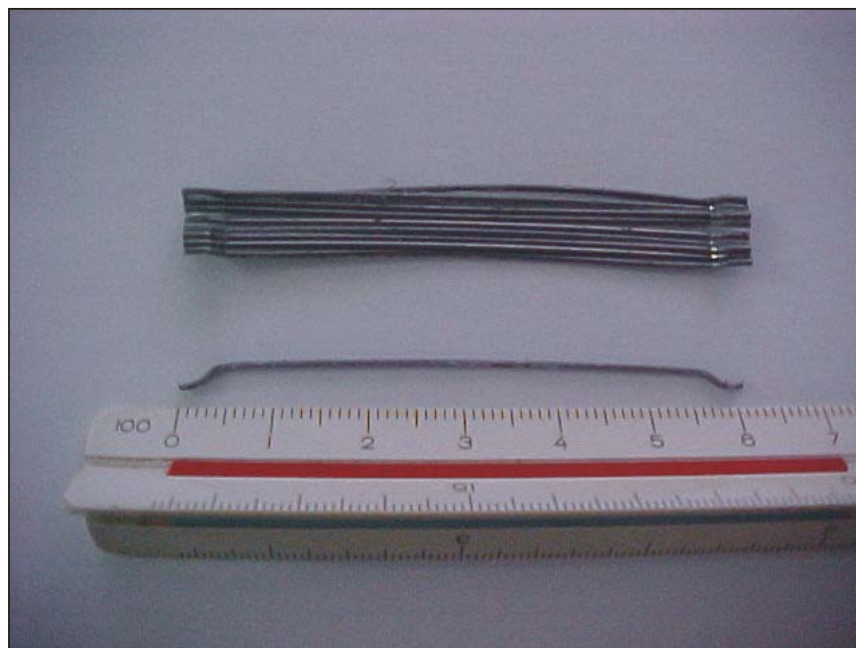


FIGURA F.1 – Fibra utilizada



FIGURA F.2 – Forma montada para concretagem



FIGURA F.3 – Posição dos extensômetros na armadura de flexão



FIGURA F.4– Lançamento do concreto na forma



FIGURA F.5 – Laje concretada