



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO DE ALTA
RESISTÊNCIA COM METACAULIM APOIADAS EM
PILARES RETANGULARES E ARMADAS À PUNÇÃO**

ENG^o CIVIL ADONAY SARÁTY DE CARVALHO

Belém

2006



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO DE ALTA
RESISTÊNCIA COM METACAULIM APOIADAS EM
PILARES RETANGULARES E ARMADAS À PUNÇÃO**

ENG^o CIVIL ADONAY SARÁTY DE CARVALHO

Dissertação de mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém

2006



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO DE ALTA
RESISTÊNCIA COM METACULIM APOIADAS EM
PILARES RETANGULARES E ARMADAS À PUNÇÃO**

ENG^o ADONAY SARÁTY DE CARVALHO

APROVADO POR:

Prof. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, D.Sc. (UFPA)
(Orientador)

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Ph.D. (Unb)
(Examinador Externo)

Prof.. Alcebíades Negrão Macedo, Dr. (UFPA)
(Examinador Interno)

Prof.. Sandoval José Rodrigues Júnior, Dr. (UFPA)
(Examinador Interno)

Belém / PA, 02 de Março de 2006.

A DEUS

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, pela valiosa orientação, paciência e apoio durante todo o curso.

Aos professores Manoel Diniz Peres e Alcebíades Negrão Macêdo, pela ajuda e atenção durante a etapa experimental do trabalho.

Aos técnicos Emanuel Cordeiro e Urbano Furtado pela ajuda indispensável durante todo o período da realização dos ensaios e concretagem das lajes.

Aos amigos do mestrado Bernardo Neto, Cláudio Lezana, Daniel Rocha, Guilherme Melo, Marcos Albuquerque, Maurício Pina, Lins Sandro e pela convivência e apoio ao longo do curso. Aos alunos de graduação Alexandre Vilhena, Cícero Rodrigues, Guilherme Salazar, Israel Baltazar, Mikhail Luczynski e Kelly Nahum, pela constante ajuda no laboratório durante o período experimental dessa pesquisa.

Aos meus pais José Luiz e Nadege, que me apoiaram em todas as etapas deste trabalho, sempre acreditando no meu potencial e pelo estímulo constante à minha educação.

As minhas irmãs Salma e Samantha e minha sobrinha Sabrina, presentes em todos os momentos da minha vida.

A Jeane Kelly, pelo incentivo, amor, companheirismo, compreensão e ajuda nos momentos difíceis.

A ADA (Agência de Desenvolvimento da Amazônia), pelo incentivo financeiro indispensável para realização deste trabalho.

*E no fim, o amor que você recebe é
igual ao amor que você faz.*
(The Beatles)

RESUMO

Foram analisadas experimentalmente 10 (dez) lajes lisas de concreto dosado com metacaulim e concreto de alta resistência ($f_{cc} \cong 60$ MPa), submetidas a carregamento simétrico, objetivando analisar a influência da variação do índice de retangularidade dos pilares ($C_{máx}/C_{mín} = 1, 3$ e 5) e de armaduras de cisalhamento na resistência ao puncionamento das mesmas. As armaduras de cisalhamento foram constituídas por estribos abertos inclinados.

As lajes tinham dimensões de (1.800 x 1.800 x 110) mm e as principais variáveis foram à variação do índice de retangularidade dos pilares e distribuição dos estribos inclinados em torno dos mesmos.

Analisou-se os resultados de cargas de ruptura, flechas, mapa de fissuração, ductilidade, deformações no concreto e nas armaduras de flexão e cisalhamento, e os modos de ruptura atingidos. Os resultados experimentais foram comparados com os resultados estimados por diversas normas. São também apresentados os resultados obtidos numericamente para as lajes ensaiadas e comparados com os resultados experimentais.

Os resultados experimentais mostraram que o aumento do índice de retangularidade faz com que as forças cortantes se concentrem nas extremidades do pilar, o que sugere que nessa região as armaduras de combate ao puncionamento são mais solicitadas. Os estribos inclinados foram eficientes no aumento das cargas de ruptura e alteraram inclusive o modo de ruptura de algumas lajes. Observou-se ganhos de até 32% quando os estribos foram distribuídos em torno das extremidades dos pilares. A baixa capacidade resistente à flexão limitou a resistência última.

Palavras-chave: concreto armado, lajes lisas, puncionamento e estribos inclinados.

ABSTRACT

Ten reinforced concrete slabs were tested, using metakaolin and high strength concrete (f_{cc} nearly 60 MPa), The slabs are submitted to central loading, with objective to analyze the influence of the rectangularity rate of the columns (C_{max}/C_{min}) and the stirrups in the increase of resistance. The inclined stirrups have used.

The slab's dimensions were (1.800 x 1.800 x 110) mm and the variables considered were the rectangularity rate of the columns and use the stirrups and distribution around the column.

Ultimate loads, deflections, fissure maps, ductility, concrete, stirrups and reinforcement strains and failure types. The experimental results are comparisons with other results of the codes. The numerical results are compared with experimental results.

The experimental results indicate that increase of the rectangularity rate of the columns to make the shear forces concentrate around the column's ends, suggesting that the region the shear combat are most solicit. The inclined stirrups have efficient increase in the resistance of the slab and to change the failure types in some slabs. Observed increases than 32% when the stirrups have to distribute around the column's ends. The low capacity resist to flexion have limited the punching resistance.

Keywords: Reinforced concrete, slabs, punching and inclined stirrups.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS	3
1.2 DESCRIÇÃO DO TRABALHO	4
2. RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO.....	5
2.1 INTRODUÇÃO	5
2.2 TRABALHOS REALIZADOS	5
2.2.1 Sem armadura de cisalhamento.....	5
2.2.2 Trabalhos com armadura de cisalhamento.....	15
2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	20
2.3.1 Considerações Iniciais.....	20
2.3.2 ACI 318/02 American Building Code for Structural Concrete. (ACI, 2002).....	21
2.3.3 BS 8110. (British Standards Institution, 1997).....	25
2.3.4 CEB-FIP Model Code 1990, MC90 (CEB-FIP, 1993).....	27
2.3.5 EUROCODE 2, EC2. (British Standards Institutions, 1992)	29
2.3.6 NBR 6118/1978, NB1/78 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978.....	32
2.3.7 NBR 6118/2003, NB1/03. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003).....	33
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	36
3.1 LAJES.....	36
3.1.1 Detalhes das lajes	36
3.1.2 Instrumentação	39
3.1.3 Sistema de ensaio	48
3.1.4 Cargas últimas de flexão	52

3.2	CONCRETO	54
3.2.1	Composição do concreto	54
3.2.2	Cura do concreto	56
3.2.3	Resistência à compressão e modulo de elasticidade	58
3.2.4	Resistência à tração	60
3.3	AÇO	61
3.3.1	Armadura de flexão.....	61
3.3.2	Armadura de cisalhamento.....	63
4.	RESULTADO DOS ENSAIOS.....	66
4.1	FLECHAS NAS LAJES	66
4.2	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	90
4.3	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE FLEXÃO	97
4.4	DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE CISALHAMENTO	103
4.5	MAPAS DE FISSURAÇÃO	108
4.6	LOCALIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA	120
4.7	CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA OBSEVADOS	123
5.	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBSERVADOS E OS ESTIMADOS	128
5.1	RESISTÊNCIA AO PUNÇIONAMENTO	128
5.2.1	ACI 318-02, American Building Code Requirements for Structural Concrete. (ACI, 2002)	129
5.2.2	BS 8110, (British Standards Institution, 1997).....	130
5.2.3	CEB-FIP Model Code 1990, MC90. (CEB-FIP, 1993)	132
5.2.4	EUROCODE 2, <i>Design of Concrete Structures</i> . European Commitee for Standardization. (EC2, 2002).....	134
5.2.5	NB1 6118/78, NB1/78. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978)	136

5.2.6	NB1 6118/03, NB1/03. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003)	138
6.	ANÁLISE NUMÉRICA	141
6.1	INTRODUÇÃO	141
6.2	MODELO ANALISADO	141
6.3	RESULTADOS DA ANÁLISE ELÁSTICA	143
6.3.1	Cisalhamento.....	143
6.3.2	Deslocamentos	148
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS...	165
7.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL	165
7.1.1	Lajes	165
7.1.2	Comportamento das Fissuras	165
7.1.3	Deformações no concreto.....	165
7.1.4	Deformações na armadura de flexão e de cisalhamento	166
7.1.5	Deflexões das lajes.....	166
7.1.6	Cargas e modos de ruptura.....	166
7.1.7	Estimativas normativas	167
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	167
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	168
	APÊNDICE	170
1	LEITURAS	170
1.1	Flechas	170
1.2	Deformações do concreto.....	176
1.3	Deformações da armadura de flexão e cisalhamento.....	177

2	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO (RESULTADO DOS ENSAIOS).....	185
2.1	Resistência à compressão.....	185
2.2	Resistência à tração.....	187
2.3	Módulo de elasticidade	188

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Propriedade das lajes ensaiadas por Hawkins <i>et al.</i> (1971).....	6
Tabela 2.2 – Resultados obtidos por Hawkins <i>et al.</i> (1971).....	7
Tabela 2.3 – Lajes sem furos ensaiadas por K. K. Leong e S. Teng (2000)	8
Tabela 2.4 – Características das lajes e apoios usados por Al-Yousif e Regan (2003).....	9
Tabela 2.5 – Características das lajes ensaiadas por Oliveira (2003).....	11
Tabela 2.6 – Resultados observados por Oliveira (2003).....	13
Tabela 2.7 – Características e resultados obtidos por Borges (2004).....	14
Tabela 2.8 – Cargas últimas e modos de ruptura obtidos por Gomes (1991).....	16
Tabela 2.9 – Resultados obtidos por Hallgren (1996).....	18
Tabela 2.10 – Alguns resultados obtidos por Oliveira (1998).....	19
Tabela 3.1 – Características das lajes ensaiadas.....	36
Tabela 3.2 – Quantidade de materiais para 1m ³ de concreto.....	55
Tabela 3.3 – Ensaio de Módulo de Elasticidade.....	60
Tabela 3.4 – Resultado dos ensaios de deformação nas barras de 12,5mm	62
Tabela 3.5 – Resultado dos ensaios de deformação nas barras de 12,5mm	65
Tabela 3.6 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes.....	65
Tabela 4.1 – Flechas máximas nas lajes ensaiadas.....	73
Tabela 4.2 – Deformações máximas de compressão no concreto	91
Tabela 4.3 – Deformações de tração na armadura de flexão.....	103
Tabela 4.4 – Deformações na armadura de cisalhamento	104
Tabela 4.5 – Cargas observadas para o surgimento das primeiras fissuras.....	109
Tabela 4.6 – Carga de ruptura das lajes.....	124
Tabela 4.7 – Modos de ruptura observados.....	127
Tabela 5.1 – Comparação entre os resultados experimentais e os estimados pelas normas...	128
Tabela 5.2 – Resultados obtidos com o ACI 318-02.....	129
Tabela 5.3 – Resultados obtidos com a BS 8110	131
Tabela 5.4 – Resultados obtidos com o CEB-FIP Model Code	133
Tabela 5.5 – Resultados obtidos com o EUROCODE 2	135
Tabela 5.6 – Resultados obtidos com o NB1/78	137
Tabela 5.7 – Resultados obtidos com o NB1/2003	138

Tabela 6.1 – Índice de polarização elástico	148
Tabela 6.2 – Flechas estimadas e experimentais na ultima leitura registrada	149
Tabela 6.3 – Comparação entre as flechas teóricas e experimentais máximas	149

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Página
Figura 1.1 – Laje lisa de concreto armado.....	2
Figura 2.1 – Modelo de laje ensaiada por Hawkins et al. (1971).....	6
Figura 2.2 – Lajes ensaiadas por K. K. Leong e S. Teng. (2000).....	8
Figura 2.3 – Lajes ensaiadas por Al-Yousif e Regan (2003).....	9
Figura 2.4 – Lajes ensaiadas por Oliveira (2003).....	10
Figura 2.5 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P1 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003).....	11
Figura 2.6 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P2 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003).....	12
Figura 2.7 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P1 e P2 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003).....	12
Figura 2.8 – Modelo de laje sem furo ensaiada por Borges (2004).....	14
Figura 2.9 – Comparação entre os autores que não usaram armadura de cisalhamento.....	15
Figura 2.10 – Distribuição das armaduras transversais (1991).....	16
Figura 2.11 – Armadura de cisalhamento utilizada por Hallgren (1996).....	17
Figura 2.12 – estribos retos e inclinados utilizados por Oliveira (1998).....	19
Figura 2.13 – Comparação entre lajes com estribos retos e inclinados utilizados por Oliveira (1998).....	20
Figura 2.14 – Perímetro de controle de acordo com o ACI 318/02.....	23
Figura 2.15 – Perímetro externo de controle de acordo com o ACI 318/02.....	24
Figura 2.16 – Perímetro de controle de acordo com a norma BS 8110.....	25
Figura 2.17 – Perímetro crítico segundo recomendações da norma MC90 (CEB-FIP, 1993).....	27
Figura 2.18 – perímetro crítico de acordo com o CEB (1993).....	29
Figura. 2.19 – Perímetro de controle para relação $C_{máx}/C_{mín} \leq 2$	30
Figura. 2.20 – Perímetro de controle para relação $C_{máx}/C_{mín} > 2$	30
Figura.2.21 – Perímetro crítico de acordo com o Eurocode.....	32
Figura 2.22 – Perímetro de controle recomendado pela NBR 6118/78, NB1/78.....	33
Figura 2.23 – perímetro de controle recomendado pela NBR 6118: 2003.....	34
Figura 2.24 – Perímetro de controle recomendado pela NBR 6118: 2003.....	35
Figura 3.1 – Distribuição das armaduras de cisalhamento em torno do pilar.....	37

Figura 3.2 – Detalhe da armadura de flexão.....	38
Figura 3.3 – detalhe dos estribos inclinados.....	39
Figura 3.4 – Esquema de aquisição de dados	40
Figura 3.5 – Posição dos extensômetros do concreto.....	41
Figura 3.6 – Posicionamento dos deflectômetros na superfície das lajes.....	42
Figura 3.7 – Esquema de ensaio com os deflectômetros.....	43
Figura 3.8 – Deflectômetros nas lajes	43
Figura 3.9 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras da armadura de flexão .	44
Figura 3.10 – Extensômetros no meio do comprimento das barras da armadura de flexão.....	44
Figura 3.11 – Estribos em linha.....	45
Figura 3.12 – Estribos em cruz.....	46
Figura 3.13 – Estribos paralelos	46
Figura 3.14 – Estribos em dupla cruz	47
Figura 3.15 –Estribos instrumentados	47
Figura 3.16 – Célula de carga e rótula.....	48
Figura 3.17 – Pórtico de transporte	49
Figura 3.18 – Cilindro hidráulico	49
Figura 3.19 – Bomba hidráulica	50
Figura 3.20 – Cilindro, célula de carga, rótula e placa metálica	50
Figura 3.21 – Placas metálicas (85 x 85) mm, (85 x 255)mm e (85 x 425)mm.....	51
Figura 3.22 – Laje carregada em dois bordos.....	52
Figura 3.23 Simplificação para distribuição de tensões de acordo com a MC90.....	52
Figura 3.24 – Linha de ruptura em lajes com pilar retangular com carga nos dois bordos.....	53
Figura 3.25 – Metacaulim utilizado na produção do concreto	54
Figura 3.26 – Adição do metacaulim	55
Figura 3.27 – Adição do metacaulim no concreto.....	56
Figura 3.28 – Cura das lajes	57
Figura 3.29 – Cura dos corpos de prova.....	57
Figura 3.30 – Ensaio de resistência à compressão.....	58
Figura 3.31 – Ensaio de Módulo de Elasticidade	59
Figura 3.32 – Esquema do ensaio de tração	60
Figura 3.33 – Ensaio de tração	62
Figura 3.34 – Gráfico tensão x deformação para o aço de Ø 12,5 mm.....	63
Figura 3.35 – Gráfico tensão x deformação para o aço de Ø 6,3 mm.....	64

Figura 4.1 – Perímetro crítico afastado das faces do pilar.....	67
Figura 4.2– Flechas nas lajes L1 e L2	68
Figura 4.3– Flechas nas lajes L3 e L4	69
Figura 4.4– Flechas nas lajes L5 e L6	70
Figura 4.5– Flechas nas lajes L7 e L8	71
Figura 4.6 – Flechas nas lajes L9 e L10	72
Figura 4.7– Flechas máximas nas lajes L1 e L2.....	74
Figura 4.8– Flechas máximas nas lajes L3 e L4.....	75
Figura 4.9 – Flechas máximas nas lajes L5 e L6.....	76
Figura 4.10– Flechas máximas nas lajes L7 e L8.....	77
Figura 4.11 – Flechas máximas nas lajes L9 e L10.....	78
Figura 4.12 – Posicionamento dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal.....	79
Figura 4.13 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L1	80
Figura 4.14 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L2	81
Figura 4.15 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L3	82
Figura 4.16 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L4	83
Figura 4.17 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L5	84
Figura 4.18 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L6	85
Figura 4.19 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L7	86
Figura 4.20 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L8	87
Figura 4.21 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L9	88
Figura 4.22 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L10.....	89
Figura 4.23 – Posicionamento dos extensômetros do concreto na superfície inferior da laje..	90
Figura 4.24 –Deformações do concreto nas lajes L1 e L2	92

Figura 4.25 –Deformações do concreto nas lajes L3 e L4	93
Figura 4.26 –Deformações do concreto nas lajes L5 e L6	94
Figura 4.27 –Deformações do concreto nas lajes L7 e L8	95
Figura 4.28 –Deformações do concreto nas lajes L9 e L10	96
Figura 4.29 – Posição do deflectômetros na armadura de flexão.....	97
Figura 4.30 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L1 e L2	98
Figura 4.31 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L3 e L4	99
Figura 4.32 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L5 e L6	100
Figura 4.33 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L7 e L8	101
Figura 4.34 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L9 e L10	102
Figura 4.35 – Posição dos estribos na armadura de cisalhamento.....	104
Figura 4.36 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L4 e L5	105
Figura 4.37 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L6 e L7	106
Figura 4.38 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L8 e L9	107
Figura 4.39 – Deformações das armaduras de cisalhamento da laje L10.....	108
Figura 4.40 – Mapa de fissuração da laje L1.....	110
Figura 4.41 – Mapa de fissuração da laje L2.....	111
Figura 4.42 – Mapa de fissuração da laje L3.....	112
Figura 4.43 – Mapa de fissuração da laje L4.....	113
Figura 4.44 – Mapa de fissuração da laje L5.....	114
Figura 4.45 – Mapa de fissuração da laje L6.....	115
Figura 4.46 – Mapa de fissuração da laje L7.....	116
Figura 4.47 – Mapa de fissuração da laje L8.....	117
Figura 4.48 – Mapa de fissuração da laje L9.....	118
Figura 4.49– Mapa de fissuração da laje L10.....	119
Figura 4.50 – Critério para a determinação das superfícies de ruptura.....	120
Figura 4.51 – Direções para a determinação da inclinação da linha de ruptura.....	120
Figura 4.52 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L1 a L4	121
Figura 4.53 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L5 a L8	122
Figura 4.54 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L9 e L10	123
Figura 4.55 – Linhas de ruptura características de ruptura por flexão	125
Figura 4.56 – Razão entre a carga ultima e a estimada para lajes com índice de retangularidade 1	125

Figura 4.57 – Razão entre a carga última e a estimada para lajes com índice de retangularidade 3	126
Figura 4.58 – Razão entre a carga última e a estimada para lajes com índice de retangularidade 5	126
Figura 5.1 – Comparação dos resultados observados com os estimados pelo ACI 318-95 ...	130
Figura 5.2 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela BS 8110.....	132
Figura 5.3 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela MC90	134
Figura 5.4 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela EC2	136
Figura 5.5 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela NB1/78.....	137
Figura 5.6 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela NB1/2003	139
Figura 5.7 – Comparação dos resultados experimentais com os estimados.....	140
Figura 6.1 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 1	142
Figura 6.2 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 3.....	142
Figura 6.3 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 5.....	143
Figura 6.4 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 1.....	144
Figura 6.5 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 3.....	144
Figura 6.6 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 5.....	145
Figura 6.7 – Pontos monitorados pela análise dos elementos finitos	146
Figura 6.8 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 1	146
Figura 6.9 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 3	147
Figura 6.10 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 5	147
Figura 6.11 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L1.....	150
Figura 6.12 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L2.....	151
Figura 6.13 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L3.....	152

Figura 6.14 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L4.....	153
Figura 6.15 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L5.....	154
Figura 6.16 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L6.....	155
Figura 6.17 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L7.....	156
Figura 6.18 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L8.....	157
Figura 6.19 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L9.....	158
Figura 6.20 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L10.....	159
Figura 6.21 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L1 e L2	160
Figura 6.22 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L3 e L4	161
Figura 6.23 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L5 e L6	162
Figura 6.24 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L7 e L8	163
Figura 6.25 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L9 e L10	164

LISTA DE SÍMBOLOS

Nesta listas estão inclusos alguns dos principais símbolos utilizados neste trabalho. Os símbolos que não estiverem presentes nesta lista são apresentados e tem seu significado explicado ao longo do texto da dissertação.

Símbolo	Significado
A_s	Área da seção transversal das armaduras de flexão
b_o	Perímetro de controle de acordo com a ACI 318:2002
CV	Coefficiente de variação
d	Altura útil da laje
DP	Desvio padrão
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade das armaduras de flexão
f_{cc}	Resistência à compressão do concreto
f'_{ct}	Resistência à tração do concreto obtida através de ensaios de compressão diametral em corpos de prova cilíndricos
f'_{ctk}	Resistência à tração do concreto estimada segundo as normas brasileiras
f_u	Tensão de ruptura das armaduras de flexão
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço da armadura de flexão
f_{ysv}	Tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento
MA	Média aritmética

P_{flex}	Resistência à flexão estimada
P_u	Resistência ao puncionamento verificada em ensaio
u	Perímetro de controle segundo as normas BS 8110:1997, NBR 6118:1978, NBR 6118:2003
u_1	Perímetro de controle segundo as normas CEB-FIP MC90:1993 e EUROCODE 2:2002
ε_{ys}	Deformação observada no aço das armaduras de flexão em ensaio de tração correspondente a tensão de escoamento
ε_{ys}	Deformação observada no aço das armaduras de flexão em ensaio de tração correspondente a tensão de ruptura
ε_s	Deformação de tração na armadura de flexão
ϕ	Diâmetro nominal da barra
γ_m	Coefficiente de minoração de resistência
ρ	Taxa de armadura de flexão

1. INTRODUÇÃO

Na indústria da construção civil brasileira, a busca por qualidade e economia tem viabilizado estruturas cada vez mais esbeltas e duradouras. Tanto a esbelteza quanto a maior vida útil das estruturas possibilitam projetos mais racionais do ponto de vista econômico.

A utilização do concreto de alta resistência (CAR) é uma das formas de se obter maior esbelteza estrutural. Por reduzir as dimensões dos elementos (esbelteza), o CAR viabiliza edificações mais leves. Entretanto, para se produzir o CAR economicamente viável, deve-se reduzir significativamente a quantidade de cimento no traço. Uma das técnicas empregadas é a substituição de parte do cimento por adições minerais.

A microssílica é uma adição mineral bastante empregada nas regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste do país. Porém, na região Norte, seu custo é elevado, inviabilizando a produção do CAR com materiais regionais em escala industrial. Assim, uma das soluções encontradas foi o aproveitamento do resíduo mineral metacaulim, proveniente de mineradoras que atuam principalmente no estado do Pará. Diversas pesquisas comprovaram a eficiência e viabilidade da utilização do metacaulim na produção de CAR, podendo-se substituir até 30% da quantidade de cimento (AMBROISE *et al.*, 1994, apud BARATA, 1998) contra apenas 15% de microssílica (MALHORA e METHA, 1996, Apud BARATA, 1998). Entretanto, o consumo de metacaulim deve ser ligeiramente reduzido para compensar a menor resistência do agregado graúdo seixo rolado, em relação à pedra britada. O seixo rolado, por ser o principal agregado utilizado na região Norte, será empregado neste trabalho, para permitir uma avaliação mais precisa da viabilidade de produção do concreto de alta resistência em escala industrial com materiais regionais. O CAR será utilizado e avaliado mecanicamente em lajes lisas de concreto armado.

Lajes lisas são estruturas que se caracterizam por apoiarem-se diretamente em pilares, sem a utilização de vigas, o que faz com que a mesma fique sujeita à ruptura por punção. A

resistência da laje lisa ainda é limitada pela resistência ao puncionamento nas seções em torno dos pilares, cargas concentradas ou reações de apoios.

As lajes lisas possibilitam a diminuição do pé direito da edificação, reduzindo a sua altura quando comparada com a de um sistema convencional, fazendo com que a área de exposição ao vento seja menor, aliviando os esforços nas fundações. Além do que, a ausência de vigas, como mostra a figura abaixo, permite “layouts” flexíveis. Com a diminuição do pé direito, a estrutura com lajes lisas propiciam uma economia de fôrmas, tubulações e sistemas mecânicos de elevadores. Por outro lado, uma das desvantagens deste sistema é a sua vulnerabilidade ao cisalhamento (punção) em torno dos pilares e áreas carregadas.



Figura 1.1 – Laje lisa de concreto armado

A resistência ao puncionamento pode ser melhorada a partir do aumento das dimensões do pilar, fazendo-se uso de capitéis (lajes cogumelo), engrossando a espessura em toda a laje, ou apenas em torno do pilar. Outra técnica bastante utilizada é armar a laje ao cisalhamento com armaduras transversais ou inclinadas.

Existem diversos tipos de armaduras de cisalhamento. Resultados satisfatórios foram obtidos com a utilização de “studs” e barras dobradas como armaduras transversais. Observou-se que algumas lajes munidas com essas armaduras atingiram o dobro das cargas últimas das lajes

sem armaduras de cisalhamento. Os “studs” são obtidos através de corte transversal de uma viga metálica com perfil I e as barras dobradas são obtidas através do corte e dobra de barras com o objetivo da armadura fazer 90° com a linha de ruptura. Os estribos inclinados são tão eficientes quanto os “studs” e utilizam uma área de seção transversal de armadura de cisalhamento bem menor. Nesse trabalho foram utilizadas armaduras inclinadas constituídas por estribos abertos.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho foi analisar experimentalmente o comportamento de 10 lajes lisas unidirecionais medindo (1.800 x 1.800 x 110) mm de concreto armado, sem e com armadura de cisalhamento, ao puncionamento simétrico em relação a seus eixos ortogonais centrais quando apoiadas em pilares retangulares com índice de retangularidade de 1,3 e 5.

O trabalho também analisou a influência da variação do índice de retangularidade e do posicionamento de estribos inclinados no comportamento das lajes. Pretende-se assim, avaliar as distribuições adotadas para os estribos através dos acréscimos de resistência obtidos nas lajes ensaiadas.

Outro objetivo deste trabalho foi aplicar concreto de alta resistência, dosado com metacaulim e seixo rolado, em elementos estruturais confeccionados em escala natural.

1.2 DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é constituído por 4 capítulos. No capítulo 2 são apresentados alguns trabalhos realizados que visaram aumentar a resistência ao puncionamento sem e com a utilização de armadura de cisalhamento. Serão apresentadas também as recomendações de 06 (seis) normas para estimar a resistência ao puncionamento de lajes lisas.

O capítulo 3 descreve o programa experimental e os materiais utilizados na confecção das lajes, comentando as suas principais características e detalhes assim com os detalhes do sistema de ensaio e a instrumentação utilizada.

No capítulo 4 são apresentados os resultados experimentais de cada laje, possibilitando comparar os resultados de resistência ao puncionamento, deformações nas armaduras de flexão e cisalhamento, flechas, influência do estribo inclinado na resistência ao puncionamento das lajes, tipo de ruptura apresentada, mapas de fissuração e superfícies de ruptura.

O capítulo 5 apresenta as estimativas de resistência das lajes de acordo com as normas apresentadas no capítulo 2, que possibilitam analisar a tendência dos resultados normativos e a influência teórica do índice de retangularidade nessas estimativas e comparar com os resultados experimentais.

O capítulo 6 corresponde a análises computacionais que viabilizam a análise direta da influência da variação do índice de retangularidade do pilar na distribuição das tensões nas lajes, ainda em regime elástico.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2. RESISTÊNCIA AO PUNÇIONAMENTO

2.1 INTRODUÇÃO

O puncionamento é considerado um fator de risco para estruturas que utilizam lajes lisas, pois a ocorrência do mesmo se dá na ligação entre o pilar e a laje resultando na ruptura brusca da laje, que possibilita a ruína da estrutura via colapso progressivo. Assim, o estudo da resistência ao puncionamento em lajes lisas de concreto armado visa a melhor metodologia de fabricação das lajes para proporcionar segurança.

Diante do exposto, serão mencionadas algumas pesquisas realizadas que objetivaram investigar os caminhos que levam à potencialização da resistência das lajes lisas com o intuito de minimizar o risco de colapso. Vale ressaltar que os referidos trabalhos citados nesse capítulo utilizaram várias técnicas para aumentar a resistência ao puncionamento das lajes lisas de concreto armado.

2.2 TRABALHOS REALIZADOS

Serão apresentados a seguir alguns trabalhos realizados onde foram ensaiadas lajes lisas sem e com armadura de cisalhamento, sendo que a influência do índice de retangularidade dos pilares é analisada apenas nos trabalhos envolvendo lajes sem armadura de cisalhamento.

2.2.1 Sem armadura de cisalhamento

Hawkins *et al.* (1971) analisou nove lajes com pilares retangulares submetidos a um carregamento centrado objetivando observar a influência da variação do índice de retangularidade dos pilares, que variou de 1 a 4,33. As lajes tinham as dimensões de (2.100 x 2.100 x 152) mm com um concreto de aproximadamente 30 MPa, e foram projetadas para representar a região de momento negativo em torno de um pilar central de uma laje lisa com

vão de 4.500 mm em cada direção e sobrecarga de 488 kgf/m². As cargas foram aplicadas em um e nos dois bordos como mostra a figura 2.1. Na tabela 2.1 são apresentadas as características das lajes, os valores da tensão de escoamento da armadura de flexão (f_{ys}) e a resistência a compressão do concreto armado (f_{cc}) e na tabela 2.2 os resultados obtidos.

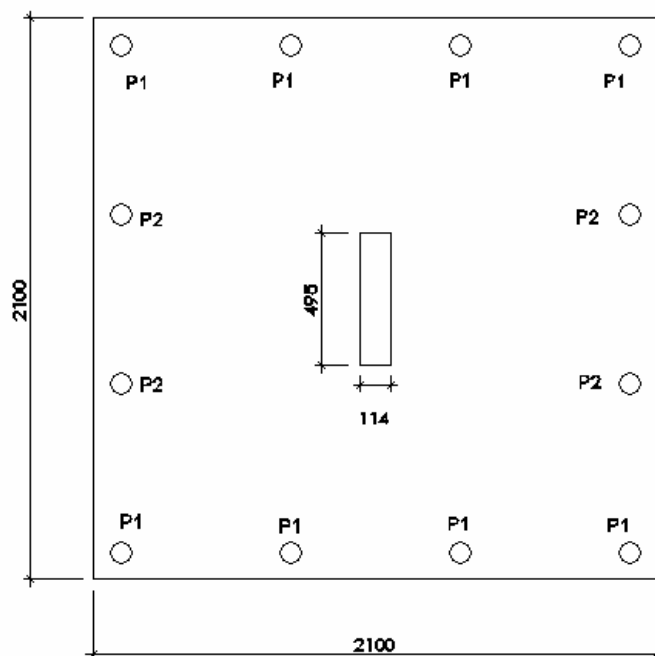


Figura 2.1 – Modelo de laje ensaiada por Hawkins et al. (1971)

Tabela 2.1 – Propriedade das lajes ensaiadas por Hawkins *et al.* (1971).

Laje	Pilar		Concreto	Armadura				
	C_{\min} (mm)	C_{\max} (mm)	f_{cc} (MPa)	Espaçamento (mm)	Área (mm ²)	f_{ys} (MPa)	d (mm)	ρ (%)
1	305	305	31	152	2800	419	117	1,12
2	203	406	27	152	2800	419	117	1,12
3	152	457	31	152	2800	419	117	1,12
4	114	495	32	152	2800	419	117	1,12
5	152	457	28	65-152	3600	419	117	-
6	457	152	25	152	2800	419	117	1,12
7	152	457	27	196	2141	419	117	0,87
8	114	495	27	133	2064	422	121	0,81
9	152	305	30	139	1948	422	121	0,77

Neste trabalho de Hawkins não utilizou armaduras de cisalhamento para combater a punção, mas pode-se observar que, para o carregamento aplicado, o aumento do índice de retangularidade do pilar reduziu em 15% a resistência ao puncionamento quando comparadas as lajes 1 e 4. Hawkins variou, além do índice de retangularidade do pilar, a taxa de armadura de flexão e a posição do carregamento para a laje 6, onde o carregamento P1 foi aplicado paralelamente aos maiores lados do pilar.

Tabela 2.2 – Resultados obtidos por Hawkins *et al.* (1971)

Laje	Pilar ($C_{máx}/C_{mín}$)	Carregamento	V_{Exp} (kN)	Modo de ruptura
1	1	P1	391	Flexão
2	2	P1	358	Puncionamento
3	3	P1	340	Puncionamento
4	4,33	P1	337	Puncionamento
5	3	P1	362	Puncionamento
6	3	P1	342	Flexão
7	3	P1 e P2	326	Puncionamento
8	4,33	P1 e P2	321	Puncionamento
9	2	P1 e P2	322	Puncionamento

Foi observado que, mesmo com índices de retangularidade diferente, as lajes 1 e 6 que possuíam praticamente as mesmas características, variando pouco o f_{cc} , tiveram o mesmo modo de ruptura. A laje 1, com relação entre os lados do pilar igual a 1, rompeu por flexão, bem como a laje 6, com índice de retangularidade igual a 3. Essas duas lajes tiveram o mesmo tipo de carregamento, simulando uma laje unidirecional e a resistência ao cisalhamento observada experimentalmente (V_{Exp}) na laje 1 foi de 14,3% maior do que na laje 6.

K. K. Leong e S. Teng (2000) ensaiaram 20 lajes de dimensões iguais a (2.200 x 2.200 x 150) mm e (2.700 x 2.200 x 150) mm, com e sem furos. Os pilares foram retangulares com índice de retangularidade variando de 1, 3 e 5 com dimensões iguais a (200 x 200) mm, (200 x 600) mm e (200 x 1.000) mm respectivamente. Do total das lajes, apenas 5 não possuíam furos, e o concreto teve resistência à compressão em torno de 40 MPa. A tabela 2.3 apresenta as características das lajes sem furos. Entre as lajes apresentadas, somente a laje OC15 possuía a dimensão de (2.700 x 2.200 x 150) mm.

Tabela 2.3 – Lajes sem furos ensaiadas por K. K. Leong e S. Teng (2000)

Laje	Pilar		Concreto		Armaduras		V_{Exp} (kN)
	C_{min} (mm)	C_{max} (mm)	d (mm)	f_{cc} (MPa)	f_{ys} (MPa)	ρ (%)	
OC11	200	200	105	36	452	1,81	423
OC13	200	600	107	36	452	1,71	568
OC13 _{0,63}	200	600	111	40	470	1,65	455
OC13 _{1,6}	200	600	110	33	470	1,67	508
OC15	200	1000	103	40	452	1,76	649

Observa-se um acréscimo de resistência à medida que se aumentou o índice de retangularidade dos pilares, como por exemplo, a laje OC15, que apresentou o maior índice de retangularidade do pilar e teve o maior valor de V_{Exp} . A figura 2.2 apresenta uma comparação das resistências das lajes em função do índice de retangularidade dos pilares.

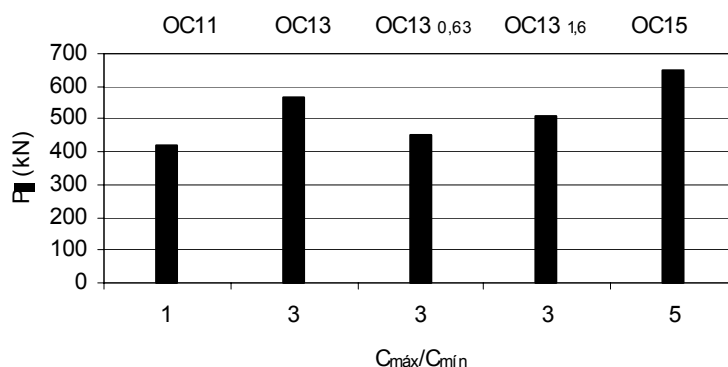


Figura 2.2 – Lajes ensaiadas por K. K. Leong e S. Teng. (2000)

Al-Yousif e Regan (2003), estudaram o comportamento de lajes com pilares retangulares com índice de retangularidade variando de 1 a 5. As lajes tiveram variações na posição do carregamento, sendo esses dois ou em quatro bordos, variando também o lado do carregamento em relação ao maior lado do pilar, no caso de lajes carregadas em dois bordos. As lajes possuíam taxa de armadura constante, em torno de 0,98%, altura útil de 80 mm e medidas iguais a (2.000 x 2.000 x 100) mm. A figura 2.3 mostra o carregamento aplicado através de pilares moldados junto com as lajes e a variação da posição dos carregamentos nos bordos das lajes.

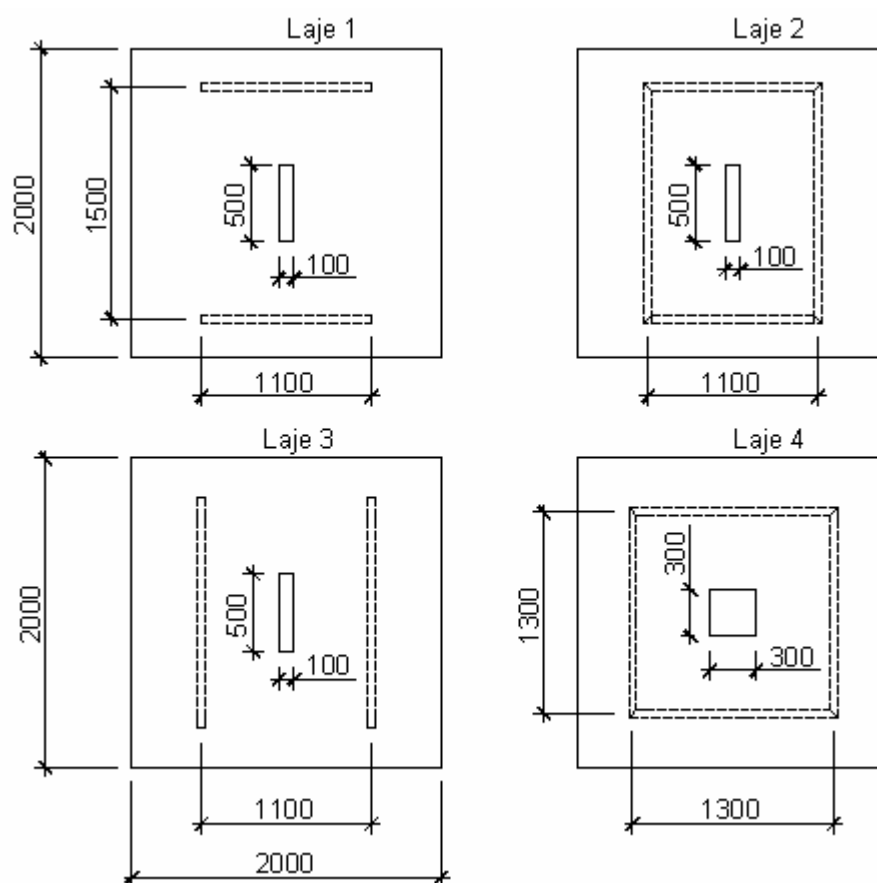


Figura 2.3 – Lajes ensaiadas por Al-Yousif e Regan (2003)

Tabela 2.4 – Características das lajes e apoios usados por Al-Yousif e Regan (2003)

Laje	C_{\min} (mm)	C_{\max} (mm)	$\frac{C_{\max}}{C_{\min}}$	f_{cc} (MPa)	Apoios utilizados	V_{Exp} (kN)
1	100	500	5	24	Nos 2 bordos paralelos ao C_{\min}	163
2	100	500	5	23	Nos 4 bordos	209
3	100	500	5	21	Nos 2 bordos paralelos ao C_{\max}	189
4	300	300	1	22	Nos 4 bordos	242

Observa-se que a laje 2, que possuía um pilar com índice de retangularidade e dimensões iguais aos do pilares 1 e 3, rompeu com uma carga próxima a da laje 3, enquanto que a laje 1, rompeu com uma carga menor, sendo que a diferença entre as três foi o carregamento nos bordos de onde se conclui que a laje apoiada nos dois bordos paralelos ao maior lado do pilar obteve um aumento de resistência em relação à laje que foi apoiada nos dois bordos paralelos ao menor lado do pilar. O acréscimo obtido na laje 3 foi muito próximo do acréscimo de resistência obtido na laje com apoio nos quatro bordos, como foi o caso da laje 2.

Em 2003, Oliveira ensaiou lajes sem armadura de cisalhamento com o objetivo de observar o comportamento ao puncionamento quando apoiadas em pilares retangulares. O índice de retangularidade desses pilares variou de 1 a 5. Foram ensaiadas quinze lajes, submetidas ao puncionamento simétrico em relação ao centro das mesmas. As lajes tinham as dimensões de (2.280 x 1.680 x 130) mm e os pilares tinham 120 mm no seu lado menor, e a outra dimensão variando de uma a cinco vezes o menor lado, ou seja, 120, 240, 360, 480 e 600 mm, como mostra a figura 2.4. O concreto utilizado teve a sua resistência à compressão medida em corpos de provas cilíndricos e ficou em torno de 60 MPa. Outra variável importante foi a do carregamento aplicado, que para alguns casos simulava lajes armadas em uma direção e para outros simulava lajes armadas em duas direções (carregamentos P1 e P2). Na tabela 2.5 se observa a característica das lajes e dos carregamentos que Oliveira utilizou.

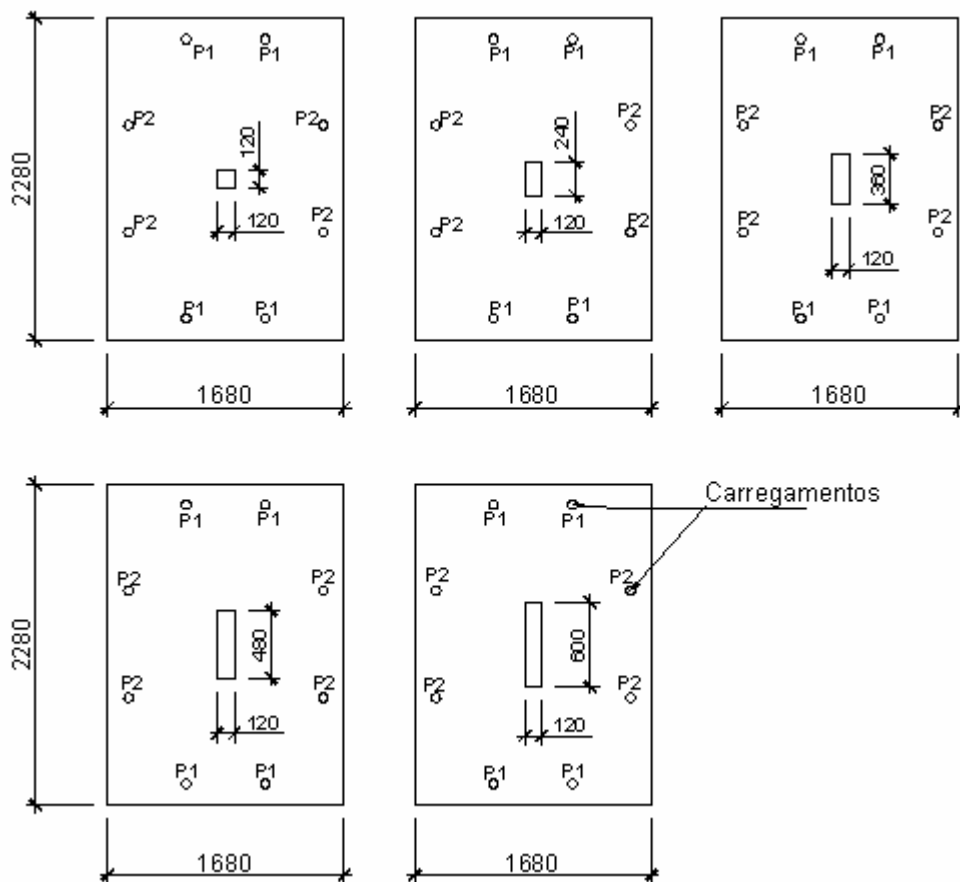


Figura 2.4 – Lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

Tabela 2.5 – Características das lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

Laje	d (mm)	ρ	f_{cc} (MPa)	Pilar		Carregamento aplicado
				C_{\min} (mm)	C_{\max} (mm)	
L1a	107	0,0109	57	120	120	P1
L1b	108	0,0108	59	120	120	P2
L1c	107	0,0109	59	120	120	P1 e P2
L2a	109	0,0107	58	120	240	P1
L2b	106	0,0110	58	120	240	P2
L2c	107	0,0109	57	120	240	P1 e P2
L3a	108	0,0108	56	120	360	P1
L3b	107	0,0109	60	120	360	P2
L3c	106	0,0110	54	120	360	P1 e P2
L4a	108	0,0108	56	120	480	P1
L4b	106	0,0110	54	120	480	P2
L4c	107	0,0109	56	120	480	P1 e P2
L5a	108	0,0108	57	120	600	P1
L5b	108	0,0108	67	120	600	P2
L5c	109	0,0107	63	120	600	P1 e P2

A tendência do comportamento das cargas de ruptura é aumentar a medida que se aumenta as dimensões do pilar, fazendo com que o índice de retangularidade do pilar tenha uma parcela no acréscimo de resistência da laje. Os modos de ruptura observados foram praticamente de flexo - punção e punção. As figuras 2.5 a 2.7 mostram a resistência ao cisalhamento em função do índice de retangularidade do pilar para cada tipo de carregamento aplicado e a tabela 2.6 apresenta os modos de ruptura observados pelo autor.

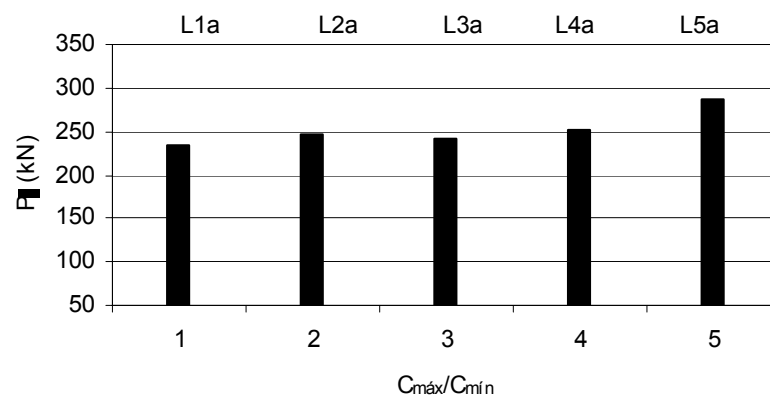


Figura 2.5 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P1 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

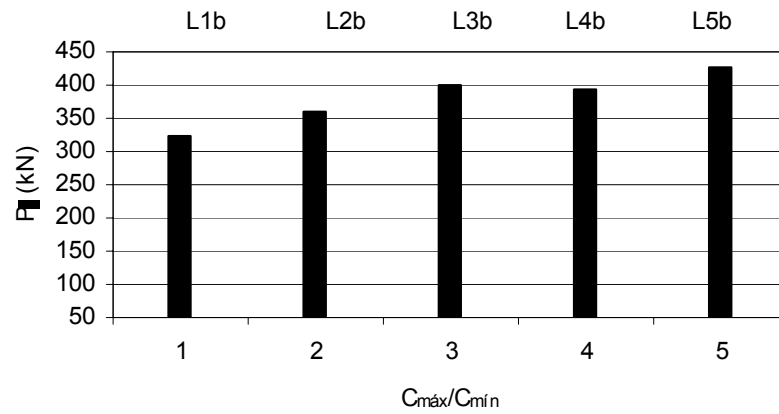


Figura 2.6 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P2 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

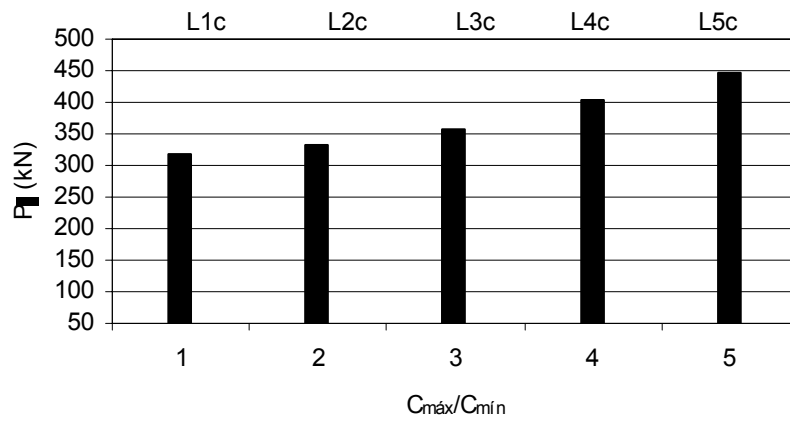


Figura 2.7 – Comparação entre lajes com o tipo de carregamento aplicado P1 e P2 nas lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

Tabela 2.6 – Resultados observados por Oliveira (2003)

Laje	V_{Exp} (kN)	P_{Flex} (kN)	V_{Exp}/P_{Flex}	Modo de ruptura observado
L1a	234	242	0,97	Flexo-puncionamento
L1b	322	653	0,49	Puncionamento
L1c	318	701	0,45	Puncionamento
L2a	246	263	0,94	Flexo-puncionamento
L2b	361	640	0,56	Puncionamento
L2c	331	728	0,45	Puncionamento
L3a	241	276	0,87	Flexo-puncionamento
L3b	400	647	0,62	Puncionamento
L3c	358	748	0,48	Puncionamento
L4a	251	295	0,85	Flexo-puncionamento
L4b	395	636	0,62	Puncionamento
L4c	404	794	0,51	Puncionamento
L5a	287	318	0,90	Flexo-puncionamento
L5b	426	658	0,65	Puncionamento
L5c	446	858	0,52	Puncionamento

Observa-se que a maioria das rupturas ocorreu por punção, com exceção das lajes L1a, L2a, L3a, L4a e L5a que romperam por flexo-puncionamento. O tipo de carregamento P1 descrito como tipo “A”, se refere ao apoio na direção do menor lado do pilar como visto anteriormente na figura 2.3, e esta configuração de carregamento fez com que a resistência ao cisalhamento observada experimentalmente fosse muito próxima da resistência à flexão estimada. A relação V_{exp} / P_{flex} para essas lajes variou de 0,85 a 0,97.

Borges, em 2004, estudou o comportamento de doze lajes quadradas apoiadas em pilares retangulares, sendo que as lajes não apresentavam furos como apresenta a figura 2.8. O índice de retangularidade dos pilares variou de 1,67 a 4. O $C_{mín}$ variou de 150 e 200 mm enquanto que $C_{máx}$ foi de 250, 400, 450, 600 e 800 mm. O concreto apresentou resistência à compressão de 36 a 45 MPa e a taxa de armadura de 1,23 a 1,15 %. As lajes estudadas mediam (3.000 x 3.000 x 200) mm. As características e os resultados das lajes são mostrados na tabela 2.7.

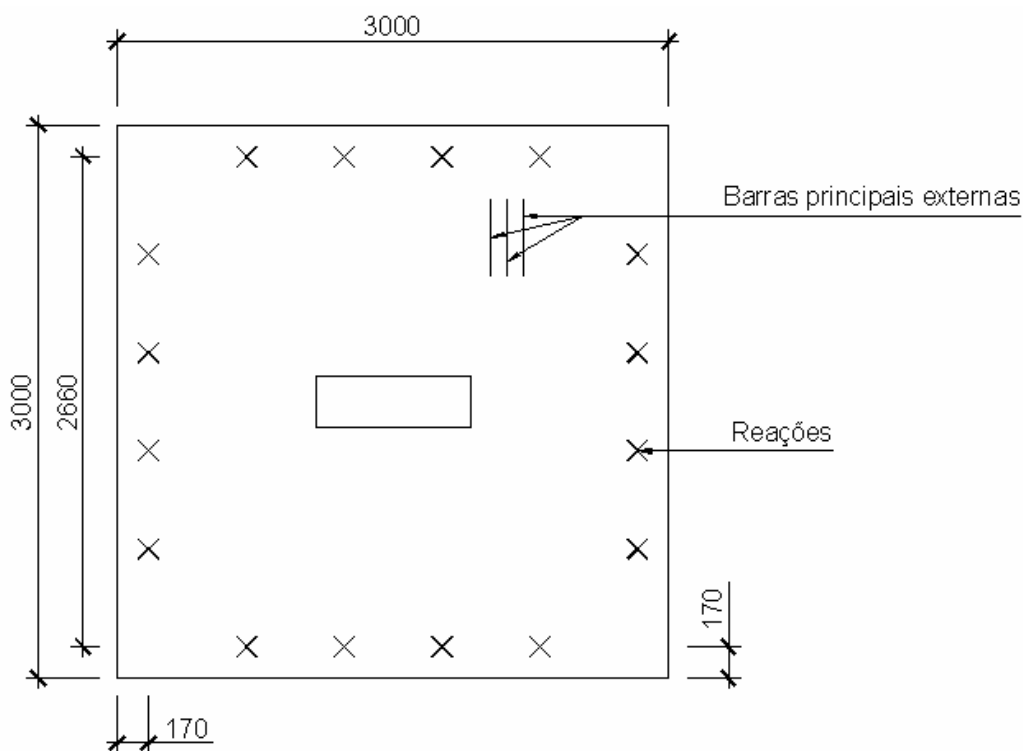


Figura 2.8 – Modelo de laje sem furo ensaiada por Borges (2004)

Tabela 2.7 – Características e resultados obtidos por Borges (2004)

Laje	C_{\min} (mm)	C_{\max} (mm)	d (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	V_{Exp} (kN)
L42	200	400	139	1,45	43,2	657
L42a	200	400	164	1,23	36,2	693
L45	200	600	154	1,31	42,0	798
L46	200	800	164	1,23	39,3	911
L41	150	250	139	1,45	44,7	563
L41a	150	250	164	1,23	38,9	600
L43	150	450	164	1,23	38,7	726
L44	150	600	164	1,23	40,0	761

As lajes L41 e L41a tiveram índice de retangularidade igual a 1,67, as lajes L42 e L42a índice 2, as lajes L45 e L43 índice 3 e as lajes L46 e L44 índice 4.

Todas as 8 lajes romperam por punção, e foi observado que as maiores resistências foram obtidas com lajes que tinham pilar com índice de retangularidade elevado. A laje L46 apresentou maior resistência e foi a que possuiu o pilar com maior área. Em relação à resistência do concreto à compressão e à taxa de armadura, esses dois itens não tiveram grandes variações, realçando a contribuição da forma do pilar na variação de resistência das

lajes. A figura 2.9 compara as tendências de resultados da força cortante por unidade de comprimento do perímetro do pilar em função da relação $C_{\text{máx}}/d$.

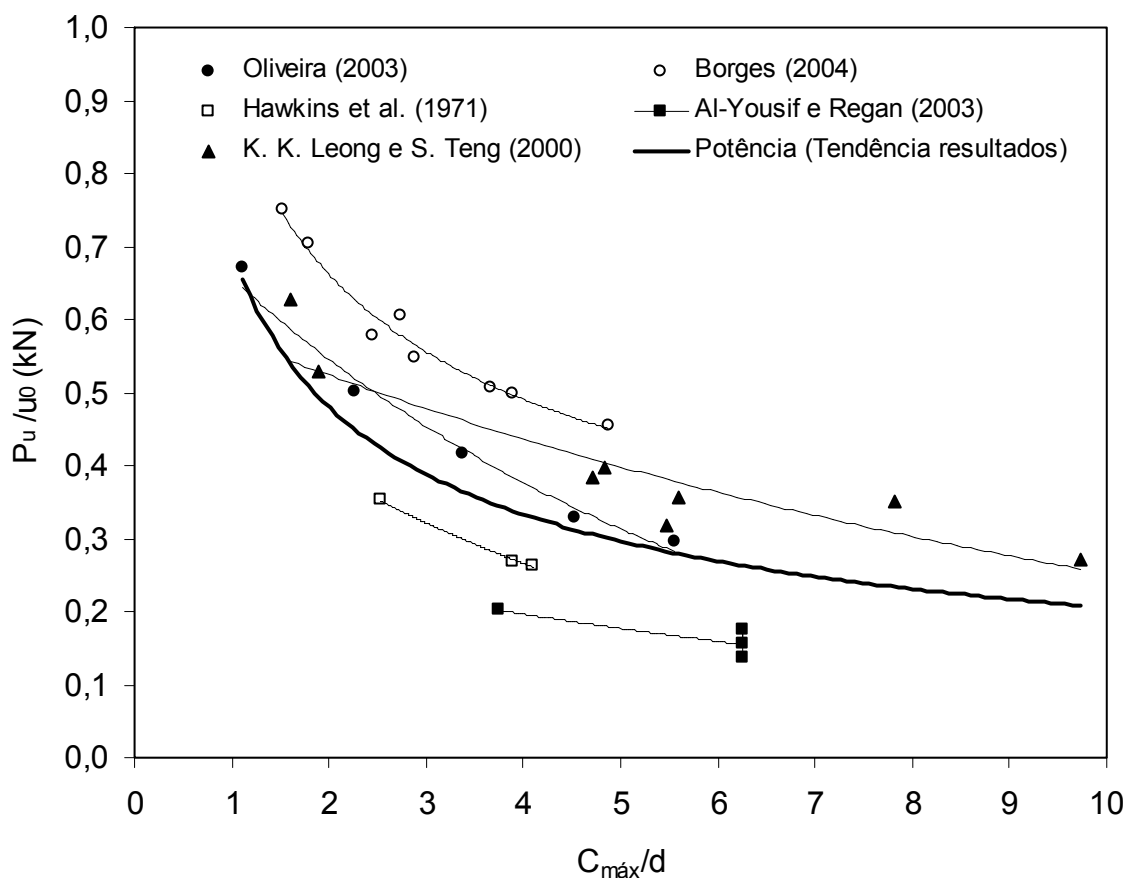


Figura 2.9 – Comparação entre os autores que não usaram armadura de cisalhamento

2.2.2 Trabalhos com armadura de cisalhamento

Gomes (1991), utilizou elementos transversais denominados “studs”, como componentes das armaduras de cisalhamento. Os “studs” foram obtidos através do fatiamento de um perfil *I* como mostra a figura 2.10, com tensão de escoamento igual a 430 MPa. Foram ensaiadas doze lajes quadradas de concreto armado com lados medindo 3.000 mm e espessura de 200 mm. A área carregada tinha seção quadrada com lados iguais a 200 mm. Gomes variou o número de camadas de armadura de cisalhamento, a forma de distribuição dos elementos e a seção transversal dos elementos.

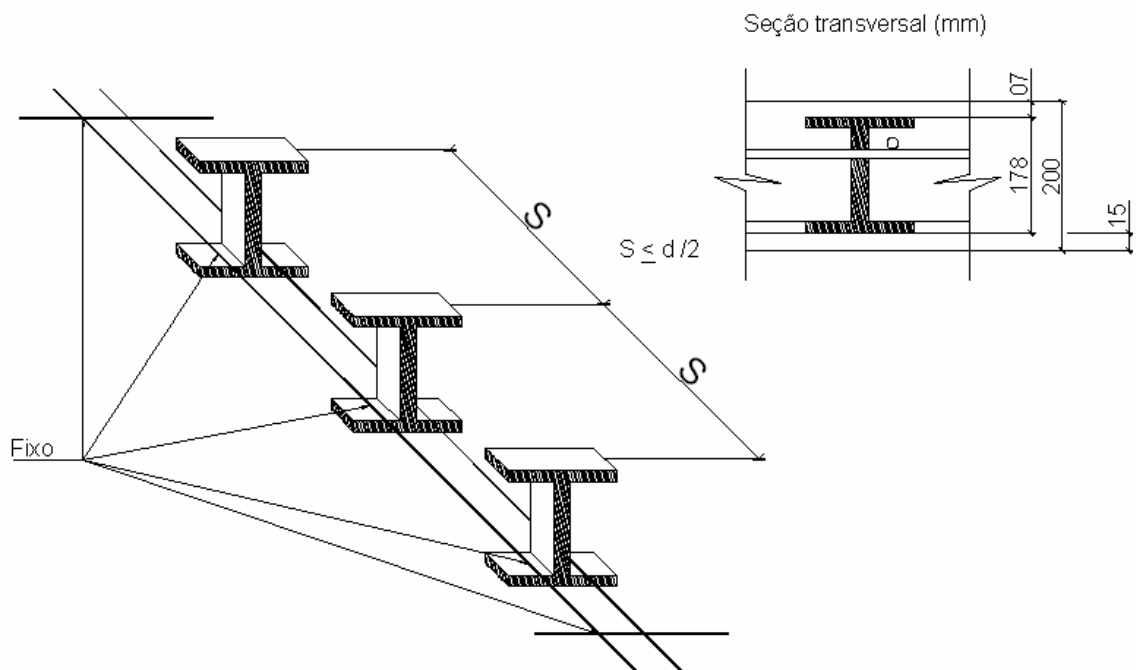


Figura 2.10 – Distribuição das armaduras transversais (1991)

A tabela 2.8 apresenta os resultados obtidos no ensaio e a variação do acréscimo de carga a medida que se aumenta a taxa de armadura.

Tabela 2.8 – Cargas últimas e modos de ruptura obtidos por Gomes (1991)

Laje	d (mm)	$A_s f_{ysv} / cam$ (kN)	f_{cc} (MPa)	P_u (kN)	Modo de Ruptura
1	159	-	40	560	Puncionamento
1 ^a	159	-	41	587	Puncionamento
2	153	97,3	34	693	Dentro
3	158	97,3	39	773	Dentro/Fora
4	159	172,9	32	853	Fora
5	159	270,2	35	853	Fora
6	159	270,2	37	1040	Fora
7	159	389,1	34	1120	Fora
8	159	389,1	34	1200	Fora
9	159	404,2	40	1227	Fora
10	154	97,3	35	800	Dentro
11	154	129,3	35	907	Dentro

Gomes, através da utilização dos “studs”, obteve acréscimos significativos na resistência ao puncionamento em lajes em comparação com as lajes que não possuíam esse tipo de armadura, apesar das lajes em questão possuírem valores de resistência à compressão do concreto bem próximos. O aumento de resistência correspondeu a um valor superior ao dobro

dos valores obtidos para as lajes que não possuíam armadura de cisalhamento, e pode-se comprovar esse aumento na resistência ao cisalhamento quando são comparadas as lajes 1 e 9, que possuíam alturas úteis e resistência à compressão do concreto semelhantes, sendo que a primeira não possuía armadura de cisalhamento. O ganho de resistência ao puncionamento foi de 119 %.

Hallgren, em 1996, utilizou concreto de alta resistência com armaduras de cisalhamento feita com barras dobradas inclinadas de aproximadamente 33°. Foram ensaiadas dez placas circulares com diâmetro de 2.540 mm e espessura de 240 mm. A coluna media 250 mm de diâmetro. Depois de realizados, os ensaios foram comparados com outros anteriores usando concreto convencional, e foi observado um acréscimo significativo na capacidade resistente das lajes ao cisalhamento devido ao uso de concreto de alta resistência combinado com armaduras de cisalhamento a partir de barras dobradas.

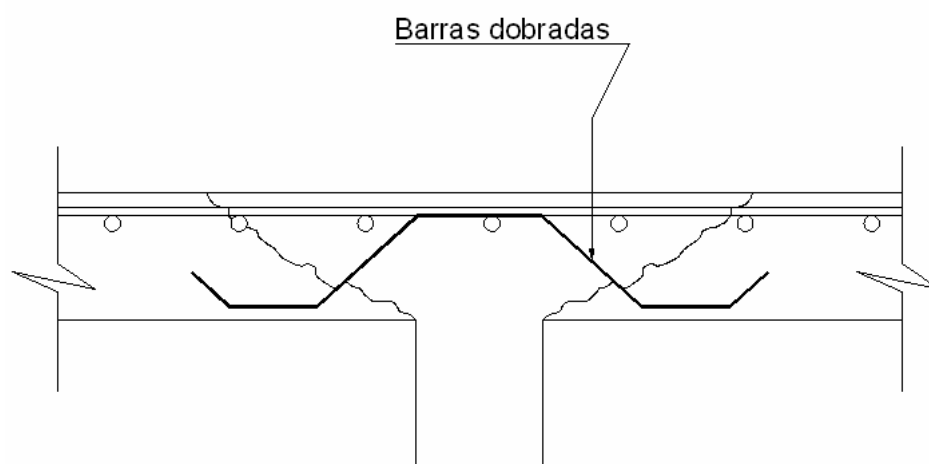


Figura 2.11 – Armadura de cisalhamento utilizada por Hallgren (1996)

A resistência obtida com a utilização de barras dobradas chegou a 96 % quando se compara as lajes HSC9 e HSC7s. A primeira laje teve uma taxa de armadura de flexão igual à 0,33 % e uma resistência de concreto à compressão igual à 84 MPa e a segunda laje teve a taxa de armadura de flexão igual a 0,50 % e a resistência do concreto à compressão igual a 85 MPa. A altura útil das lajes foram 202 e 200 mm respectivamente, o que comprova o benefício do

acréscimo da taxa de armadura na resistência ao puncionamento da laje. A tabela 2.9 apresenta as cargas últimas das lajes e seus respectivos modos de ruptura.

Tabela 2.9 – Resultados obtidos por Hallgren (1996)

Laje N°	d (mm)	ρ (%)	f_{cc} (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{ysv} (MPa)	P_{Flex} (kN)	P_u (kN)	P_u/P_{Flex}	Modo de Ruptura
HSC0	200	0,80	90	643	-	1404	965	0,69	Pun. frágil
HSC1	200	0,80	91	627	-	1369	1021	0,75	Pun. Frágil
HSC2	194	0,82	86	620	-	1302	889	0,68	Pun. Frágil
HSC3s	200	0,65	92	632	503	1413	1329	0,94	Flexo Pun
HSC4	200	1,19	92	596	-	1913	1041	0,54	Pun. Frágil
HSC5s	201	0,97	91	604	501	1953	1631	0,84	Pun. Frágil
HSC6	201	0,60	109	633	-	1064	960	0,90	Pun. Frágil
HSC7s	200	0,50	85	630	501	1088	1106	1,02	Flexo Pun
N/HSC8	198	0,80	29/95	631	-	1379	944	0,68	Pun. Frágil
HSC9	202	0,33	84	634	-	597	565	0,95	Flexo Pun.

O modo de ruptura predominante nos resultados obtidos por Hallgren foi puncionamento frágil, onde foi observado sete ocorrências para as 10 lajes ensaiadas. O restante das lajes rompeu por flexo puncionamento. Observa-se também que as lajes que romperam por flexo puncionamento foram as que utilizaram as menores taxas de armadura, com exceção da laje HSC6, que teve a sua taxa de armadura em torno de 0,60 % e rompeu por puncionamento frágil. Mas não se pode deixar de observar que as lajes com maiores taxas de armadura tiveram uma carga de ruptura elevada em relação às outras lajes.

Oliveira, em 1998, analisou experimentalmente onze lajes de concreto armado com concreto de alta resistência variando entre 60 e 66 MPa, submetidas a puncionamento simétrico, observando a eficiência de estribos como armadura de cisalhamento, um retangular convencional e o tipo, inclinado de tal forma à formar 90° com a superfície de ruptura de puncionamento, conforme figura 2.12.

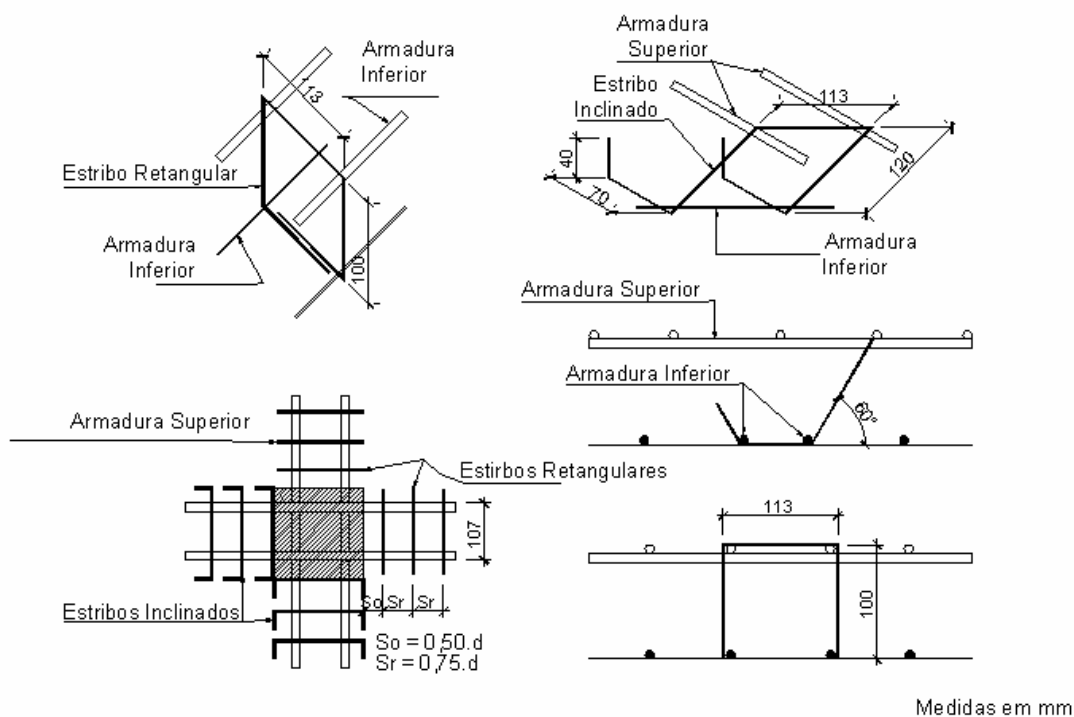


Figura 2.12 – estribos retos e inclinados utilizados por Oliveira (1998)

O autor observou que os estribos inclinados são tecnicamente superiores, contrariando as normas que tratam de armadura de cisalhamento inclinada. Cargas de ruptura 100 % maiores que as lajes sem estribos foram alcançadas com a utilização desses estribos inclinados, e as lajes com estribos retangulares alcançaram no máximo 56 % em relação às lajes sem armadura de cisalhamento. A tabela 2.6 mostra os modos de ruptura das lajes ensaiadas por Oliveira.

Tabela 2.10 – Alguns resultados obtidos por Oliveira (1998)

Laje	f_{cc} (MPa)	\varnothing est. (mm)	Nº de Cam.	P_u (kN)	P_{Flex} (kN)	P_u/P_{Flex}	Modo de ruptura observado
D1	61	-	-	268	488	0,55	Puncion.
D2	63	-	-	335	532	0,63	Puncion.
D3R	63	5,0	2	384	452	0,85	P.dúctil
D4R	66	6,3	2	376	470	0,80	Puncion.
D5R	61	6,3	3	421	468	0,90	P.dúctil
D6I	62	5,0	2	406	442	0,92	P.dúctil
D7I	60	6,3	2	489	440	1,11	Flexo-p.
D8I	63	6,3	3	539	442	1,22	Flexão
D9I	60	6,3	4	559	440	1,27	Flexão
D10I	61	6,3*	3	519	451	1,15	Flexão
D11I	62	6,3*	4	551	459	1,20	Flexão

*distribuição alternada

Observa-se que a utilização de estribos inclinados foi mais satisfatória que a de estribos retos. Quando se compara a laje D5R (que usou estribos retos) com a laje D8I (que usou estribos inclinados), verificou-se um acréscimo de 28% na resistência ao puncionamento. As duas lajes em questão foram moldadas com concreto de aproximadamente 62 MPa e romperam por puncionamento dúctil e flexão, respectivamente. O ângulo de ruptura da laje D5R foi de 15,4° e o da laje D8I foi de 21,0°. A figura 2.13 compara as lajes que tiveram estribos verticais e inclinados com mesmo número de camadas e mesma bitola de armadura de cisalhamento.

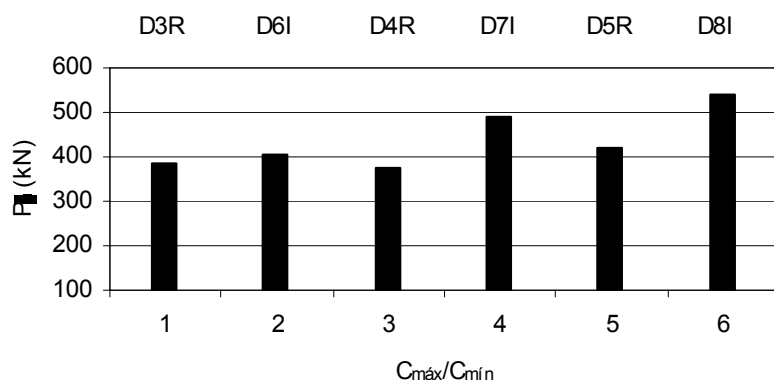


Figura 2.13 – Comparação entre lajes com estribos retos e inclinados utilizados por Oliveira (1998)

2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

2.3.1 Considerações Iniciais

Apresenta-se em resumo, expressões empíricas contidas em alguns códigos, a fim de estimar a resistência ao puncionamento das lajes que foram ensaiadas. O ACI, segundo Cordovil (1995), foi uma das primeiras normas a se preocupar com o problema de punção, abordando esse assunto em 1913. Os códigos de referência que serão usados foram:

- ✓ ACI 318 /02. American Building Code for Structural Concrete. (ACI, 2002);
- ✓ BS 8110. (British Standards Institution, 1997);

- ✓ CEB-FIP Model Code 1990, MC90. (CEB-FIP, 1993);
- ✓ EUROCODE 2, *Design of Concrete Structures*. European Committee for Standardization. (EC2, 2002);
- ✓ NBR 6118/78, NB1/78. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978);
- ✓ NBR 6118/03, NB1/03. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003).

A seguir será apresentado um resumo das normas citadas acima, com suas recomendações e características, objetivando estimar a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado submetidas ao funcionamento simétrico usando pilares retangulares e armadura inclinada de punção.

2.3.2 ACI 318/02 American Building Code for Structural Concrete. (ACI, 2002)

A norma ressalta que o perímetro de controle fica à uma distância $0,5 \cdot d$ das faces do pilar, e não faz nenhum tipo de redução no perímetro de controle quando se aumenta o índice de retangularidade do pilar, ela simplesmente reduz a tensão cisalhante admissível.

Para o dimensionamento de seções sujeitas ao cisalhamento, usa-se a equação 2.1.

$$V_u \leq \phi \cdot V_{Rk} \quad (2.1)$$

onde

V_u é o esforço cortante majorado atuante na seção considerada;

V_{Rk} é a resistência ao cisalhamento da laje;

A resistência nominal ao cisalhamento é dada pela equação:

$$V_{Rk} = V_c + V_s \quad (2.2)$$

onde

V_c Parcela de resistência ao cisalhamento devido ao concreto;

V_s Parcela de resistência ao cisalhamento devido à armadura de cisalhamento.

Para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento usa-se a equação 2.3.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot (\sqrt{f_{cc}} / 6) \cdot b_o \cdot d \quad (2.3)$$

Essa parcela de resistência devido ao concreto não pode ser maior que:

$$V_c \leq (\sqrt{f_{cc}} / 3) \cdot b_o \cdot d$$

onde

f_{cc} é a resistência em corpo de prova cilíndrico;

β_c é a razão entre o lado maior e menor da área carregada;

b_o é o perímetro crítico $4 \cdot (c + d)$;

c é o lado da área carregada;

d é a altura útil da laje.

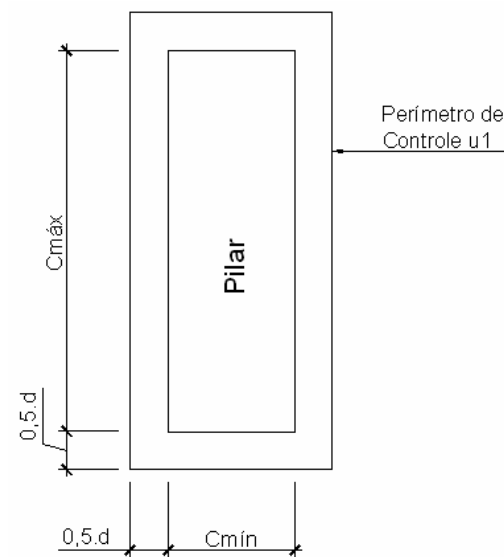


Figura 2.14 – Perímetro de controle de acordo com o ACI 318/02

Para o caso de lajes com armadura de cisalhamento:

$$V_c + V_s \leq (\sqrt{f'_c} / 2) \cdot b_0 \cdot d \quad (2.4)$$

$$V_c \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.5)$$

$$V_s = A_{sv} \cdot f_{yv} \cdot \frac{d}{S} \quad (2.6)$$

onde

A_{sv} é a área de armadura de cisalhamento em mm^2 ;

S é o espaçamento da armadura de cisalhamento em uma direção paralela à armadura longitudinal em mm;

f_{yv} é a tensão de escoamento na armadura de cisalhamento em N/mm^2 .

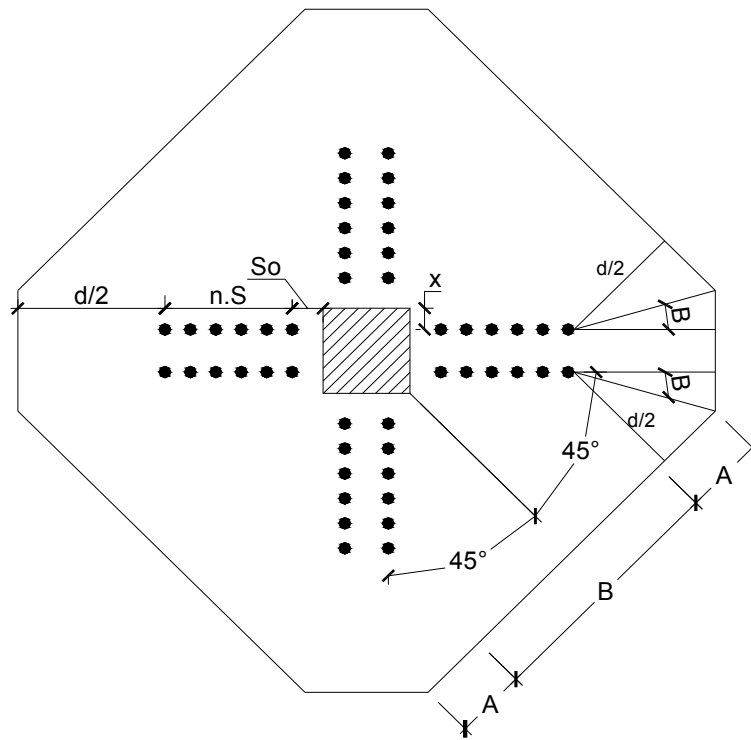


Figura 2.15 – Perímetro externo de controle de acordo com o ACI 318/02

onde

$$A = d \cdot (\tan \beta) / 2$$

$$B = \sqrt{2} \cdot (n \cdot S + S_0 + x)$$

$$\beta = 22,5^\circ$$

Para o caso de estribos inclinados, a parcela de resistência referente ao reforço da armadura é dada pela equação 2.4.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yv} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{S} \quad (2.7)$$

2.3.3 BS 8110. (British Standards Institution, 1997)

O perímetro de controle definido por esta norma é distante $1,5 \cdot d$ da face do pilar como mostra a figura 2.16, e a mesma não faz referência quando o pilar é retangular, ou seja, se o pilar tiver um índice de retangularidade muito alto, a norma considera como perímetro crítico, toda à distância em volta do pilar, sem fazer nenhuma redução no perímetro.

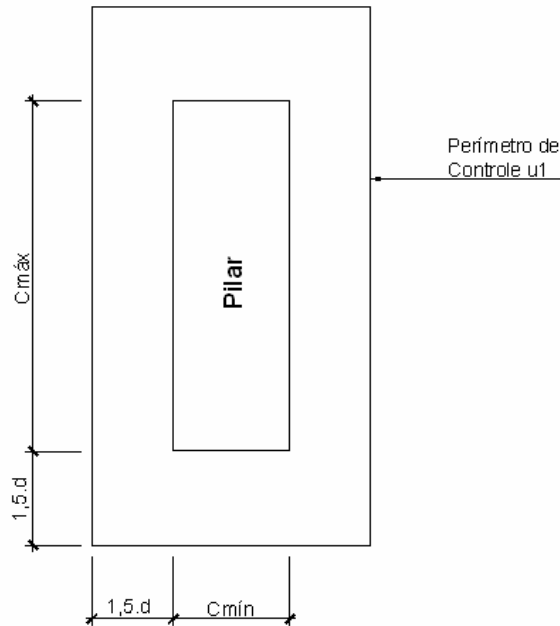


Figura 2.16 – Perímetro de controle de acordo com a norma BS 8110

A tensão cisalhante máxima que se pode utilizar em lajes lisas de concreto armado segundo recomendações desta norma é:

$$v_{\max} \leq 0,9 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ ou } 5 \text{ N/m}^2 \quad (2.8)$$

$$v_{\max} = \frac{V}{u_o \cdot d} \quad (2.9)$$

onde

u_0 é o comprimento do perímetro crítico adjacente às faces do pilar.

Considerando a tensão cisalhante na zona de ruptura:

$$v_{sd} = \frac{V}{u_1 \cdot d} \quad (2.10)$$

onde

u_1 é o comprimento do perímetro de controle afastado $1,5 \cdot d$ da face do pilar de acordo com a figura 2.8.

Para as lajes sem armadura de cisalhamento, a norma usa a equação 2.8:

$$V_{ck} = \xi \cdot v_{ck} \cdot u \cdot d \quad (2.11)$$
$$\xi_s = (400/d)^{1/4} \geq 1,0$$
$$V_{ck} = 0,27 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cu})^{1/3}$$

onde

ρ é a taxa de armadura de flexão $\leq 0,03$;

f_{cu} é a resistência à compressão do concreto obtida em corpo de provas cúbicos, sendo adotado $20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 40 \text{ N/mm}^2$, $f_{cu} = f_{cc} / 0,8$;

d a altura útil da laje ensaiada.

Para o caso de lajes lisas que utilizam armadura de cisalhamento, a norma diz que a resistência característica à punção é dada pela equação 2.9:

$$V_{Rk} = 0,87 \cdot A_{sv} \cdot f_{ys} \cdot \sin(\alpha) + V_{ck} \quad (2.12)$$

onde

A_v é a área da armadura de cisalhamento em mm^2 ;

f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento em N/mm^2 .

Para a armadura de cisalhamento na zona de ruptura, usamos a seguinte equação:

$$A_v \geq ((v - v_{ck}) \cdot u \cdot d) / 0,87 \cdot f_{ys} \quad (2.13)$$

onde

v_c é a tensão cisalhante do concreto.

2.3.4 CEB-FIP Model Code 1990, MC90 (CEB-FIP, 1993)

A norma não faz considerações especiais para pilares retangulares. O perímetro de controle fica afastado $2 \cdot d$ da face do pilar, e os cantos são formados por $\frac{1}{4}$ de comprimento de círculo.

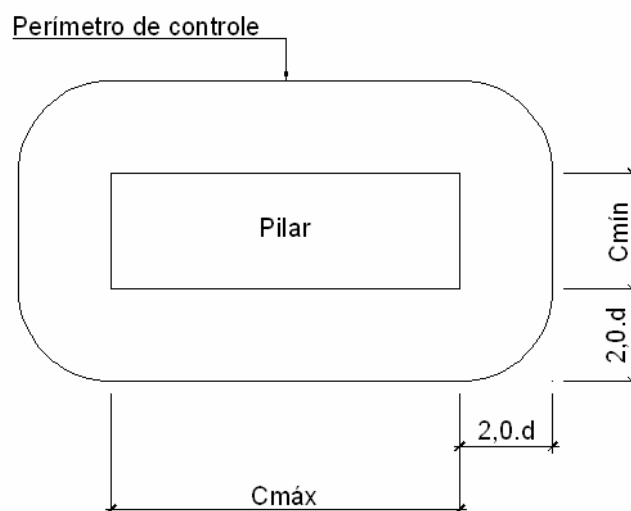


Figura 2.17 – Perímetro crítico segundo recomendações da norma MC90 (CEB-FIP, 1993)

Para a norma recente, a tensão de cisalhamento no perímetro crítico é dada pela equação:

$$V_{sd} = P_{sd} / u_1 \cdot d \quad (2.14)$$

A resistência das lajes de concreto armado no perímetro de controle é dado pela equação:

$$\tau_{Rk} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (2.15)$$

onde

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d}, \text{ sendo o valor de } d \text{ em mm.}$$

Para laje com armadura de cisalhamento a norma faz referência para áreas adjacentes aos pilares, na zona com armadura de reforço (cisalhamento) e fora do reforço da armadura.

I - Para áreas adjacentes à coluna de cisalhamento usamos a equação a seguir:

$$V_{Rk} \leq u_0 \cdot d \cdot (0,5 \cdot f_{cd2}) \quad (2.16)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot [1 - (f_{ck} / 250)] \cdot f_{ck}$$

II - Na zona com armadura de cisalhamento:

$$V_{Rk} = 1,5 \cdot (0,09 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d) + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot \sin \alpha \quad (2.17)$$

onde

A_{sw} é a área da armadura de reforço em uma camada ao redor da coluna.

S_r é o espaçamento radial das camadas da armadura de reforço

α é o ângulo entre a armadura de reforço e o plano da laje.

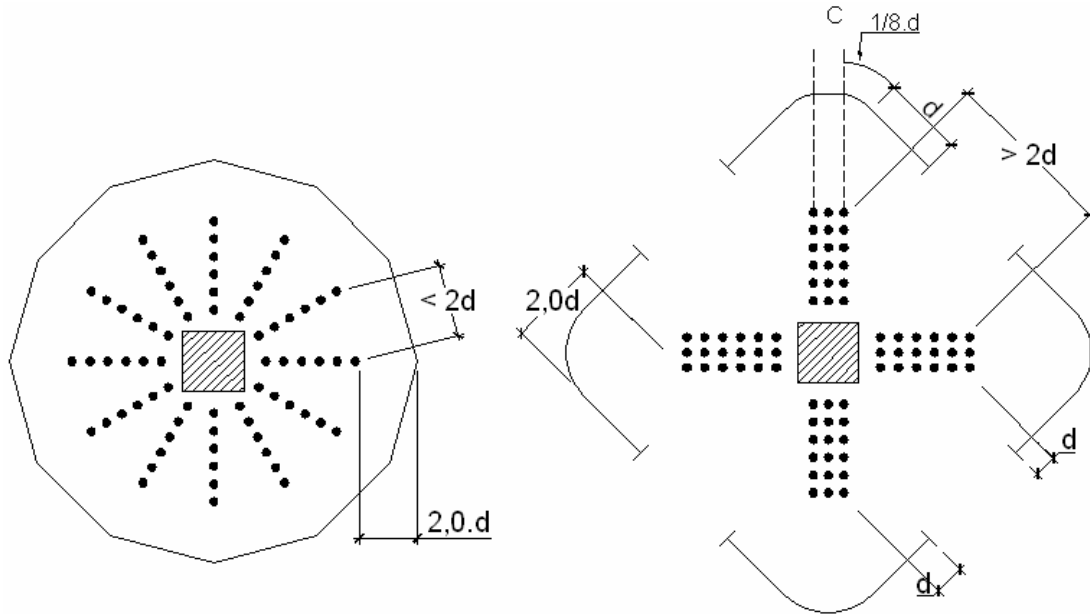


Figura 2.18 – perímetro crítico de acordo com o CEB (1993)

III – Fora do reforço da armadura:

$$V_{Rk} = 1,5 \cdot (0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}}) \cdot u_{n,eff} \cdot d \quad (2.18)$$

onde

$u_{n,eff}$ é o comprimento efetivo do perímetro crítico à uma distância $2 \cdot d$ fora da última camada de reforço formada por armadura de cisalhamento.

2.3.5 EUROCODE 2, EC2. (British Standards Institutions, 1992)

O perímetro de controle é dado de acordo com a classificação do índice de retangularidade do pilar. A norma diz que para pilares onde a razão $C_{máx}/C_{mín} \leq 2$, o perímetro de controle fica afastado à uma distância $1,5 \cdot d$ da face do pilar, sendo os cantos formados por $1/4$ de círculo

com raio igual à $1,5 \cdot d$. Para pilares onde a razão $C_{m\acute{a}x}/C_{m\acute{i}n} > 2$, a norma recomenda uma redu\c{c}\~ao no per\imetro de controle, e considera esse per\imetro com trechos intermedi\c{a}rios.

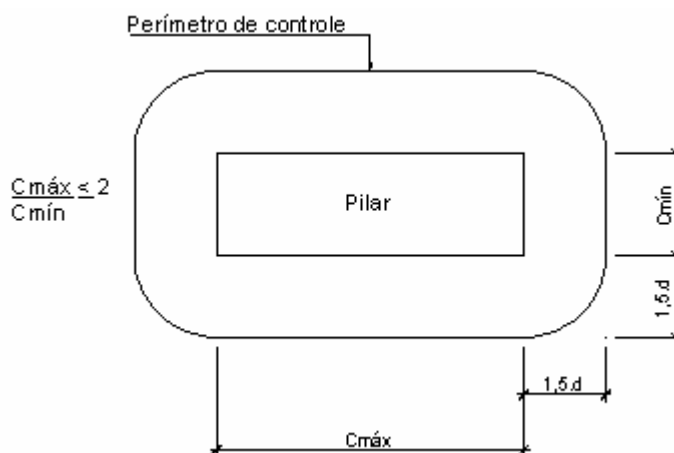


Figura. 2.19 – Per\imetro de controle para rela\c{c}\~ao $C_{m\acute{a}x}/C_{m\acute{i}n} \leq 2$

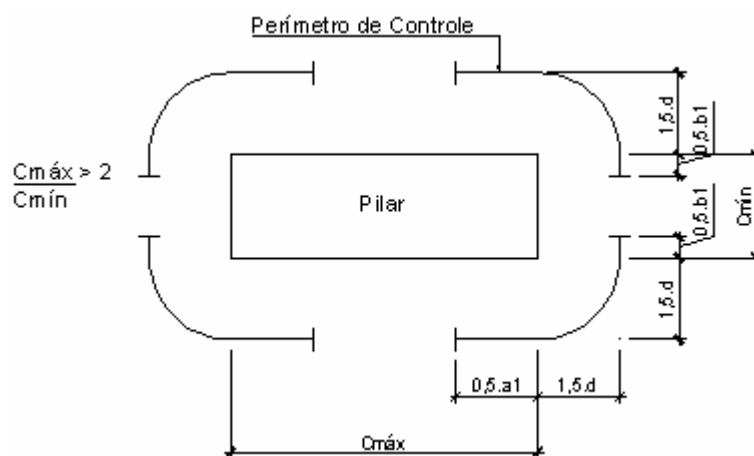


Figura. 2.20 – Per\imetro de controle para rela\c{c}\~ao $C_{m\acute{a}x}/C_{m\acute{i}n} > 2$

Sendo os valores de a_1 e b_1 :

$$a_1 < \begin{cases} C_{m\acute{a}x} \\ 2 \cdot C_{m\acute{i}n} \\ 5,6 \cdot d - b_1 \end{cases} \quad b_1 < \begin{cases} C_{m\acute{i}n} \\ 2,8 \cdot d \end{cases}$$

A norma recomenda que o perímetro do pilar ou da área carregada, a máxima força de punção deverá obedecer à equação 2.19:

$$V_{sk} < V_{Rk,máx} \quad (2.19)$$

A armadura de reforço para combate ao puncionamento não é necessária quando:

$$V_{Rk} < V_{Rkc} \quad (2.20)$$

Resistência ao puncionamento para lajes sem armadura de cisalhamento:

$$V_{Rkc} = \tau_R \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \quad (2.21)$$

$$\tau_R = (0,25 \cdot f_{ctk,0.05})$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$\rho \leq 0,015$$

O valor de K é igual a $(1,6 - d) \geq 1$, com d em metros.

A resistência para lajes com armadura de combate ao puncionamento é:

$$V_{Rk} = V_{Rkc} + \sum A_{sv} \cdot f_{sv} \cdot \sin \alpha \quad (2.22)$$

onde

V_{Rkc} é o valor do cortante resistente para lajes sem armadura de cisalhamento;

V_{Rk} é o valor do cortante resistente para lajes com armadura de cisalhamento;

$V_{Rk,máx}$ é o valor do cortante máximo para resistência da armadura ao longo da seção de controle considerada.

$$f_{syv} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

É apresentada a seguir a disposição do perímetro de controle, usando armadura de cisalhamento.

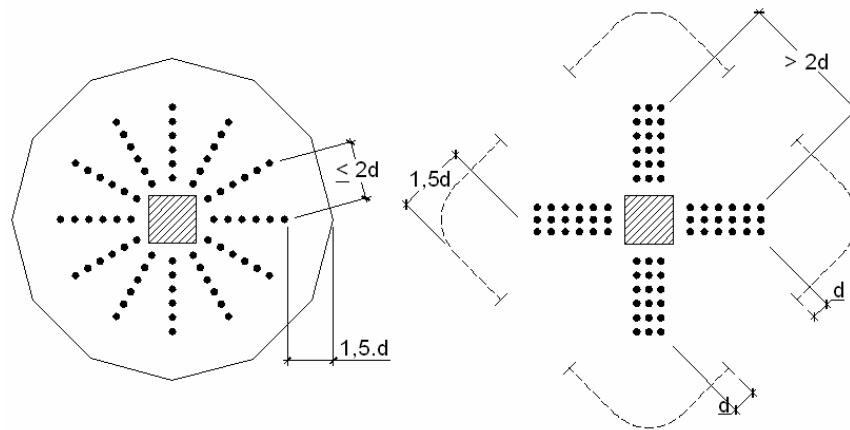


Figura.2.21 – Perímetro crítico de acordo com o Eurocode

2.3.6 NBR 6118/1978, NB1/78 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978)

A norma brasileira de 78 considera o índice de retangularidade do pilar para definir o perímetro crítico a ser usado. Para pilares onde o valor de $C_{máx}/C_{mín} \leq 3$ a norma considera o perímetro de controle afastado à uma distância $0,5 \cdot d$ com os cantos sendo $\frac{1}{4}$ de círculo de raio igual a $0,5 \cdot d$, fazendo o perímetro crítico contornar toda a extensão do pilar. Para os pilares onde a relação $C_{máx}/C_{mín} > 3$ a norma secciona o perímetro com o objetivo de não aumentar muito o valor do perímetro de controle.

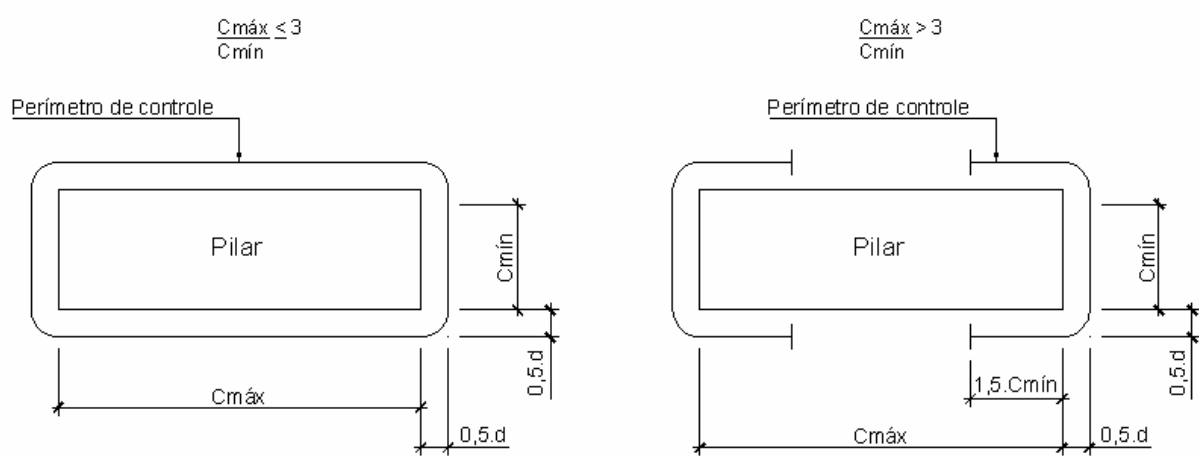


Figura 2.22 – Perímetro de controle recomendado pela NBR 6118/78, NB1/78

O valor da tensão de punção, no estado limite de projeto é dado pela expressão 2.23:

$$\tau \leq \tau_{lim} = 0,63 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (2.23)$$

$$\tau = F / u \cdot d$$

onde:

F é o esforço atuante na laje;

d é a altura útil da laje.

Para dispensar a armadura de cisalhamento, a tensão de punção (τ) tem que ser inferior à tensão limite (τ_{lim}) dividida por 2.

$$\tau < \tau_{lim} / 2 \quad (2.24)$$

2.3.7 NBR 6118/2003, NB1/03. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003)

Ao contrário da norma brasileira anterior, a NBR 6118/03 não considera o índice de retangularidade do pilar, o que acarreta no aumento do perímetro de controle à medida que vai

aumentando a relação $C_{m\acute{a}x}/C_{m\acute{i}n}$ aumenta. O peracuteetro de controle fica afastado a uma distacuteancia $2 \cdot d$ da face do pilar e os cantos sacuteo formados por $1/4$ de cacuteirculos com raio igual a $2 \cdot d$.

A norma em questacuteao tem muitas semelhanças com o MC90, e define a tensacuteao de puncionamento no peracuteetro cracuteitico ou de controle pela equaçaacuteo:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d} \quad (2.25)$$

Para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento, a norma utiliza a seguinte equaçaacuteo:

$$\tau_{ck} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (2.26)$$

$$\xi = 1 + \sqrt{(200/d)}$$

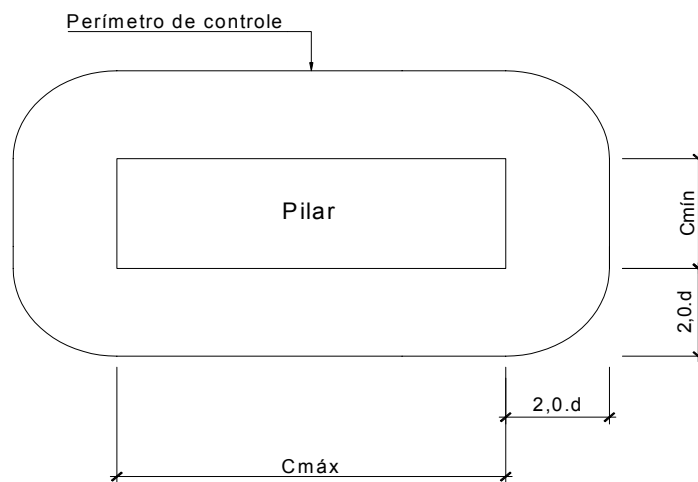


Figura 2.23 – peracuteetro de controle recomendado pela NBR 6118: 2003

Considerando armadura de cisalhamento, o perímetro de controle fica na seguinte disposição:

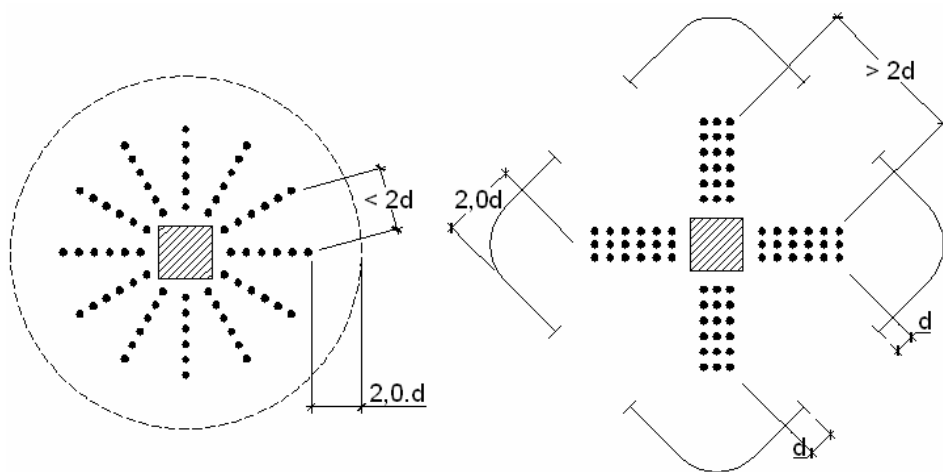


Figura 2.24 – Perímetro de controle recomendado pela NBR 6118: 2003

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental visa simular situações reais de carregamentos. Esta simulação é importante porque permite comparar as estimativas das normas com cargas reais de ruptura, analisando o comportamento da laje sob a influência do estribo inclinado como armadura de cisalhamento.

3.1 LAJES

3.1.1 Detalhes das lajes

Foi analisado o comportamento de 10 lajes lisas unidirecionais de concreto armado ao puncionamento simétrico. A resistência à compressão do concreto (f_{cc}) foi de aproximadamente 60 MPa, dosado com rejeito industrial metacaulim. As lajes foram quadradas com os lados medindo 1.800 mm e altura igual a 110 mm, e submetidas a um carregamento distribuído em dois bordos paralelos através de vigas metálicas de reação. Os pilares apresentaram índices de retangularidade ($C_{máx}/C_{mín}$) iguais a 1, 3 e 5, sendo o menor lado ($C_{mín}$) igual a 85 mm e o maior lado ($C_{máx}$) igual a 85, 255 e 425 mm, respectivamente. A taxa de armadura de flexão foi de 0,13%. As análises foram feitas em 20 passos de carga de aproximadamente 10 kN.

Tabela 3.1 – Características das lajes ensaiadas

Laje	$C_{mín}$ (mm)	$C_{máx}$ (mm)	$C_{máx}/C_{mín}$	f_{cc} (MPa)	d (mm)
1	85	85	1	52	85
2	85	255	3	52	86
3	85	425	5	50	85
4	85	85	1	59	85
5	85	255	3	58	85
6	85	425	5	55	85,5
7	85	255	3	60	86
8	85	425	5	55	85
9	85	425	5	56	85,5
10	85	425	5	57	85,5

As distribuições dos estribos foram feitas em camadas em torno do pilar. A variável foi a distribuição dos estribos configurada em cruz (L4,L7 e L8), linha (L5 e L6), paralela (L9) e em dupla cruz (L10), como mostra a figura 3.1.

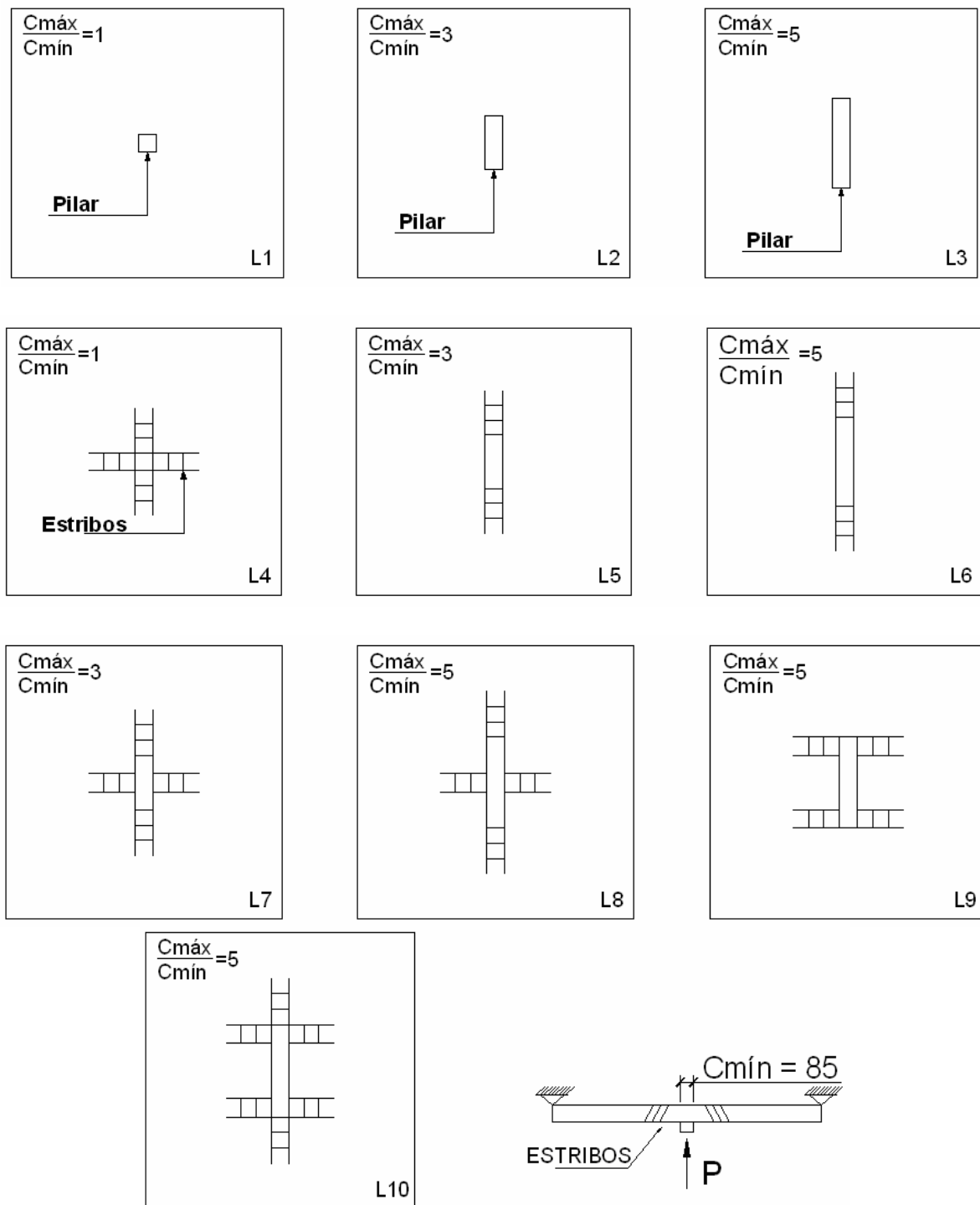


Figura 3.1 – Distribuição das armaduras de cisalhamento em torno do pilar

3.1.1.1 Armadura de flexão

A taxa da armadura de flexão foi de 0,0132 obtida através da equação 3.1, composta de 32 barras de 12,5 mm em duas direções, ou seja, 16 barras em cada direção espaçadas 118 mm como mostra a figura 3.2. A ancoragem das barras da armadura de flexão foi feita através de 64 ganchos com diâmetro de 6,3 mm sendo 32 em cada direção medindo (300 x 300 x 91,2) mm cada. O cobrimento foi de 13 mm.

$$\rho = A_s / (b_0 \cdot d) \quad (3.1)$$

onde

ρ – Taxa de armadura;

A_s – Área da seção transversal da armadura de flexão;

b_0 – Comprimento do vão da laje;

d – Altura útil da laje.

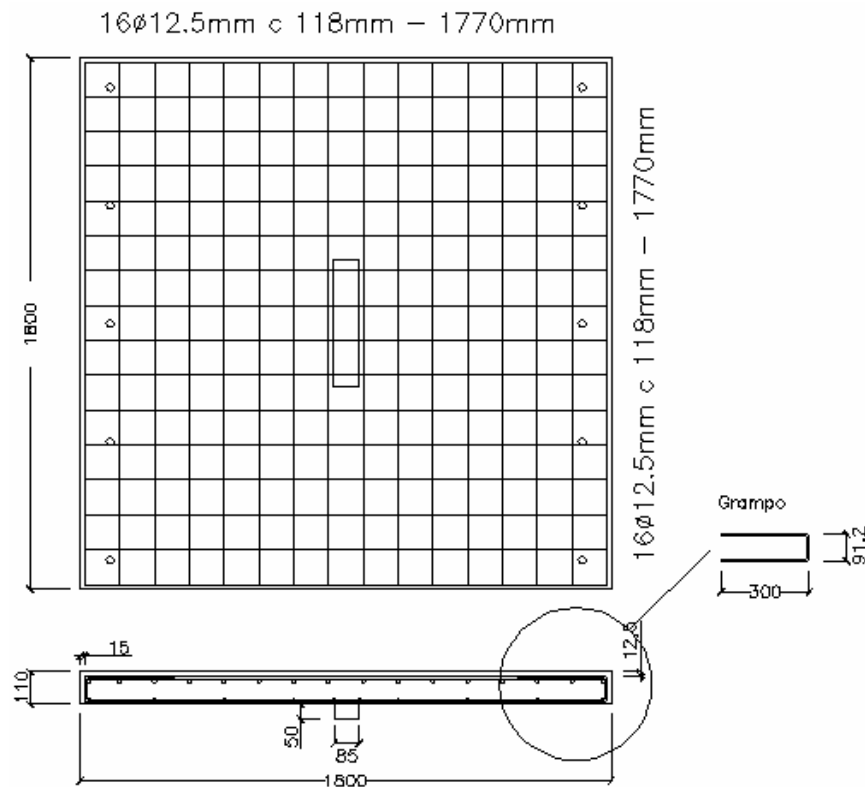


Figura 3.2 – Detalhe da armadura de flexão

3.1.1.2 Armadura de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento foram colocadas em sete das dez lajes ensaiadas, e foram compostas por estribos inclinados com ângulo entre a laje e o trecho inclinado do estribo igual à 60° , formando aproximadamente 90° com a superfície de ruptura. O diâmetro dos estribos foi de 6,3 mm. A figura 3.4 apresenta detalhes de como cada estribo foi posicionado entre as armaduras de flexão e distribuição.

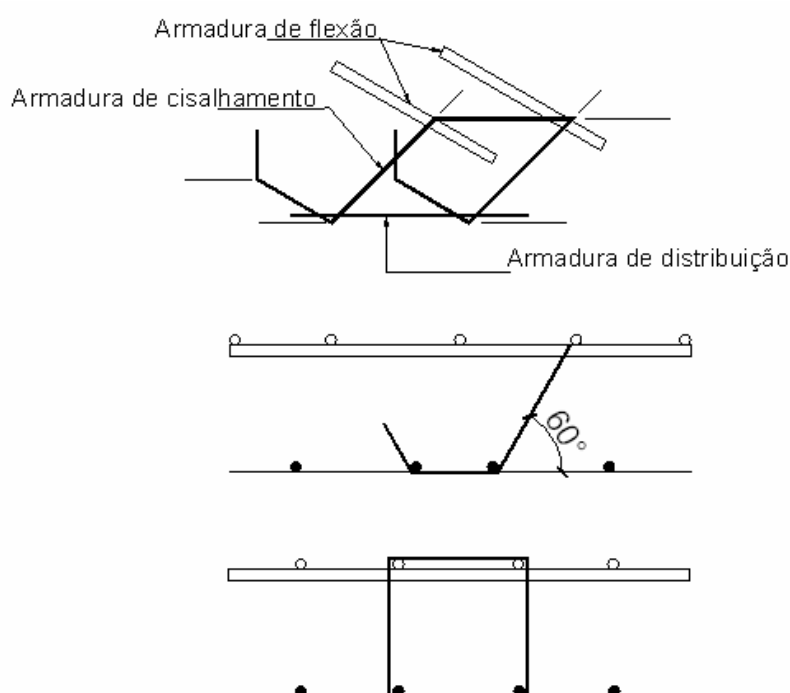


Figura 3.3 – detalhe dos estribos inclinados

3.1.2 Instrumentação

A instrumentação foi realizada com o objetivo de medir os deslocamentos das lajes, as deformações do concreto e das armaduras. Os extensômetros elétricos foram conectados a um sistema de aquisição de dados, onde foram lidas as deformações das armaduras e do concreto. A figura 3.5 mostra como foi realizada a aquisição de dados dos extensômetros (equipamento spider), e a transmissão de dados para o computador.



Figura 3.4 – Esquema de aquisição de dados

Os extensômetros utilizados para monitorar as deformações das barras de aço das armaduras foram do tipo KFG-5-120-C1-11 da marca “Kyowa” com dimensões iguais a (2,8 x 9,4) mm, e os utilizados no concreto foram do tipo KC-70-120-A1-11, do mesmo fabricante com dimensões iguais a (8 x 95) mm.

3.1.2.1 Concreto

a) Deformações

Para registrar as deformações na superfície do concreto foram utilizados 2 extensômetros elétricos distantes $0,5 \cdot d$ das faces do pilar como mostra a figura 3.5. Os extensômetros foram posicionados desta forma objetivando verificar a diferença entre as deformações na lateral e nos cantos do pilar para diferentes índices de retangularidade.



Figura 3.5 – Posição dos extensômetros do concreto

b) Deslocamento

Na parte superior, foram colocados 5 deflectômetros analógicos espaçados de 345 mm para medir as flechas nas lajes em diferentes pontos. O deflectômetro 1 foi colocado no centro da laje enquanto que os deflectômetros 2 e 3 foram colocados na direção longitudinal do maior lado do pilar e os deflectômetros 4 e 5 na direção transversal ao maior lado, como mostra a figura 3.6. Os valores registrados pelos deflectômetros confirmaram o ganho de ductilidade das lajes com armadura de cisalhamento. O deflectômetro posicionado no centro da laje foi o que marcou maiores deformações. As figuras 3.7 e 3.8 apresentam o esquema utilizado para posicionar os deflectômetros na superfície da laje.

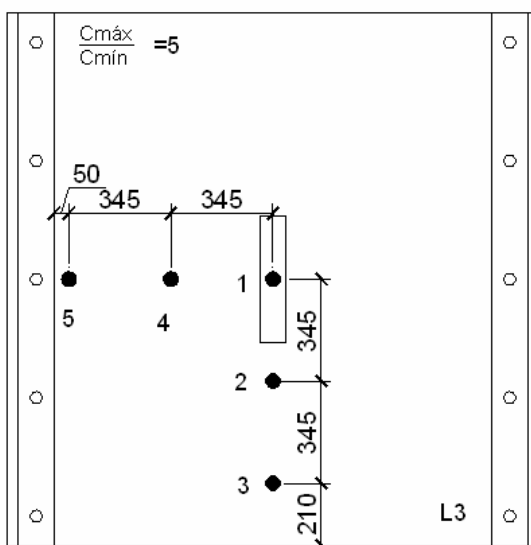
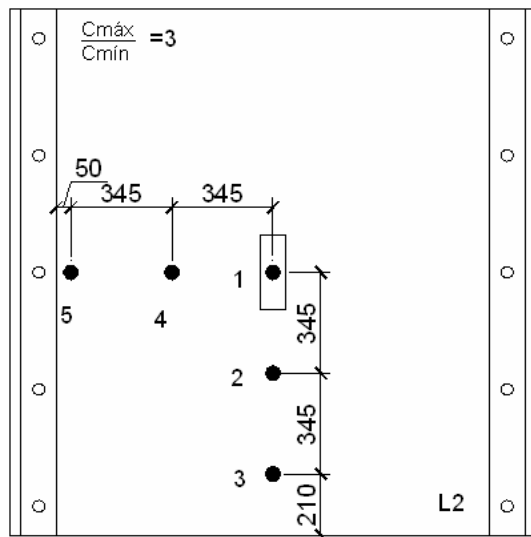
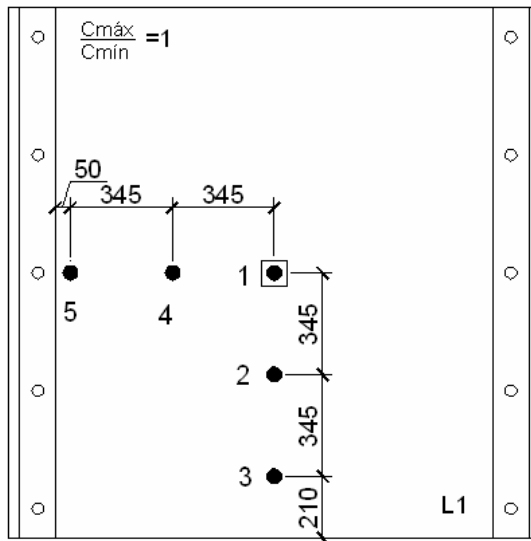


Figura 3.6 – Posicionamento dos deflectômetros na superfície das lajes

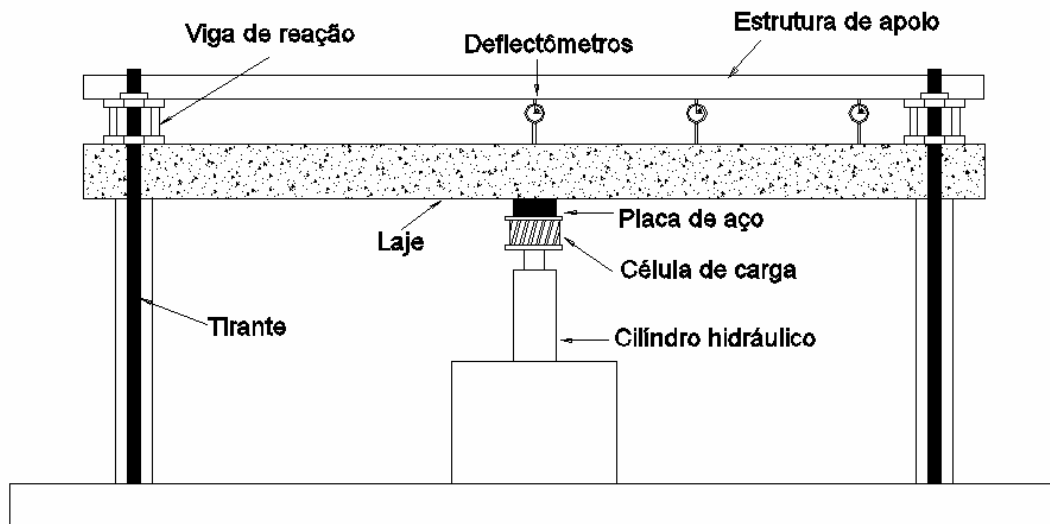


Figura 3.7 – Esquema de ensaio com os deflectômetros



Figura 3.8 – Deflectômetros nas lajes

3.1.2.2 Armadura de flexão

Normalmente são colocados dois extensômetros em cada ponto instrumentado das barras com o objetivo de eliminar efeitos de flexões locais, sendo a deformação final adotada, a média

entre os dois extensômetros. Para as barras em questão, a leitura foi feita por um único extensômetro por ponto monitorado, como mostra a figura 3.9. Este procedimento deve-se ao fato de ter sido admitido que as deformações na altura média das barras sofrem efeitos mínimos de flexões localizadas. Todos os extensômetros foram posicionados no meio da barra de flexão, como apresentado na figura 3.10.

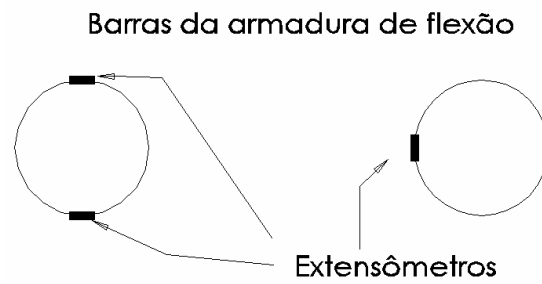


Figura 3.9 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras da armadura de flexão

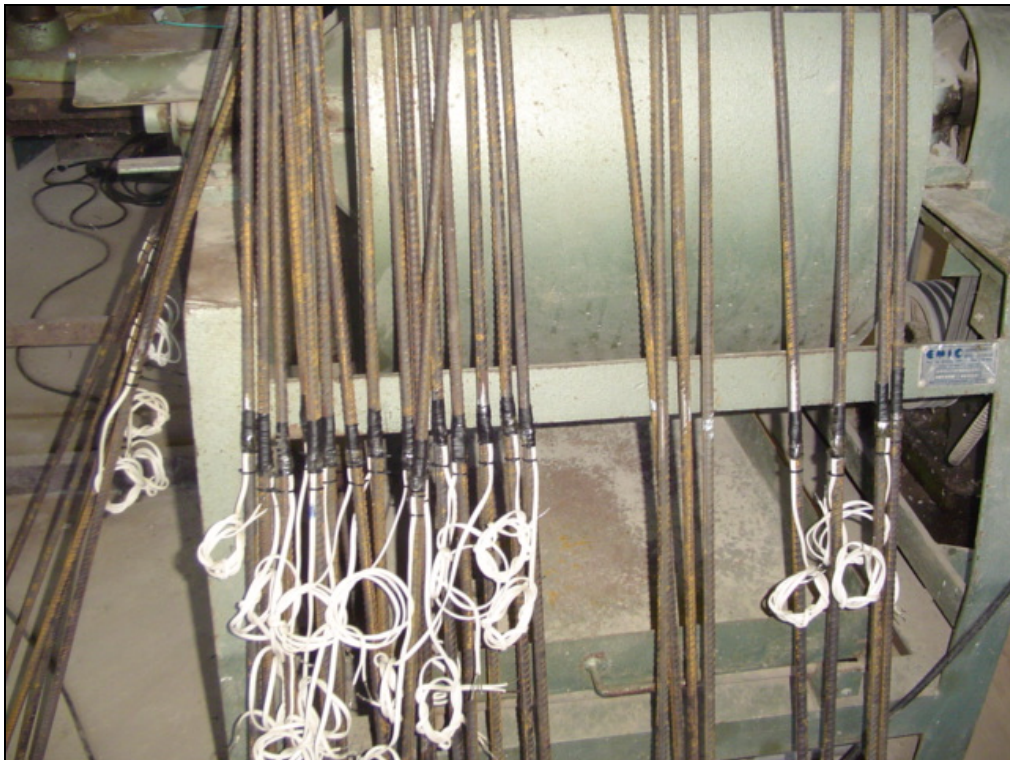


Figura 3.10 – Extensômetros no meio do comprimento das barras da armadura de flexão

3.1.2.3 Armadura de cisalhamento

Foram monitorados de 2 a 4 estribos de acordo com a quantidade e distribuição adotada em cada laje. Foram usados estribos inclinados da laje 4 à laje 10. As lajes 4, 5, 6 e 9 tiveram apenas dois estribos instrumentados, enquanto as lajes 7, 8 e 10 tiveram 4 estribos instrumentados. Nas lajes com estribos em linha, estribos paralelos e estribos em cruz com pilar de índice de retangularidade 1, foram utilizados 2 extensômetros. Para as lajes com estribos em cruz com pilar de índice 3 e 5 e lajes com estribos armados em dupla cruz, foram utilizados 4 extensômetros como mostram as figuras 3.11 a 3.14. Os extensômetros utilizados na monitoração dos estribos inclinados foram os mesmos utilizados na armadura de flexão. Cada estribo foi instrumentado com apenas um extensômetro, como apresenta a figura 3.15.



Figura 3.11 – Estribos em linha

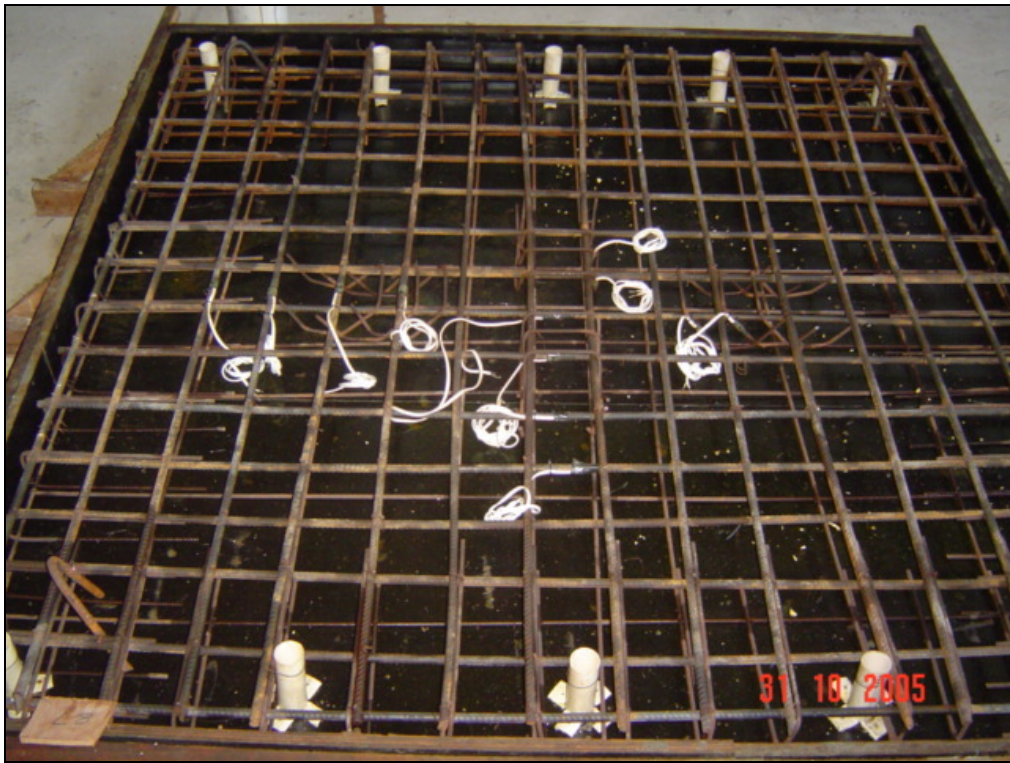


Figura 3.12 – Estribos em cruz



Figura 3.13 – Estribos paralelos



Figura 3.14 – Estribos em dupla cruz



Figura 3.15 – Estribos instrumentados

3.1.3 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio foi constituído por um cilindro hidráulico para aplicação do carregamento, duas vigas de reação para distribuir o carregamento e caracterizar as lajes como unidireccionais, sendo essas vigas posicionadas nos bordos paralelos ao maior lado do pilar, um célula de carga, uma rótula para viabilizar os carregamentos perpendiculares ao plano da laje, uma bomba hidráulica para acionar o cilindro hidráulico, placas metálicas simulando os pilares e um pórtico de transporte como mostra as figuras 3.16 a 3.21. A função do pórtico de transporte é retirar a laje da fôrma onde foi moldada, transportar e posicioná-la no sistema de ensaio.



Figura 3.16 – Célula de carga e rótula



Figura 3.17 – Pórtico de transporte



Figura 3.18 – Cilindro hidráulico



Figura 3.19 – Bomba hidráulica



Figura 3.20 – Cilindro, célula de carga, rótula e placa metálica



Figura 3.21 – Placas metálicas (85 x 85) mm, (85 x 255)mm e (85 x 425)mm

3.1.3.1 Processo de carregamento

A laje, como foi mencionado anteriormente, foi transportada e colocada no sistema de ensaio com a ajuda de um pórtico de transporte. Feito isso, a laje recebeu a instrumentação dos deflectômetros analógicos e começou o processo de posicionamento da célula de carga, da rótula, do cilindro hidráulico, da placa metálica que simulava o pilar e das duas vigas metálicas, já que o carregamento das lajes foi em dois bordos paralelos ao maior lado do pilar. As vigas metálicas foram presas no sistema de ensaio por meio de duas porcas em cada tirantes objetivando simular uma laje unidirecional, como mostra a figura 3.22. Após essa etapa, as lajes foram submetidas a um pré-carregamento (10 kN) para o ajuste do sistema, aliviando-se a carga aplicada e zerando os deflectômetros e as leituras dos extensômetros. De acordo com as estimativas das normas, definiu-se o passo de carga a ser utilizado. Para as lajes L1 e L2 o passo de carga foi de 10 kN e para as demais 15 kN. A cada intervalo de passo de carga, foi feita as leituras nos deflectômetros, nos extensômetros elétricos das armaduras de flexão e cisalhamento e verificado o surgimento e comportamento das fissuras.

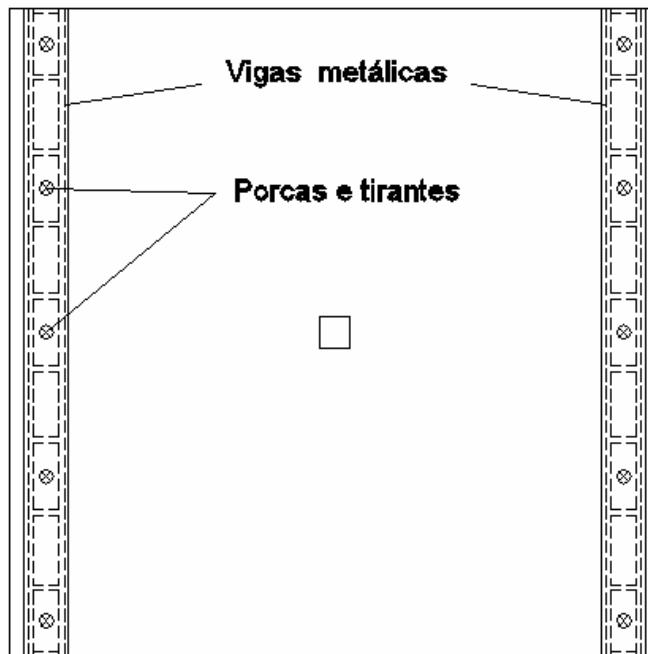


Figura 3.22 – Laje carregada em dois bordos

3.1.4 Cargas últimas de flexão

Foi utilizado o modelo das linhas de ruptura para determinar a capacidade resistente à flexão nas lajes ensaiadas. De acordo com o MC90, o momento fletor último por unidade de comprimento pode ser obtido pela análise do diagrama simplificado representando os esforços atuantes em uma seção retangular de concreto armado à flexão como apresentado na figura 3.23.

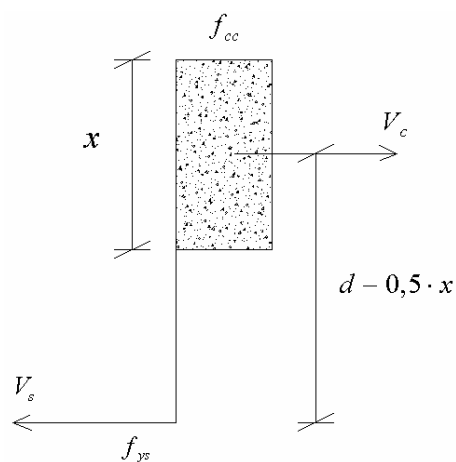


Figura 3.23 Simplificação para distribuição de tensões de acordo com a MC90

O momento fletor último por unidade de comprimento pode ser determinado pela equação 3.2

$$m_{un} = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_c}\right) \quad (3.2)$$

A figura 3.24 mostra a configuração adotada para a distribuição das linhas de ruptura de acordo com o carregamento a ser utilizado, ou seja, nos dois bordos paralelos ao maior lado do pilar, caracterizando assim, uma laje armada em uma direção.

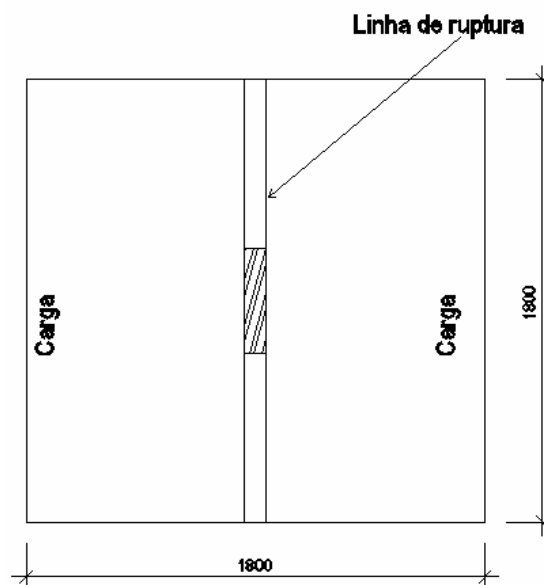


Figura 3.24 – Linha de ruptura em lajes com pilar retangular com carga nos dois bordos

3.1.4.1 Critério para os modos de ruptura

O principal critério para a determinação dos modos de ruptura é a observação experimental, onde observa-se a ocorrência de fissuras, deformações no concreto, esmagamento do concreto e tipo de fissuras. O segundo critério para se estabelecer o modo de ruptura de cada laje consiste em relacionar a resistência última observada com a resistência à flexão calculada

$$\left(\frac{P_u}{P_{flex}} = \phi\right).$$

De acordo com o valor obtido de ϕ , pode-se classificar a laje quanto ao modo de ruptura, como segue.

$\phi > 1$ a ruptura é por flexão;

$\phi < 1$ a ruptura é por puncionamento;

$\phi \cong 1 (\pm 0,1)$ a ruptura se dá por flexão e puncionamento.

3.2 CONCRETO

3.2.1 Composição do concreto

O concreto utilizado foi de alta resistência, dosado com seixo rolado e rejeito industrial metacaulim, com o objetivo de se obter uma resistência à compressão em torno de 60 MPa. O metacaulim utilizado foi fornecido pela empresa “Metacaulim do Brasil” com massa específica igual a $2,60 \text{ kg/dm}^3$ e massa unitária igual a $0,55 \text{ kg/dm}^3$. A empresa citada comercializa o metacaulim em sacos em 20 kgs como mostra a figura 3.25. A tabela 3.2 apresenta a quantidade de material empregada para produzir 1 m^3 de concreto.



Figura 3.25 – Metacaulim utilizado na produção do concreto

Tabela 3.2 – Quantidade de materiais para 1m³ de concreto

Materiais	Kg/m ³
Cimento	600
Metacaulim	60
Agregado graúdo	1092
Agregado miúdo	512
Água (l)	180
Superplastificante (l)	3,9
Retardador (l)	1,9

O concreto foi fornecido pela empresa “Supermix”, onde foi usada areia natural como agregado miúdo com massa unitária igual a 1,53 kg/dm³ e massa específica igual a 2,65 kg/dm³. O agregado graúdo usado foi o seixo fino, bastante encontrado na região, com massa unitária igual a 1,55 kg/dm³ e massa específica igual a 2,62 kg/dm³. O metacaulim foi o ultimo componente a ser adicionado ao concreto. A adição ocorreu na própria empresa que forneceu o concreto, um pouco antes da saída do carro como mostram as figuras 3.26 e 3.27.



Figura 3.26 – Adição do metacaulim



Figura 3.27 – Adição do metacaulim no concreto

3.2.2 Cura do concreto

O processo de cura foi realizado com o umedecimento das superfícies das lajes e dos corpos de prova após a concretagem. Foram usados sacos de aniagem colocados sobre a superfície das lajes e dos corpos de prova e esses sacos foram umedecidos 3 vezes ao dia durante sete dias, com o objetivo de evitar que após a concretagem as lajes perdessem umidades, como apresenta as figuras 3.28 e 3.29. Os corpos de prova foram submetidos às mesmas condições de cura das lajes e depois da desforma, foram mantidos nas mesmas condições até a data de ruptura das mesmas.



Figura 3.28 – Cura das lajes



Figura 3.29 – Cura dos corpos de prova

3.2.3 Resistência à compressão e módulo de elasticidade

O ensaio de resistência à compressão foi realizado de acordo com a NBR 5739/94 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994-a) em espécimes medindo (100 x 200) mm, e foram ensaiados também corpos de prova de (150 x 300) mm para determinação do módulo de elasticidade de acordo com a NBR 8522/84 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984), como mostra as figuras 3.30 e 3.31. Foram utilizados 3 corpos de prova para determinação da resistência à compressão (f_{cc}) e 3 para modulo de elasticidade, totalizando 30 ensaios de compressão. O valor adotado para resistência à compressão da lajes foi a média dos valores dos ensaios para cada grupo de corpos de prova referente a sua laje.



Figura 3.30 – Ensaio de resistência à compressão

De acordo com a norma NBR 8522/84 (Associação Brasileira de Normas Técnicas), foi obtido o módulo de elasticidade secante e foram comparados com os estimados pela norma MC90, através da equação 3.5.

$$E_c = 2,15 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.5)$$

A expressão 3.5 foi desenvolvida para materiais a base de quartzo, e para ser aplicada em outros agregados, é necessário que se multiplique a expressão por um fator α que varia de acordo com a natureza do agregado graúdo, segundo Metha e Monteiro (1994). Adotou-se para o seixo encontrado na região o fator igual a 0,9.



Figura 3.31 – Ensaio de Módulo de Elasticidade

A tabela 3.3 mostra a comparação entre os valores estimados pela equação 3.5 e valores obtidos experimentalmente. Nota-se que a diferença entre a média dos valores experimentais (31 GPa) e os estimados (28 GPa) foi de 10 %. A laje L2 foi a que apresentou maior diferença, em torno de 24%.

Tabela 3.3 – Ensaio de Módulo de Elasticidade

Laje	f_{cc} (MPa)	Número de espécimes	$E_{c_{exp}}$ (GPa)	$E_{c_{MC90}}$ (GPa)	$E_{c_{MC90}}/E_{c_{Exp}}$
L1	52,5	3	30,4	33,6	1,10
L2	51,9	3	28,3	37,3	1,31
L3	49,6	3	32,0	25,5	0,80
L4	58,6	3	29,9	34,9	1,17
L5	58,0	3	29,4	26,5	0,90
L6	54,8	3	30,2	27,2	0,90
L7	59,8	3	39,1	35,2	0,90
L8	55,2	3	30,3	27,3	0,90
L9	55,7	3	31,3	28,2	0,90
L10	56,7	3	31,5	28,4	0,90
Média			31,3	28,1	0,90
$\alpha = 0,9$ para MC90					

3.2.4 Resistência à tração

A resistência à tração foi obtida por meio de ensaios e compressão diametral em corpos de prova cilíndricos medindo (100 x 200)mm, de acordo com a NBR 7222/94 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994-b). Foram ensaiados 3 corpos de prova para cada laje moldada, o que totaliza trinta corpos de prova ensaiados. A figura 3.32 apresenta o esquema de ensaio de tração.

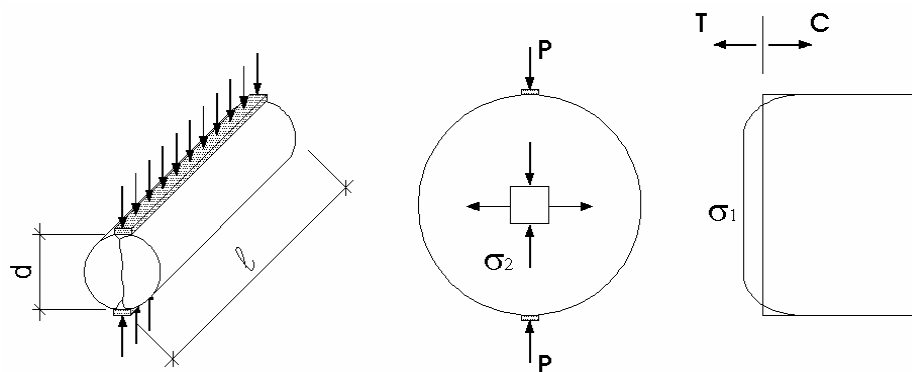


Figura 3.32 – Esquema do ensaio de tração

A resistência à tração pode ser estimada pela equação 3.3.

$$f_{ctk} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot D} \quad (3.3)$$

Na ausência de dados experimentais, a NBR 6118/03 possibilita que se estime a resistência à tração de acordo com a equação a seguir.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \quad (3.4)$$

3.3 AÇO

3.3.1 Armadura de flexão

As amostras das barras das armaduras de flexão foram submetidas a ensaios de tração, de acordo com a NBR 6152/92 (Associação Brasileira de Normas Técnicas,1992), sendo utilizadas 3 amostras de um único lote utilizado para produzir as armaduras de flexão das 10 lajes. O valor definido para a tensão de escoamento foi o valor médio das 3 amostras, como mostra a tabela 3.4. As deformações foram medidas com um extensômetro mecânico posicionado no meio da barra como mostra a figura 3.33 e então traçados gráficos de tensão x deformação, onde o valor definido para a tensão de escoamento depende dos perfis das curvas, representadas na figura 3.34.

Tabela 3.4 – Resultado dos ensaios de deformação nas barras de 12,5mm

		Diâmetro $\varnothing = 12,5$ mm			Média
Força (kgf)	Tensão (MPa)	CP1	CP2	CP3	
		Deformação (‰)	Deformação (‰)	Deformação (‰)	
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
500	40,7	0,22	0,12	0,18	0,17
1000	81,5	0,45	0,28	0,36	0,36
1500	122,2	0,69	0,42	0,55	0,55
2000	163,0	0,88	0,59	0,72	0,73
2500	203,7	1,09	0,83	0,95	0,96
3000	244,5	1,26	1,01	1,12	1,13
3500	285,2	1,39	1,14	1,29	1,27
4000	325,9	1,61	1,42	1,55	1,53
4500	366,7	1,82	1,63	1,74	1,73
5000	407,4	2,03	1,86	1,95	1,95
5500	448,2	2,29	2,11	2,11	2,17
6000	488,9	2,60	2,45	2,36	2,47
6500	529,7	2,87	2,80	2,62	2,76
7000	570,4	10,20	9,70	7,35	9,08
7500	611,2	11,90	11,25	9,50	10,88
8000	651,9	13,60	13,80	11,85	13,08
Ruptura (kgf)		9900	9850	10100	9950
Tensão de Ruptura (kgf/cm ²)		807	803	823	811



Figura 3.33 – Ensaio de tração

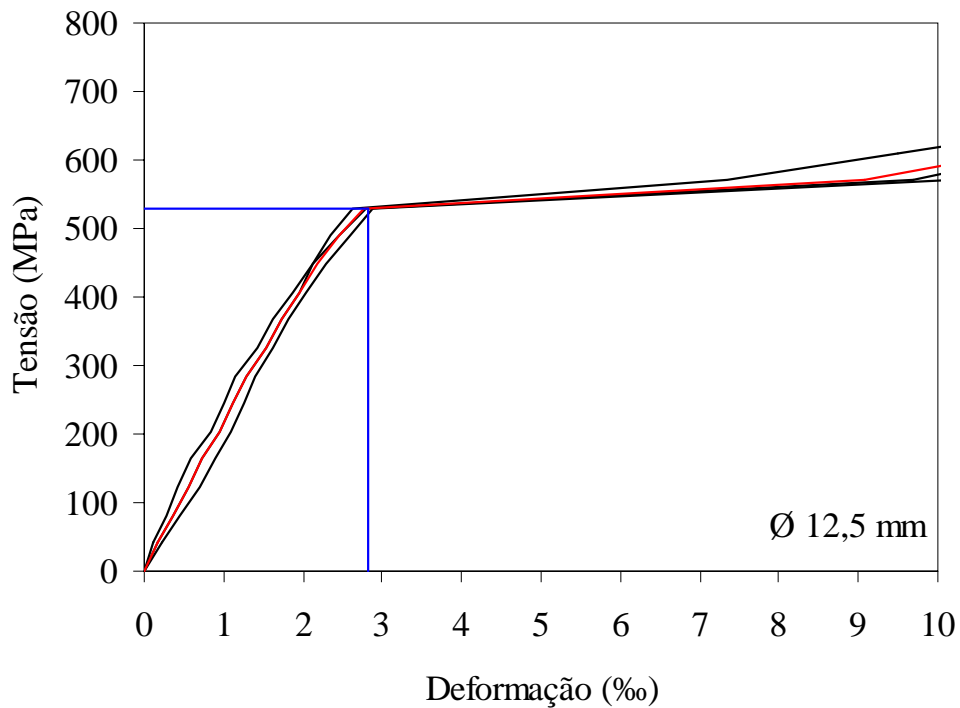


Figura 3.34 – Gráfico tensão x deformação para o aço de Ø 12,5 mm

3.3.2 Armadura de cisalhamento

As barras utilizadas para a armadura de cisalhamento passaram pelos mesmos ensaios das barras das armaduras de flexão, com a mesma quantidade de amostras ensaiadas. Foram traçados gráficos tensão x deformação como mostra a figura 3.41, com a finalidade de determinar as propriedades mecânicas características das barras das armaduras de cisalhamento. Todas as barras ensaiadas pertenciam à um único lote. Os resultados dos ensaios de deformação das barras de diâmetro 6,3 mm são apresentados na tabela 3.5. A tabela 3.6 apresenta as propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes.

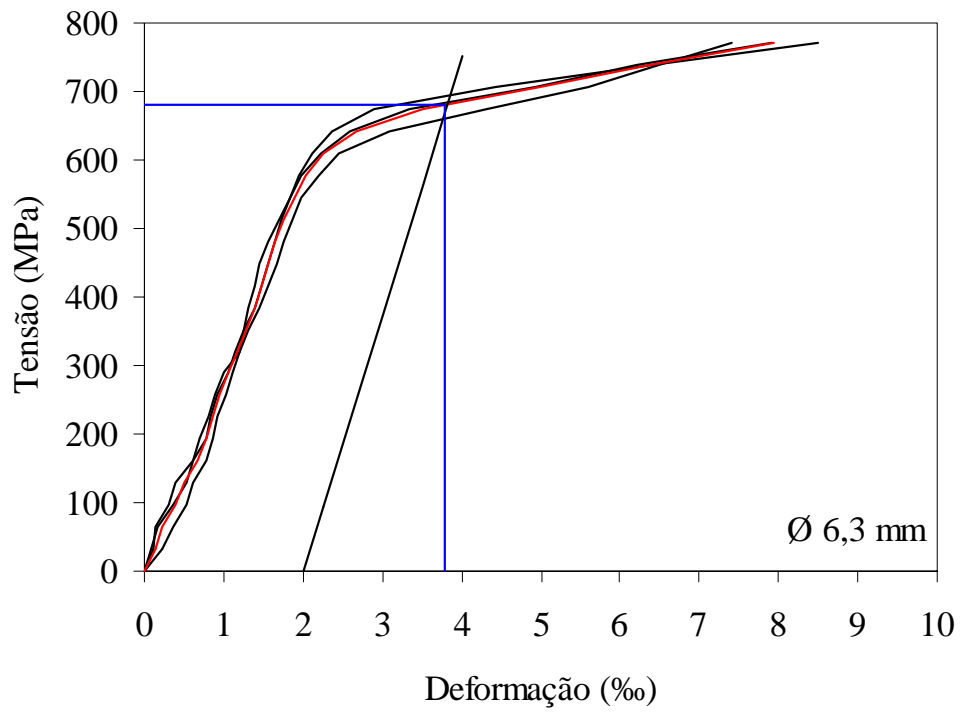


Figura 3.35 – Gráfico tensão x deformação para o aço de Ø 6,3 mm

Tabela 3.5 – Resultado dos ensaios de deformação nas barras de 12,5mm

		Diâmetro $\varnothing = 6,3$ mm			Média
Força (kgf)	Tensão (kgf/cm ²)	CP1	CP2	CP3	
		Deformação (‰)	Deformação (‰)	Deformação (‰)	
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
100	32,1	0,12	0,07	0,22	0,14
200	64,2	0,14	0,18	0,36	0,23
300	96,2	0,30	0,36	0,54	0,40
400	128,3	0,40	0,53	0,61	0,51
500	160,4	0,60	0,61	0,78	0,66
600	192,5	0,70	0,77	0,85	0,77
700	224,6	0,80	0,84	0,93	0,86
800	256,6	0,90	0,92	1,03	0,95
900	288,7	1,00	1,07	1,11	1,06
1000	320,8	1,20	1,15	1,20	1,18
1100	352,9	1,32	1,24	1,26	1,27
1200	385,0	1,45	1,31	1,38	1,38
1300	417,0	1,56	1,38	1,47	1,47
1400	449,1	1,66	1,44	1,55	1,55
1500	481,2	1,76	1,56	1,65	1,66
1600	513,3	1,87	1,69	1,73	1,76
1700	545,4	1,97	1,84	1,84	1,88
1800	577,4	2,20	1,99	1,94	2,04
1900	609,5	2,45	2,22	2,11	2,26
2000	641,6	3,10	2,58	2,36	2,68
2100	673,7	4,31	3,33	2,90	3,51
2200	705,8	5,60	4,92	4,44	4,99
2300	737,8	6,50	6,20	6,40	6,37
2400	769,9	7,40	7,90	8,50	7,93
Ruptura (kgf)		2740	2780	2760	2760
Tensão de Ruptura (kgf/cm ²)		879	892	885	885

Tabela 3.6 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	f_u (MPa)	ε_u (‰)	E_s (Gpa)
12,5	530	2,82	676	-	646
6,3	680	3,80	770	-	377

4. RESULTADO DOS ENSAIOS

São apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios que fizeram parte desta pesquisa. As monitorações realizadas obtiveram dados sobre as deflexões das lajes, comportamento do concreto, das armaduras de flexão e cisalhamento, mapas de fissuração, cargas últimas observadas, acréscimo de resistência devido à armadura de cisalhamento, localização e tipo de ruptura.

4.1 FLECHAS NAS LAJES

As flechas nas lajes foram medidas com a utilização de cinco deflectômetros analógicos, distantes 345 mm entre si, sendo dois na direção transversal, dois na direção longitudinal e um no centro da laje, como mostrado na figura 3.6 do capítulo anterior. As posições dos deflectômetros foram determinadas com o objetivo de monitorar e comparar o comportamento das lajes com relação à flexão e ductilidade devido à variação do índice de retangularidade do pilar e o uso de estribos inclinados. Na direção transversal, as lajes que não possuíam armadura de cisalhamento (L1, L2 e L3), não apresentaram grandes variações nas deflexões lidas pelos relógios D4 (9,1; 12,3 e 10,8) e D5 (2,8; 4,3 e 2,8 mm). Fato esse que não aconteceu para as lajes que possuíam armadura de cisalhamento como, por exemplo, a laje L4, que teve os seus estribos inclinados armados em cruz e possuía um pilar com índice de retangularidade igual ao da laje L1. As suas deflexões nos relógios D4 e D5 foram de 25,8 e 13,5 mm, sendo que a diferença na última leitura no relógio D4 entre as lajes L1 e L4 foi de 184% a mais para a laje L4, e a diferença entre a última leitura no relógio D5 para as mesmas lajes foi de 382%. Esse aumento de ductilidade da laje 4 se deve a presença da armadura de cisalhamento, o que, inclusive, aumentou o perímetro crítico afastando o mesmo do perímetro do pilar como mostra a figura 4.1. A laje L4 foi a que teve a maior flecha no centro (medida pelo relógio 1), com valor igual a 34mm.

Quando comparadas as lajes L3 (com índice de retangularidade igual a 3 e sem armadura de cisalhamento), e L8, com índice igual a 3 e com armadura de cisalhamento posicionada em cruz, verificou-se que o acréscimo de deflexão no relógio D4 foi de 26% e a do relógio D5 foi de 57% para a laje L8. Na direção longitudinal, o comportamento das lajes que apenas variaram o índice de retangularidade e não possuíam armadura de cisalhamento, foi semelhante à direção transversal, sem grandes variações entre elas. O deflectômetro D2 marcou para as lajes L1, L2 e L3 medidas de flecha iguais a 10,5, 10,0 e 13,9 mm e o D3 marcou para as mesmas lajes medidas de flecha iguais a 5,3, 8,5 e 7,7 mm.



Figura 4.1 – Perímetro crítico afastado das faces do pilar

As lajes armadas em cruz apresentaram maiores flechas em relação às outras. Quando comparadas as lajes L5 e L7, verificou-se um aumento de 26% no relógio D1 da laje L7, e comparando a laje L3, que não possuía armadura de cisalhamento e tinha um pilar com índice de retangularidade igual a 5, com a laje L10, que possuía armadura de cisalhamento distribuída em dupla cruz, o acréscimo lido no relógio D1 foi de 80% para a laje L10. As figuras 4.2 a 4.6 mostram as leituras nos deflectômetros 1 a 5 de cada laje ensaiada.

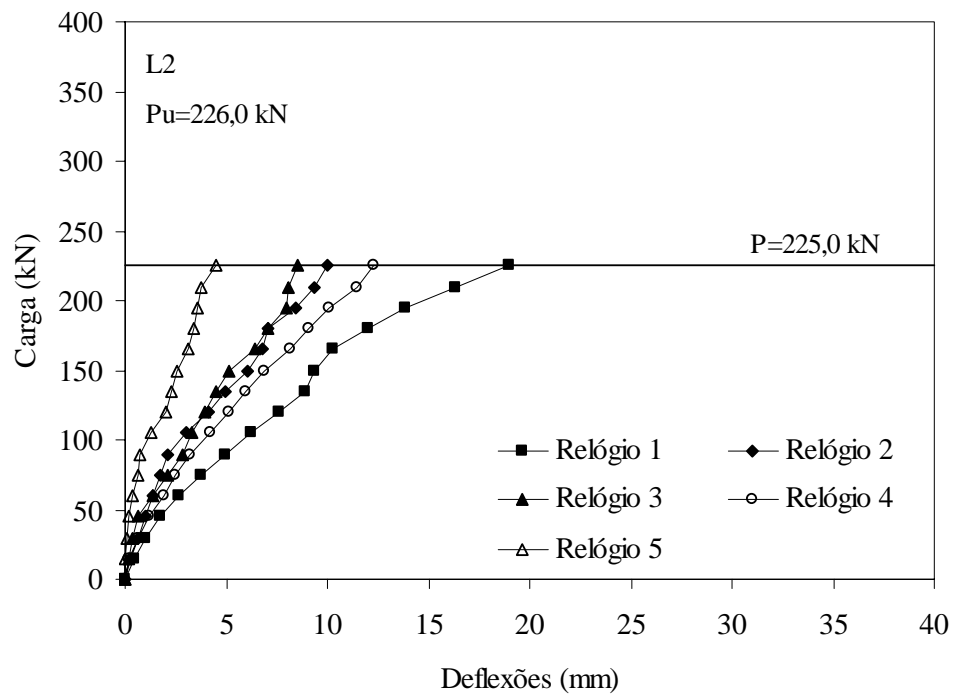
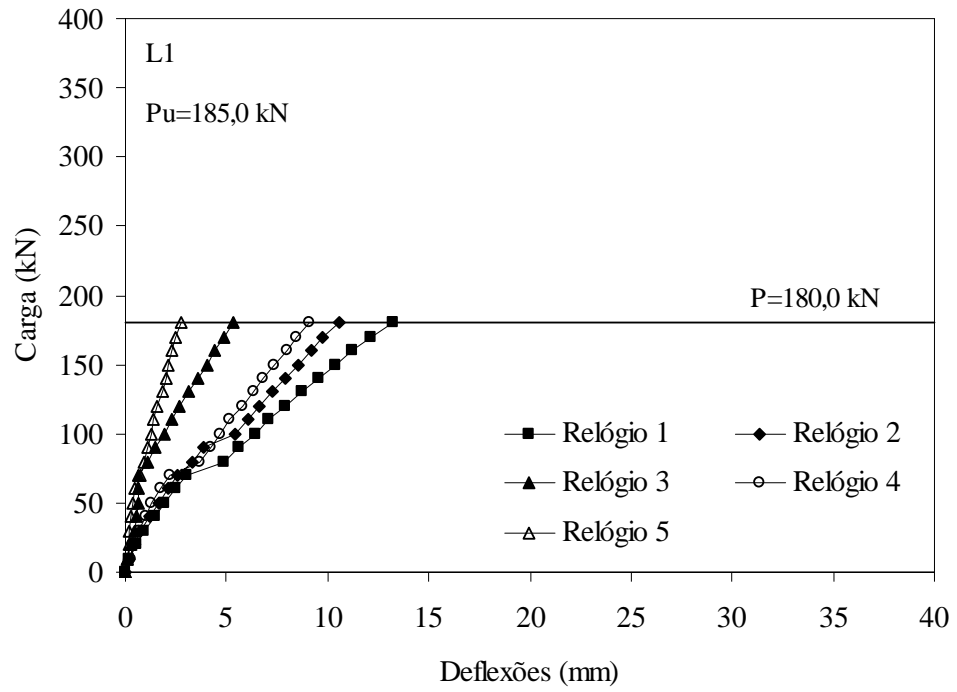


Figura 4.2– Flechas nas lajes L1 e L2

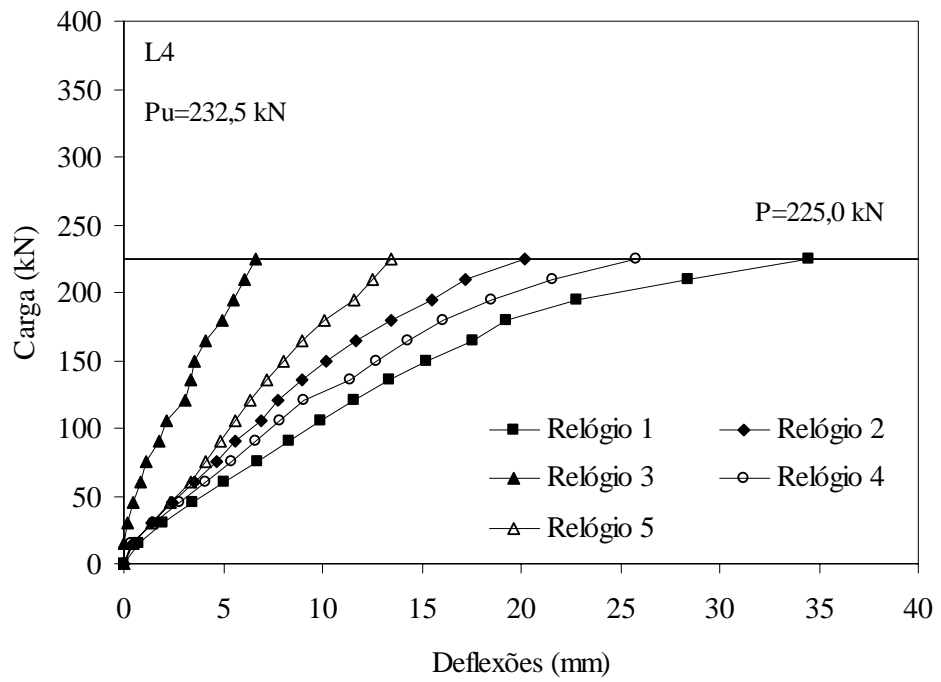
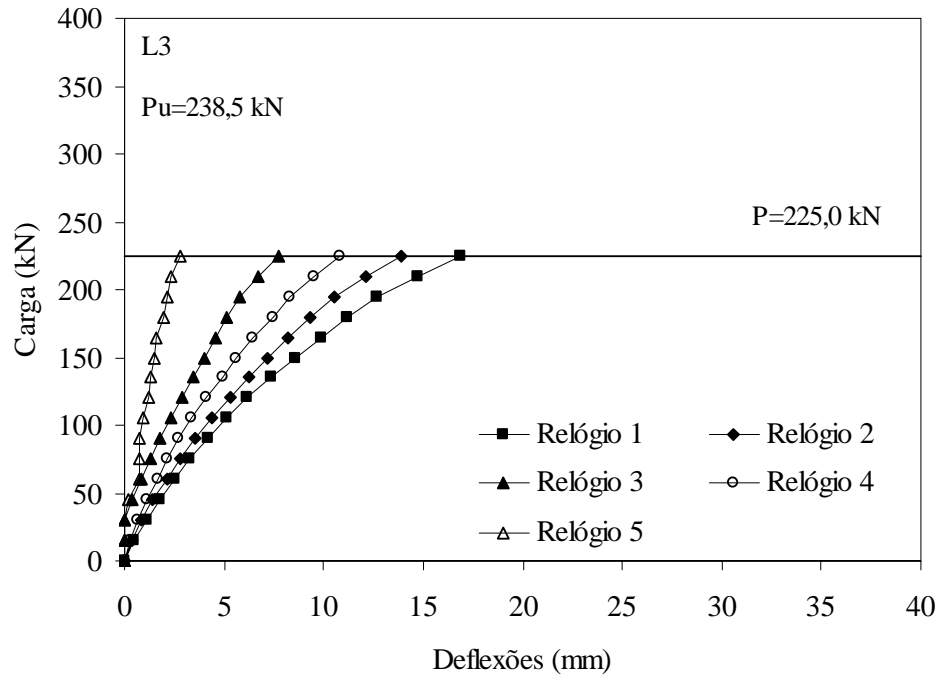


Figura 4.3– Flechas nas lajes L3 e L4

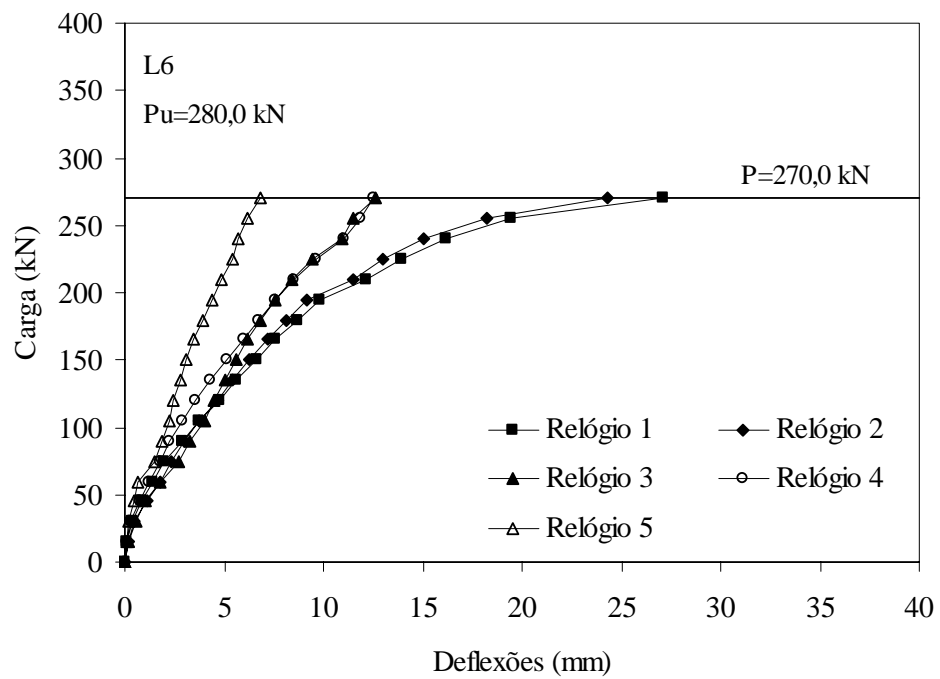
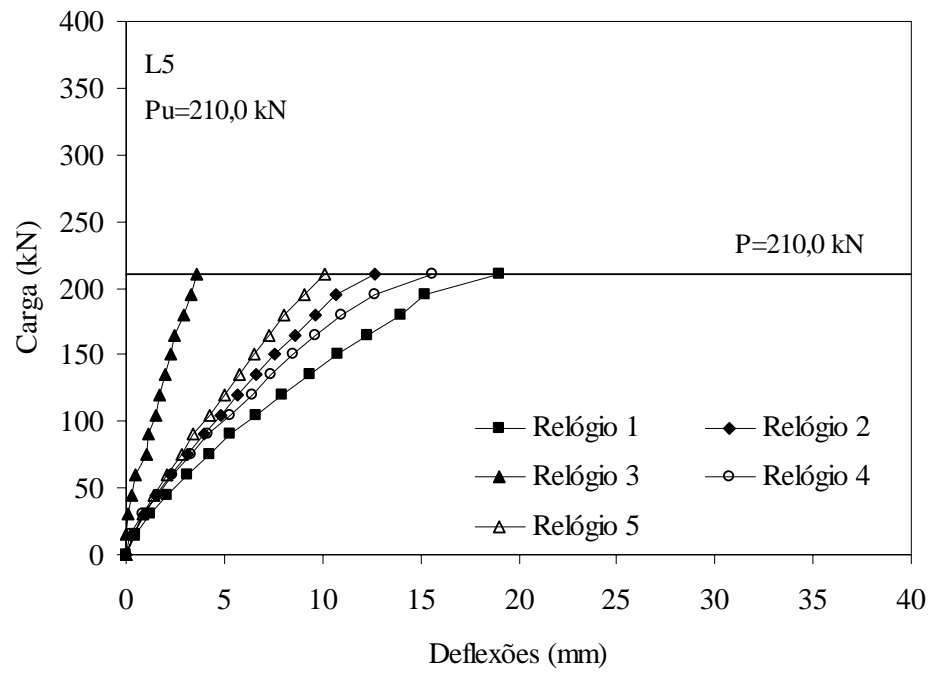


Figura 4.4– Flechas nas lajes L5 e L6

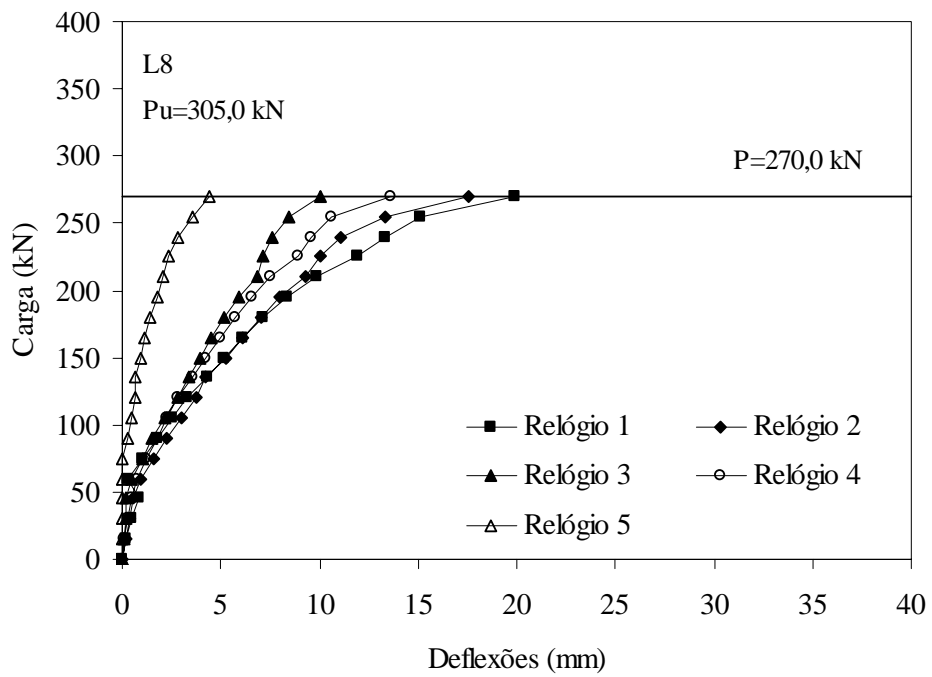
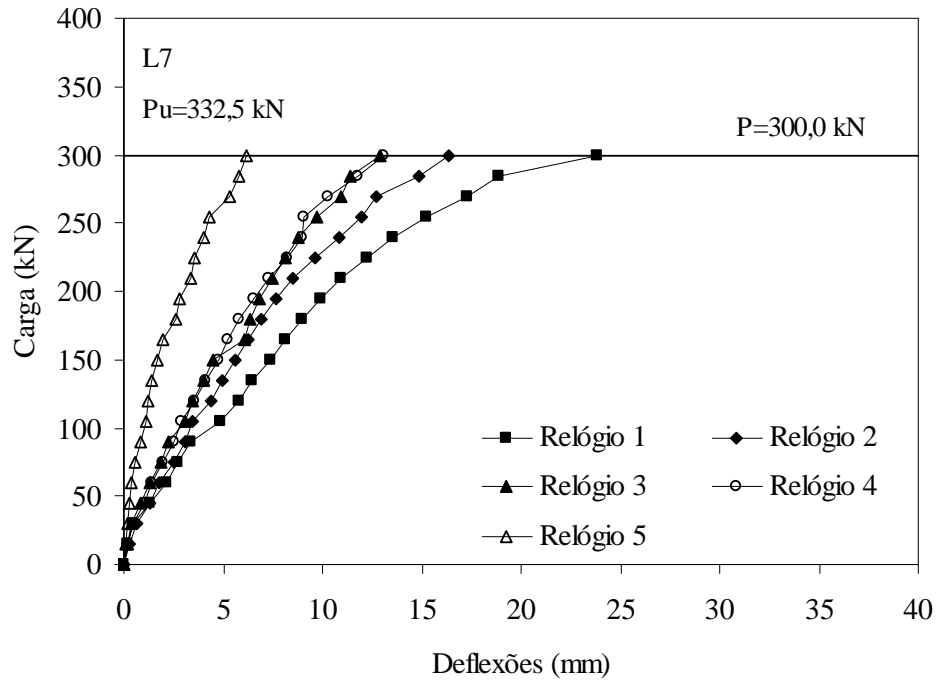


Figura 4.5– Flechas nas lajes L7 e L8

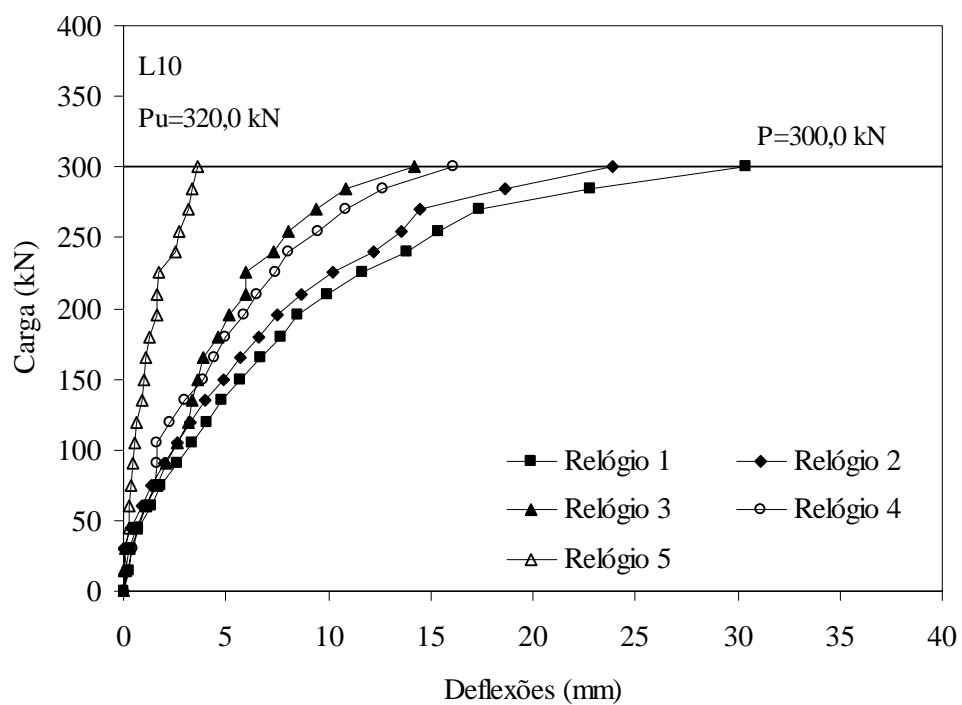
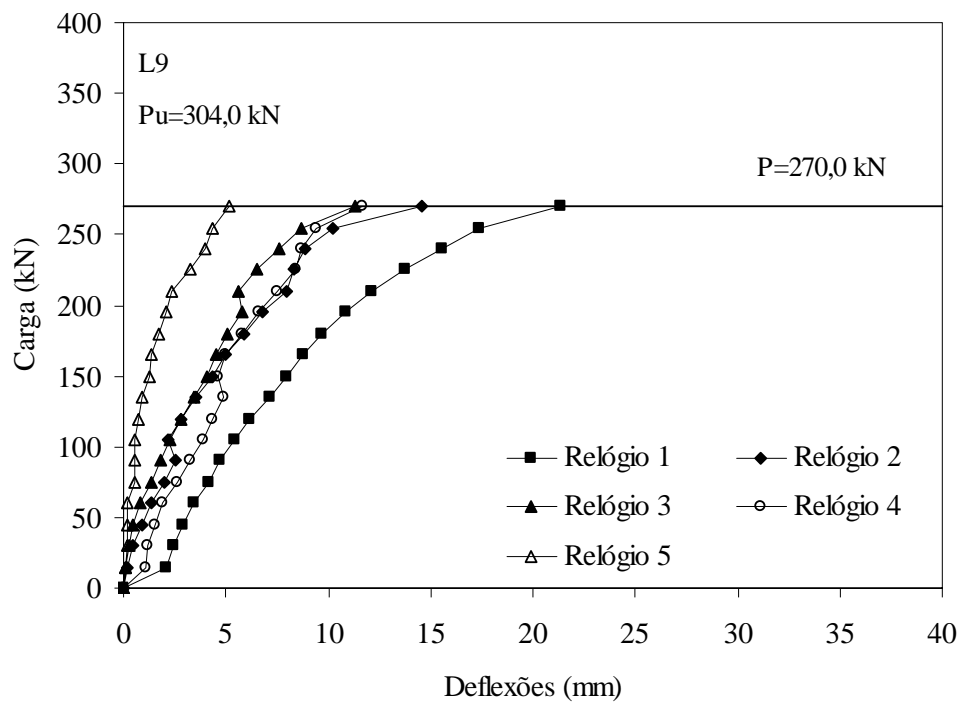


Figura 4.6 – Flechas nas lajes L9 e L10

Na tabela 4.1 é apresentada a flecha máxima das lajes ensaiadas, onde se verificou o aumento da ductilidade das lajes com o uso da armadura de cisalhamento. Esse aumento de ductilidade também influenciou os modos de ruptura das lajes.

Tabela 4.1 – Flechas máximas nas lajes ensaiadas

Laje	d (mm)	ρ	f_{cc} (MPa)	$A_{sv}/cam.$ (mm ²)	Nº camadas	P_u (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)
L1	85	0,0132	52	-	-	185	13
L2	86	0,0132	52	-	-	226	19
L3	85	0,0132	50	-	-	239	17
L4	85	0,0132	59	249	3	233	34
L5	85	0,0132	58	125	3	210	19
L6	86	0,0132	55	125	3	280	27
L7	86	0,0132	60	249	3	333	24
L8	85	0,0132	55	249	3	305	20
L9	86	0,0132	56	249	3	304	21
L10	86	0,0132	57	374	3	320	30

As figuras 4.7 a 4.11 representam graficamente as leituras obtidas pelos relógios localizados no centro das lajes. Verifica-se a variação da flecha máxima quando se varia o índice de retangularidade do pilar e a influência do uso do estribo inclinado. Comparando a laje L1 com a laje L3, observa-se um acréscimo de 22% nos valor medido no deflectômetro D1 da laje L3. Comparando a laje L1 com a L4, ambas com pilar de índice de retangularidade 1, verificou-se um acréscimo de 62% na leitura do deflectômetro central. Todas as lajes que tiveram armaduras de combate a punção romperam por puncionamento dúctil, flexo-puncionamento ou flexão. As lajes de referência romperam todas por puncionamento frágil.

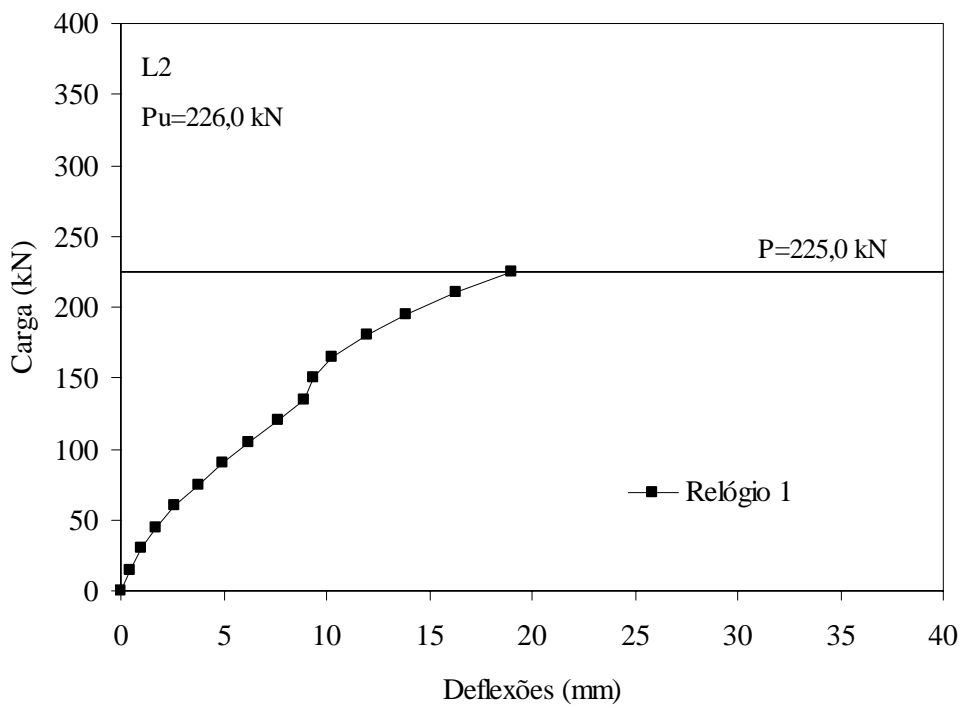
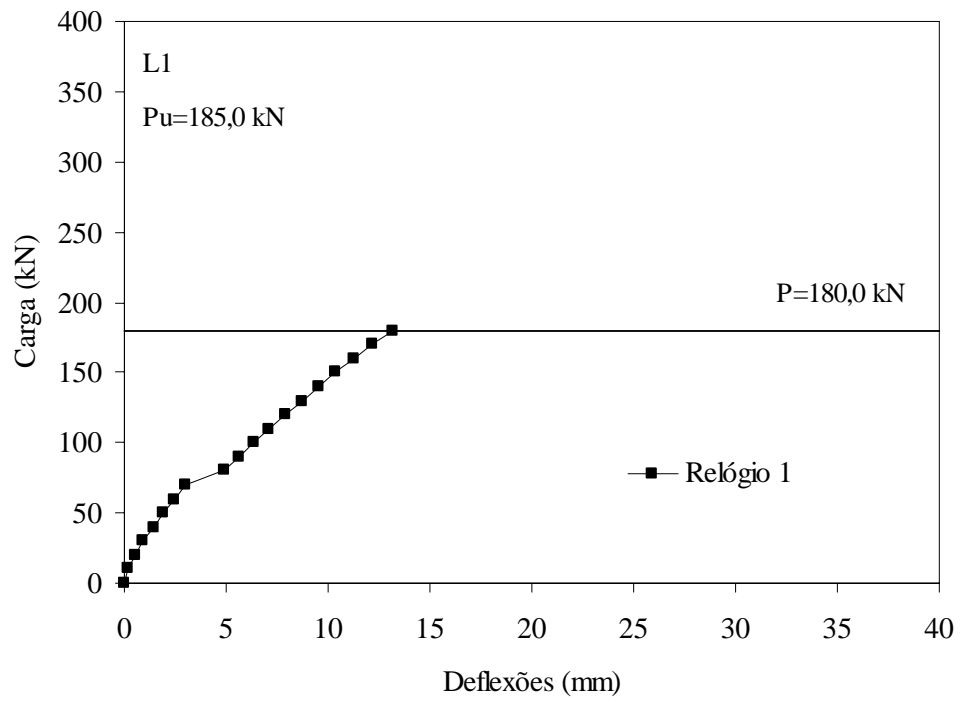


Figura 4.7– Flechas máximas nas lajes L1 e L2

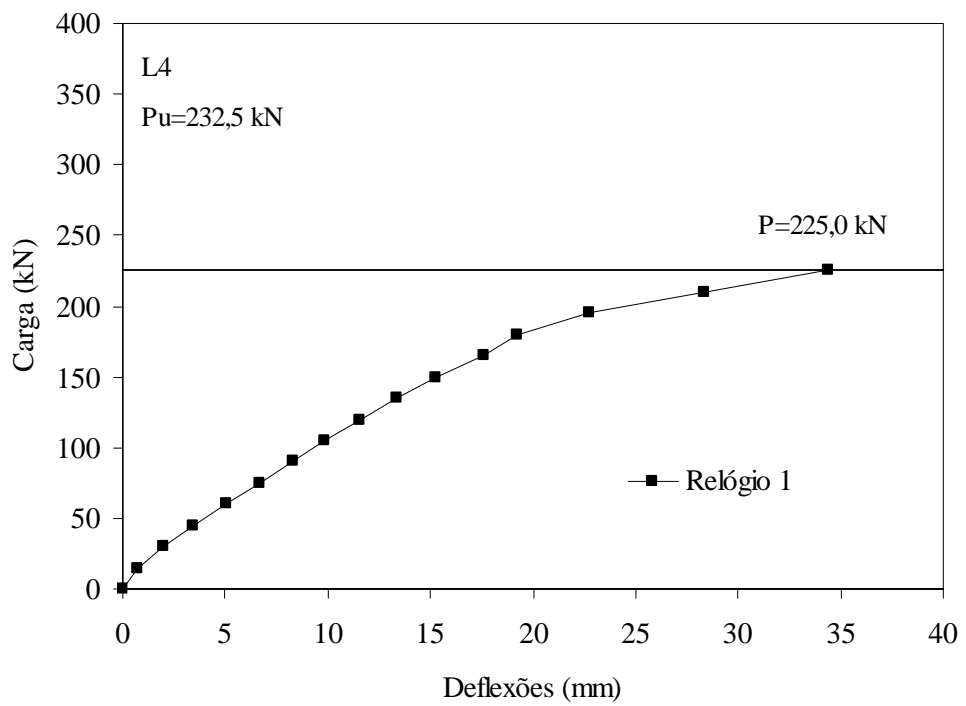
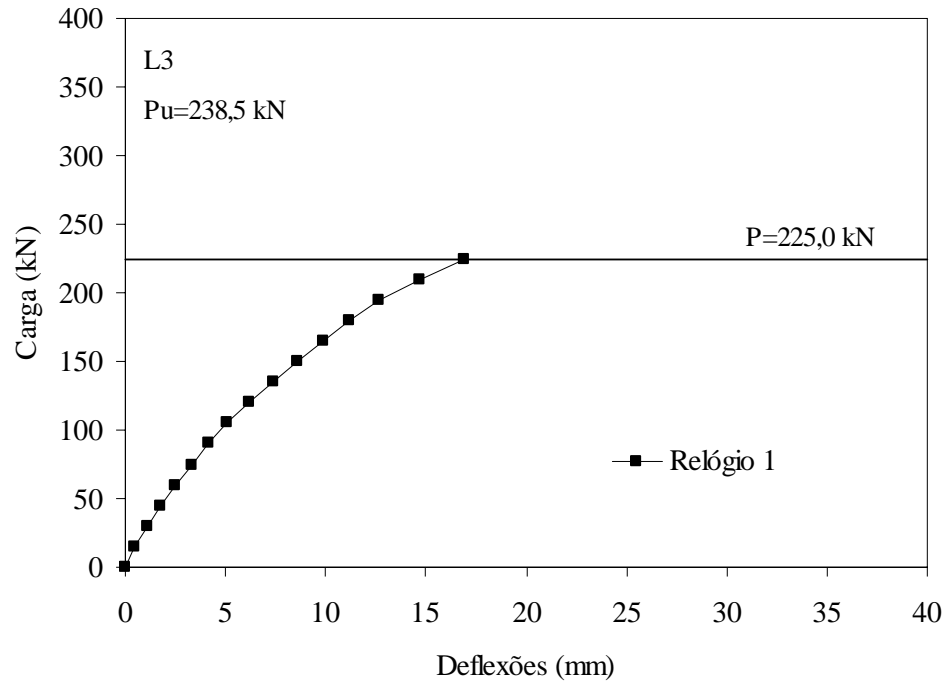


Figura 4.8– Flechas máximas nas lajes L3 e L4

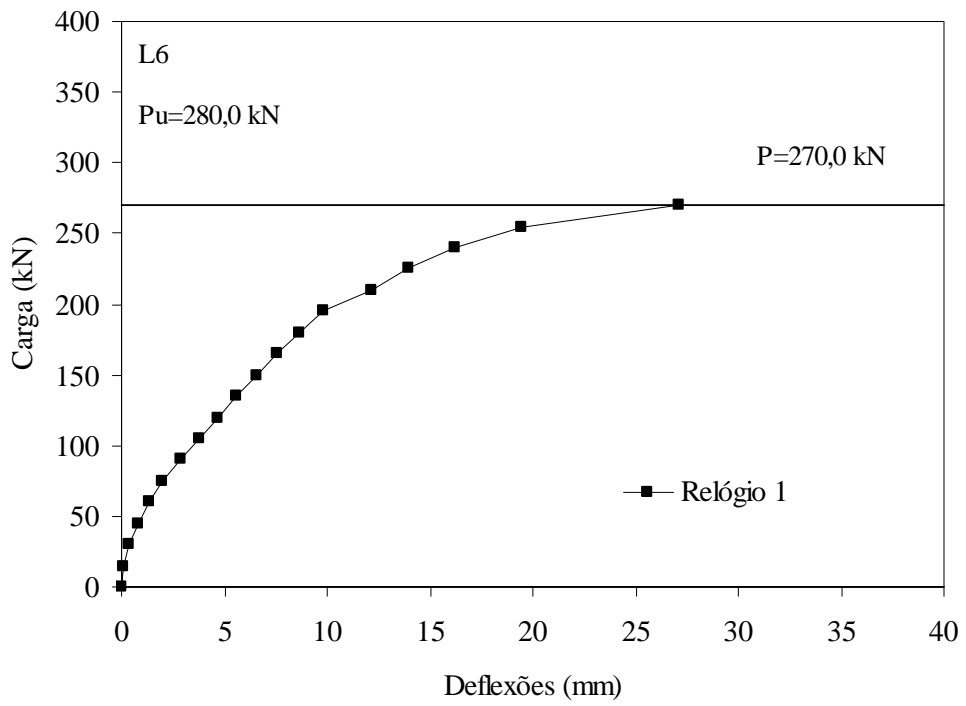
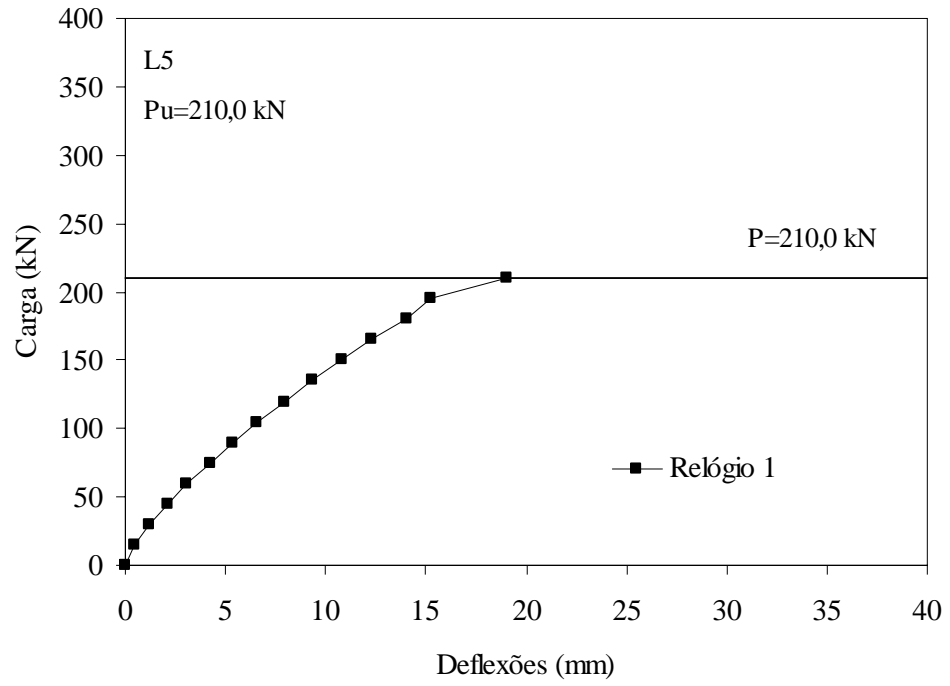


Figura 4.9 – Flechas máximas nas lajes L5 e L6

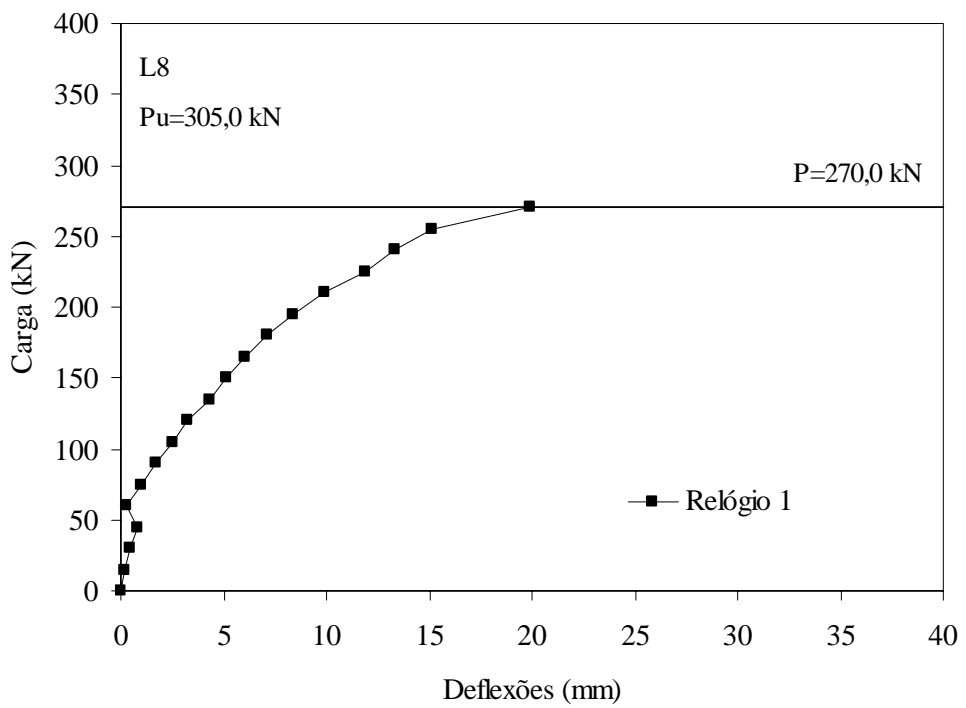
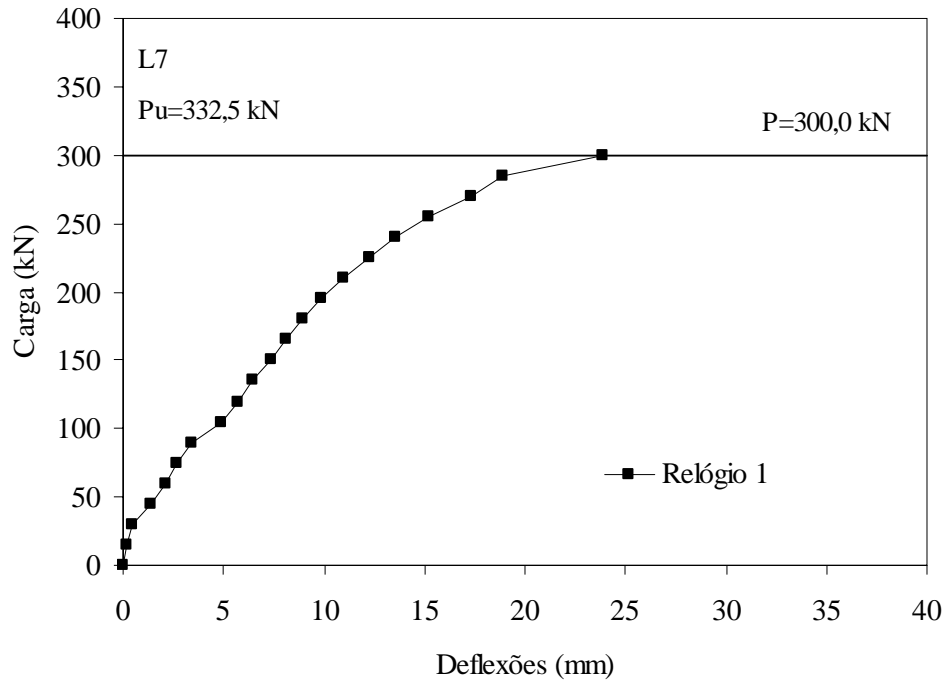


Figura 4.10– Flechas máximas nas lajes L7 e L8

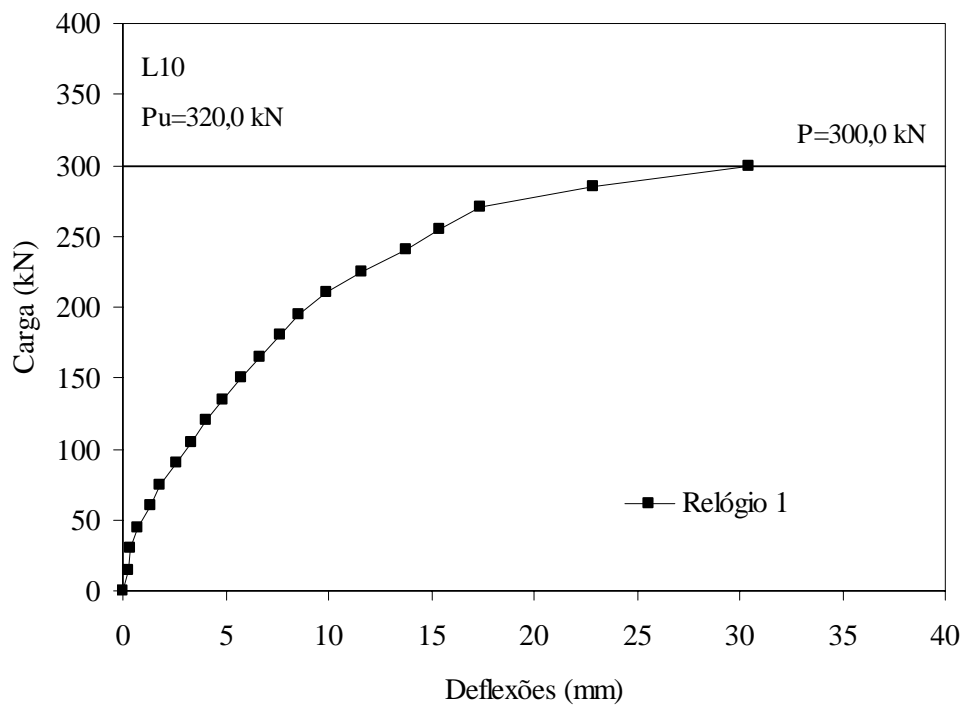
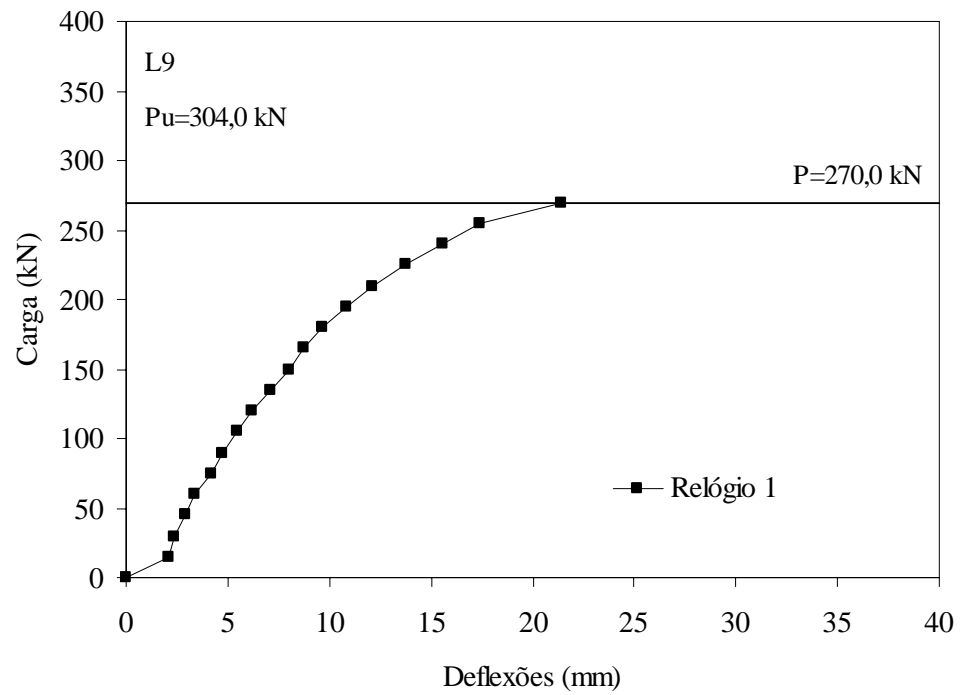


Figura 4.11 – Flechas máximas nas lajes L9 e L10

Com relação à variação das flechas nos sentidos longitudinal e transversal da laje (figura 4,12) observa-se, para a laje sem armadura de cisalhamento e índice de retangularidade igual a 1, uma variação pequena entre as leituras transversais (relógios D4 e D5) e as leituras longitudinais (relógios D2 e D3), como apresentado nas figuras 4.13 a 4.22. A diferença entre os relógios D2 e o D4 foi de 14% e a diferença entre os relógios D3 e D5 foi de 48%. O comportamento é semelhante para uma laje sem armadura de cisalhamento e com índice de retangularidade igual a 5, onde a variação das leituras nos deflectômetros mais próximos ao pilar foram de 22% e as leituras nos deflectômetros mais afastados do pilar foram de 63%. Quando se compara a laje a laje L3 com a laje L10, observa-se que a laje L3 apresentou diferença nas leituras do relógios mais próximos do pilar de 22% e nos relógios mais afastados de 63%, e a laje L10 teve a diferença entre as leituras dos relógios mais próximos do pilar igual 33% e a diferença entre as leituras dos relógios mais distantes do pilar igual a 75%, sendo a laje que mais variou a diferença entre os relógios, confirmando o aumento ductilidade da laje com o uso de estribos inclinados como armadura de cisalhamento.

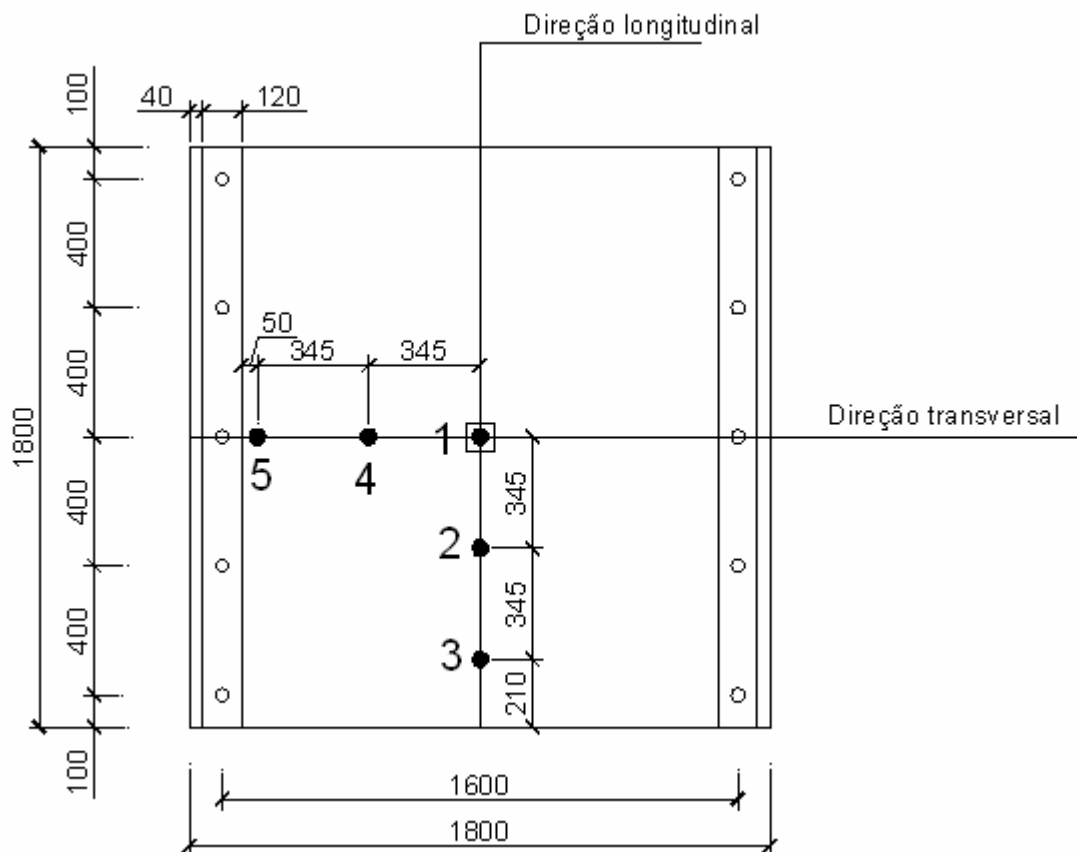


Figura 4.12 – Posicionamento dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal

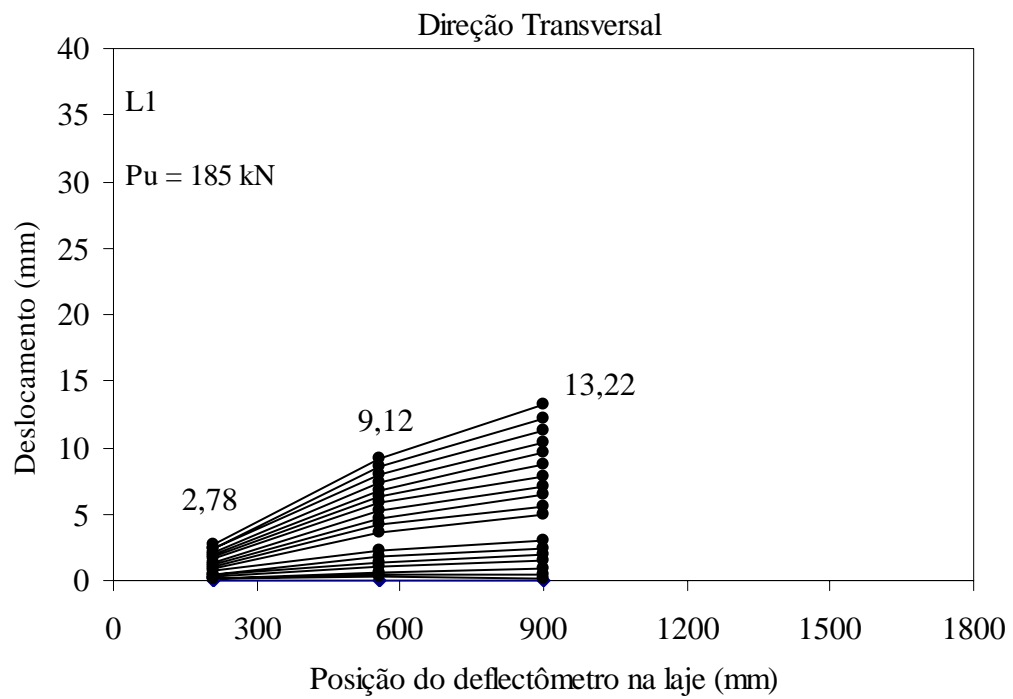
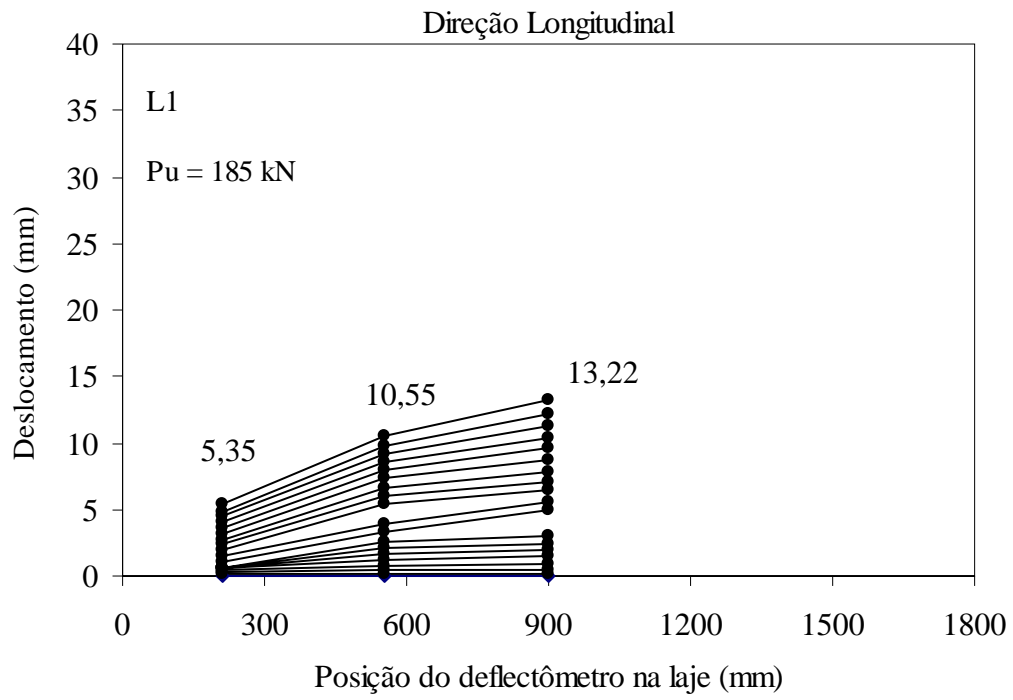


Figura 4.13 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L1

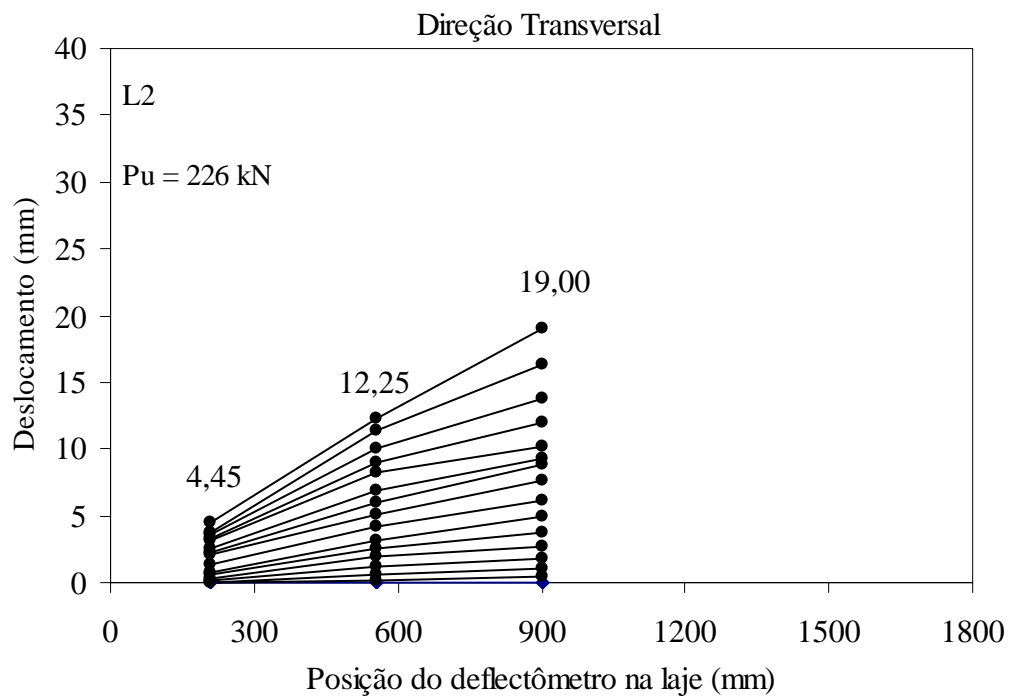
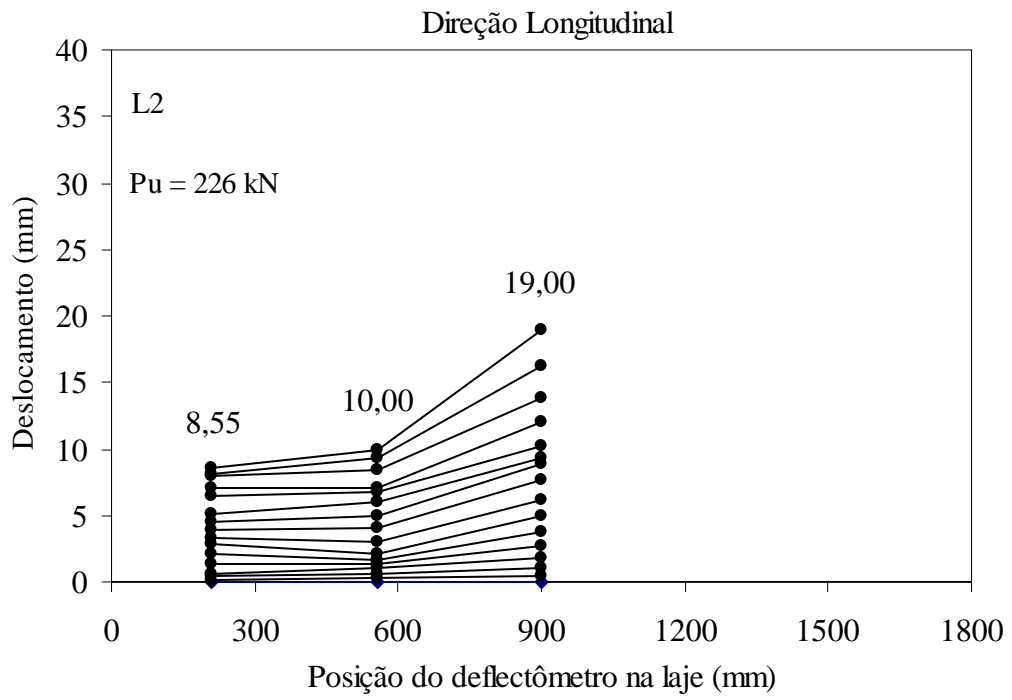


Figura 4.14 – Leitura dos defletômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L2

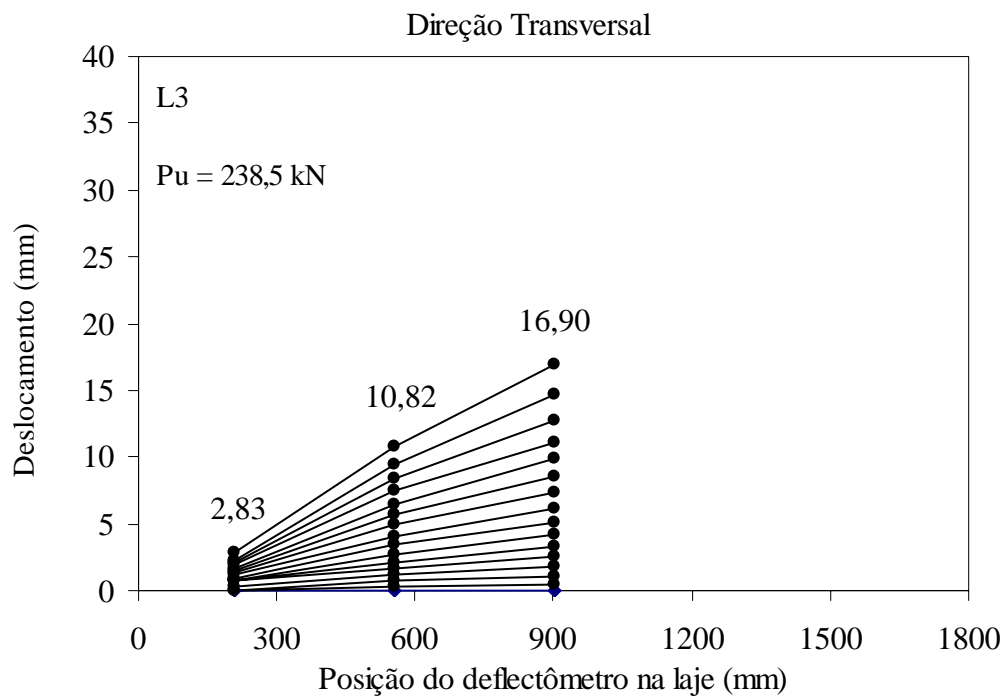
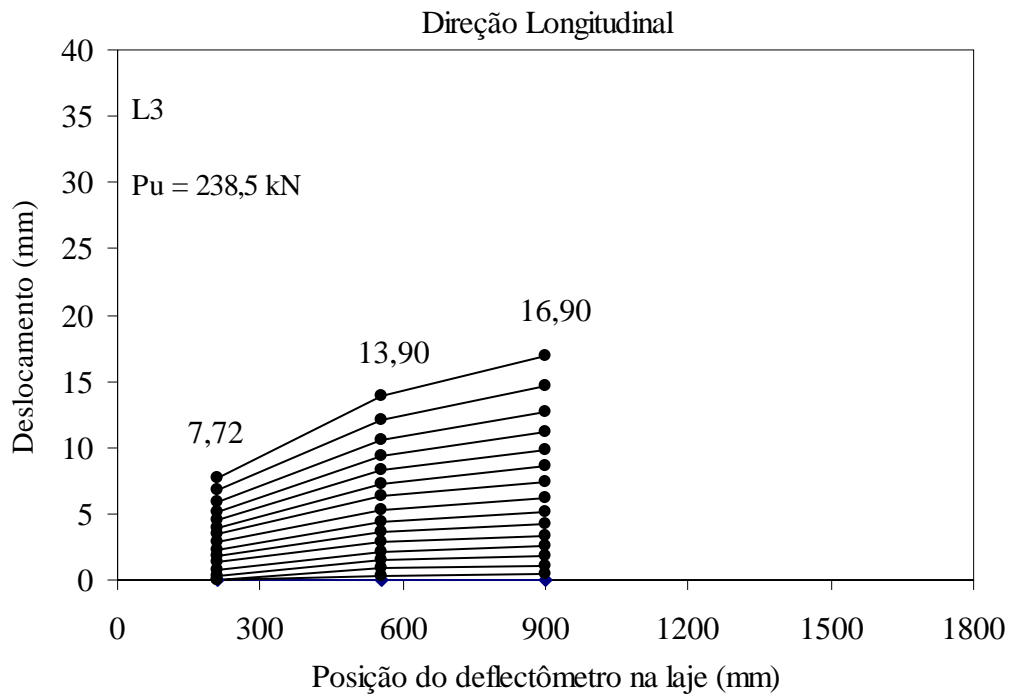


Figura 4.15 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L3

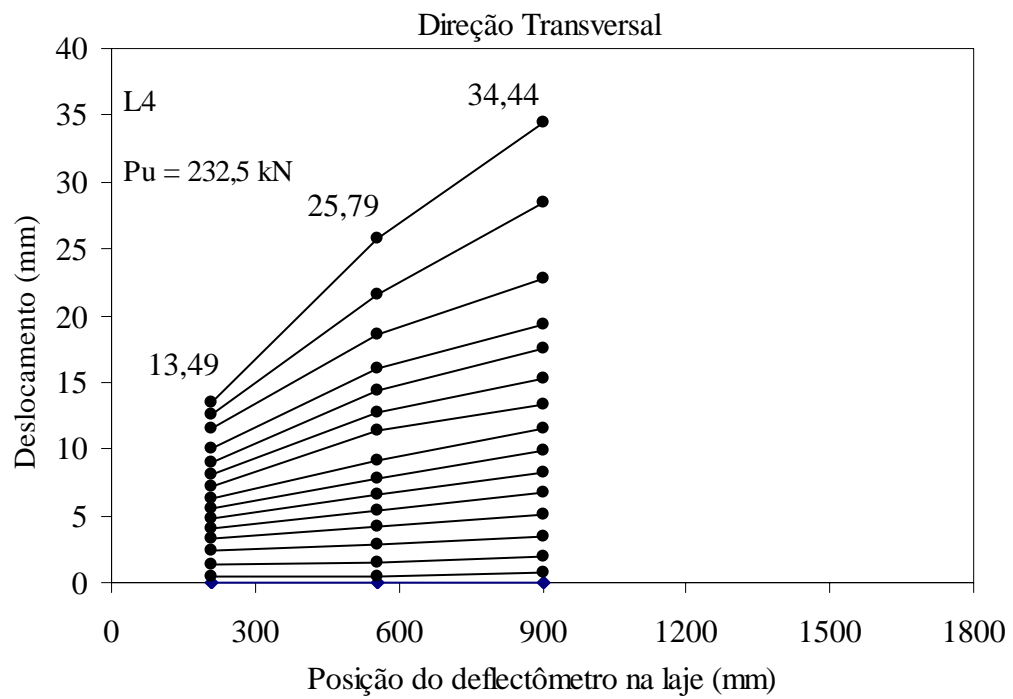
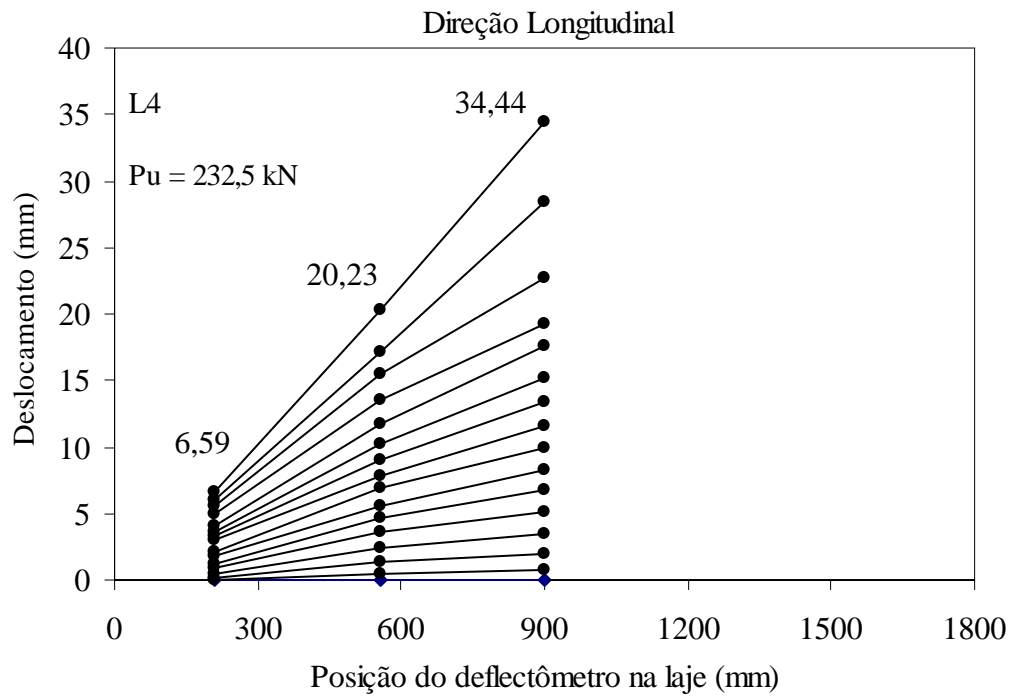


Figura 4.16 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L4

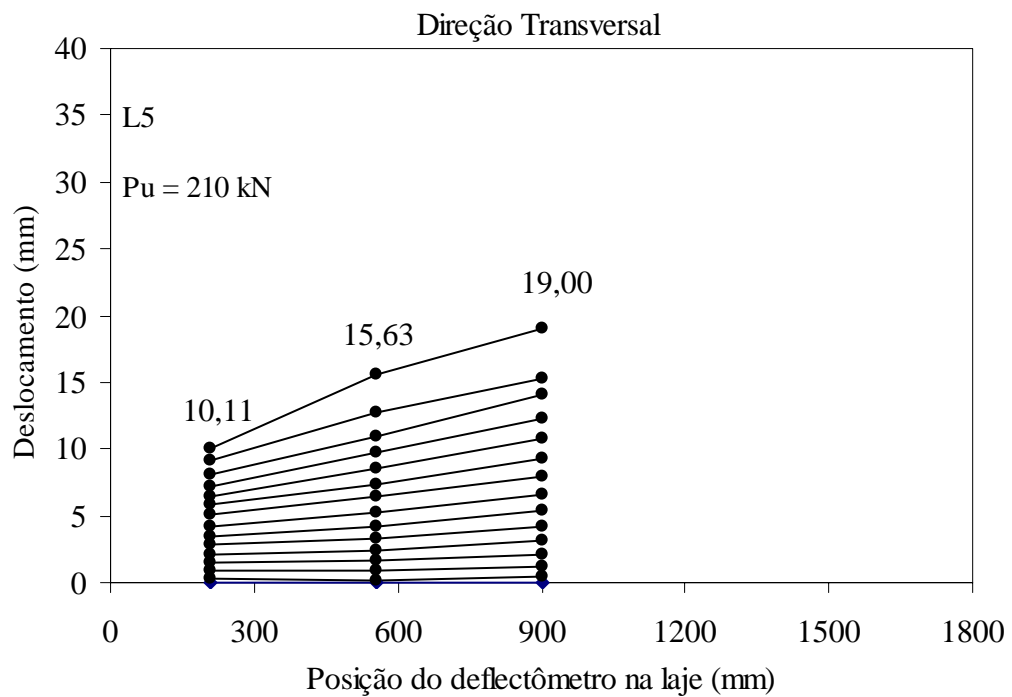
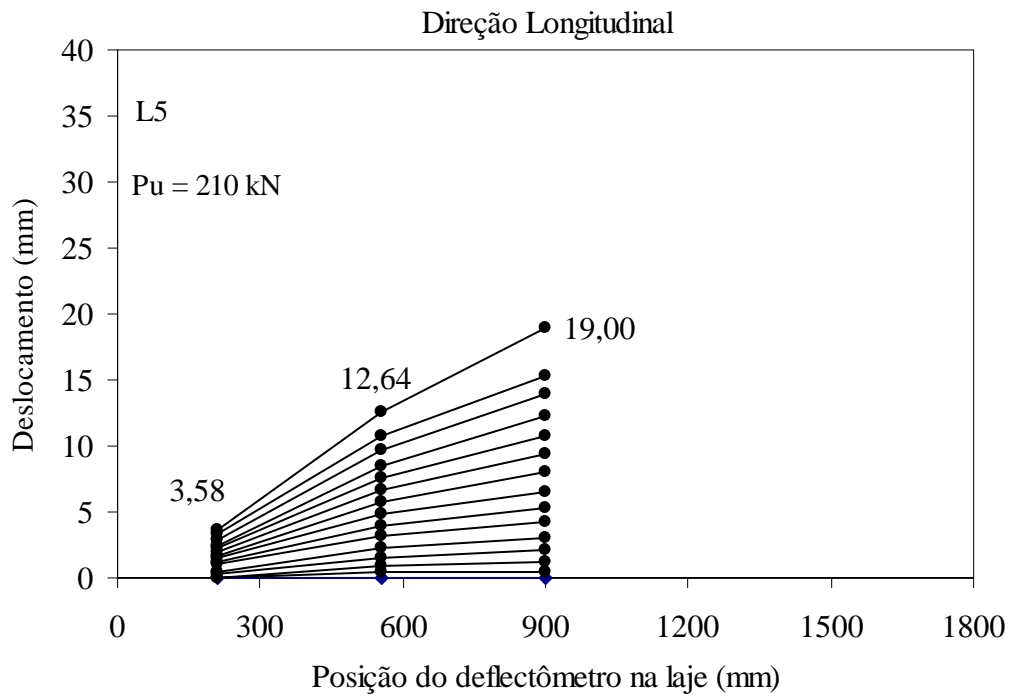


Figura 4.17 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L5

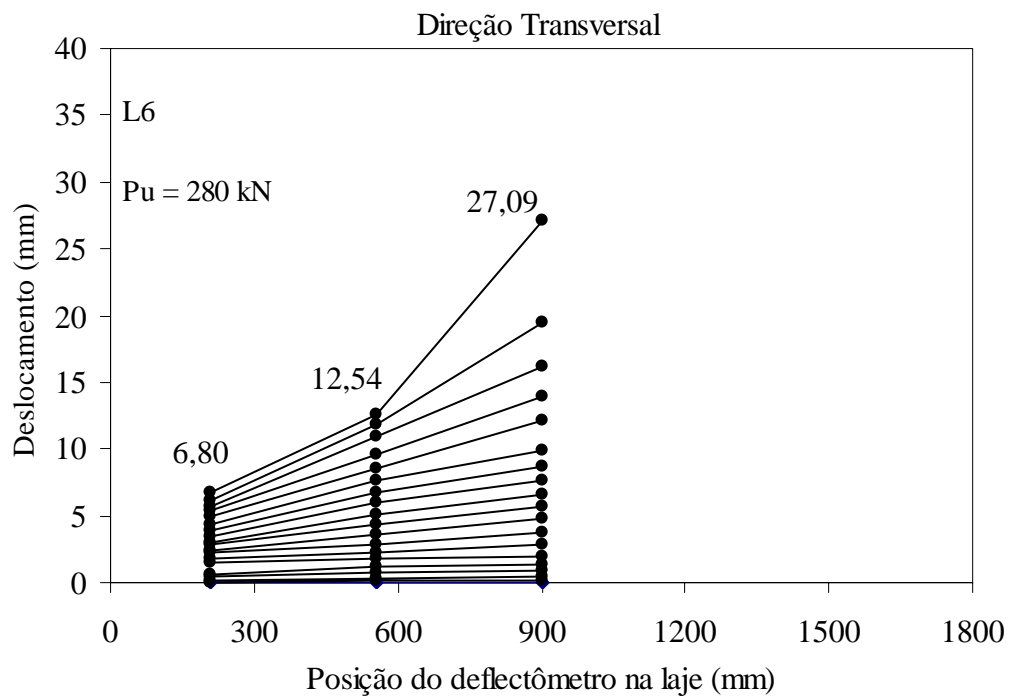
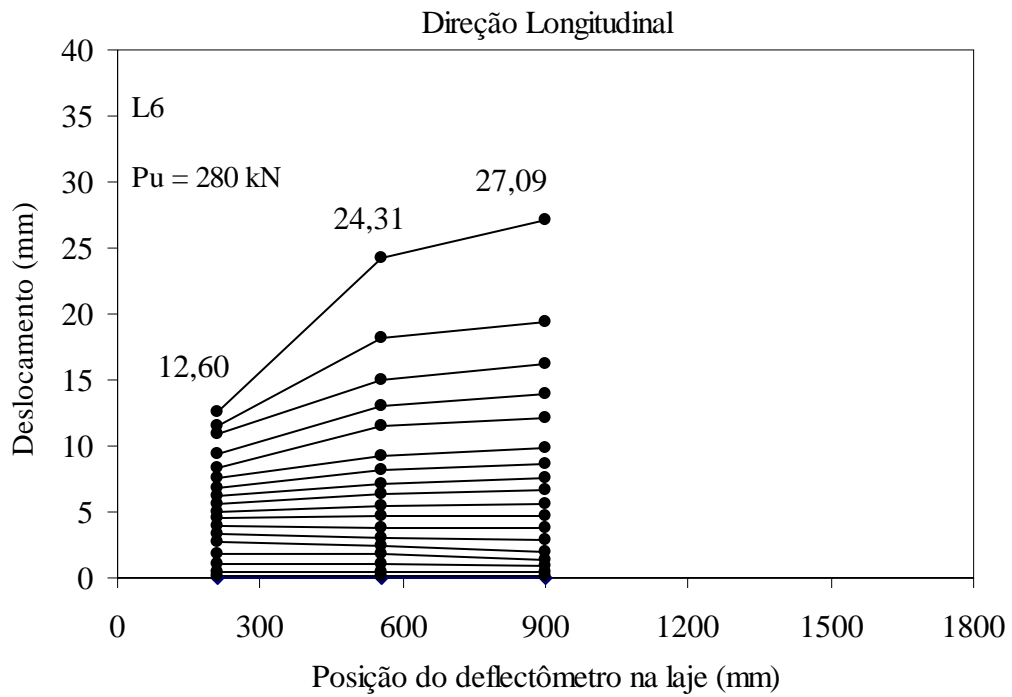


Figura 4.18 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L6

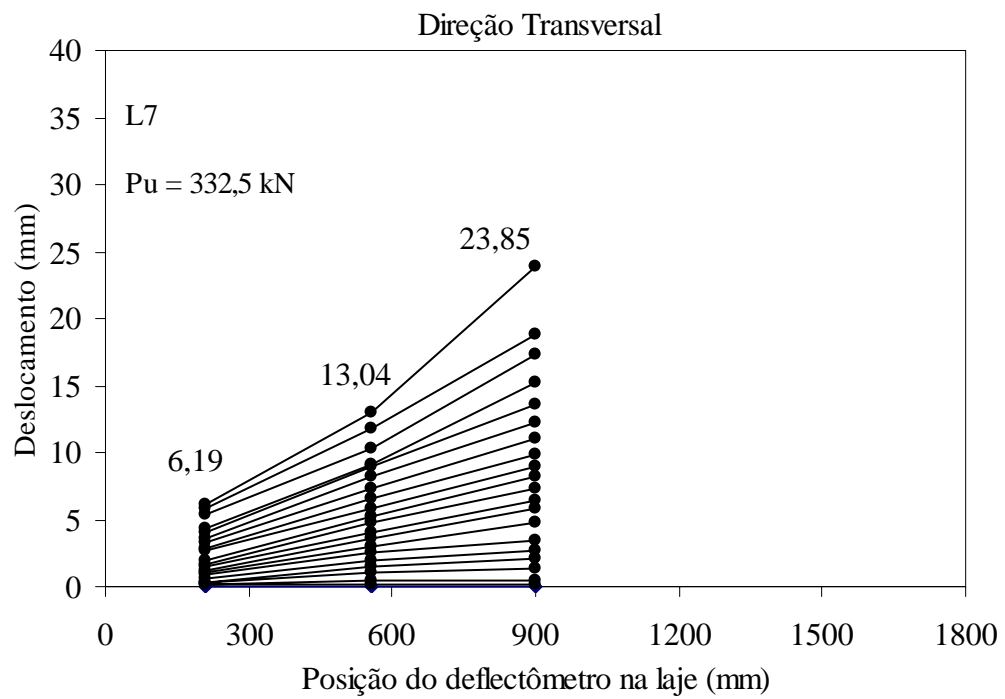
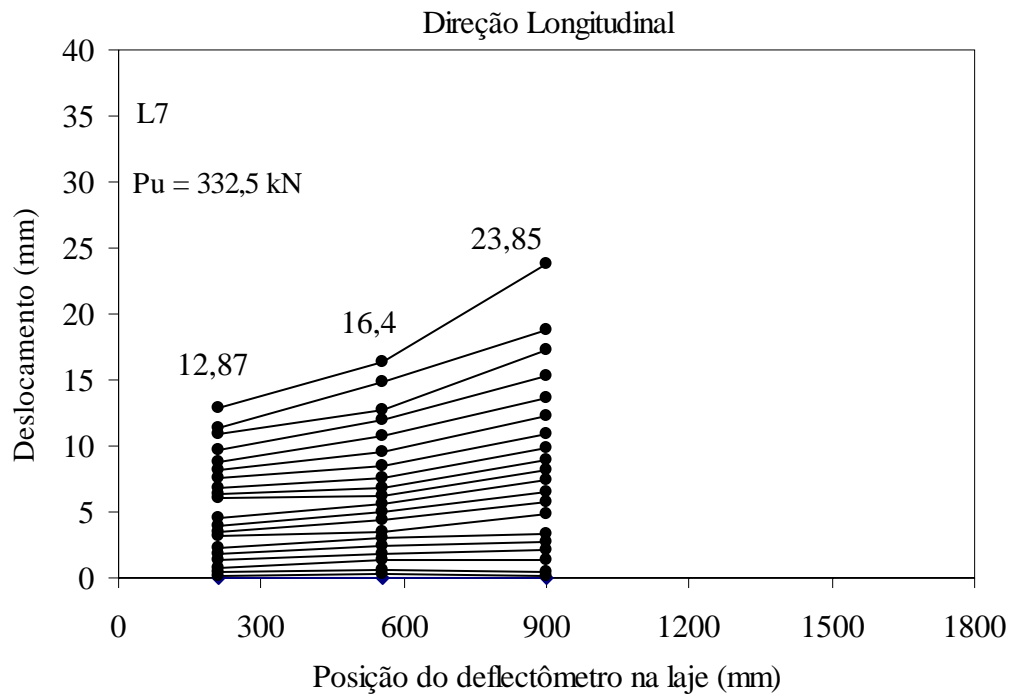


Figura 4.19 – Leitura dos defletoômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L7

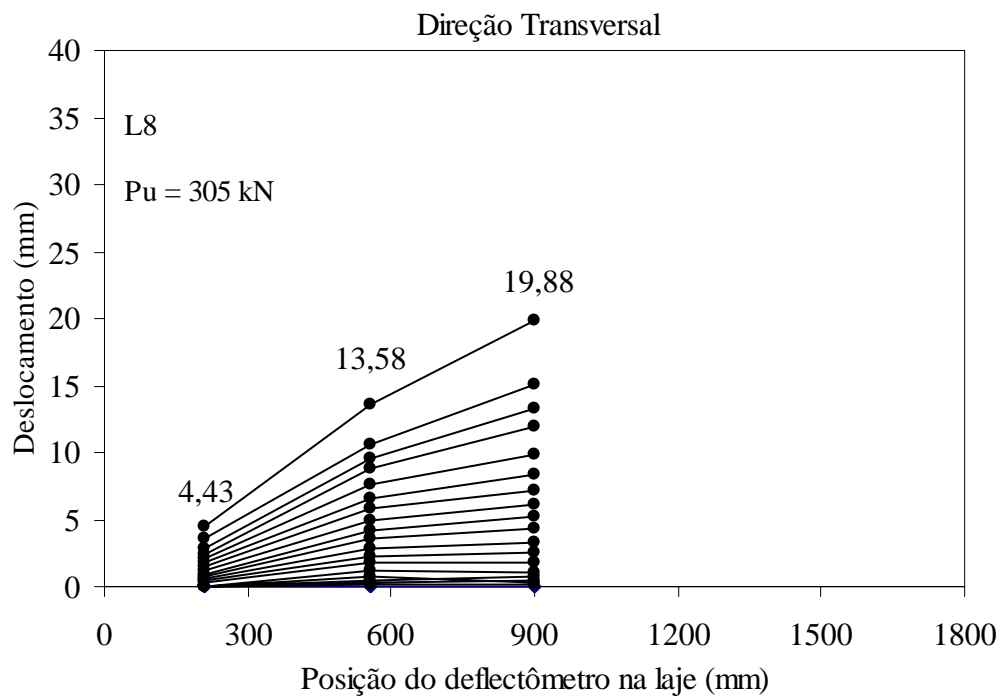
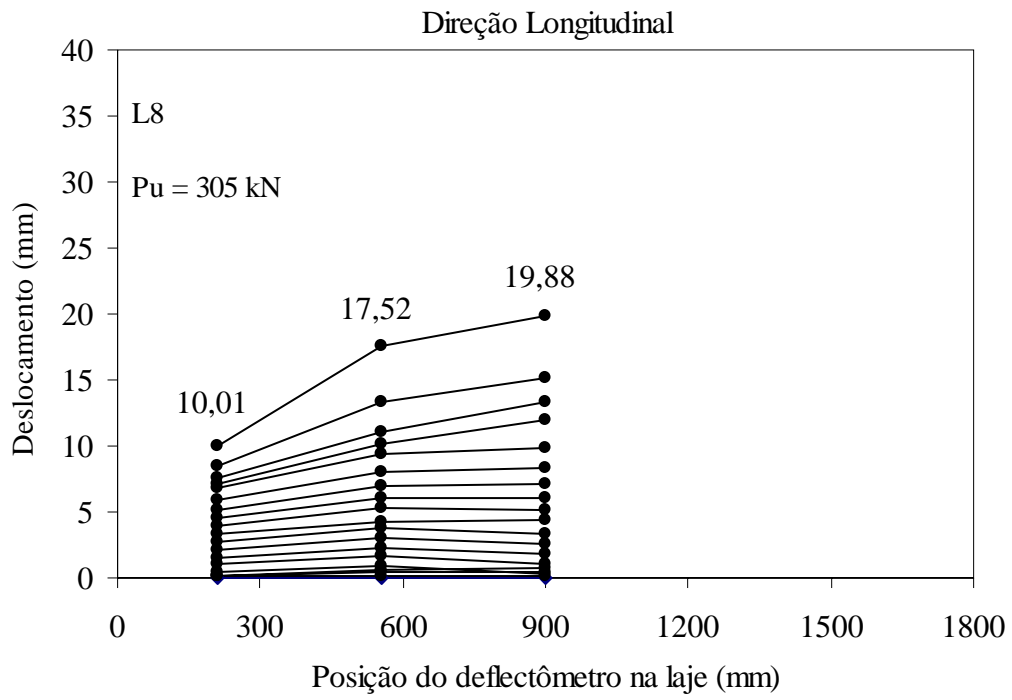


Figura 4.20 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L8

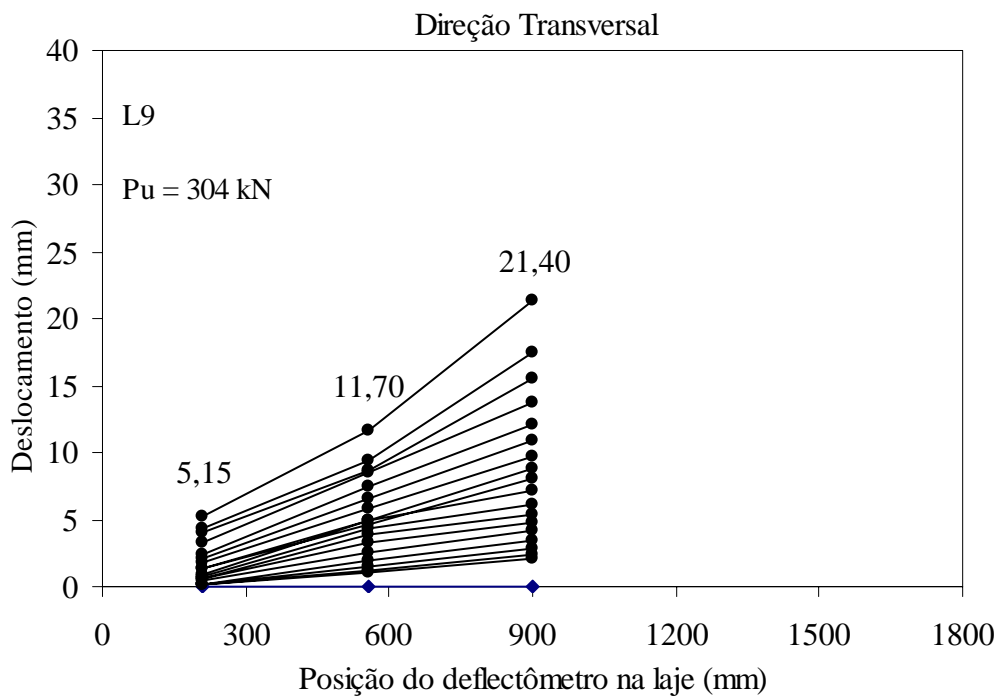
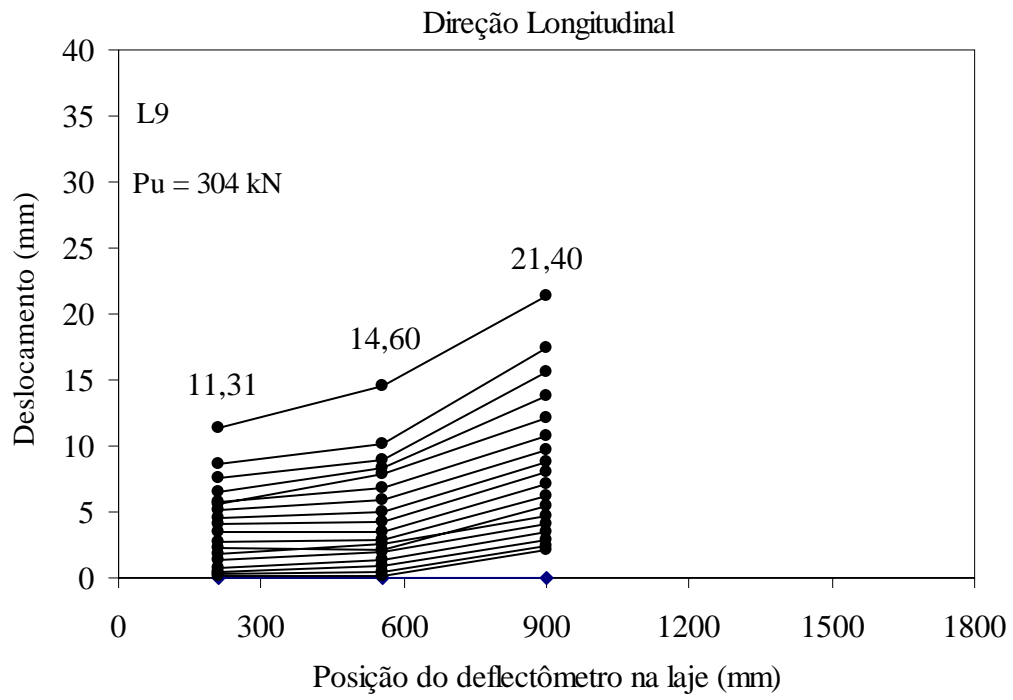


Figura 4.21 – Leitura dos defletômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L9

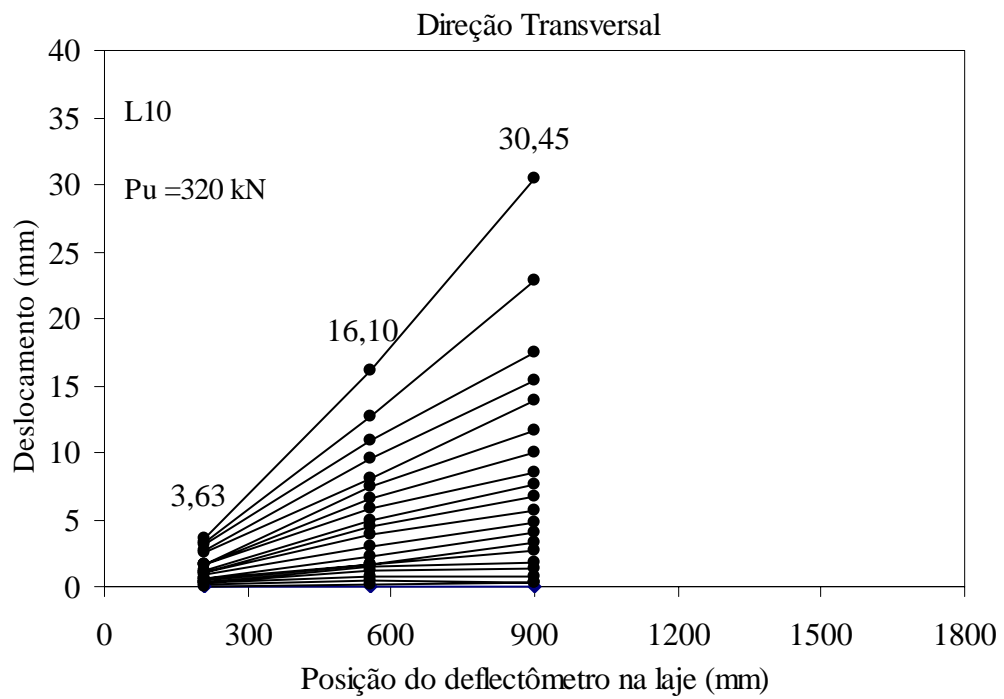
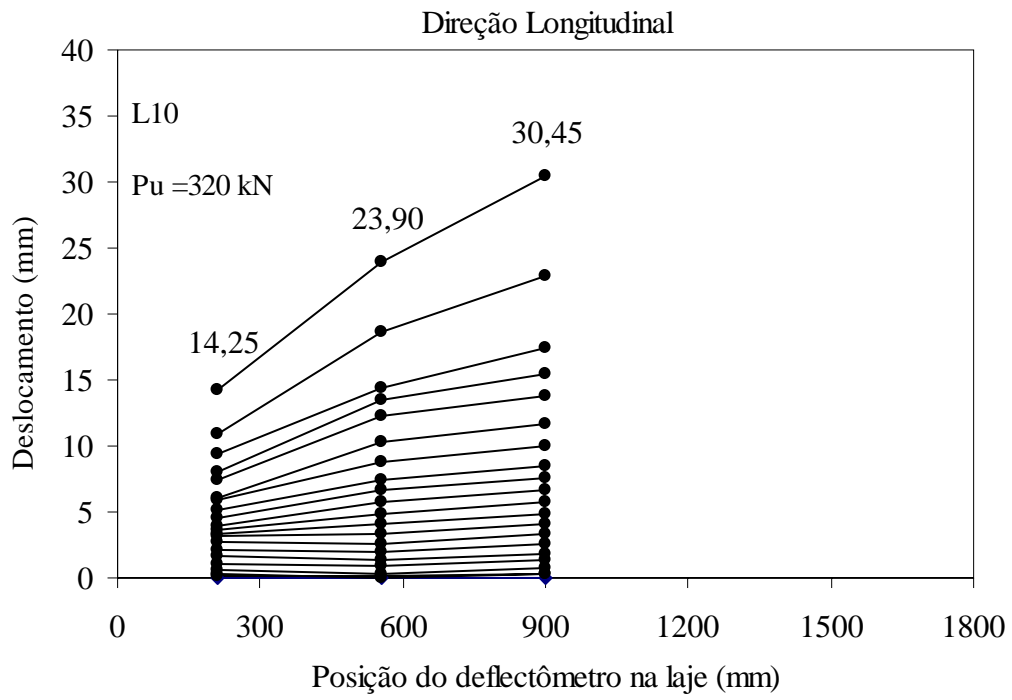


Figura 4.22 – Leitura dos deflectômetros nas direções longitudinal e transversal para a laje L10

4.2 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

As deformações no concreto foram medidas através de dois extensômetros elétricos próprios para a medição desse tipo de material. Os extensômetros foram posicionados a uma distância de $0,5 \cdot d$ da face do pilar, na superfície inferior das lajes, como mostra a figura 4.23.



Figura 4.23 – Posicionamento dos extensômetros do concreto na superfície inferior da laje

Os extensômetros do concreto foram posicionados ao lado dos menores e maiores lados dos pilares com o objetivo de analisar o comportamento do concreto quando o índice de retangularidade dos pilares (1, 3 e 5) varia. O extensômetro 1 foi colocado na direção longitudinal do pilar e o extensômetro 2 foi posicionado paralelamente ao maior lado do pilar. Para as lajes com os pilares de índice de retangularidade 1 foi observado pouca variação na deformação dos dois extensômetros, como por exemplo a laje L1 e laje L4.

A maior deformação registrada foi no extensômetro 1 da laje L9, com -3,7%, confirmando o aumento das deformações à medida em que se aumenta o índice de retangularidade dos

pilares. O aumento da retangularidade dos pilares faz com que as tensões de cisalhamento tenham a tendência de se concentrar em torno das extremidades dos pilares, o que é comprovado com aumento da deformação no extensômetro 1 do concreto ($\epsilon_{c,1}$) e o decréscimo da deformação no extensômetro 2 ($\epsilon_{c,2}$) à medida em que aumenta a relação $C_{m\acute{a}x}/C_{m\acute{i}n}$ do pilar, como é apresentado na tabela 4.2.

A diferença de deformação entre os dois extensômetros se torna mais significativa quando se analisa as lajes com índice de retangularidade a 3, como nas lajes L2, L5 e L7. A diferença é ainda maior quando se analisa as lajes com índice de retangularidade igual a 5, como por exemplo as lajes L3, L6, L8, L9 e L10. O extensômetro 1, apresentou maiores deformação que o extensômetro 2 em todas as lajes, como mostra as figuras 4.24 a 4.28.

Tabela 4.2 – Deformações máximas de compressão no concreto

Laje	d (mm)	$C_{m\acute{a}x}$ (mm)	f_{cc} (MPa)	Nº Camadas de estribos	P_u (kN)	$\epsilon_{c,1}$ (‰)	$\epsilon_{c,2}$ (‰)	$\epsilon_{c,m\acute{a}x}$ (‰)
L1	85	85	52	-	185	-2,4	-1,7	-2,4
L2	86	255	52	-	226	-2,0	-1,5	-2,0
L3	85	425	50	-	239	-3,3	-0,3	-3,3
L4	85	85	59	3	233	-3,4	-2,9	-3,4
L5	85	255	58	3	210	-3,4	-1,3	-3,4
L6	86	425	55	3	280	-3,5	-0,7	-3,5
L7	86	255	60	3	333	-1,7	-0,6	-1,7
L8	85	425	55	3	305	-2,8	-0,3	-2,8
L9	86	425	56	3	304	-3,7	-0,3	-3,7
L10	86	425	57	3	320	-2,9	-1,0	-2,9

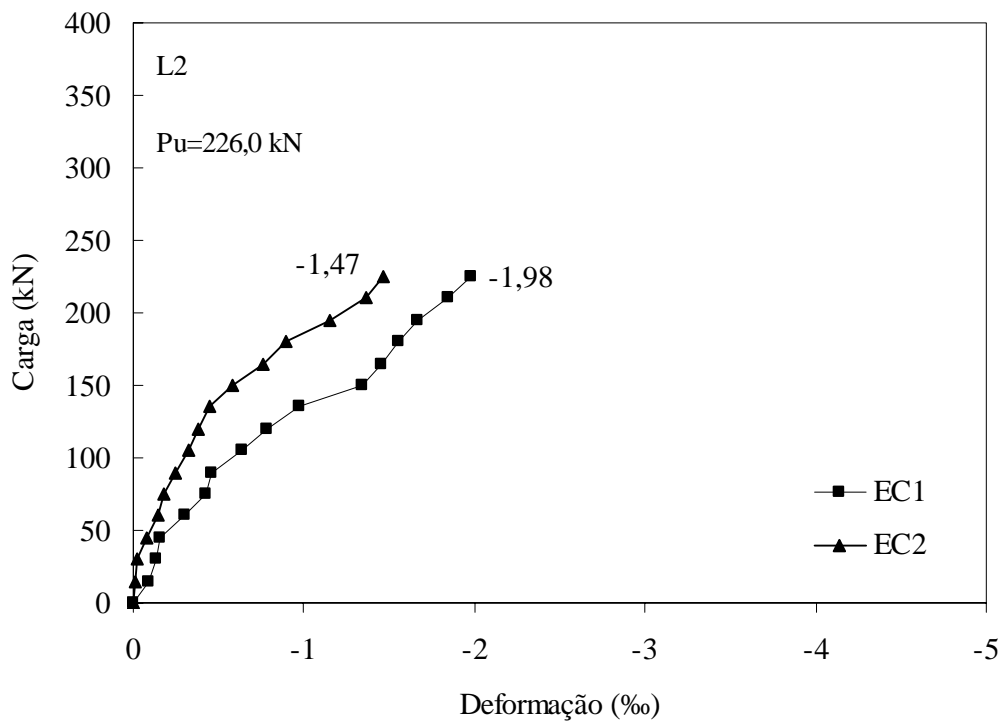
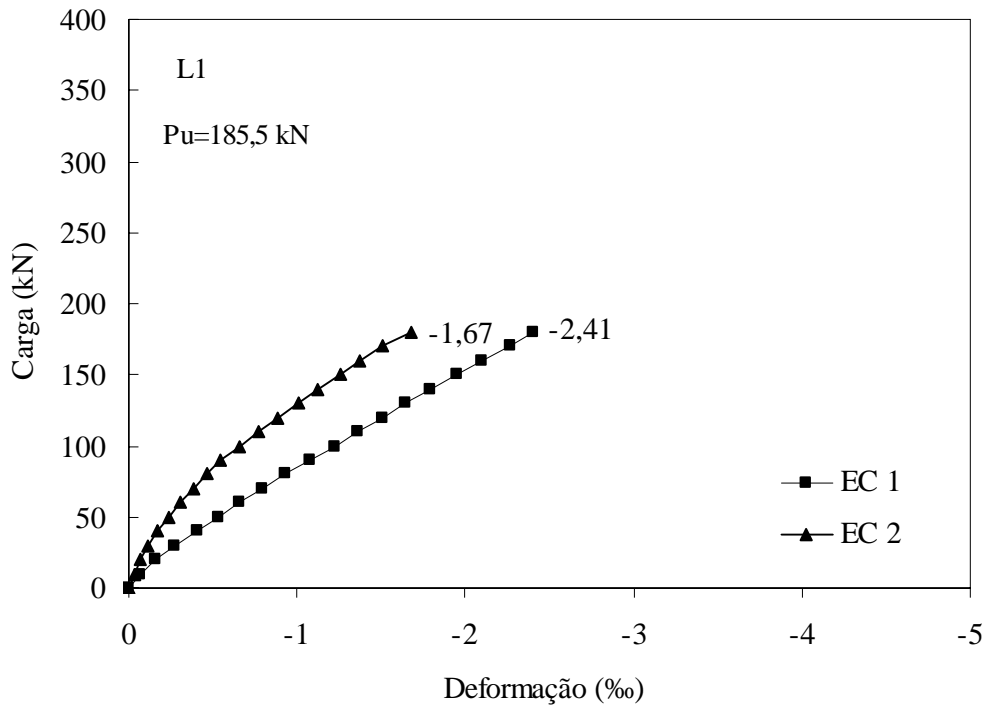


Figura 4.24 – Deformações do concreto nas lajes L1 e L2

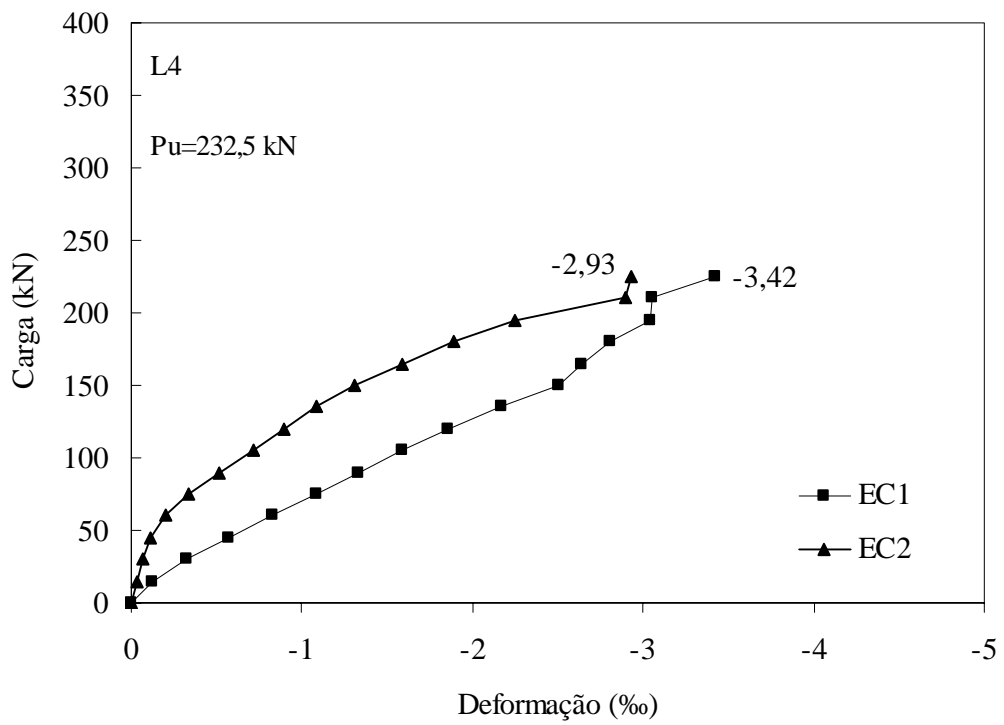
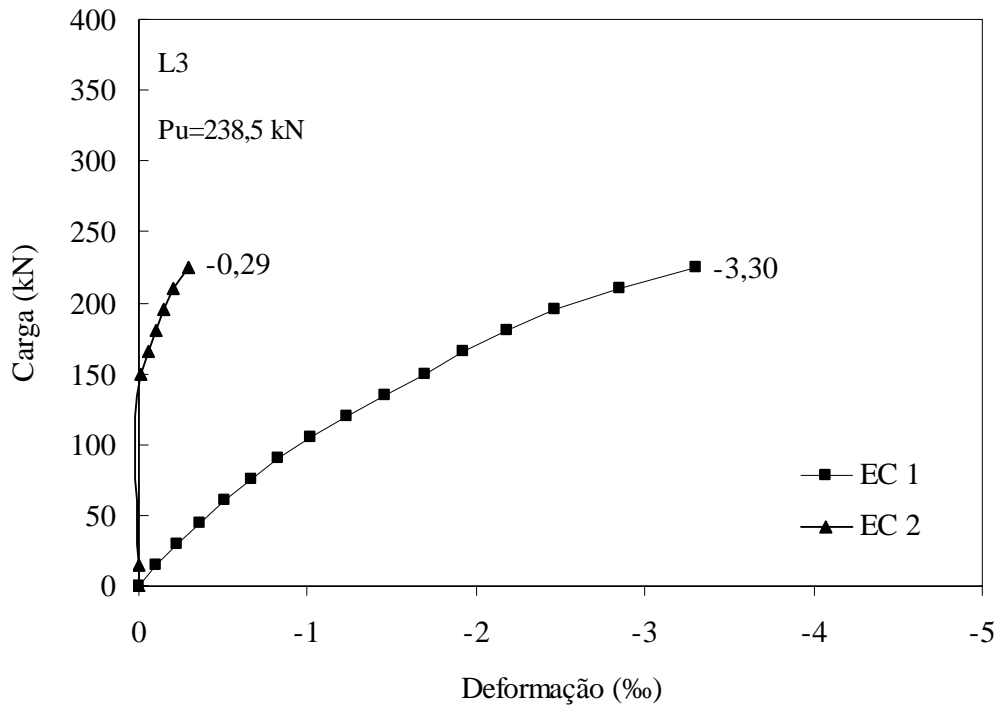


Figura 4.25 – Deformações do concreto nas lajes L3 e L4

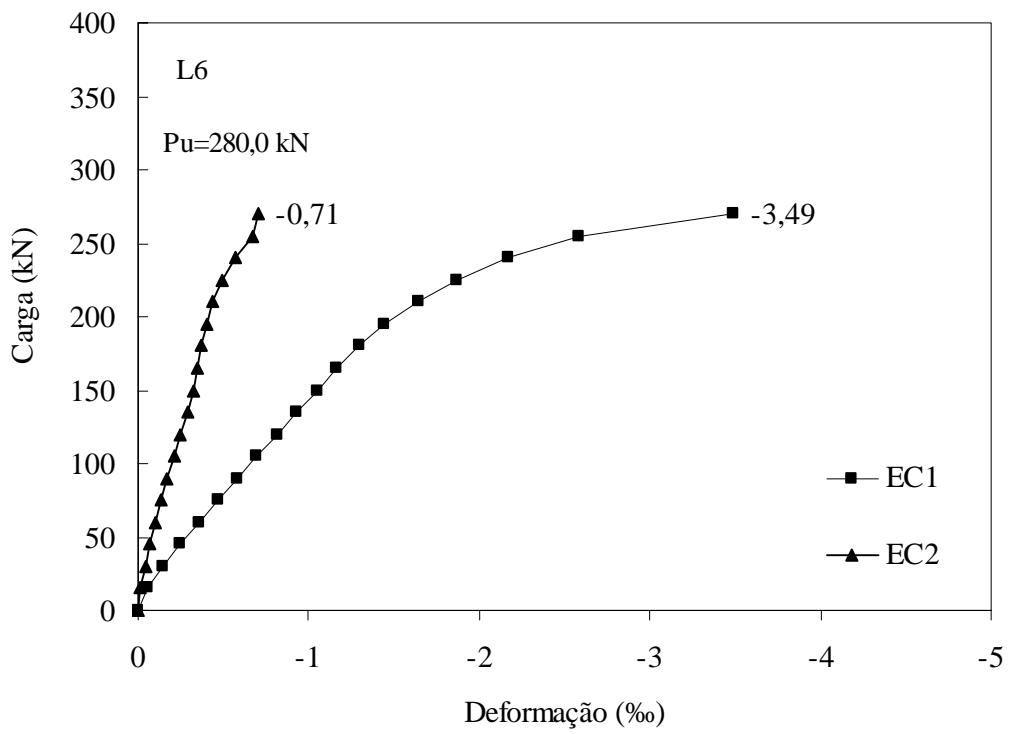
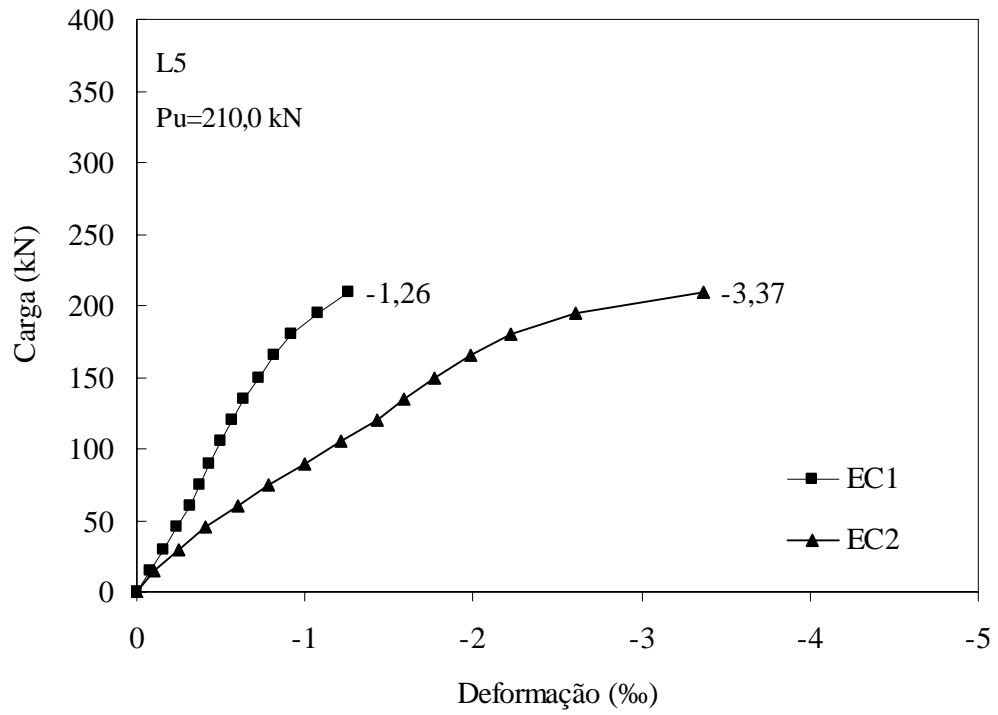


Figura 4.26 – Deformações do concreto nas lajes L5 e L6

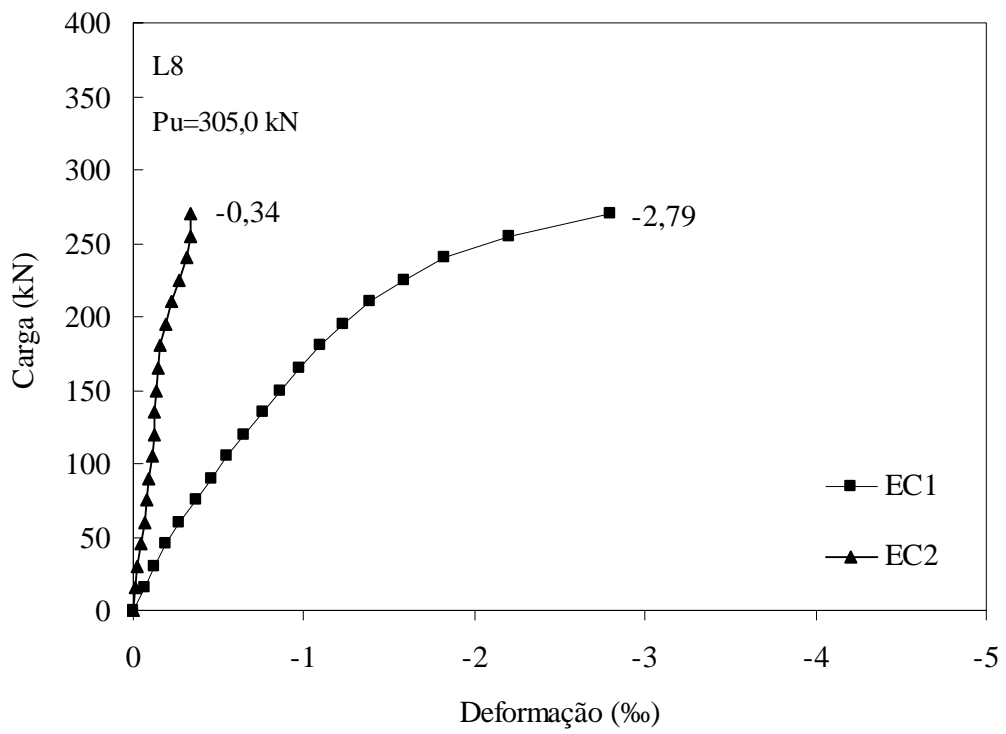
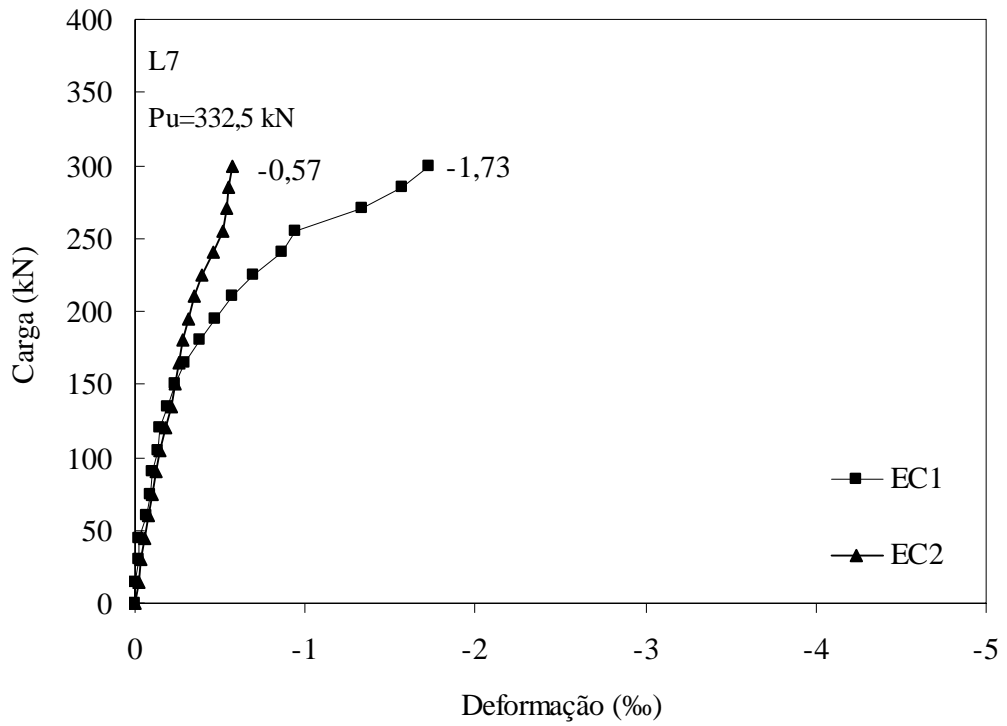


Figura 4.27 – Deformações do concreto nas lajes L7 e L8

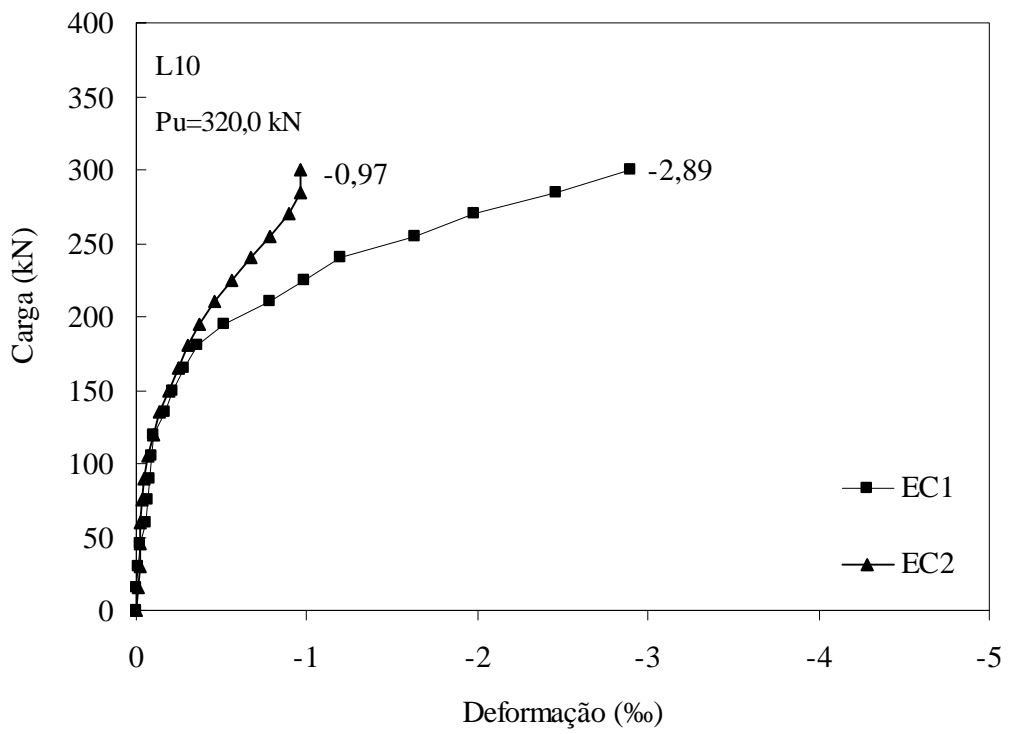
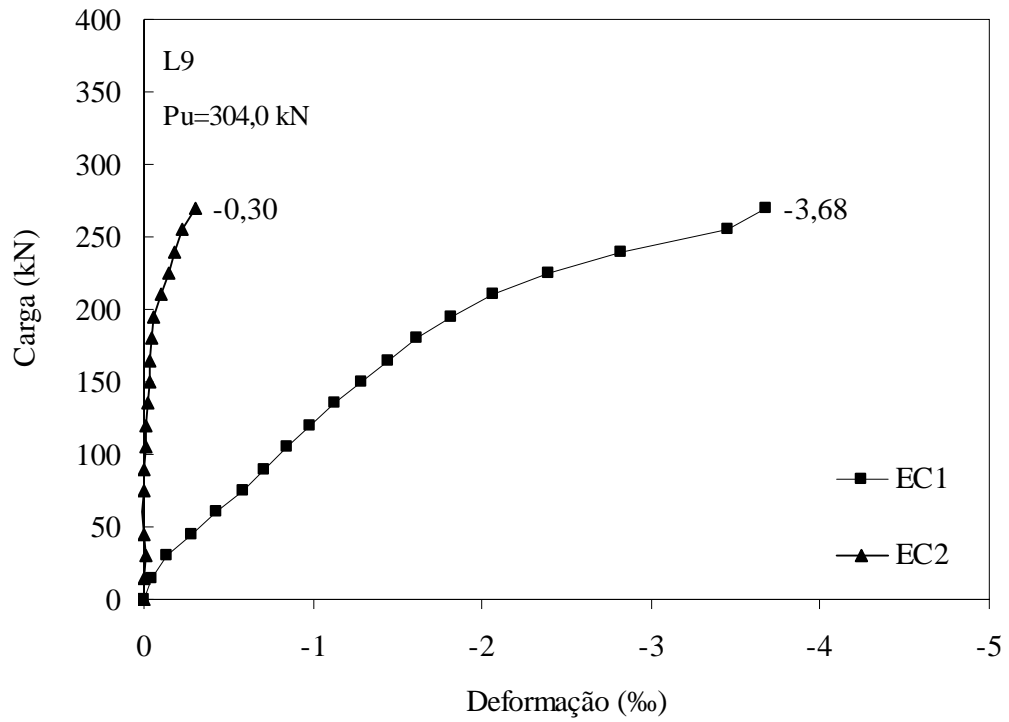


Figura 4.28 – Deformações do concreto nas lajes L9 e L10

4.3 DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE FLEXÃO

O comportamento da armadura de flexão foi monitorado por meio de extensômetros elétricos colados nas barras de aço, como visto no capítulo 3. Foram monitoradas 8 barras por laje, sendo 4 na direção longitudinal e 4 na direção transversal. Os extensômetros EA1, EA2, EA3 e EA4 foram colocados nas barras na direção longitudinal do pilar, como apresentado na figura 4.29. As posições desses extensômetros variaram de acordo com os índices de retangularidade dos pilares, pois a primeira barra instrumentada é a mais próxima da face do menor lado do pilar, e o índice de retangularidade variou na direção longitudinal. Os extensômetros EA5, EA6, EA7 e EA8 monitoraram as barras transversais. Em todos os casos o extensômetro EA1 foi o que marcou maior deformação. A diferença entre as duas direções não foi significativa na laje L1 e L2, mas os extensômetros nas barras longitudinais sempre registraram maiores deformações. A diferença entre as duas direções se torna maior quando analisa-se as lajes que usaram estribos inclinados como armadura de cisalhamento. As figuras 4.30 a 4.34 apresentam as leituras obtidas pelos extensômetros elétricos.

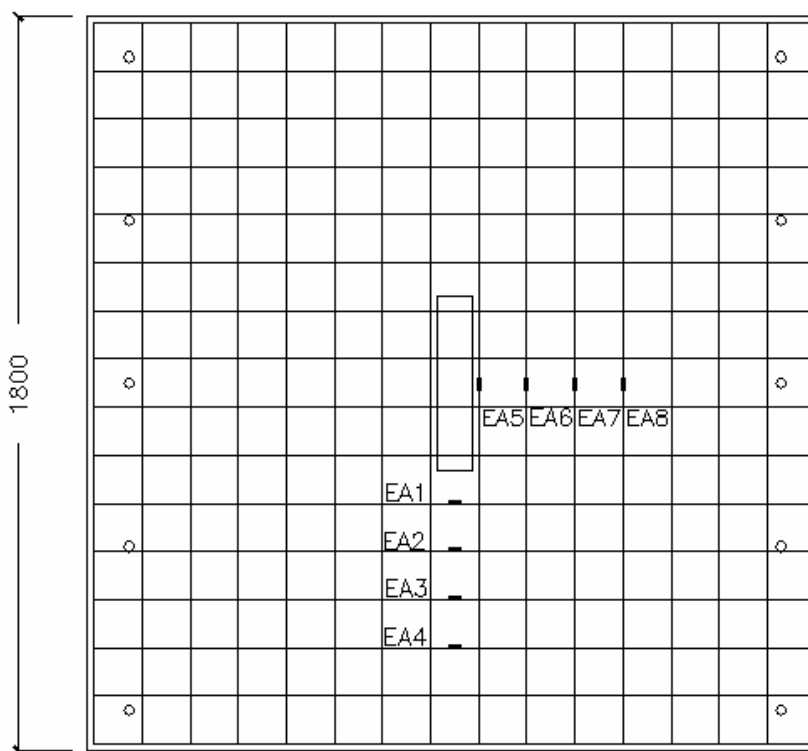


Figura 4.29 – Posição do deflectômetros na armadura de flexão

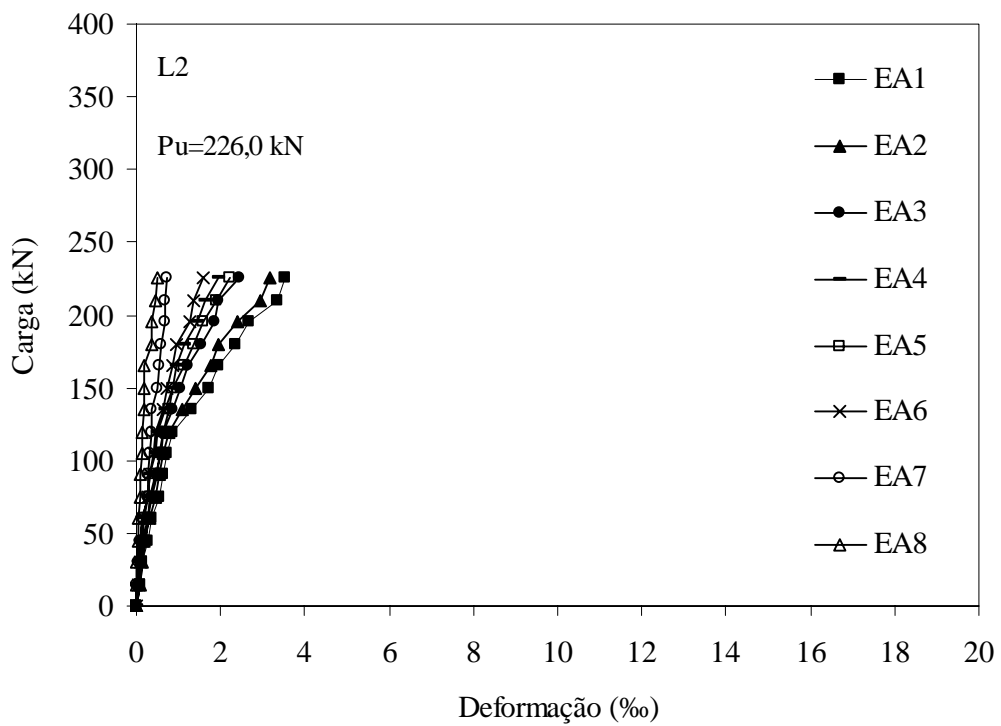
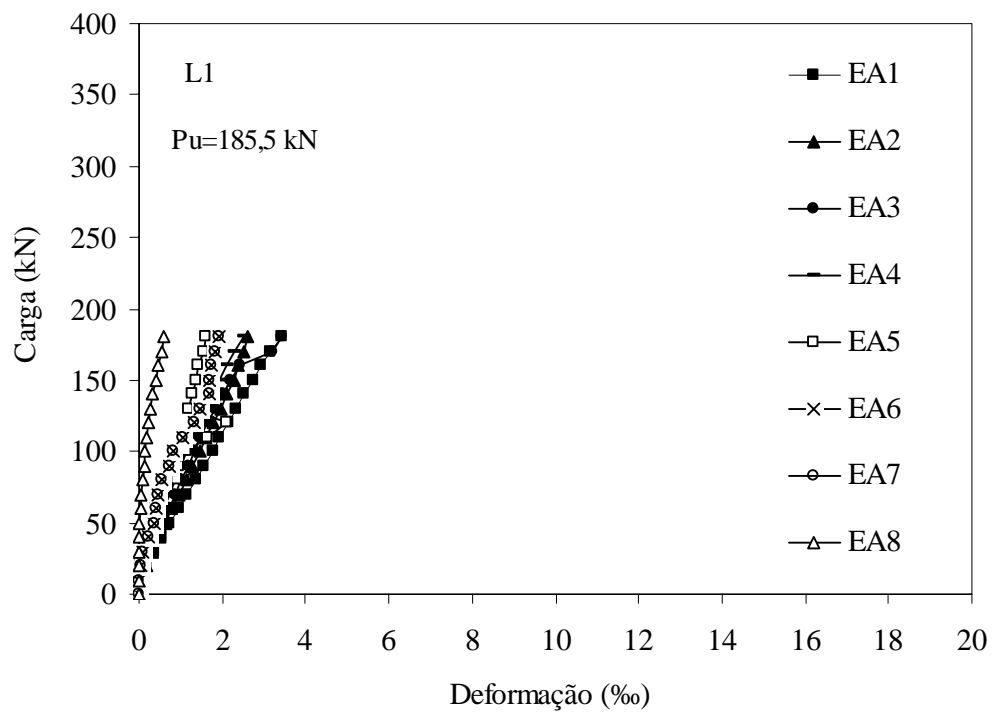


Figura 4.30 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L1 e L2

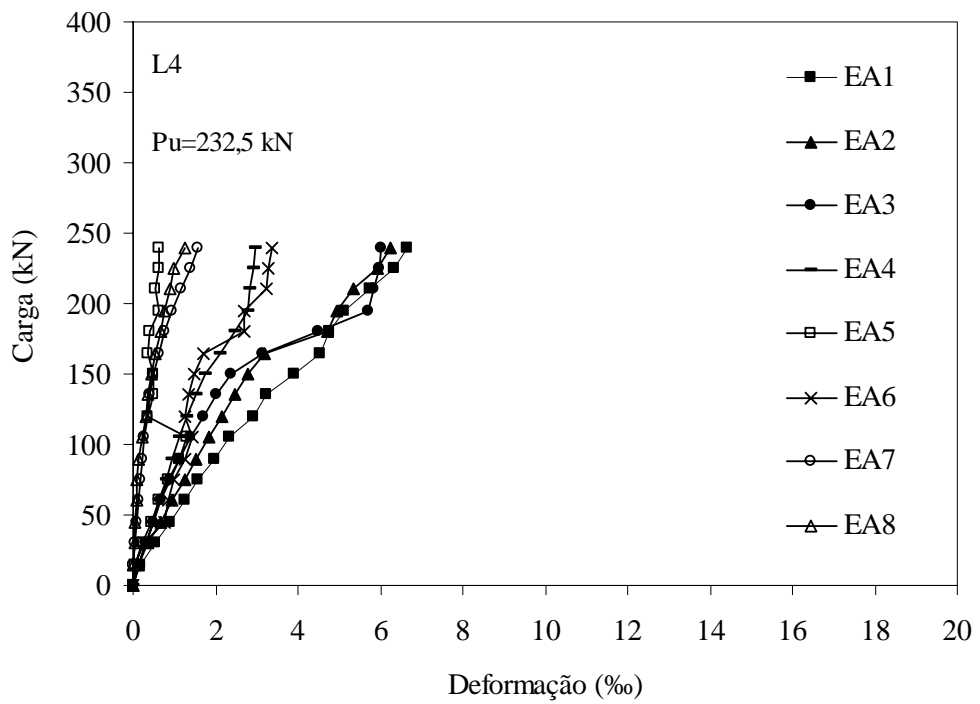
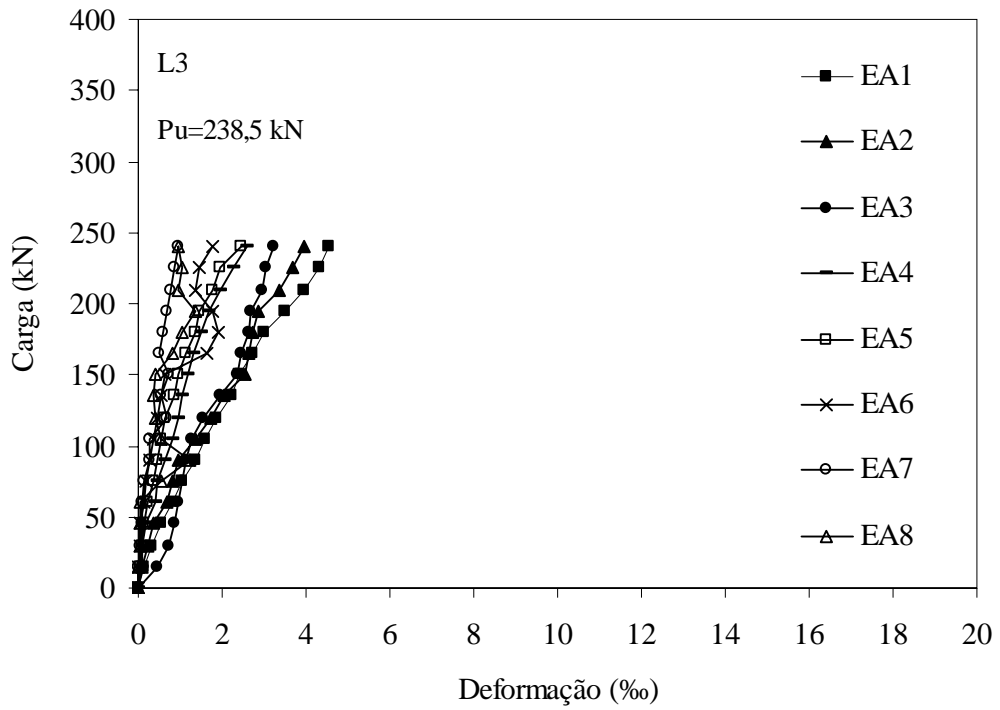


Figura 4.31 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L3 e L4

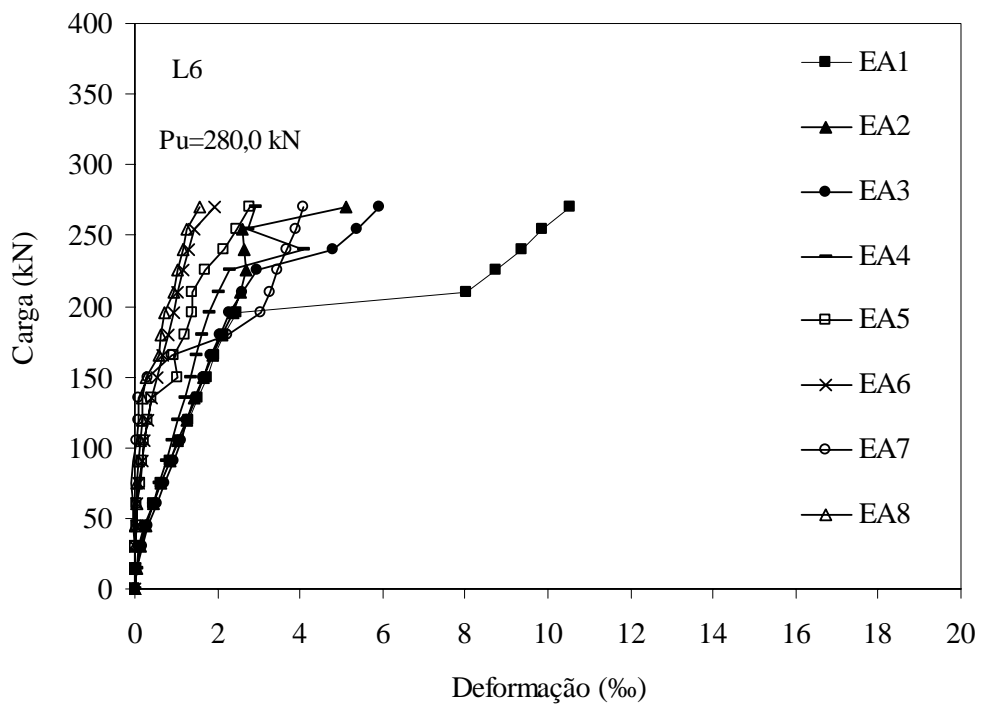
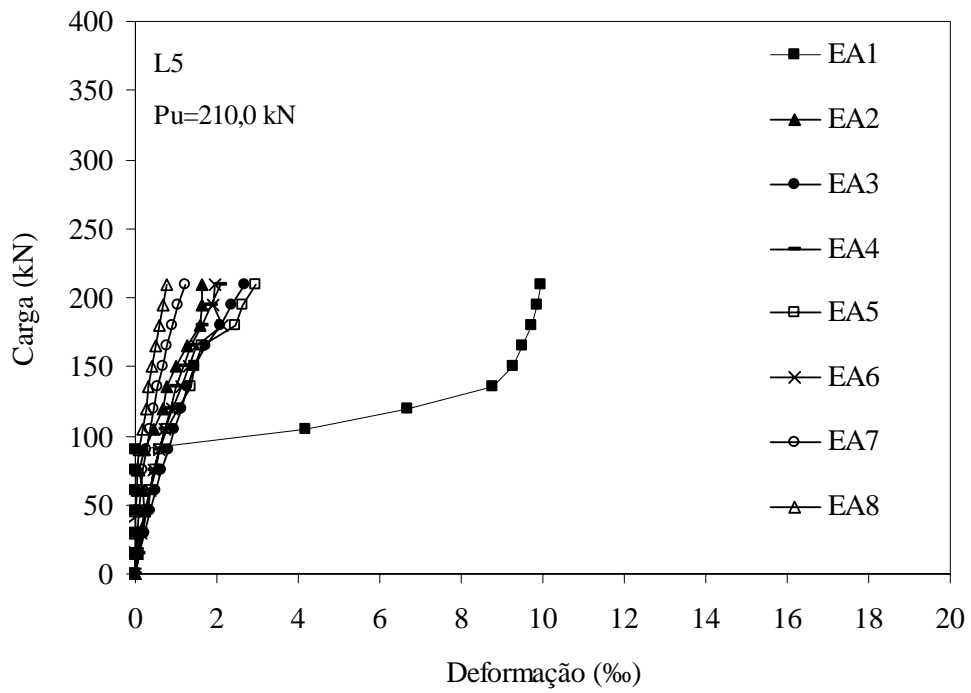


Figura 4.32 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L5 e L6

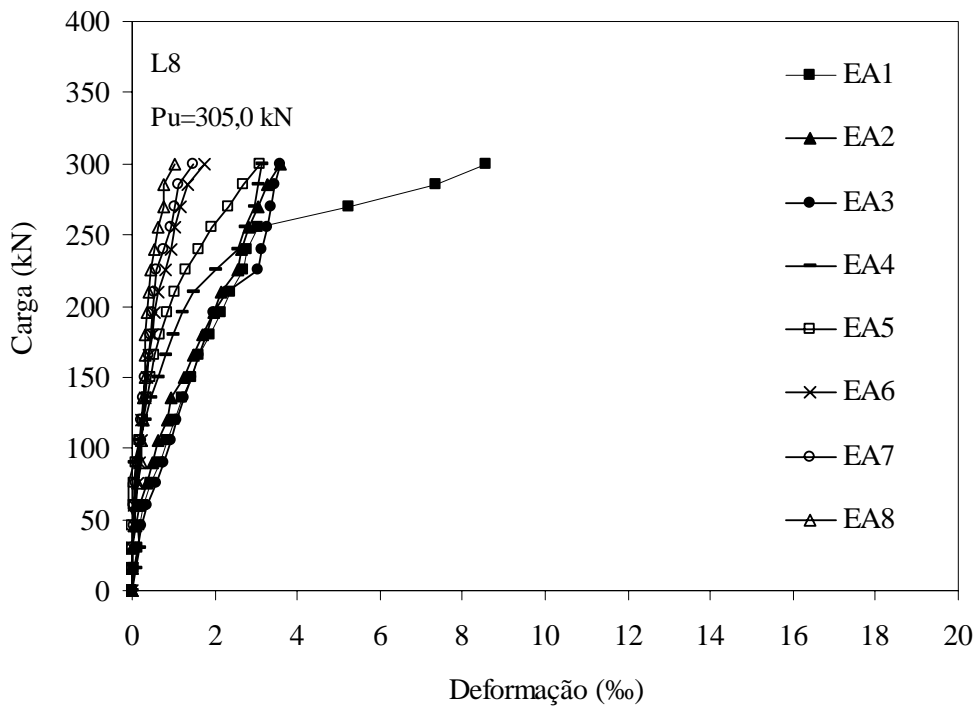
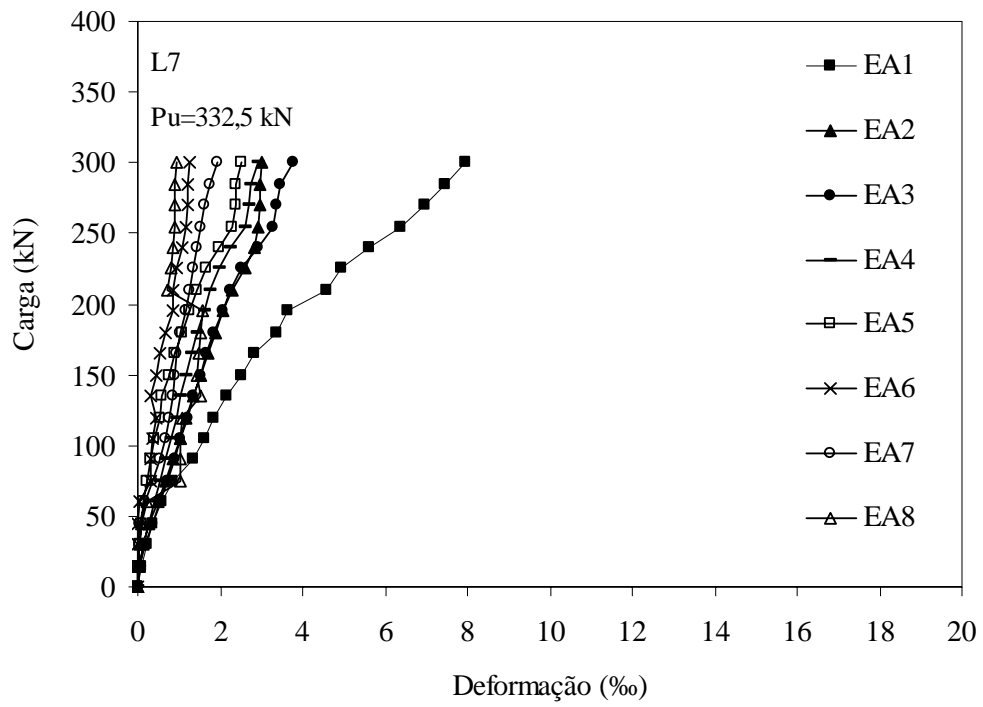


Figura 4.33 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L7 e L8

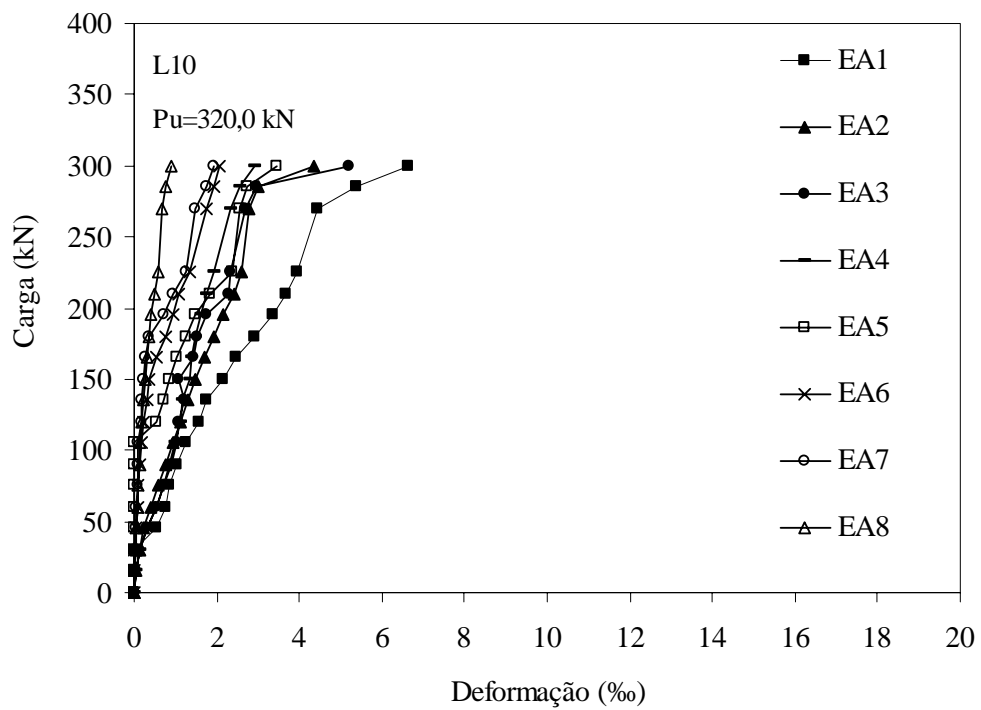
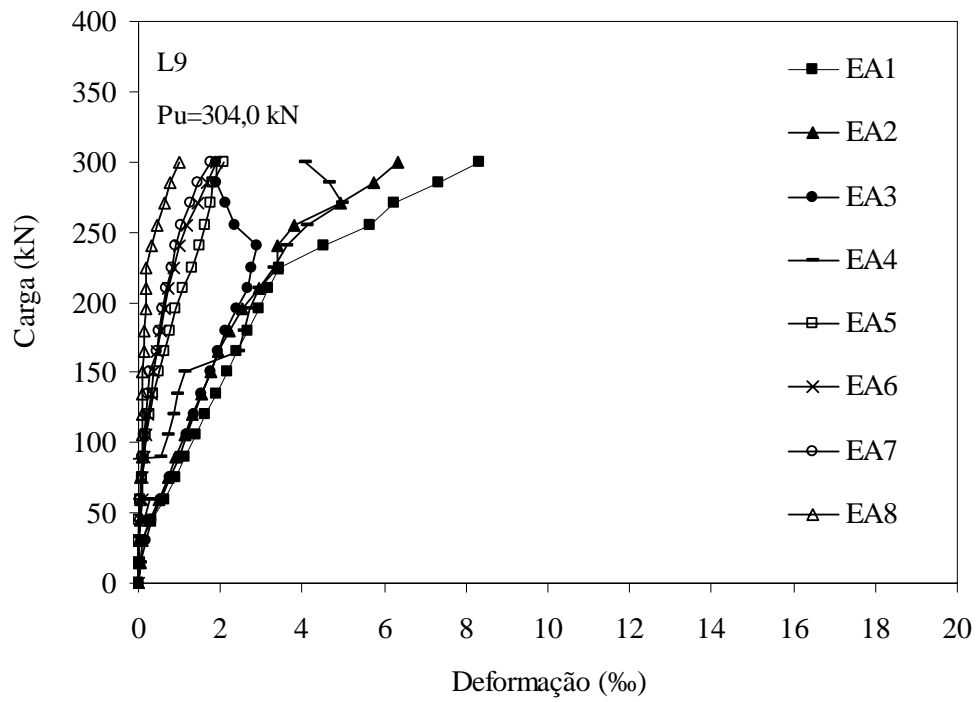


Figura 4.34 – Deformações das armaduras de flexão das lajes L9 e L10

Os extensômetros na posição EA1 escoaram para todas as lajes, sendo as barras da direção longitudinal as mais solicitadas. Na tabela 4.3 é apresentado a carga para a deformação máxima atingida e a comparação do valor de ruptura por flexão estimado com o valor de ruptura quando a primeira barra de flexão registrou a deformação de 3 ‰ (P'_{flex}). Verifica-se que este critério tende a ser a favor da segurança em aproximadamente 20‰

Tabela 4.3 – Deformações de tração na armadura de flexão

Laje	ϵ_s (‰)								$\epsilon_{s,máx}$ (‰)	P'_{flex} (kN)	P_{flex} (kN)	P'_{flex}/P_{flex}	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8					
L1	3,34	2,47	3,45	2,46	1,45	2,03	1,06	0,65	3,34	161	220	0,73	
L2	3,53	3,15	2,46	1,93	2,20	1,57	0,74	0,52	3,53	200	222	0,90	
L3	4,53	3,95	3,24	2,57	2,45	1,79	0,97	0,95	4,53	180	219	0,82	
L4	6,63	6,25	6,03	2,98	0,61	3,39	1,59	1,26	6,63	122	222	0,55	
L5	3,97	1,61	2,67	2,11	2,94	1,93	1,24	0,75	3,97	140	222	0,63	
L6	7,09	5,09	5,92	2,92	2,77	1,94	4,09	1,57	7,09	195	222	0,88	
L7	7,96	3,02	3,78	2,91	2,52	1,25	1,94	0,92	7,96	170	225	0,75	
L8	6,56	3,57	3,59	3,15	3,10	1,73	1,96	1,02	6,56	250	221	1,13	
L9	8,35	6,33	1,92	4,09	2,07	1,91	1,78	0,99	8,35	175	222	0,79	
L10	6,65	4,35	5,21	2,94	3,46	2,05	1,94	0,89	6,65	255	223	1,14	
Média													0,83
Desvio Padrão													0,19
Coeficiente de Variação													0,23

4.4 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE CISALHAMENTO

Como foi visto no capítulo 3, as lajes L4 a L10, apresentaram armaduras de cisalhamento. A distribuição dessas armaduras variou de acordo com o índice de retangularidade do pilar em cada laje. Todas as configurações de distribuição de estribos possuíram 3 camadas, observando que os estribos da primeira camada sempre era posicionado na face do pilar. As lajes em cruz com índice 1 e com distribuição paralela, utilizaram 2 extensômetros cada, já as lajes em cruz com índice 3 e 5 e as lajes com distribuição em dupla cruz, utilizaram 4 extensômetros. Os extensômetros EE1 e EE2 foram instrumentados na direção longitudinal, e os extensômetros EE3 e EE4 na direção transversal do pilar, como mostra a figura 4.35.

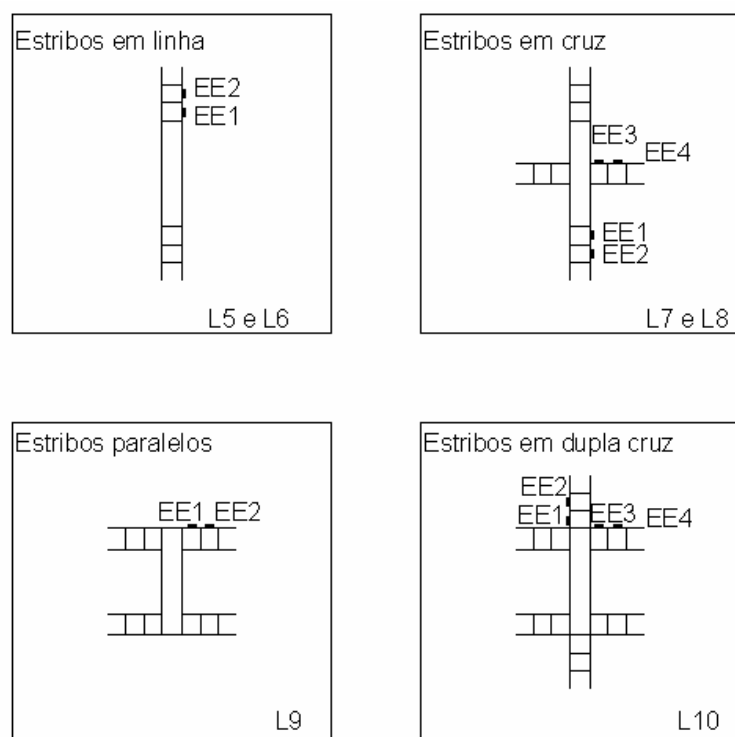


Figura 4.35 – Posição dos estribos na armadura de cisalhamento

De acordo com os valores de deformação nos extensômetros dos estribos, verificou-se a influencia da polarização das tensões na armadura de cisalhamento, principalmente na direção longitudinal, como mostra a tabela 4.4, e graficamente nas figuras 4.36 a 4.39. A laje L4 obteve um acréscimo de resistência de 26% em relação a laje de referencia L1, a laje L7 um acréscimo de 47% em relação a laje L2 e a laje L10 um acréscimo de 34% em relação a laje L3.

Tabela 4.4 – Deformações na armadura de cisalhamento

Lajes	ϵ_{cys} (‰)				$\epsilon_{cys,máx}$ (‰)
	EE1	EE2	EE3	EE4	
L4	3,52	2,80	-	-	3,52
L5	1,72	1,75	-	-	1,75
L6	3,13	3,87	-	-	3,87
L7	2,44	1,69	2,35	1,23	2,44
L8	3,46	2,85	2,54	2,26	3,46
L9	2,46	1,47	-	-	2,46
L10	2,10	1,04	0,95	0,72	2,10

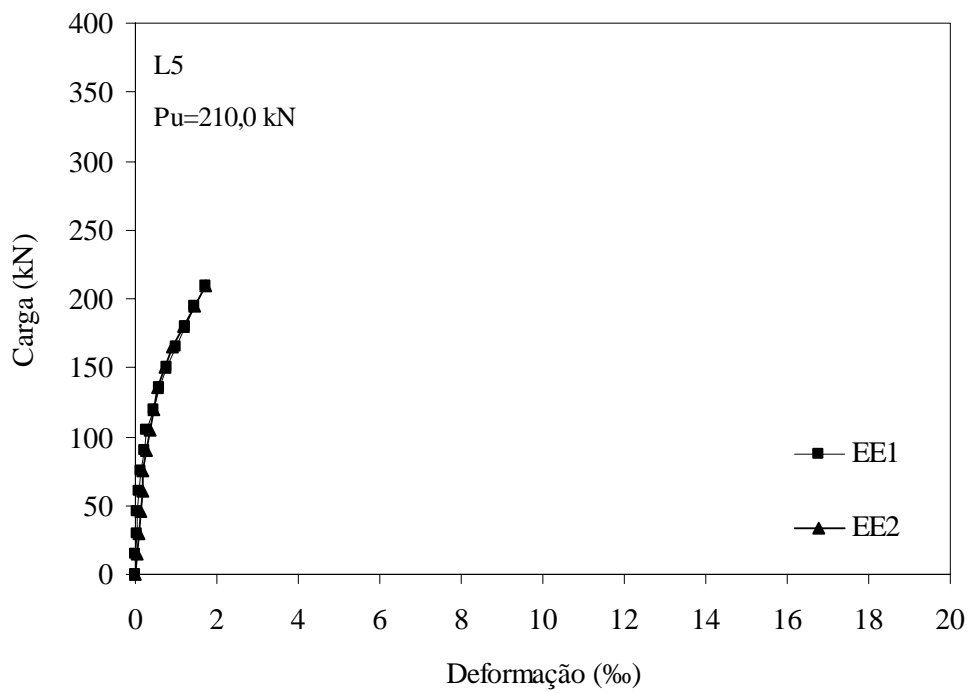
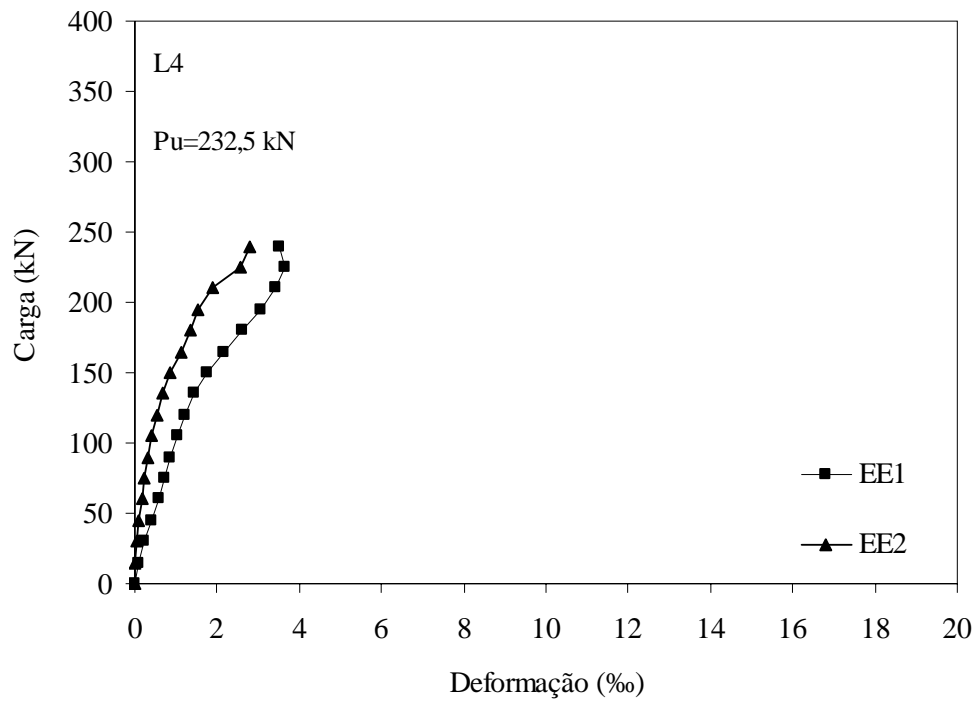


Figura 4.36 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L4 e L5

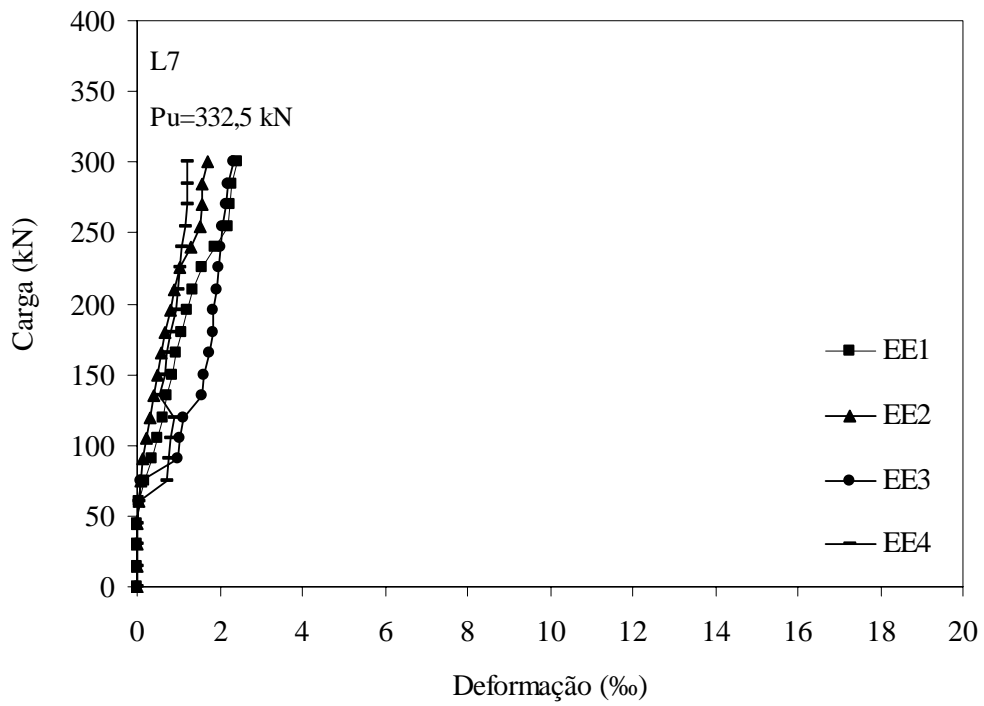
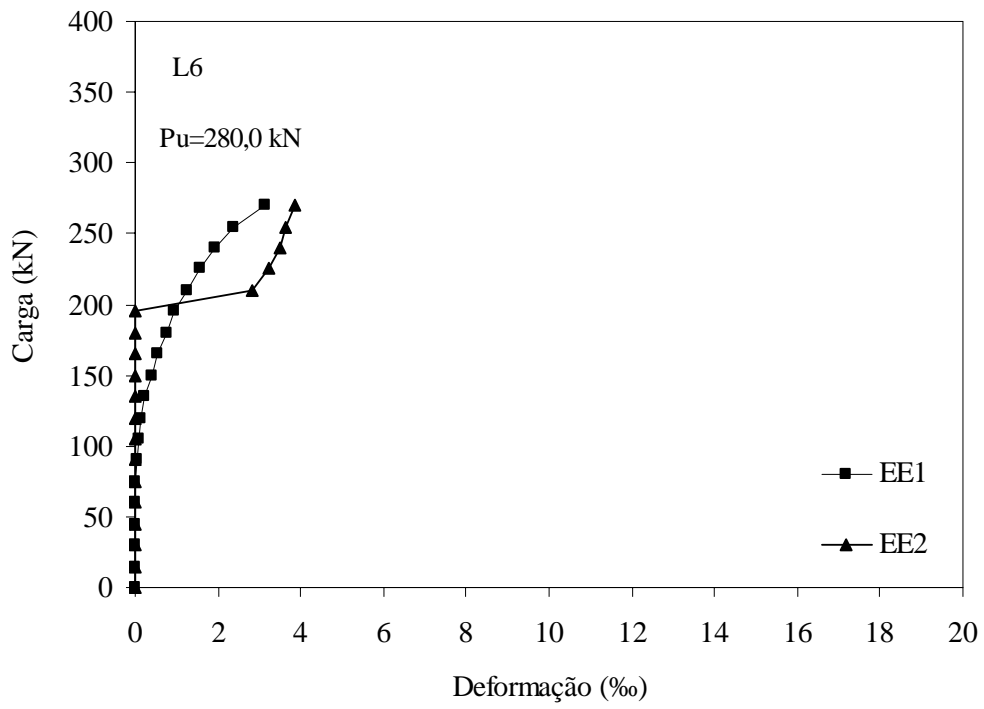


Figura 4.37 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L6 e L7

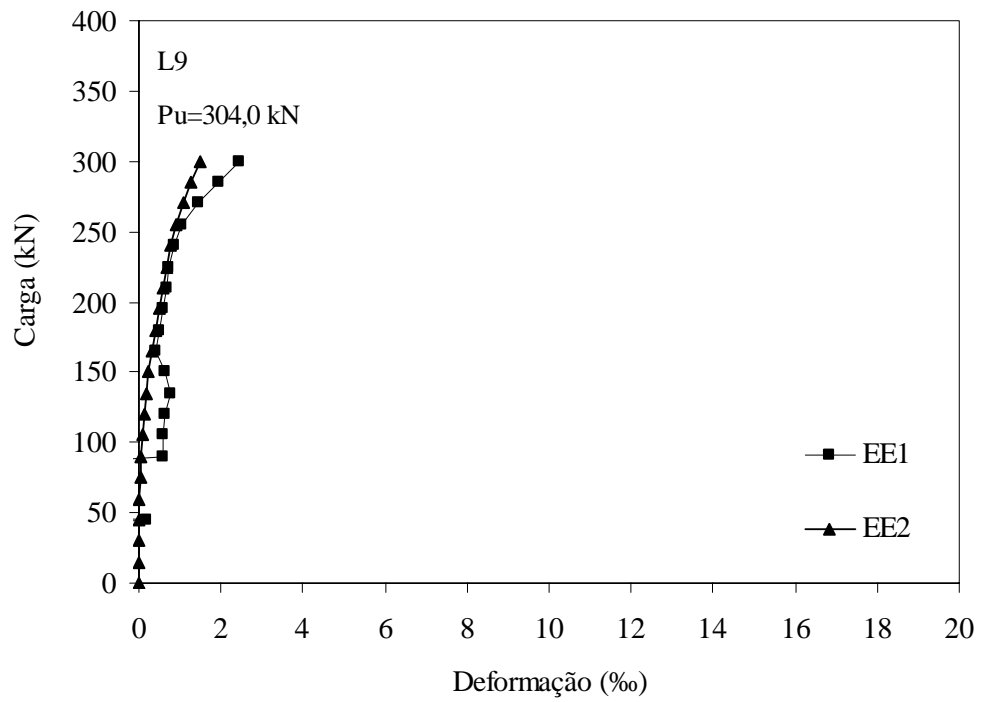
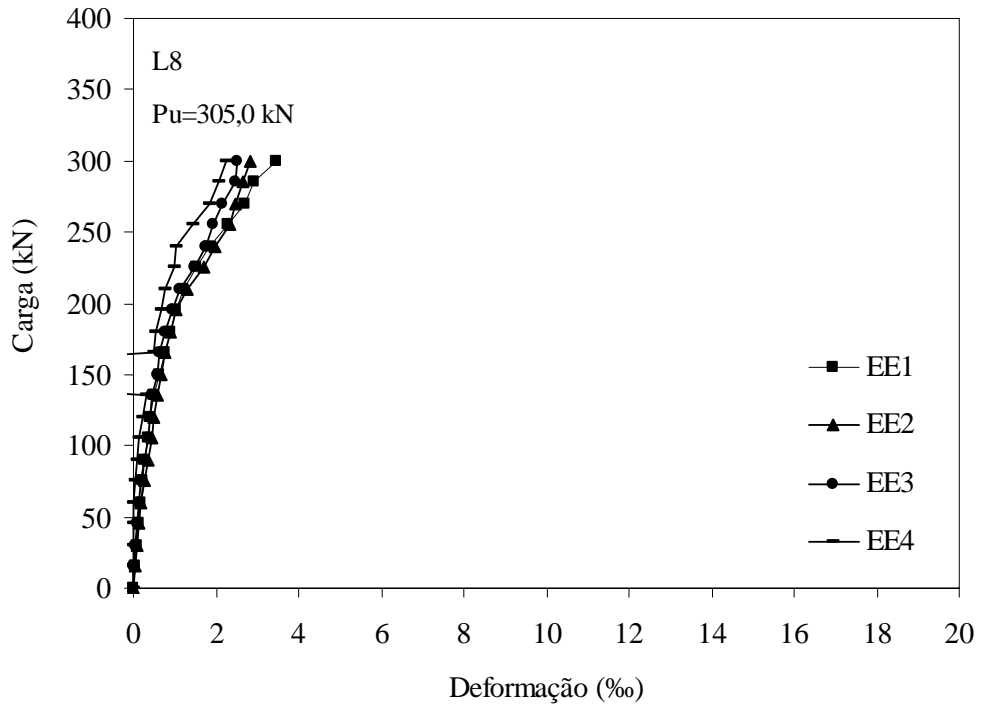


Figura 4.38 – Deformações das armaduras de cisalhamento das lajes L8 e L9

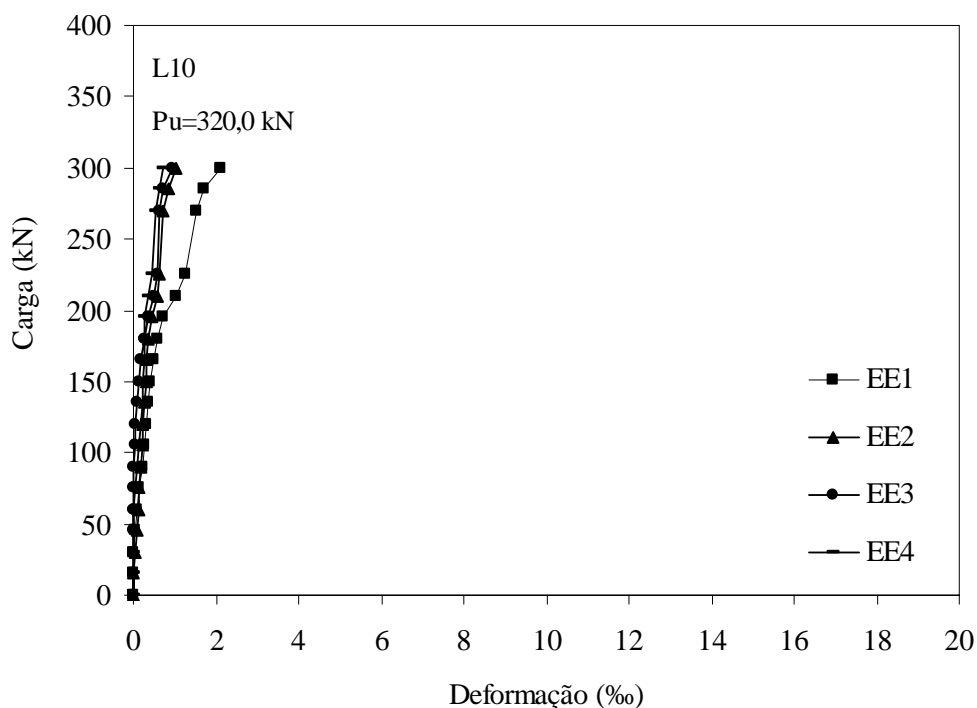


Figura 4.39 – Deformações das armaduras de cisalhamento da laje L10

4.5 MAPAS DE FISSURAÇÃO

Nas lajes sem armadura de cisalhamento, o surgimento da primeira fissura variou de 11% (L1) a 27% (L2), da carga de ruptura das lajes. Para as que possuíam armaduras de cisalhamento, o surgimento da primeira fissura variou de 9% (L8) a 27% (L6) do valor total da ruptura, o que comprova que as lajes que não apresentaram armadura de cisalhamento e as que utilizaram estribos inclinados se comportaram da mesma forma em relação ao surgimento da primeira fissura, como mostra a tabela 4.5.

No caso das fissuras que atingiram os bordos longitudinalmente, a variação para as lajes sem armadura de cisalhamento foi de 38% (L1) a 57% (L3) da carga de ruptura das lajes, e para as lajes que tinham armadura de cisalhamento, as fissuras apresentaram uma variação de 25% (L8) a 57% (L5) da carga de ruptura, apresentando um comportamento semelhante ao das lajes sem estribos.

Com relação ao bordo transversal, a variação entre a carga da primeira fissura que tocou o bordo da laje e a carga de ruptura da mesma, para lajes sem armadura de cisalhamento foi de 54% (L1) a 76% (L3), e as que tinham armadura de cisalhamento variaram de 44% (L9) a 72% (L5), confirmando também o mesmo comportamento para todos os tipos de lajes. A variação do índice de retangularidade do pilar variou o padrão das fissuras, apresentando tendência radial para lajes com pilar de índice 1 e 3 e longitudinal paralelo aos bordos carregados nas lajes com índice 5, representado graficamente nas figuras 4.40 a 4.49.

Tabela 4.5 – Cargas observadas para o surgimento das primeiras fissuras

Laje N°	d (mm)	ρ	f_{cc} (MPa)	P_u (kN)	% P_u 1ª Fissura
L1	85	0,0132	52	185	11
L2	86	0,0132	52	226	27
L3	85	0,0132	50	239	19
L4	85	0,0132	59	233	13
L5	85	0,0132	58	210	14
L6	86	0,0132	55	280	27
L7	86	0,0132	60	333	14
L8	85	0,0132	55	305	10
L9	86	0,0132	56	304	15
L10	86	0,0132	57	320	14

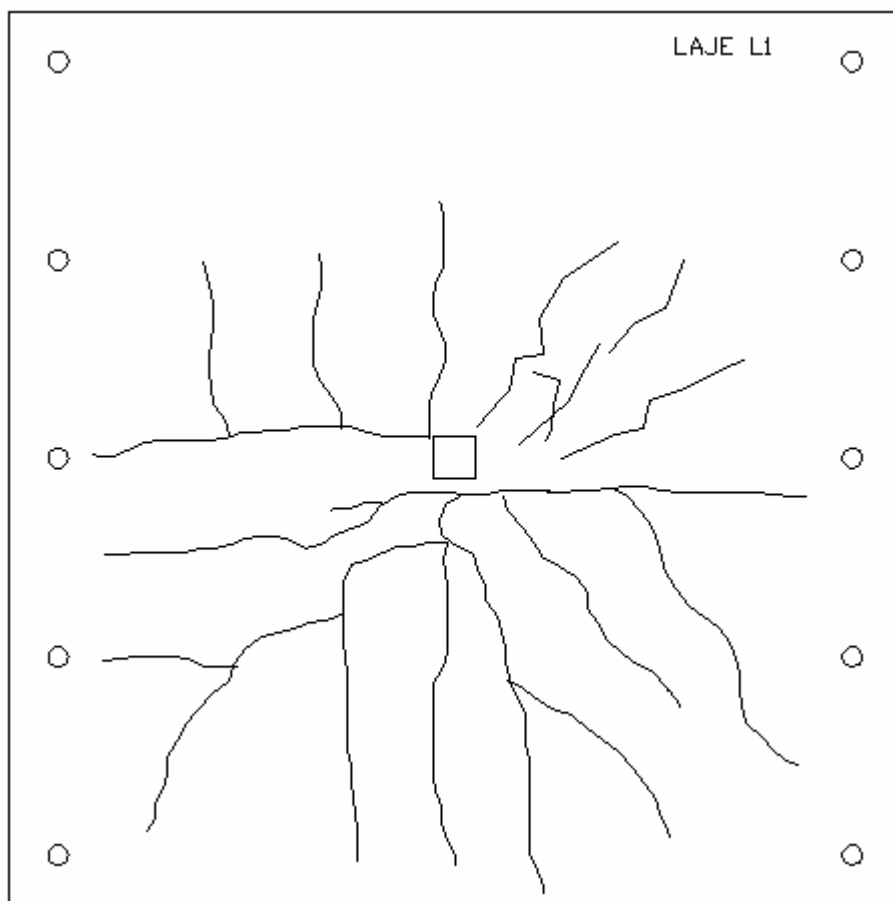


Figura 4.40 – Mapa de fissuração da laje L1

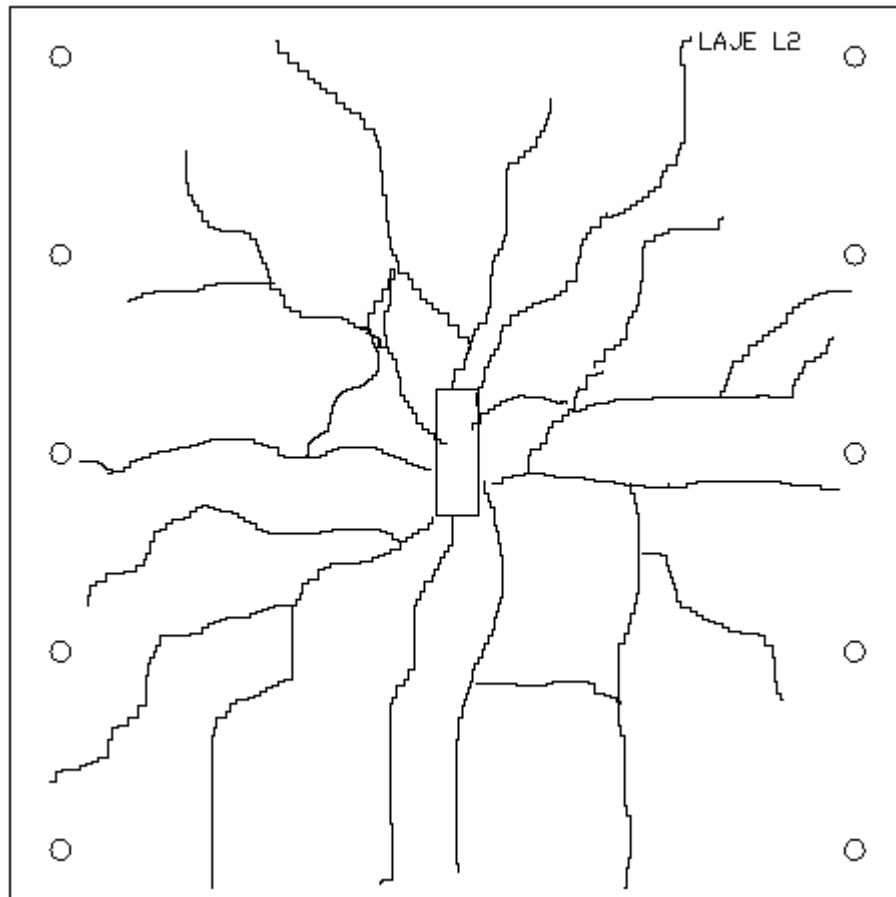


Figura 4.41 – Mapa de fissuração da laje L2

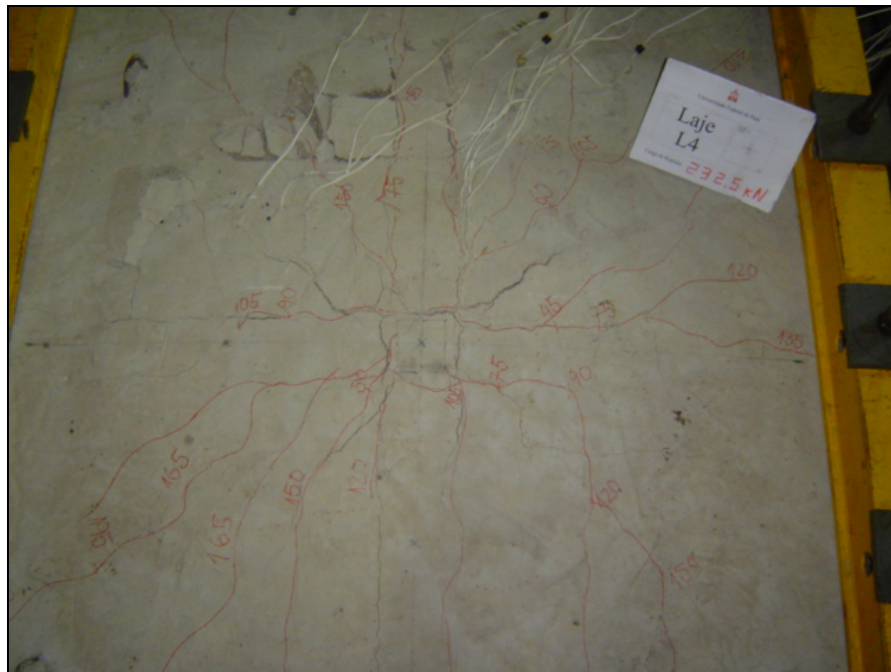
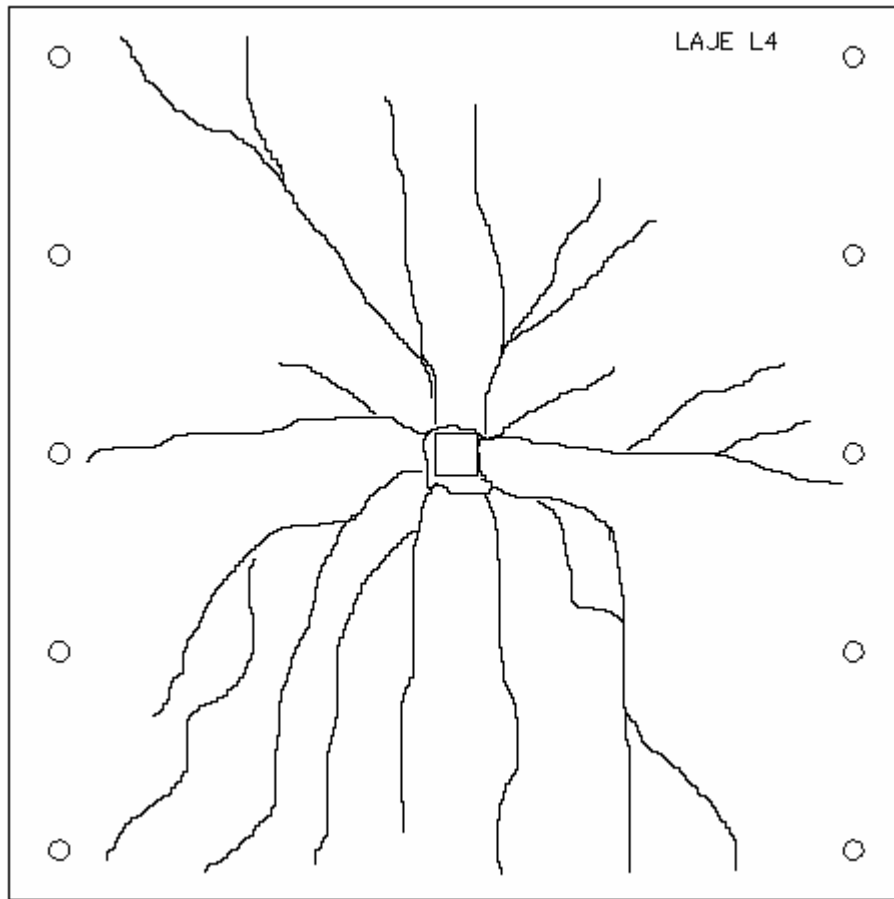


Figura 4.43 – Mapa de fissuração da laje L4

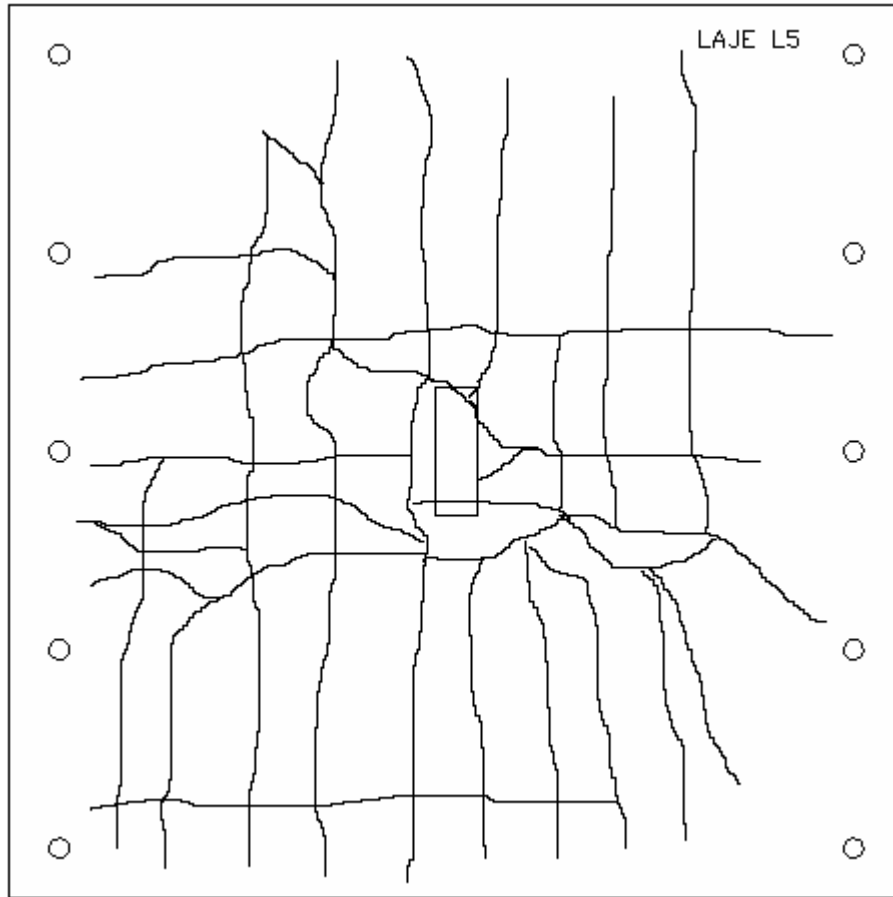


Figura 4.44 – Mapa de fissuração da laje L5

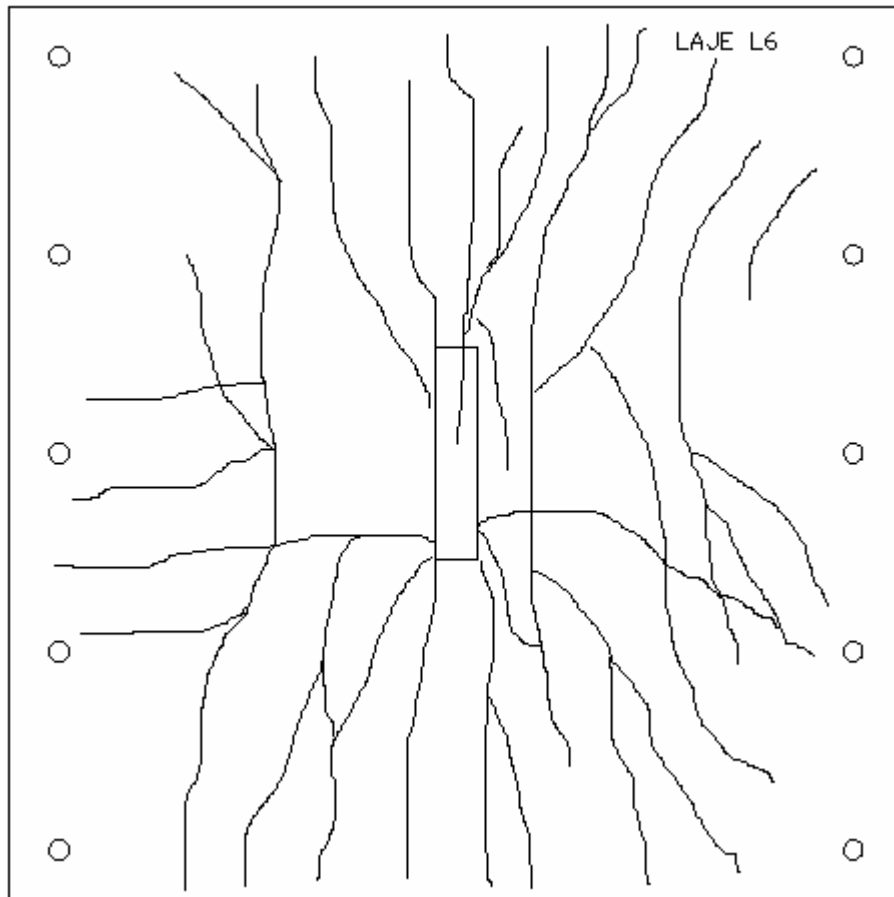


Figura 4.45 – Mapa de fissuração da laje L6

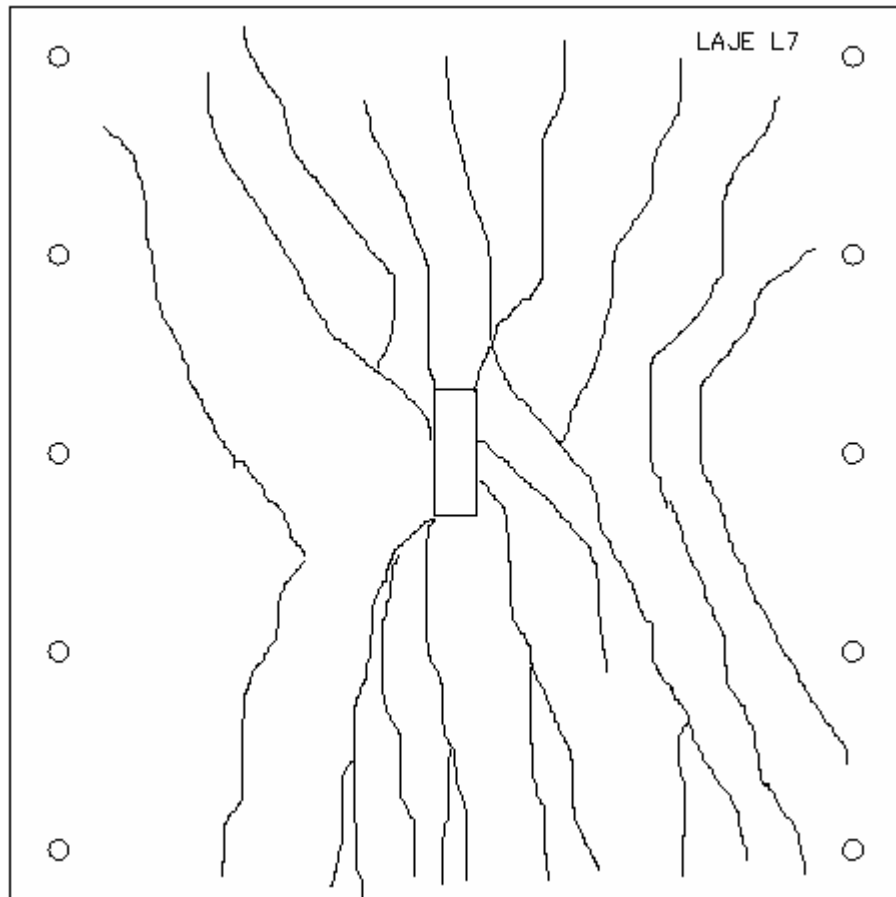


Figura 4.46 – Mapa de fissuração da laje L7

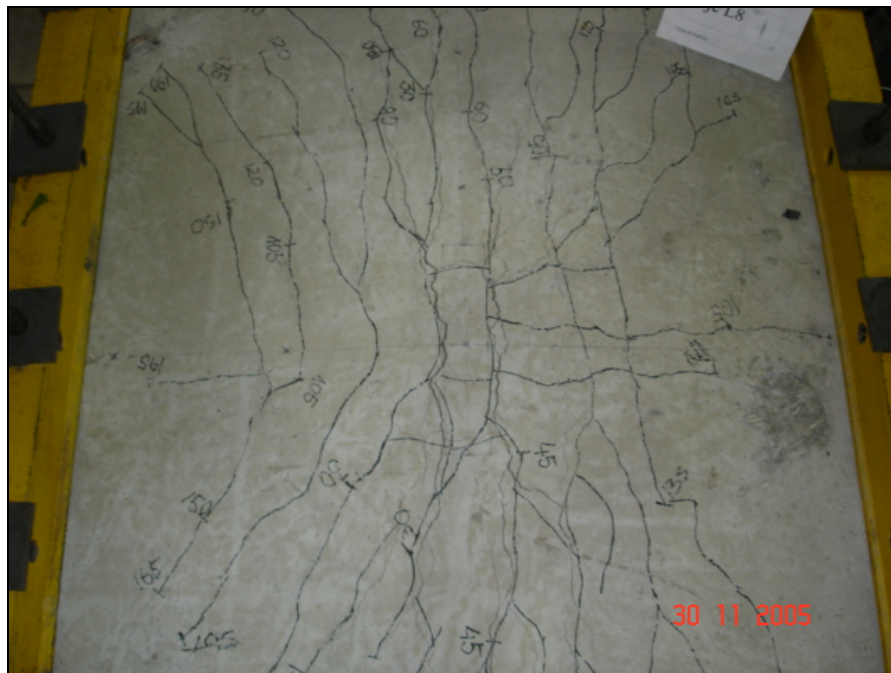
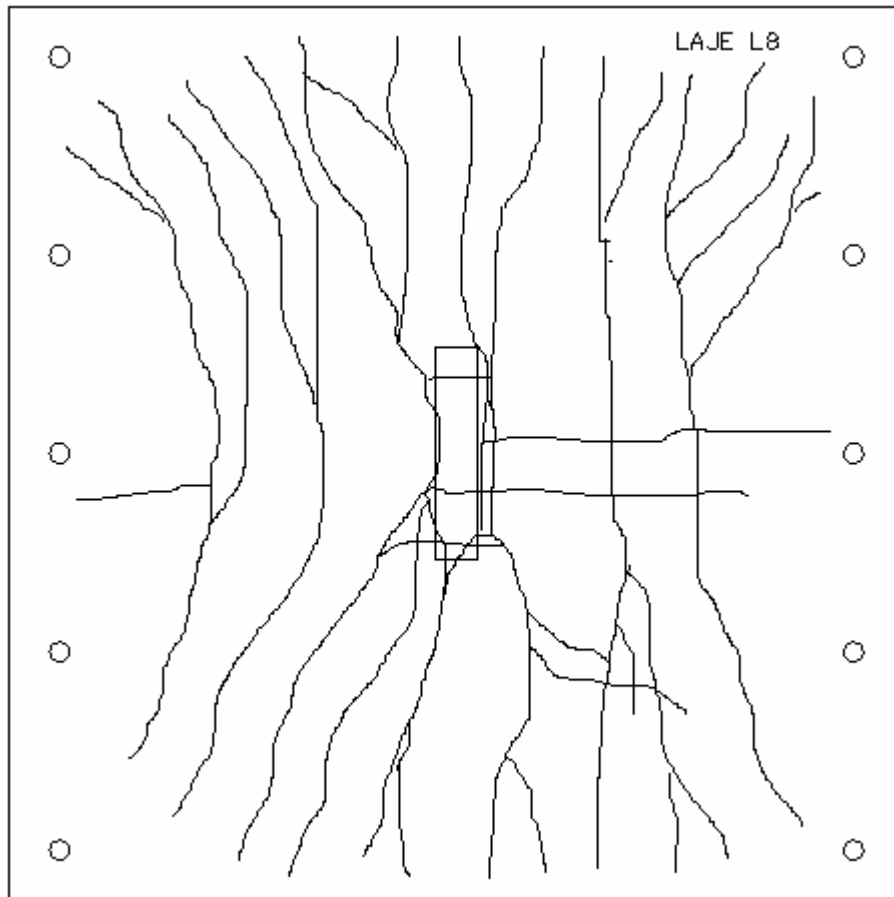


Figura 4.47 – Mapa de fissuração da laje L8

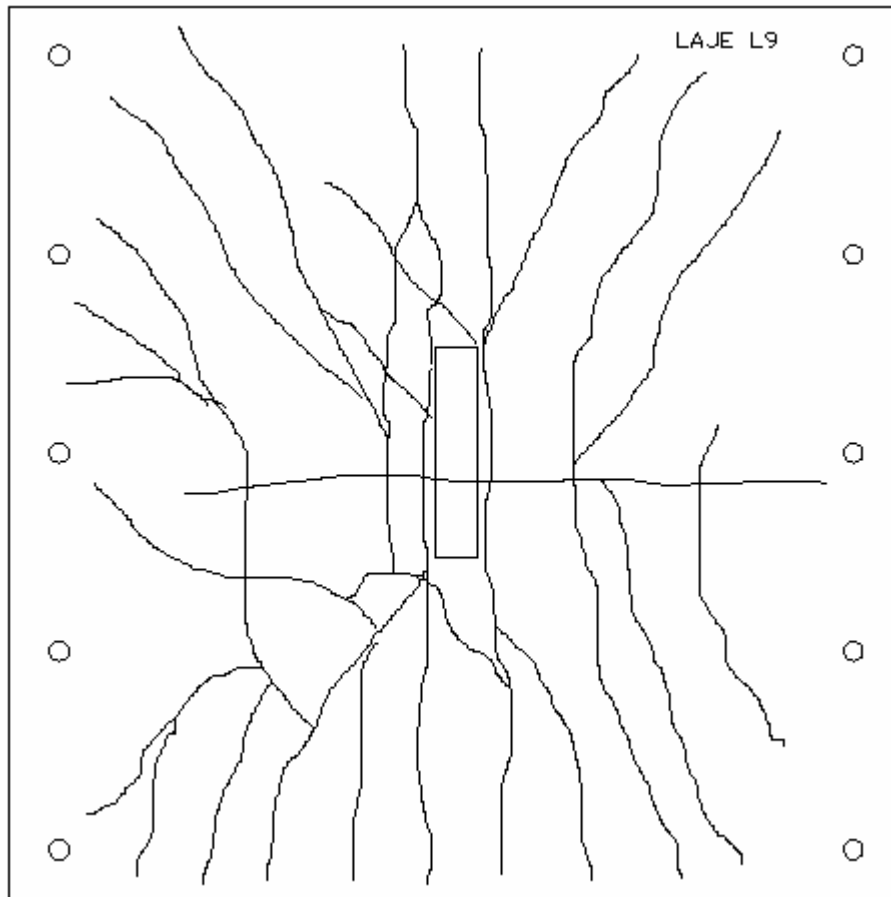


Figura 4.48 – Mapa de fissuração da laje L9

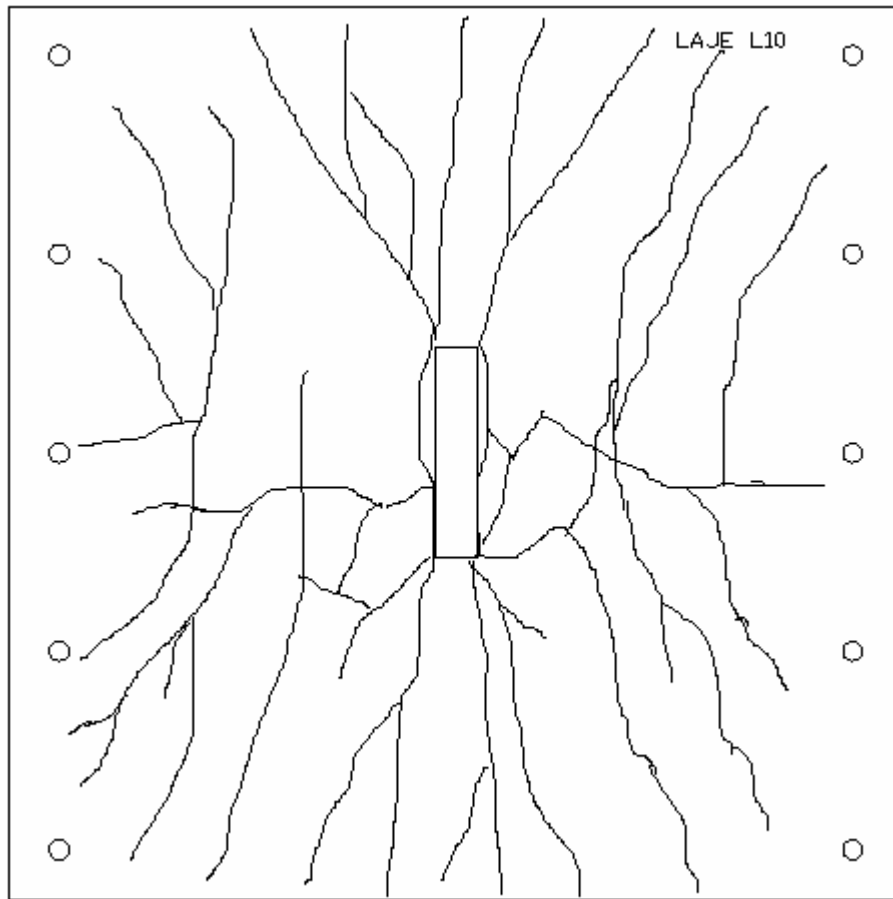


Figura 4.49– Mapa de fissuração da laje L10

4.6 LOCALIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

A localização das superfícies de ruptura foi determinada após a ruptura e a retirada dos deflectômetros. A laje foi submetida então a um novo carregamento para que a ruptura se tornasse mais visível. Após a medida da superfície (ponto 3), foi retirada a camada superior de concreto e observada onde houve o deslocamento das duas barras da armadura de flexão na altura útil da laje (ponto 2) e, por fim, observado a medida de ruptura na superfície inferior da laje (ponto 1), como é apresentado na figura 4.50. A inclinação da linha de ruptura foi determinada pela união desses 3 pontos. Essa verificação foi feita nas direções longitudinais (AA) e transversais (BB) do pilar em todas as lajes como mostra a figura 4.51. As localizações das superfícies de ruptura das lajes e suas respectivas inclinações são apresentadas nas figuras 4.52 a 4.54.

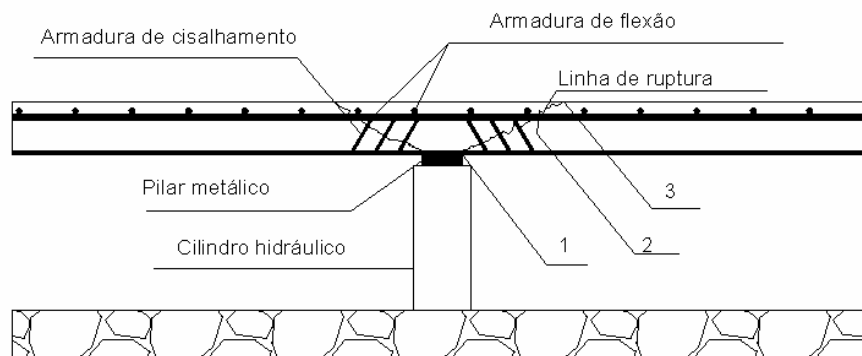


Figura 4.50 – Critério para a determinação das superfícies de ruptura

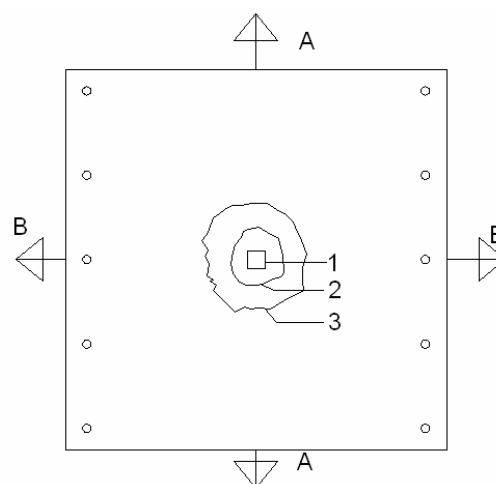


Figura 4.51 – Direções para a determinação da inclinação da linha de ruptura

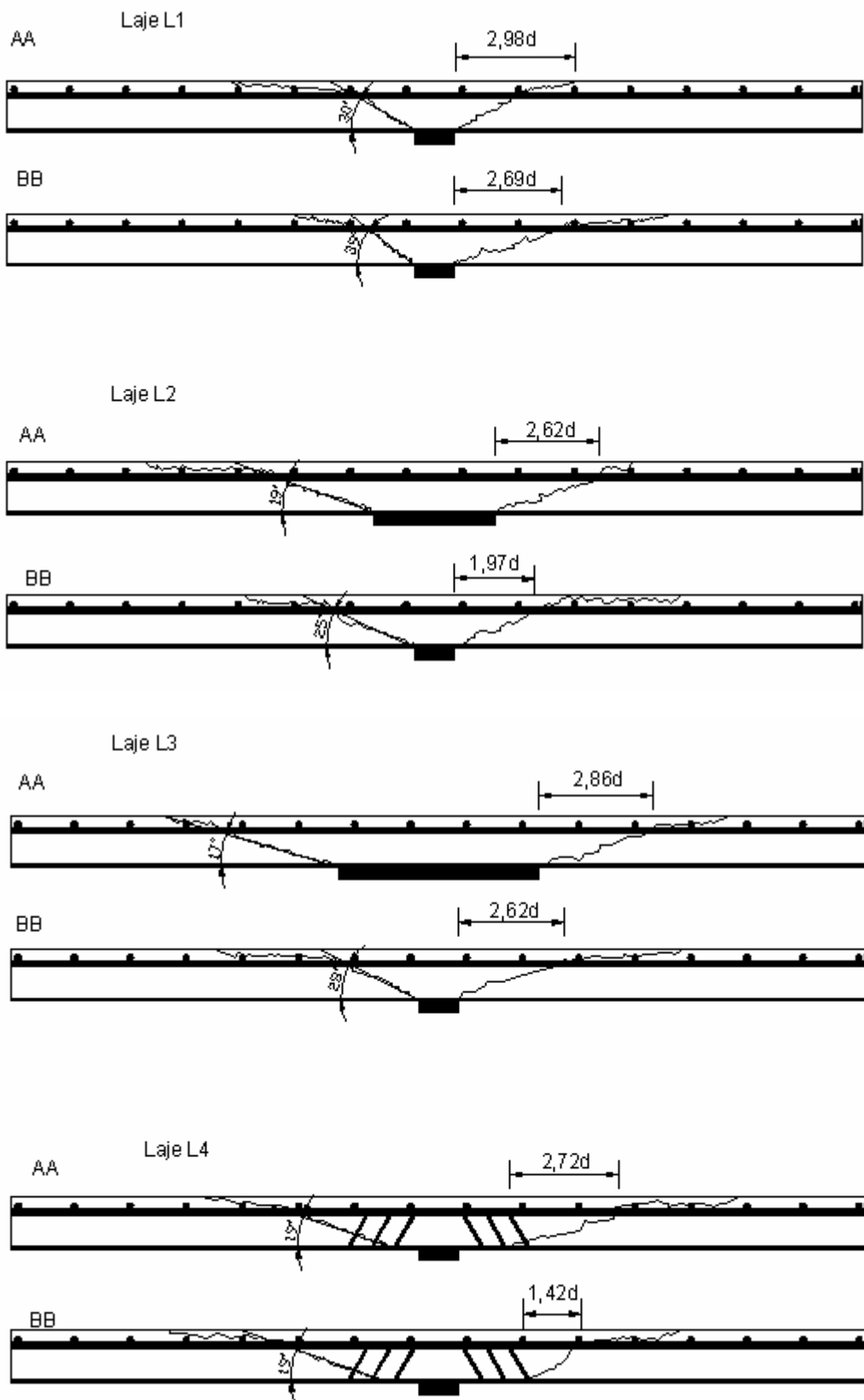


Figura 4.52 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L1 a L4

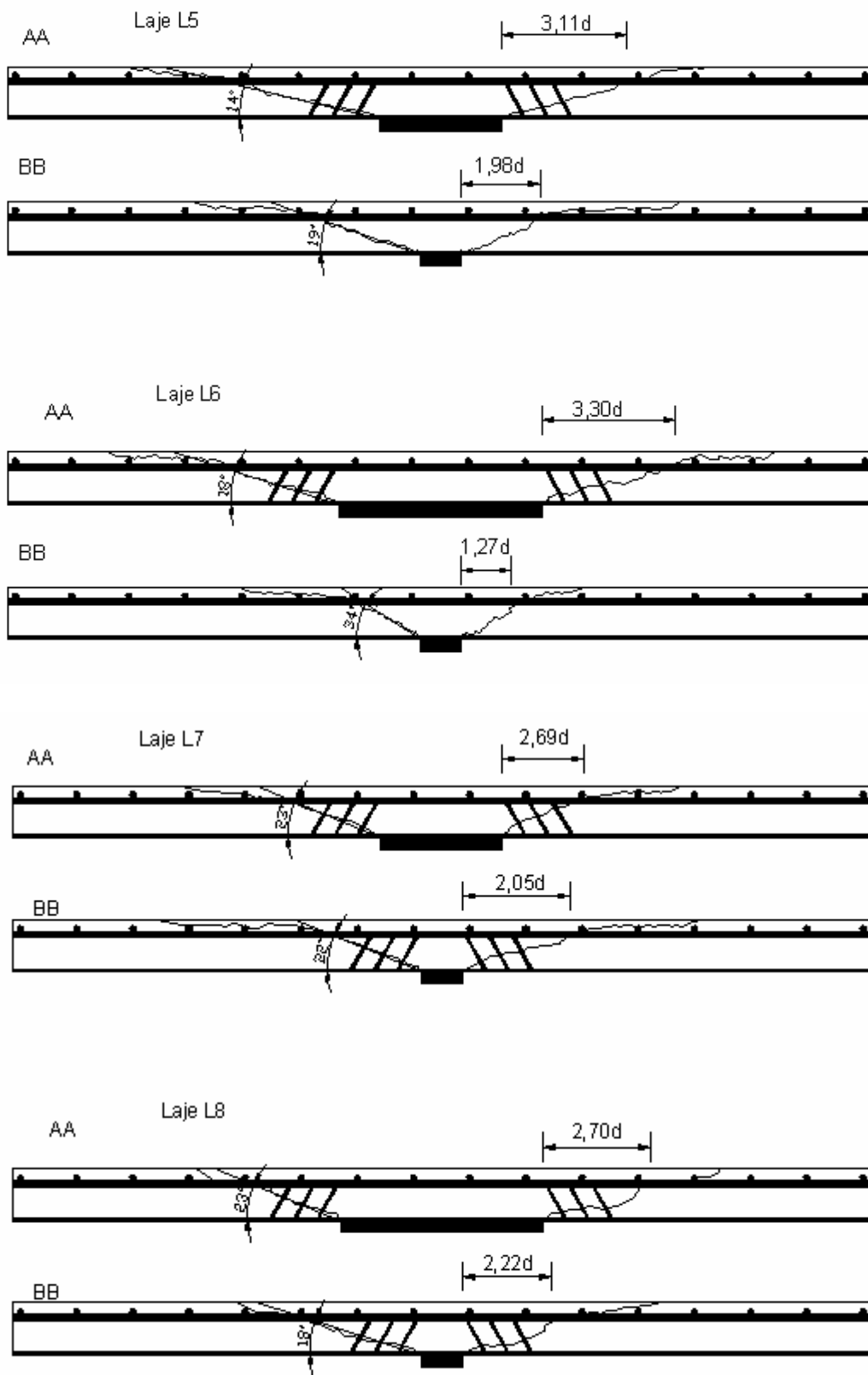


Figura 4.53 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L5 a L8

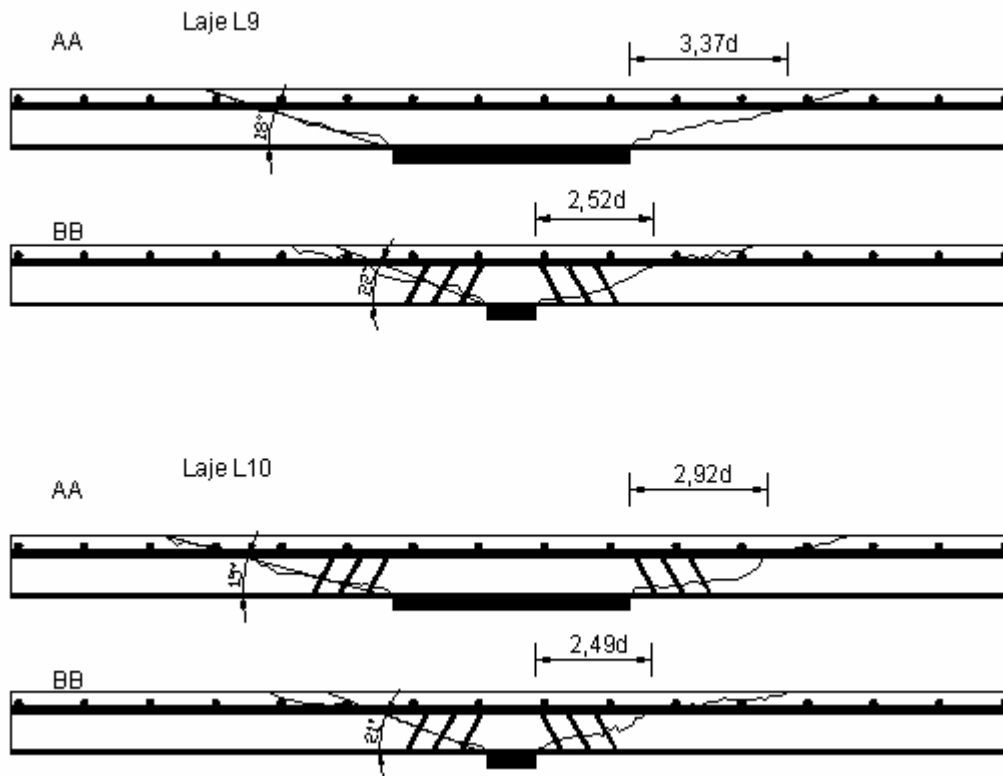


Figura 4.54 – Inclinação das linhas de ruptura da lajes L9 e L10

O ângulo das linhas de ruptura para a laje com índice de retangularidade 1 sem armadura de cisalhamento variou de 30 a 39°. Para lajes com pilares de índices 3 e 5, os valores dos ângulos foram menores, indicando a influência do tipo de pilar na configuração das linhas de ruptura.

4.7 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA OBSERVADOS

As cargas de ruptura de todas as lajes são apresentadas na tabela 4.6. Observa-se que o aumento do índice de retangularidade dos pilares para as lajes sem armadura de cisalhamento proporcionou ganhos de resistência. Esse ganho foi mais significativo em lajes que utilizaram estribos inclinados como armadura, o que inclusive, impediu a ruptura por punção em algumas lajes.

Tabela 4.6 – Carga de ruptura das lajes

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	$A_{sv}/\text{Cam.}$ (mm ²)	Nº Camadas	P_u (kN)
L1	85	52	-	-	185
L2	86	52	-	-	226
L3	85	50	-	-	239
L4	85	59	249	3	233
L5	85	58	125	3	210
L6	85,5	55	125	3	280
L7	86	60	249	3	333
L8	85	55	249	3	305
L9	85,5	56	249	3	304
L10	85,5	57	374	3	320

Nas lajes L1, L2 e L3, que não possuíam armadura de cisalhamento, a ruptura se deu bruscamente, sem aviso prévio, caracterizando a ruptura por punção. Nas lajes L4, L5 e L6, a ruptura não foi tão brusca devido ao ganho de ductilidade proporcionada pelos estribos inclinados. A laje L8 apresentou linhas de ruptura características de uma ruptura por flexão, mas dentro deste regime de ruptura a laje punçou, o que levou à classificação do modo de ruptura em flexo-puncionamento. As lajes L7, L9 e L10 apresentaram também as mesmas configurações de linha de ruptura da laje L8, mas a distribuição dos estribos inclinados fez com que essas últimas lajes rompessem por flexão.

A distribuição de estribos mais eficiente foi a em “cruz”, que proporcionou um aumento de resistência de 47% na laje L7 quando comparada com a laje de referência L2. A laje L6 com estribos distribuídos em “linha”, e com o mesmo índice de retangularidade da laje L3, obteve um acréscimo de resistência de 17% em relação a laje L3. A laje L9 com estribos distribuídos de forma “paralela” obteve um acréscimo de 27% quando comparada à laje L3 e a laje L8, com distribuição em “cruz” obteve um acréscimo de 27% em relação à laje de referência. Os estribos também influenciaram no modo de ruptura das lajes, aumentando a ductilidade. O critério ($\frac{P_u}{P_{flex}} = \phi$) funcionou para as lajes L1, L5, L7, L9 e L10. A ruptura por flexão, apresenta linhas de ruptura características, como mostra a figura 4.55. As figuras 4.56 a 4.58 e a tabela 4.7 apresentam as estimativas dos modos de ruptura das lajes.



Figura 4.55 – Linhas de ruptura características de ruptura por flexão

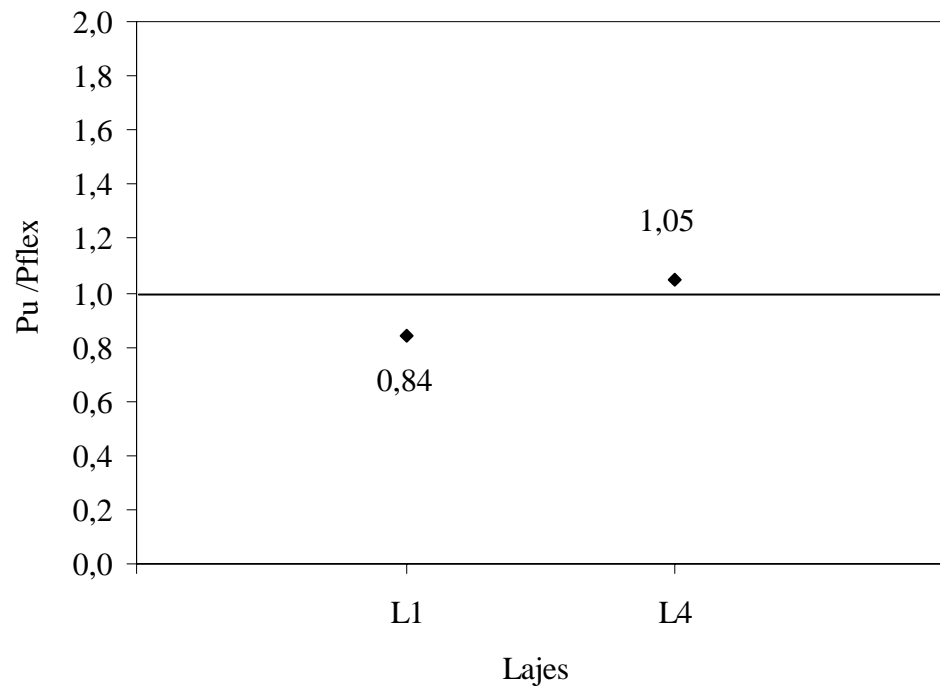


Figura 4.56 – Razão entre a carga ultima e a estimada para lajes com índice de retangularidade 1

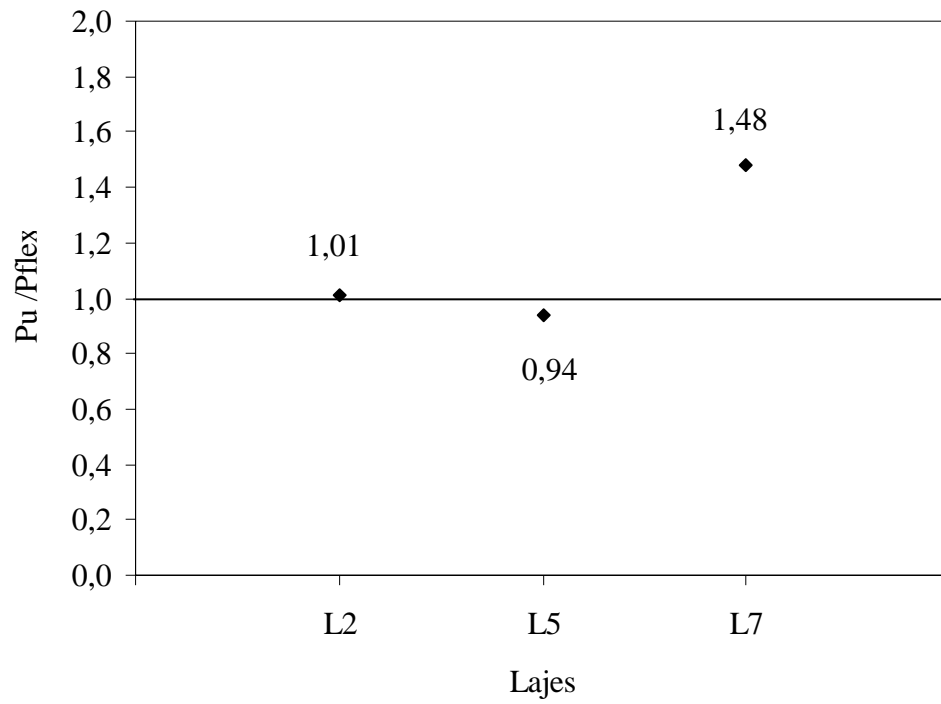


Figura 4.57 – Razão entre a carga ultima e a estimada para lajes com índice de retangularidade 3

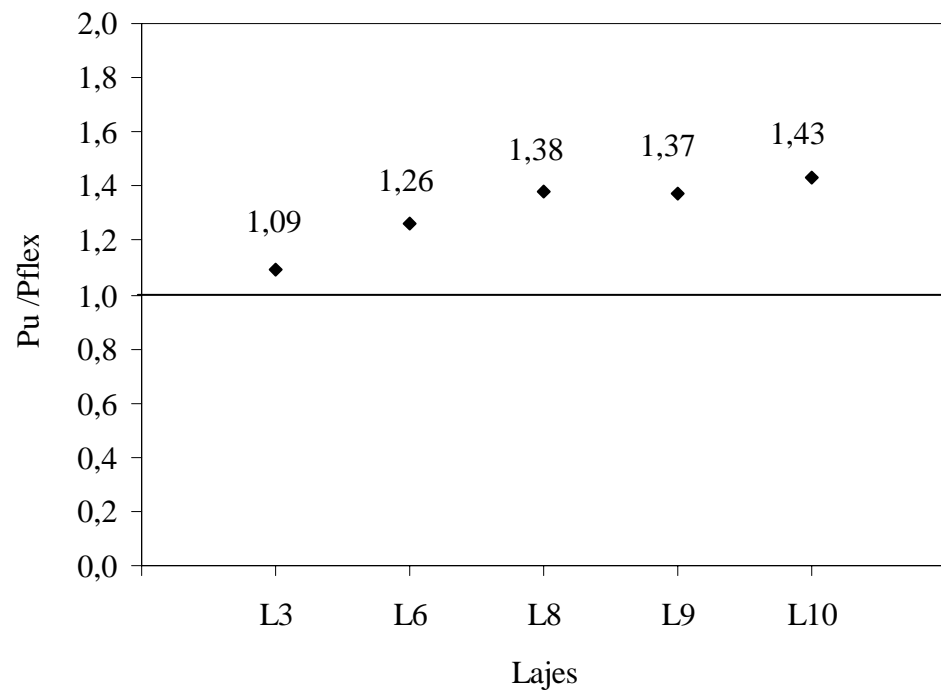


Figura 4.58 – Razão entre a carga ultima e a estimada para lajes com índice de retangularidade 5

Tabela 4.7 – Modos de ruptura observados

Laje	f_{cc} (MPa)	$A_{sv}/Cam.$ (mm ²)	P_u (kN)	P_{flex} (kN)	P_u/P_{flex}	Modo de ruptura observado
L1	52	-	185	220	0,84	Puncionamento
L2	52	-	226	222	1,01	Puncionamento
L3	50	-	239	219	1,09	Puncionamento
L4	59	249	233	222	1,05	Punc. Dúctil
L5	58	125	210	222	0,94	Punc. Dúctil
L6	55	125	280	222	1,26	Punc. Dúctil
L7	60	249	333	225	1,48	Flexão
L8	55	249	305	221	1,38	Flexo-Punc.
L9	56	249	304	222	1,37	Flexão
L10	57	374	320	223	1,43	Flexão

5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBSERVADOS E OS ESTIMADOS

5.1 RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO

Na tabela 5.1 é apresentada uma comparação entre as resistências calculadas pelos diversos códigos e a resistência obtida experimentalmente. Algumas normas tendem a superestimar os valores de ruptura quando o índice de retangularidade aumenta, devido ao fato de não recomendarem nenhuma redução do perímetro crítico considerado no cálculo, enquanto outras normas fazem redução do perímetro para índices de retangularidade consideráveis.

Tabela 5.1 – Comparação entre os resultados experimentais e os estimados pelas normas

Laje	$C_{máx}/C_{min}$	P_u (kN)	P_u / V (kN)					
			ACI	BS 8110	MC 90	EC2	NB1/78	NB1/03
L1	1	185	1,33	0,91	0,83	0,99	1,55	0,82
L2	3	226	1,07	0,89	0,81	1,05	1,20	0,80
L3	5	238,5	0,88	0,80	0,73	1,16	1,31	0,72
L4	1	232,5	1,05	0,61	0,72	0,58	0,93	0,76
L5	3	210	0,64	0,60	0,72	0,64	0,54	0,74
L6	5	280	0,65	0,71	0,85	0,87	0,74	0,86
L7	3	332,5	0,98	0,76	0,90	0,76	0,84	0,94
L8	5	305	0,71	0,63	0,76	0,73	0,81	0,79
L9	5	304	0,70	0,63	0,75	0,72	0,80	0,78
L10	5	320	0,73	0,56	0,67	0,61	0,83	0,71
Média		263	0,87	0,71	0,77	0,81	0,96	0,79
Desvio Padrão		51,21	0,23	0,12	0,07	0,20	0,30	0,07
Coef. de Variação		0,19	0,26	0,17	0,09	0,25	0,31	0,09

5.2.1 ACI 318-02, American Building Code Requirements for Structural Concrete. (ACI, 2002)

O ACI apresentou valores conservadores em relação às outras normas para as lajes sem e com armadura de cisalhamento como mostrado na tabela 5.2 e na figura 5.1. Com exceção da laje L6, onde ele estimou o maior valor para ruptura comparado às estimativas dos outros códigos. De acordo com o ACI, a laje L1 apresentou a carga de ruptura 33% maior do que a estimada, sendo a favor da segurança e para a laje L5, estimou a carga de ruptura 37% maior que a experimental.

Tabela 5.2 – Resultados obtidos com o ACI 318-02

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem arm. de cisalhamento	Com arm. de Cisalhamento	Fora da região com arm. de cisalhamento	V (kN)	P_u/V	$V/P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)	$V^{(3)}$ (kN)			
L1	85	52,45	140	-	-	140	1,33	0,63
L2	86	51,99	212	-	-	212	1,07	0,95
L3	85	49,60	271	-	-	271	0,88	1,24
L4	85	58,63	148	221	443	221	1,05	1,00
L5	85	58,00	220	330	367	330	0,64	1,49
L6	86	54,78	287	431	431	431	0,65	1,94
L7	86	59,80	227	341	531	341	0,98	1,51
L8	85	55,22	286	430	573	430	0,71	1,95
L9	86	55,74	290	435	435	435	0,70	1,96
L10	85	56,69	292	438	586	438	0,73	1,97

$$V^{(1)} = \sqrt{f_{cc}} \cdot u_0 \cdot \frac{d}{3} - \text{Considerando todas as lajes sem armadura de cisalhamento}$$

$$V^{(2)} = \sqrt{f_{cc}} \cdot u_0 \cdot \frac{d}{2}$$

$$V^{(3)} = \sqrt{f_{cc}} \cdot \frac{U_{n,ef} \cdot d}{3} - \text{Considerando o perímetro crítico afastado } d/2 \text{ da última camada de estribos}$$

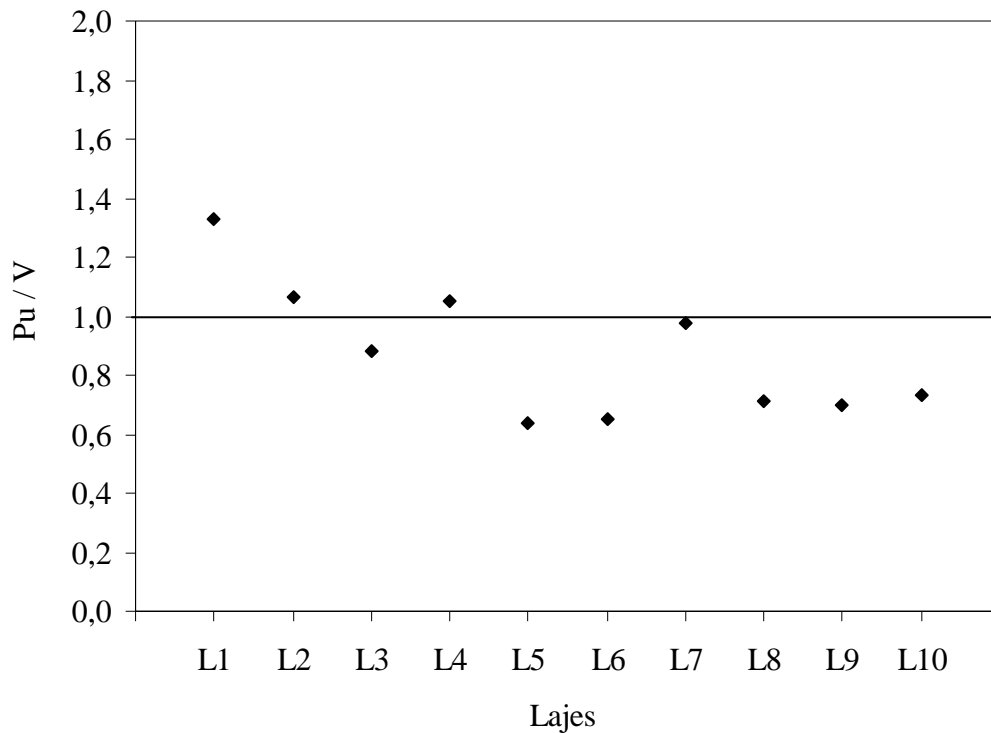


Figura 5.1 – Comparação dos resultados observados com os estimados pelo ACI 318-95

5.2.2 BS 8110, (British Standards Institution, 1997)

A BS 8110 estimou valores próximos para a laje sem armadura de cisalhamento e índice de retangularidade 1 como apresentado na tabela 5.3 e na figura 5.2. Para os lajes com pilares de índices 3 e 5 a norma tendeu a superestimar a capacidade resistente das lajes. Para lajes armadas à punção, o código estimou valores altos para a carga de ruptura. Para a laje L1, a norma estimou a carga de ruptura 8% maior que a experimental e, para a laje L10, estimou a carga de ruptura 44% maior que a experimental. Em todas as lajes o código foi contra a segurança.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos com a BS 8110

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem. arm. de cisalhamento	Com arm. de cisalhamento		V (kN)	P_u/V	V/ $P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)	$V^{(3)}$ (kN)			
L1	85	52	202	-	-	202	0,91	0,92
L2	86	52	255	-	-	255	0,89	1,15
L3	85	50	298	-	-	298	0,80	1,36
L4	85	59	420	383	469	383	0,61	1,73
L5	85	58	366	348	391	348	0,60	1,57
L6	86	55	413	396	439	396	0,71	1,78
L7	86	60	482	440	527	440	0,76	1,96
L8	85	55	514	481	568	481	0,63	2,18
L9	86	56	415	484	571	484	0,63	2,18
L10	86	57	522	572	702	572	0,56	2,57

$V^{(1)} = 0,29 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot (400/d)^{1/4} \cdot u_1 \cdot d$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot (b + 3 \cdot d)$ para as lajes sem armadura de cisalhamento. Para as lajes com armadura, considera o perímetro afastado $1,5 \cdot d$ da última camada de estribos.

$V^{(2)} = 0,29 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot (400/d)^{1/4} \cdot u_1 \cdot d + 0,87 \cdot (A_s / cam \cdot 2) \cdot f_{ys} \cdot Sen60^0$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot (b + 3 \cdot d)$ e duas camadas de estribos.

$V^{(3)} = 0,29 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot (400/d)^{1/4} \cdot u_1 \cdot d + 0,87 \cdot (A_s / cam \cdot 3) \cdot f_{ys} \cdot Sen60^0$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot (b + 3 \cdot d)$ e três camadas de estribos.

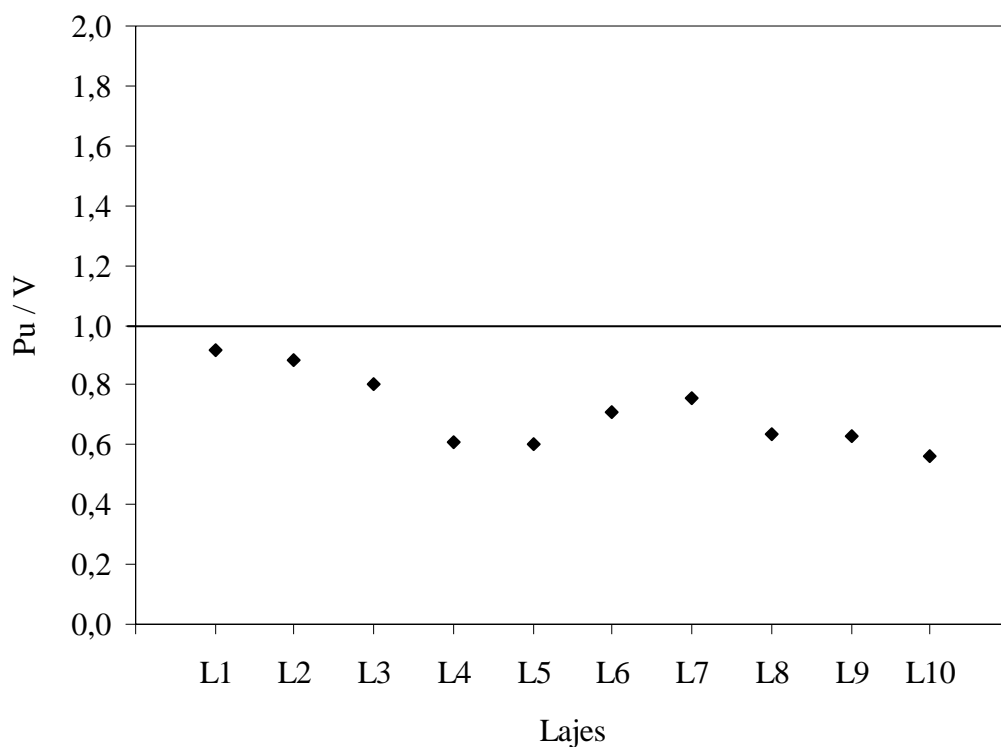


Figura 5.2 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela BS 8110

5.2.3 CEB-FIP Model Code 1990, MC90. (CEB-FIP, 1993)

Como pode-se observar na tabela 5.4 e na figura 5.3, a MC90 tendeu a superestimar as resistências para as lajes. Essa diferença nas estimativas foi mais notada em lajes com índices de retangularidade maior que 1. Para as lajes que possuíam armadura de cisalhamento, a norma estimou cargas sempre maiores que as experimentais. O código estimou para a laje L7 uma carga de ruptura 10% maior que a experimental e para a laje L10 estimou uma carga 33% maior que a experimental, todas as estimativas foram contra a segurança.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos com o CEB-FIP Model Code

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem. arm. de cisalhamento	Com arm. de cisalhamento		V (kN)	P_u/V	V/ $P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)	$V^{(3)}$ (kN)			
L1	85,0	52,45	224	-	224	224	0,83	1,02
L2	86,0	51,99	280	-	280	280	0,81	1,26
L3	85,0	49,60	325	-	325	325	0,73	1,49
L4	85,0	58,63	374	584	323	323	0,72	1,46
L5	85,0	58,00	186	1159	290	290	0,72	1,31
L6	85,5	54,78	184	1679	328	328	0,85	1,48
L7	86,0	59,80	381	1197	369	369	0,90	1,64
L8	85,0	55,22	366	1679	402	402	0,76	1,82
L9	85,5	55,74	370	1700	404	404	0,75	1,82
L10	85,5	56,69	558	1720	480	480	0,67	2,16

$V^{(1)} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot (b + \pi \cdot d)$ para as lajes sem armadura de cisalhamento. Para as demais, considerar o perímetro afastado $2 \cdot d$ da última camada de estribos ($u_{n,ef}$).

$V^{(2)} = 0,45 \cdot (1 - (f_{cc}/250)) \cdot f_{cc} \cdot u_0 \cdot d$ - Considerando o perímetro na face do pilar.

$V^{(3)} = 0,135 \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d + (1,5 \cdot (d/s_r)) \cdot A_s / cam \cdot d \cdot Sen60^0$

- Considerando o perímetro $u_1 = 4 \cdot (b + \pi \cdot d)$.

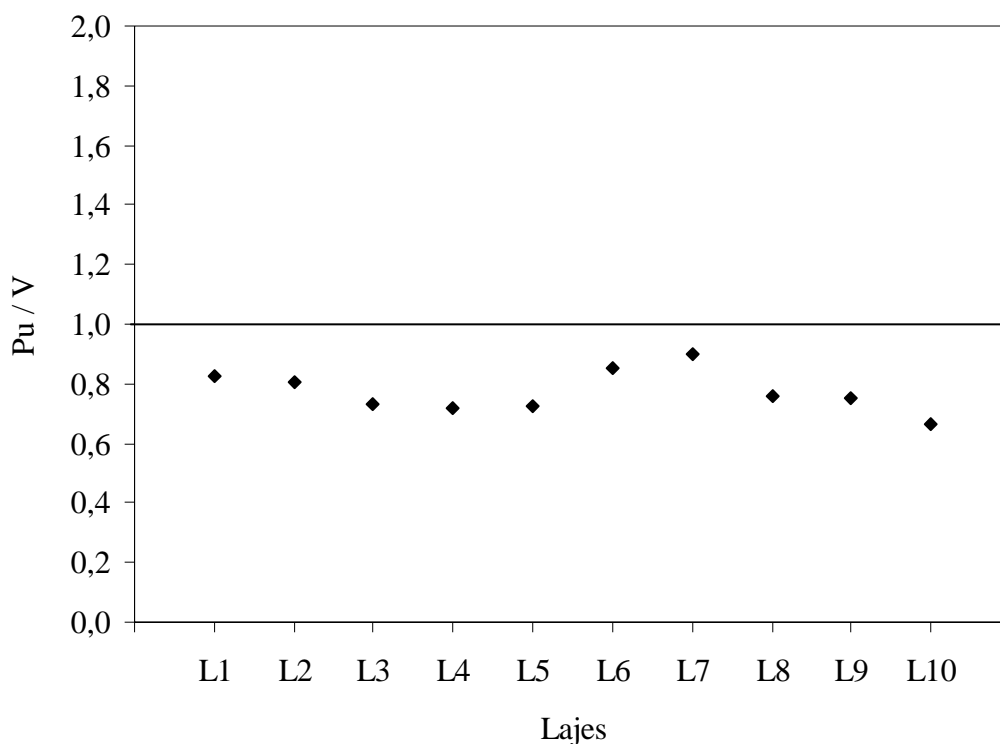


Figura 5.3 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela MC90

5.2.4 EUROCODE 2, *Design of Concrete Structures*. European Committee for Standardization. (EC2, 2002)

Os resultados obtidos pelo código em questão são encontrados na tabela 5.5 e apresentados na figura 5.4. Para as lajes sem armadura de cisalhamento, a norma estimou valores de ruptura menores que os experimentais e para as lajes que possuíam armadura de cisalhamento, a norma tendeu a superestimar esses valores. Para a laje L1, a norma estimou um valor de ruptura igual o valor experimental, mostrando assim a sua eficiência para lajes com pilares de índice de retangularidade 1. Para lajes com pilares retangulares, como o caso da L3, com pilar de índice 5, a carga real foi menor que a estimada em 16%, o que não ocorreu com lajes que tiveram estribos inclinado, como por exemplo a laje L4 que teve a carga de ruptura maior 42% do que a estimada pelo código.

Tabela 5.5 – Resultados obtidos com o EUROCODE 2

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem. arm. de cisalhamento	Com arm. de cisalhamento	V (kN)	P_u/V	V/ $P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)			
L1	85	52	186	-	186	0,99	0,85
L2	86	52	216	-	216	1,05	0,97
L3	85	50	206	-	206	1,16	0,94
L4	85	59	440	399	399	0,58	1,80
L5	85	58	348	328	328	0,64	1,48
L6	86	55	337	321	321	0,87	1,45
L7	86	60	484	436	436	0,76	1,94
L8	85	55	452	420	420	0,73	1,90
L9	86	56	341	423	423	0,72	1,90
L10	86	57	463	525	525	0,61	2,36

$V^{(1)} = 0,025 \cdot (f_{cc})^{2/3} \cdot (1,6 - d/1000) \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot u_1 \cdot d$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot b + 3 \cdot \pi \cdot d$ para lajes sem armadura de cisalhamento. Para as lajes com armadura, considera o perímetro afastado $1,5 \cdot d$ da última camada de estribos.

$V^{(2)} = V^{(1)} \cdot \left(\frac{u_1}{u_{n,ef}} \right) + (2 \cdot A_s / cam \cdot d \cdot \text{Sen}60^\circ)$ - Considerando A_{sw} de três camadas de estribos.

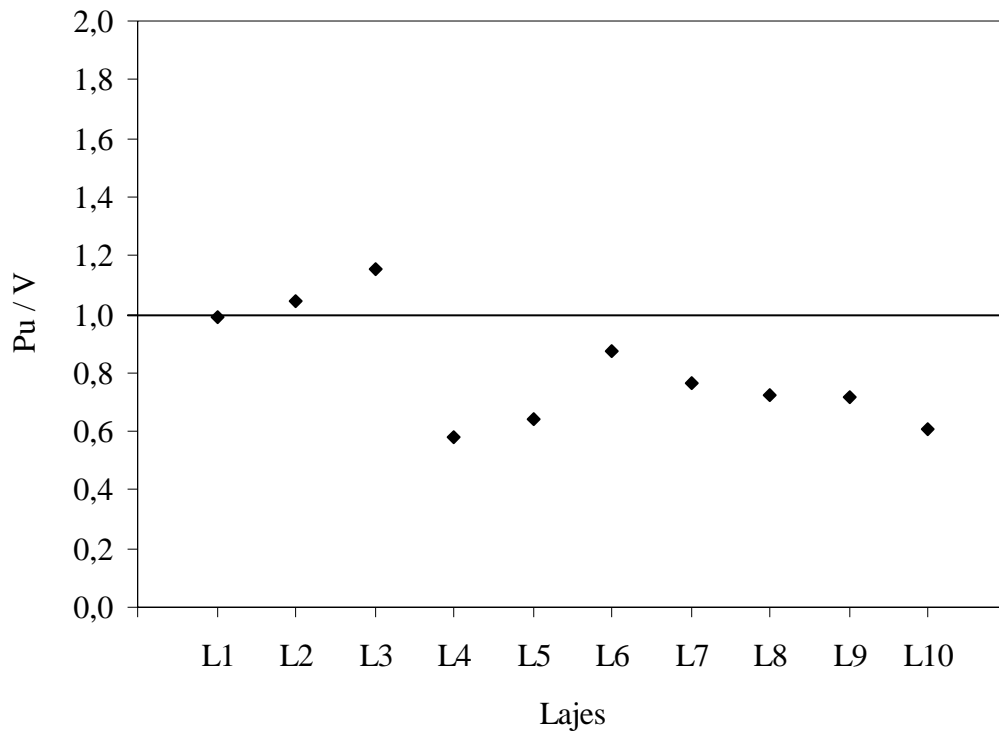


Figura 5.4 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela EC2

5.2.5 NB1 6118/78, NB1/78. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978)

A NB1/78, a exemplo do ACI, apresentou valores conservadores para as lajes sem armadura de cisalhamento e valores maiores que as cargas de ruptura experimentais para as lajes que possuíam armadura de cisalhamento, como mostra a tabela 5.6 e a figura 5.5. Para a laje L1 a carga de ruptura foi 55% maior que a estimada e para a laje L5, o valor estimado foi 47% maior que o valor de ruptura. A norma em questão não leva em consideração a contribuição das armaduras de cisalhamento.

Tabela 5.6 – Resultados obtidos com o NB1/78

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem. arm. de cisalhamento	Com arm. de cisalhamento	V (kN)	P_u/V	$V/P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)			
L1	85	52	120	-	120	1,55	0,54
L2	86	52	189	-	189	1,20	0,85
L3	85	50	181	-	181	1,31	0,83
L4	85	59	-	252	252	0,93	1,12
L5	85	58	-	393	393	0,54	1,74
L6	86	55	-	396	396	0,74	1,70
L7	86	60	-	399	399	0,84	1,77
L8	85	55	-	393	393	0,81	1,71
L9	86	56	-	396	396	0,80	1,72
L10	86	57	-	396	396	0,83	1,73

$$V^{(1)} = 0,32 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot u_1 \cdot d \text{ - Considerando } u_1 = 4 \cdot b + \pi \cdot d$$

$$V^{(2)} = 0,63 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot u_1 \cdot d$$

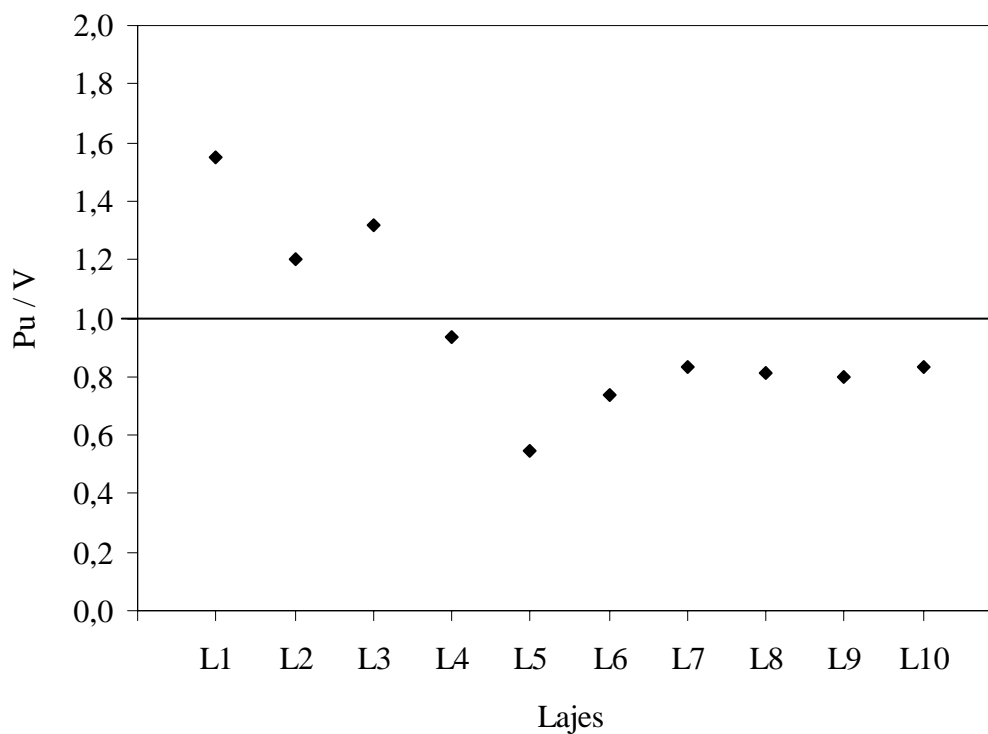


Figura 5.5 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela NB1/78

5.2.6 NB1 6118/03, NB1/03. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003)

NB1 2003 estimou valores muito próximos a MC90 em todas as lajes. Todas as estimativas foram contra a segurança como mostra a tabela 5.7 e graficamente na figura 5.6. Para a laje L1, sem armadura de cisalhamento e índice de retangularidade 1, o código estimou a carga de ruptura 18% maior que a carga experimental, para a laje de índice 5 a carga de ruptura estimada foi 28% maior que a experimental. O comportamento das lajes que possuíam armadura de cisalhamento foi semelhante. Para a laje L10, a carga de ruptura estimada foi 29% maior que a experimental.

Tabela 5.7 – Resultados obtidos com o NB1/2003

Laje	d (mm)	f_{cc} (MPa)	Sem. arm. de cisalhamento	Com arm. de cisalhamento		V (kN)	P_u/V	$V/P_{flexão}$
			$V^{(1)}$ (kN)	$V^{(2)}$ (kN)	$V^{(3)}$ (kN)			
L1	85	52	226	-	226	226	0,82	1,03
L2	86	52	283	-	283	283	0,80	1,27
L3	85	50	329	-	329	329	0,72	1,50
L4	85	59	378	490	305	305	0,76	1,37
L5	85	58	188	973	285	285	0,74	1,29
L6	86	55	186	1410	325	325	0,86	1,46
L7	86	60	386	1006	352	352	0,94	1,57
L8	85	55	371	1410	387	387	0,79	1,75
L9	86	56	374	1428	389	389	0,78	1,75
L10	86	57	564	1445	452	452	0,71	2,03

$V^{(1)} = 0,182 \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$ - Considerando $u_1 = 4 \cdot (b + \pi \cdot d)$ para as lajes sem armadura de cisalhamento. Para as demais, considerar o perímetro afastado $2 \cdot d$ da última camada de estribos ($u_{n,ef}$).

$V^{(2)} = 0,378 \cdot (1 - (f_{cc}/250)) \cdot f_{cc} \cdot u_0 \cdot d$ - Considerando o perímetro na face do pilar.

$V^{(3)} = 1,4 \cdot 0,1 \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cc})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d + (1,5 + (d/s_r)) \cdot A_s / cam \cdot d \cdot Sen60^0$

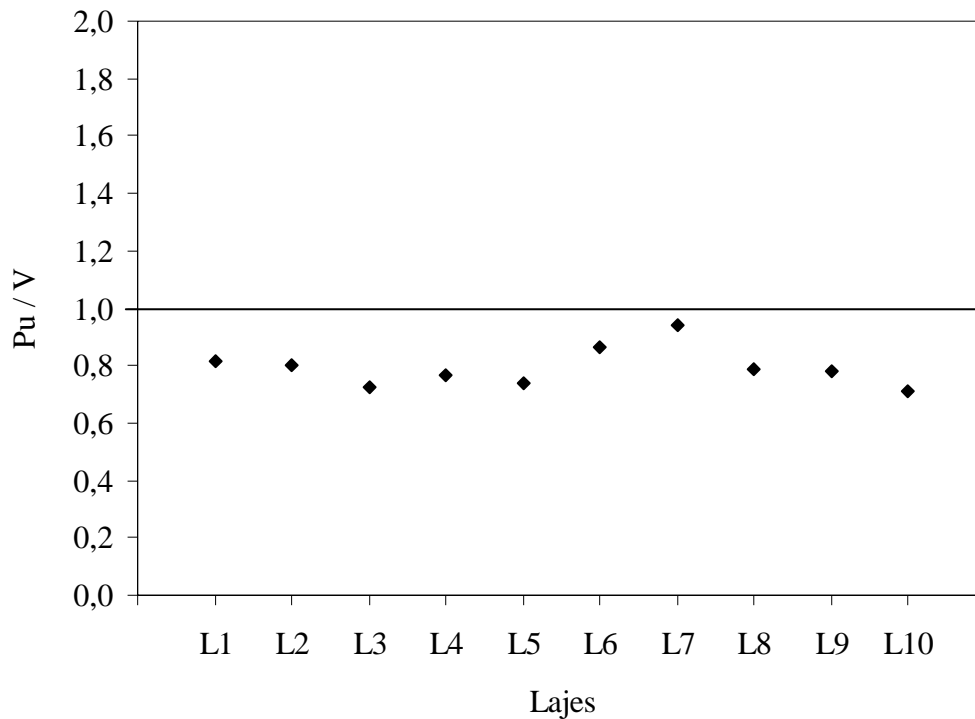


Figura 5.6 – Comparação dos resultados observados com os estimados pela NB1/2003

Para as lajes sem armadura de cisalhamento e pilar com índice de retangularidade igual a 1, todas as normas estimaram valores próximos aos experimentais. Esses valores são superestimados quando o índice de retangularidade maiores que 1 como é apresentado na figura 5.7. A maioria das normas superestimou valores para ruptura das lajes, devido a estimativa de ruptura por flexão ter apresentado valor baixo, o que limitou a resistência da lajes a punção. Nos ensaios experimentais, quando a laje atingia valores próximos a ruptura por flexão, ocorria a ruptura por puncionamento.

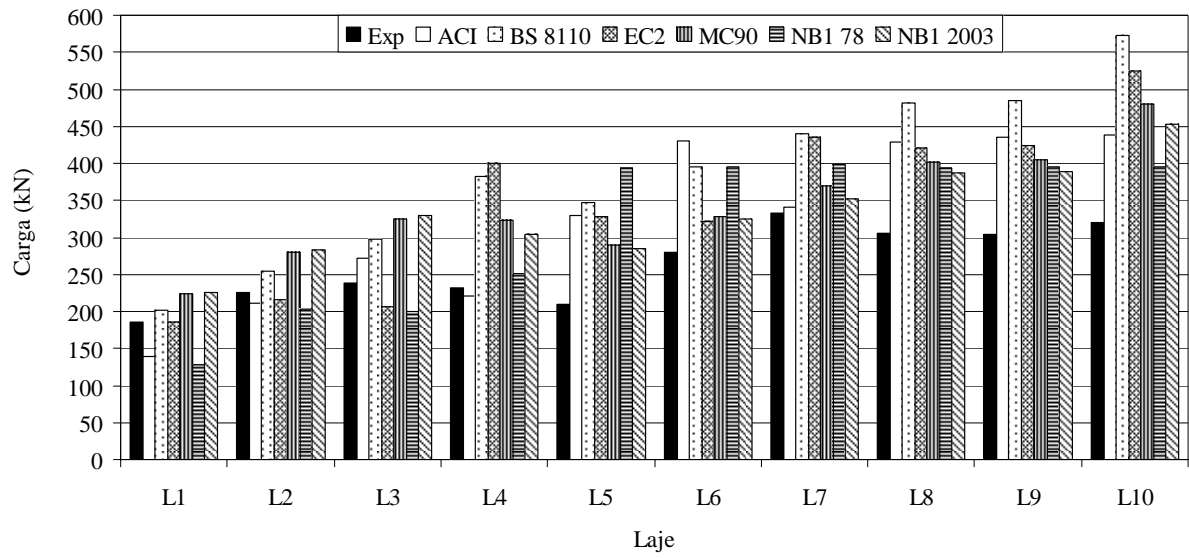


Figura 5.7 – Comparação dos resultados experimentais com os estimados

6. ANÁLISE NUMÉRICA

6.1 INTRODUÇÃO

Esta análise teve como propósito a realização de um estudo do comportamento estrutural das lajes lisas de concreto armado. Foram moldadas simulações numéricas com 3 lajes, variando somente o tamanho do pilar de (85 x 85) mm, (85 x 255) mm e (85 x 425) mm. Os resultados das flechas foram obtidos através do método dos elementos finitos, com o auxílio do programa computacional SAP 2000 “Nonlinear”.

6.2 MODELO ANALISADO

A simulação numérica constituiu na idealização de modelos que representassem as lajes que serão ensaiadas, sem armadura de cisalhamento, sob as condições de carregamento e vínculos que serão adotados no ensaio. Foram utilizados 1444 elementos “Shell” com dimensões (42,5 x 42,5 mm) distribuídos linearmente em 38 e 38 nas direções x e y, sendo desprezada as bordas da laje. O refinamento das malhas foi definido pela necessidade de modelagem das colunas. Esse refinamento foi maior na região dos pilares e distante $2 \cdot d$ das faces do mesmo onde foi verificado o valor do esforço cortante para esse ponto. Foram adotados elementos com dimensões múltiplas das dimensões dos pilares para cada caso de carregamento como mostram as figuras 6.1 a 6.3.

A carga usada em cada laje foi a carga de ruptura verificada experimentalmente, aplicada em seu respectivo modelo, distribuída na posição do pilar. Para a laje L1, a carga foi distribuída em 9 nós; para a laje L2, distribuída em 21 nós e para a laje L3, distribuída em 33 nós. A reação das lajes foram consideradas apoios de segundo gênero, distribuídos entre os furos para passagem dos tirantes nos bordos das lajes. O coeficiente de Poisson utilizado nesta análise foi igual a 0,2 e o módulo de elasticidade empregado em cada foi o obtido experimentalmente pelos ensaios de corpos de prova das lajes referidas lajes.

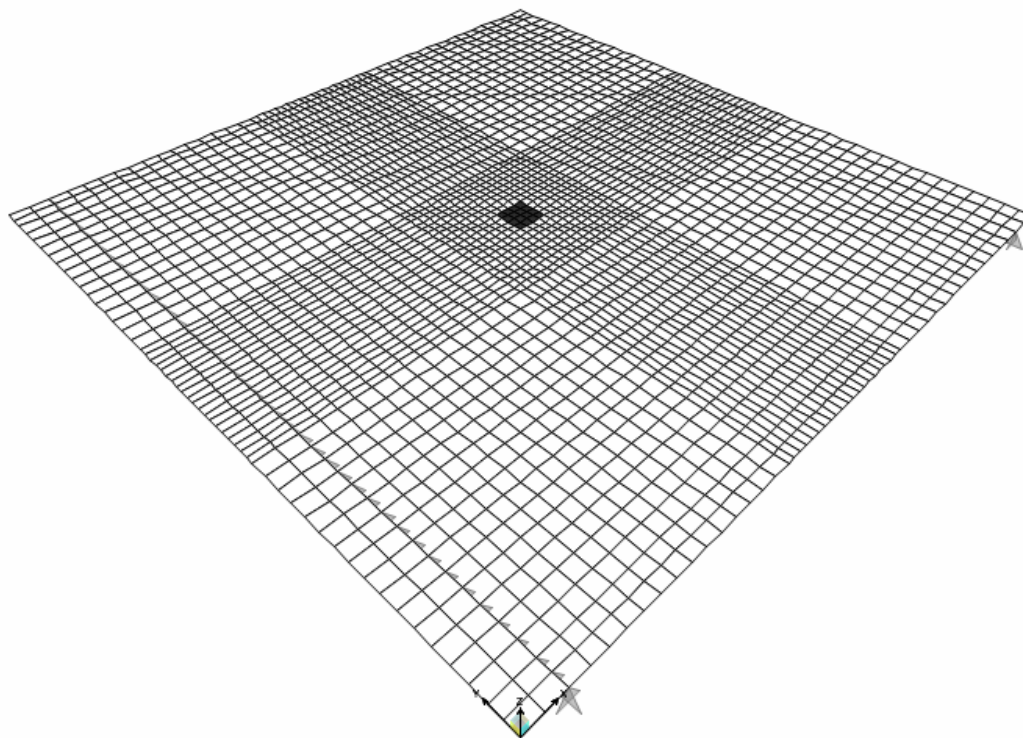


Figura 6.1 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 1

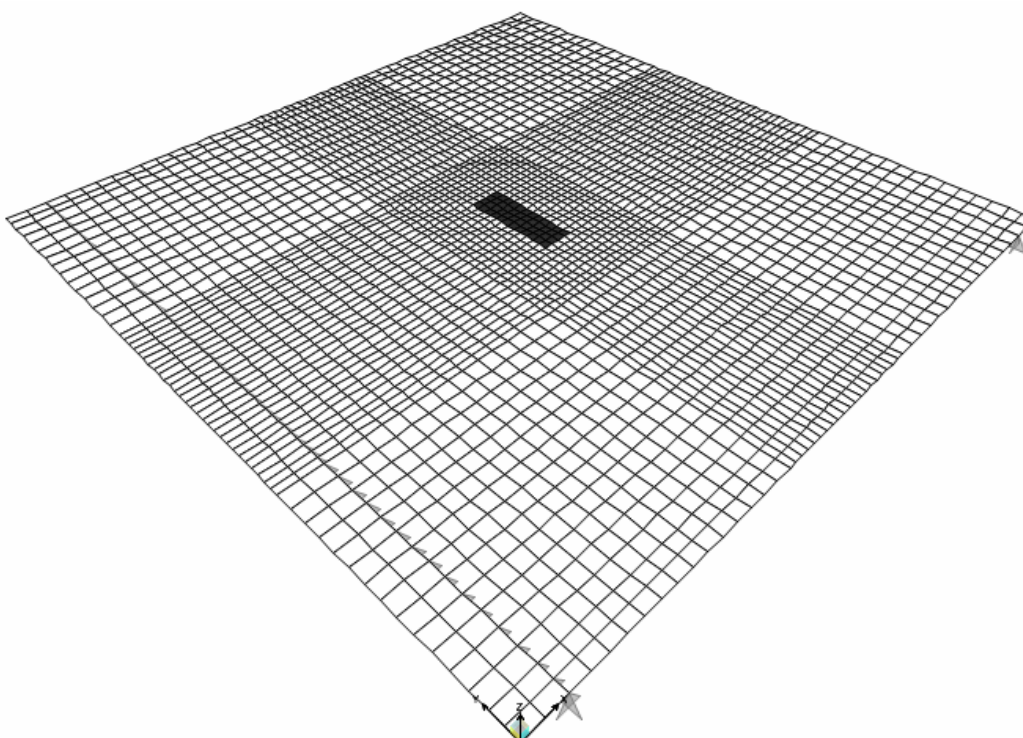


Figura 6.2 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 3

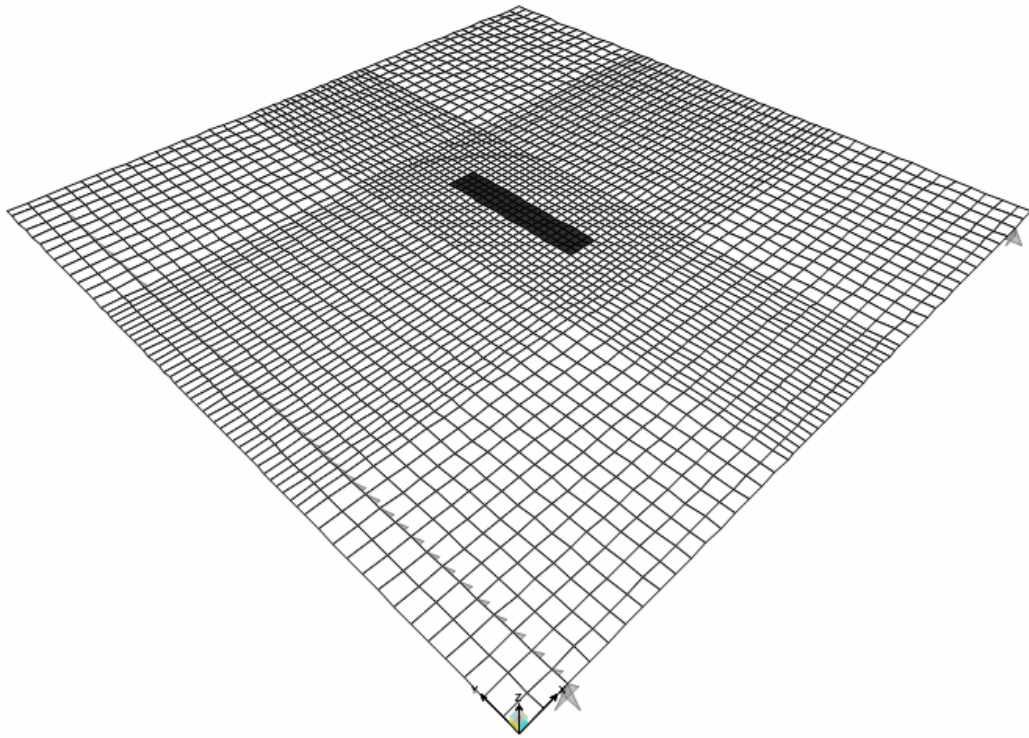


Figura 6.3 – Geometria da laje com pilar de índice de retangularidade 5

6.3 RESULTADOS DA ANÁLISE ELÁSTICA

6.3.1 Cisalhamento

As figuras 6.4 a 6.6 representam graficamente a distribuição das forças cortantes por unidade de comprimento (N/mm). A variação do pilar influenciou a distribuição das forças cortantes, onde se observa que para pilares com índices de retangularidade 3 e 5, as regiões localizadas ao longo dos maiores lados dos pilares foram menos solicitadas do que as regiões localizadas ao longo dos menores lados (polarização das forças cortantes). As forças representadas graficamente nas figuras a seguir são correspondentes ao $V_{máx}$ fornecido pelo programa. Esses valores foram usados para avaliação dos esforços em pontos na face do pilar e distantes $2 \cdot d$ dos mesmos. As tensões nas laterais dos pilares de índice de retangularidade 3 e 5 é muito pequena em relação ao menores lados, a distribuição de tensões cisalhantes representada graficamente sugere que a ruptura ocorrerá na região do menor lado do pilar.

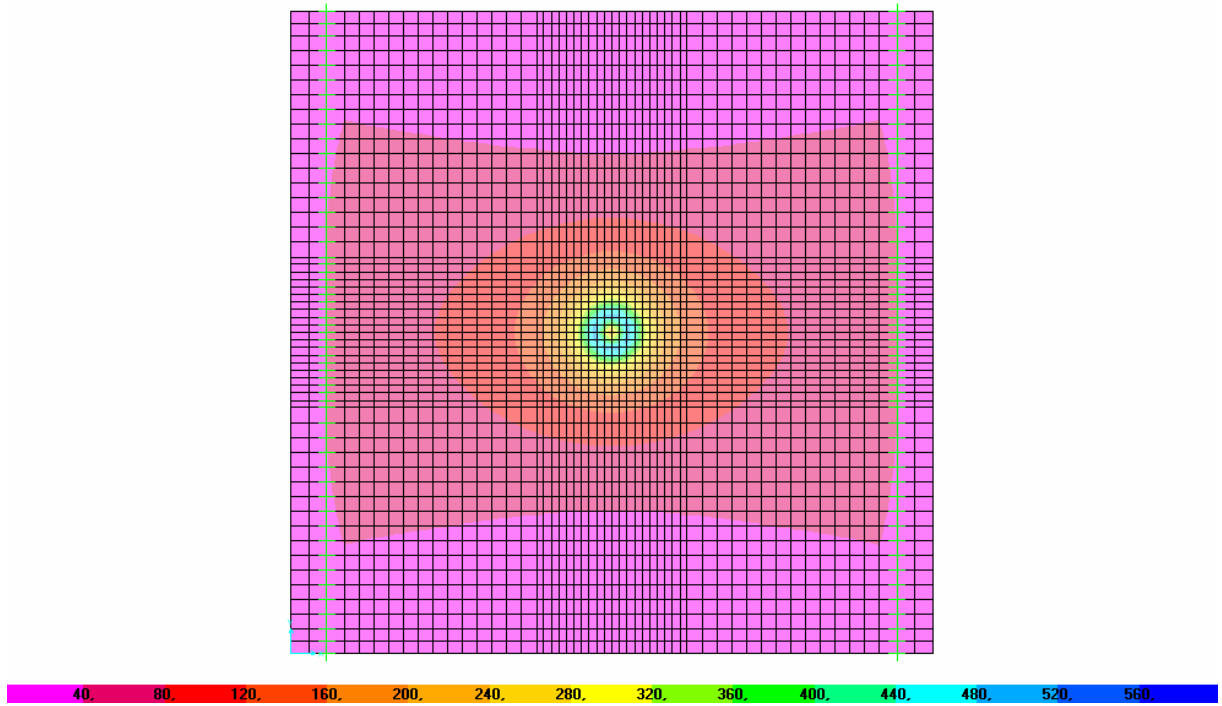


Figura 6.4 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 1

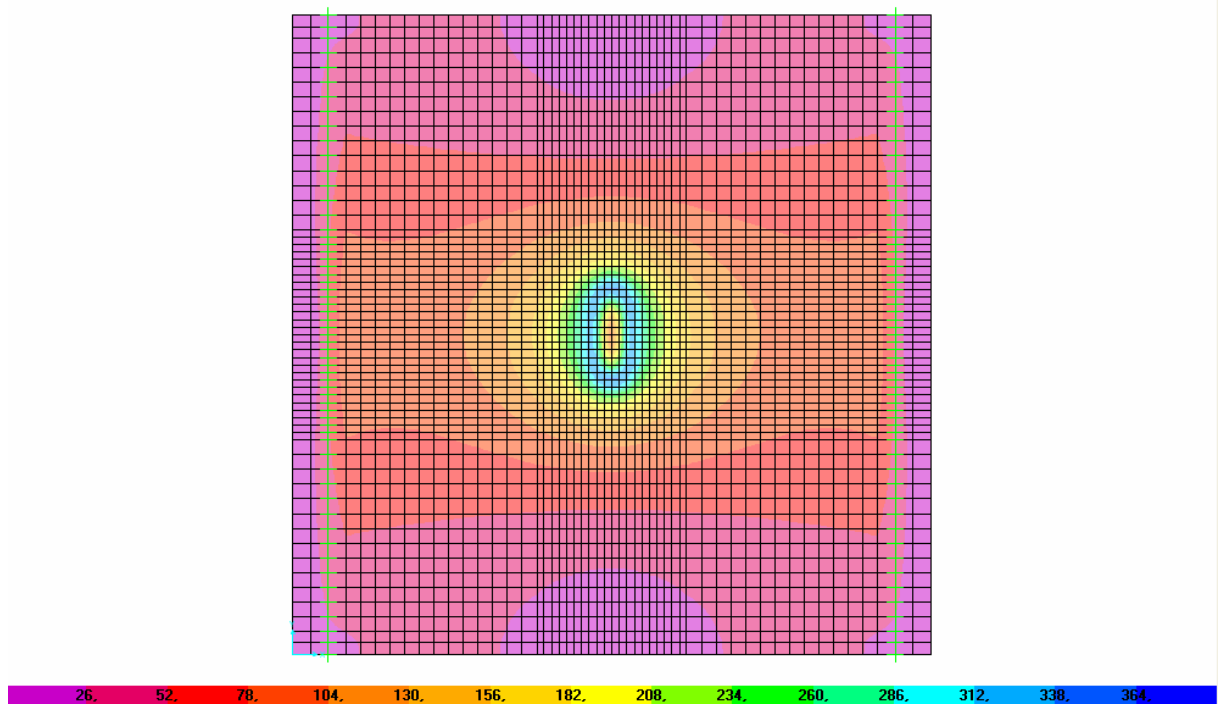


Figura 6.5 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 3

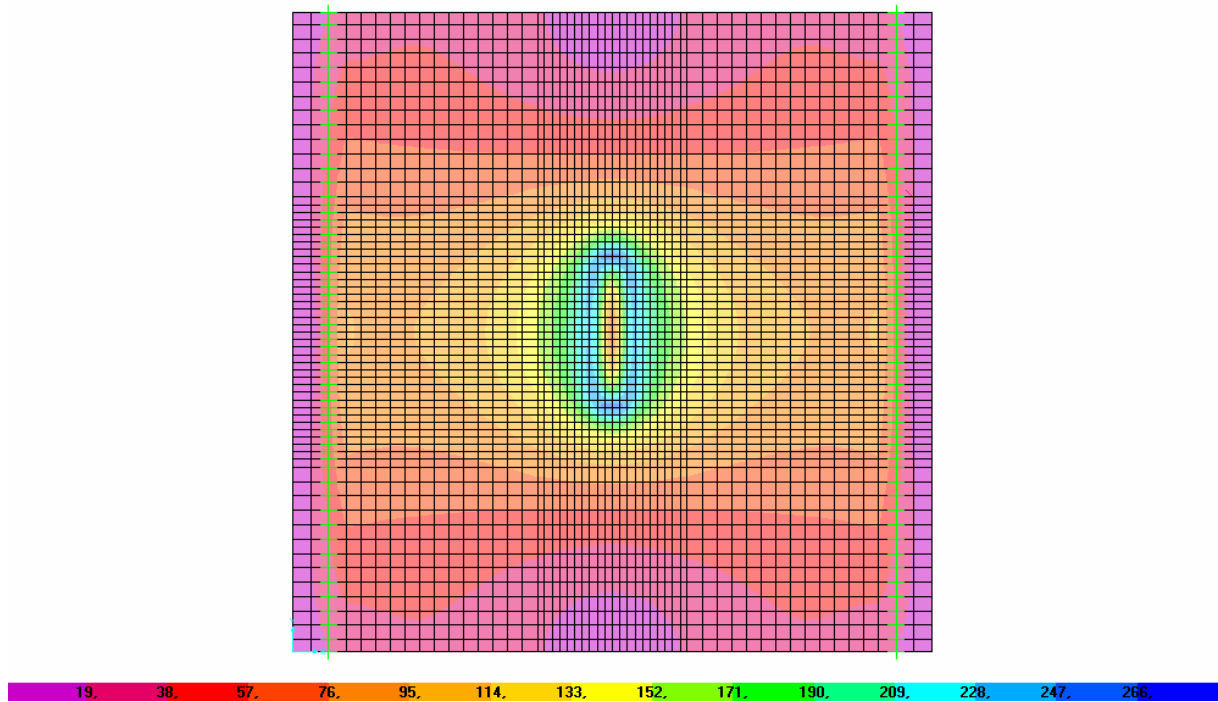


Figura 6.6 – Representação gráfica da distribuição das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 5

A figura 6.7 mostra os pontos monitorados pela análise dos elementos finitos. Os pontos A e B são os pontos localizados na face do pilar, enquanto que os pontos C e D, foram os pontos monitorados à distância de $2 \cdot d$ das faces do pilar. Os valores registrados nesses pontos são apresentados nas figuras 6.8 a 6.10.

Para a laje com índice de retangularidade 1, as leituras realizadas nos pontos das faces do pilar, foram praticamente iguais. Para a laje com índice 3, o valor da tensão cisalhante medido no ponto do menor lado do pilar é maior que o valor medido na lateral, indicando a concentração de tensões naquela região. O mesmo acontece para a laje com índice 5. A tabela 6.1 apresenta os índices de polarização obtidos com a análise elástica. Cabe ressaltar que os maiores esforços de cisalhamento foram registrados nos cantos dos pilares.

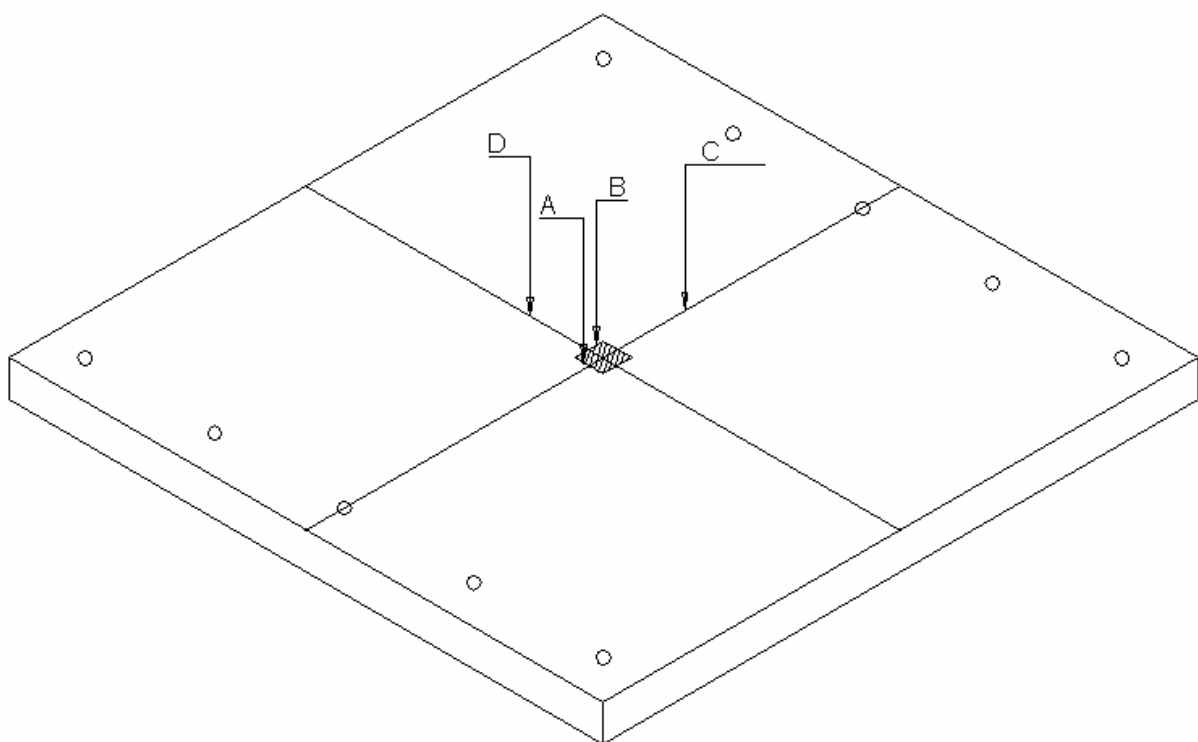


Figura 6.7 – Pontos monitorados pela análise dos elementos finitos

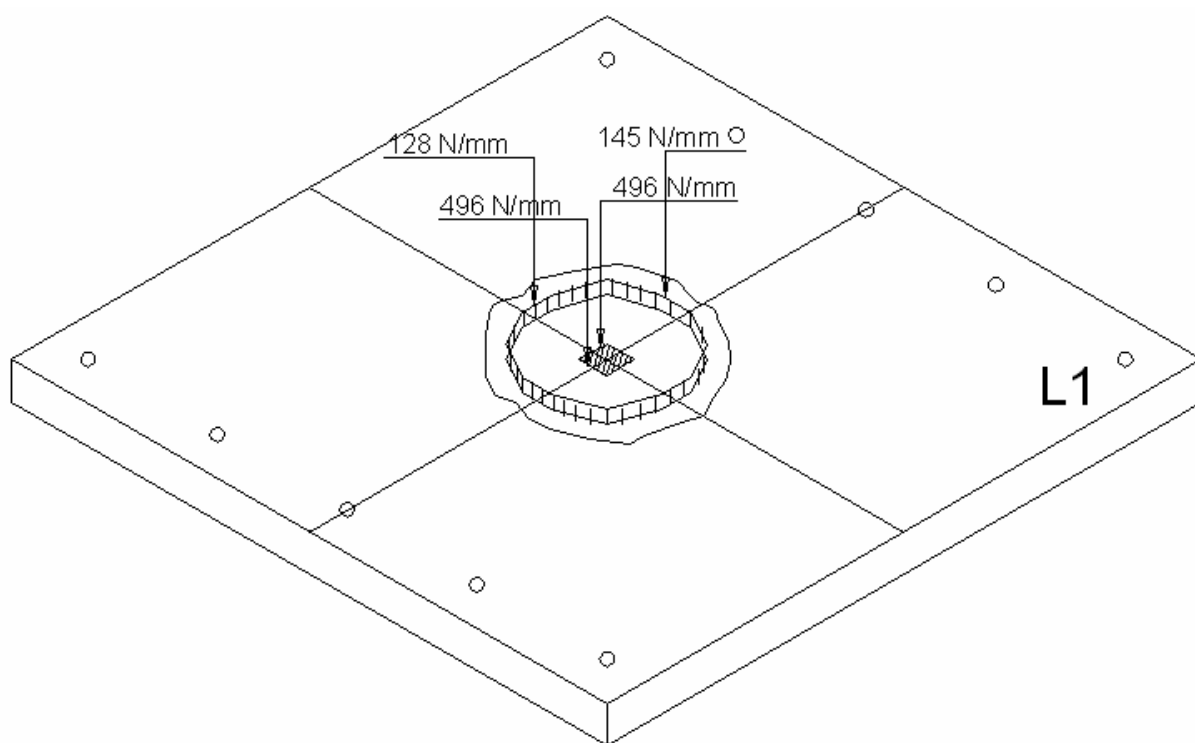


Figura 6.8 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 1

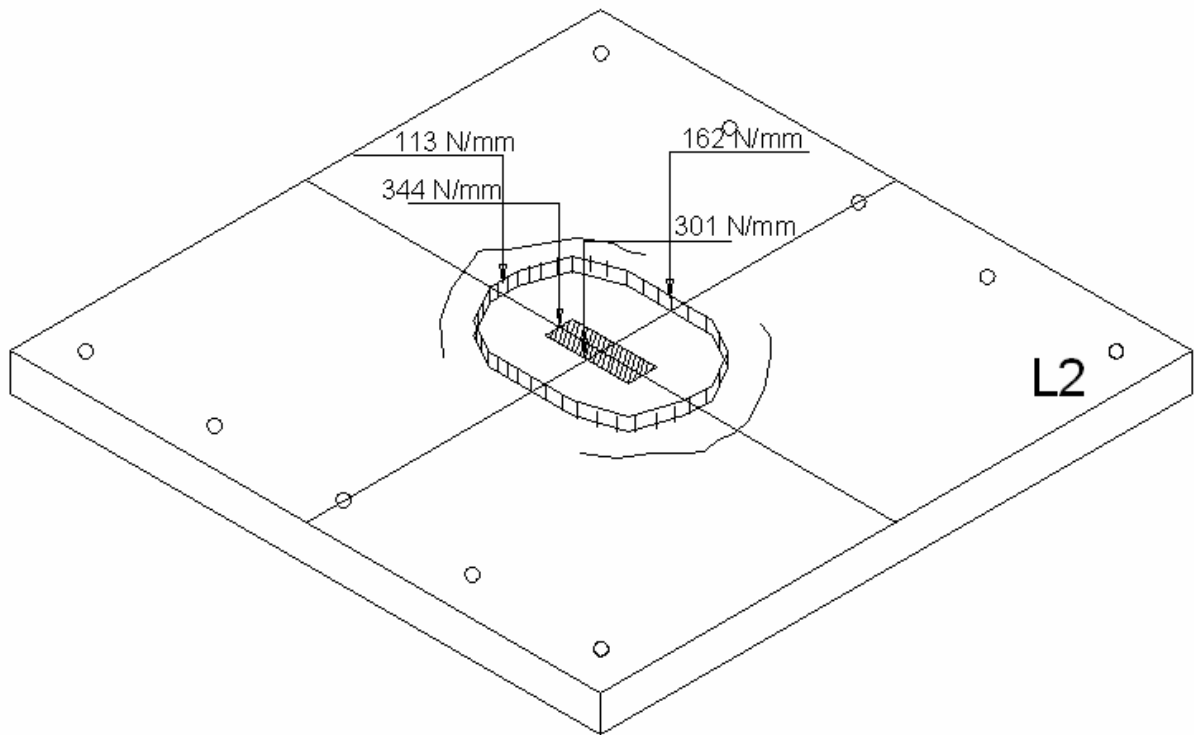


Figura 6.9 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 3

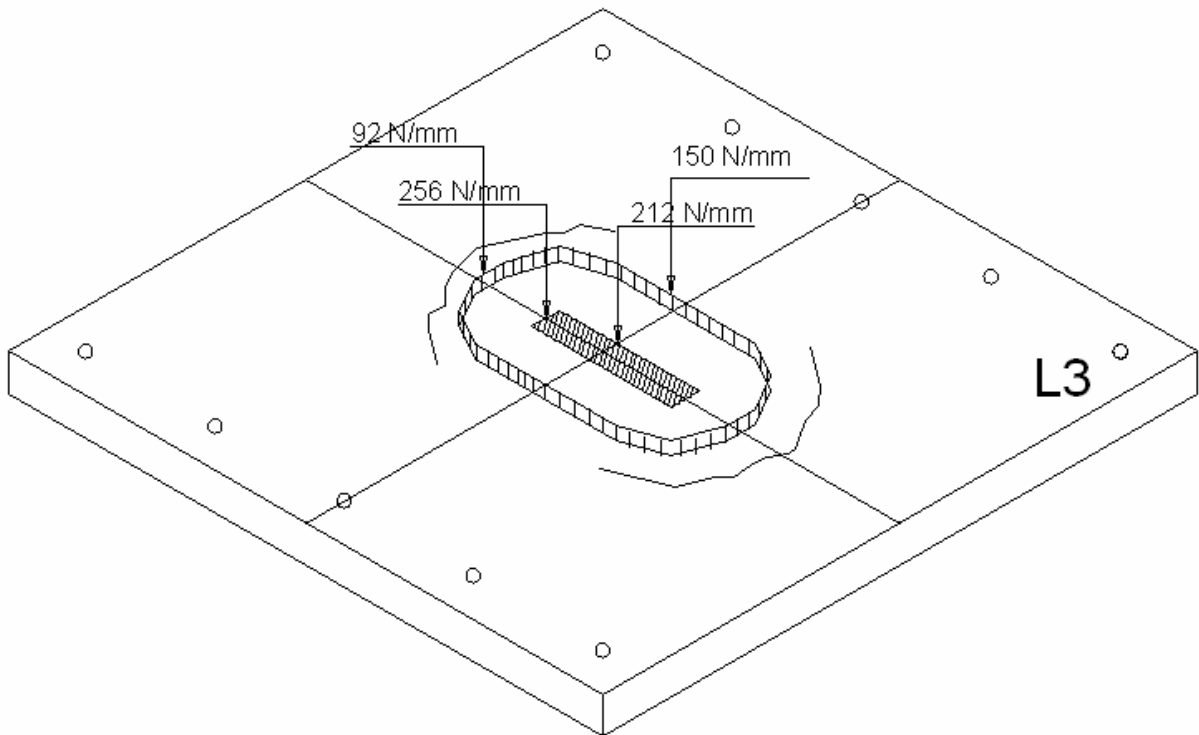


Figura 6.10 – Valores das tensões cisalhantes da laje com pilar de índice de retangularidade 5

Tabela 6.1 –Índice de polarização elástico

Lajes	V_B/V_A	V_D/V_C
L1	1,00	0,88
L2	1,14	0,70
L3	1,21	0,61

6.3.2 Deslocamentos

A tabela 6.2 apresenta as flechas experimentais e estimadas pelo método dos elementos finitos. Todos os valores experimentais foram registrados na última etapa de medição. Em seguida é apresentada a comparação entre as maiores flechas teóricas e experimentais na tabela 6.3 e graficamente nas figuras 6.11 a 6.20. Os pontos monitorados pela análise elástica foram os mesmos pontos monitorados experimentalmente. A laje L4 foi a que apresentou maior diferença entre a flecha máxima experimental e a flecha máxima estimada pelo método dos elementos finitos.

A diferença entre os valores das flechas estimadas e experimentais foi crescente a medida em que o índice de retangularidade do pilar aumentava. Para lajes com armadura de cisalhamento, a diferença foi maior, devido ao fato do método dos elementos finitos não levar em consideração o acréscimo de ductilidade fornecido pela armadura de cisalhamento. A NB1/03 recomenda a diminuição de 70% do $E \cdot I$ em função da perda de resistência da laje com o surgimento de fissuras.

As curvas carga-deslocamento máximas são apresentadas graficamente nas figuras 6.21 a 6.25. Em todas as lajes, a curva experimental divergiu da estimada, e essa diferença aumentou com o aumento do índice de retangularidade dos pilares e do uso dos estribos inclinados.

Tabela 6.2 – Flechas estimadas e experimentais na ultima leitura registrada

Lajes	Flechas máximas (mm)									
	D1 _{exp}	D1 _{Mef}	D2 _{exp}	D2 _{Mef}	D3 _{exp}	D3 _{Mef}	D4 _{exp}	D4 _{Mef}	D5 _{exp}	D5 _{Mef}
L1	13,2	2,9	10,6	2,4	5,4	2,1	9,1	1,8	2,8	0,2
L2	19,0	3,5	10,0	3,0	8,6	2,7	12,3	2,2	4,5	0,3
L3	17,0	3,6	14,0	3,1	7,7	2,8	11,0	2,3	3,0	0,3
L4	34,4	2,9	20,2	2,4	6,6	2,1	25,8	1,8	13,5	0,2
L5	19,0	3,5	12,6	3,0	3,6	2,7	15,6	2,2	10,1	0,3
L6	27,1	3,6	24,3	3,1	12,6	2,8	12,5	2,3	6,8	0,3
L7	23,9	3,5	16,4	3,0	12,9	2,7	13,0	2,2	6,2	0,3
L8	19,9	3,6	17,5	3,1	10,0	2,8	13,6	2,3	4,4	0,3
L9	21,4	3,6	14,6	3,1	11,3	2,8	11,7	2,3	5,15	0,3
L10	30,5	3,6	23,9	3,1	14,3	2,8	16,1	2,3	3,6	0,3

Tabela 6.3 – Comparação entre as flechas teóricas e experimentais máximas

Laje	δ_{Mef} (mm)	δ_{Exp} (mm)	$(\frac{\delta_{Exp}}{\delta_{Mef}})$
L1	2,9	13,2	4,6
L2	3,5	19,0	5,4
L3	3,6	16,9	4,7
L4	2,9	34,4	11,9
L5	3,5	19,0	5,4
L6	3,6	27,1	7,5
L7	3,5	23,9	6,8
L8	3,6	19,9	5,5
L9	3,6	21,4	5,9
L10	3,6	30,5	8,5

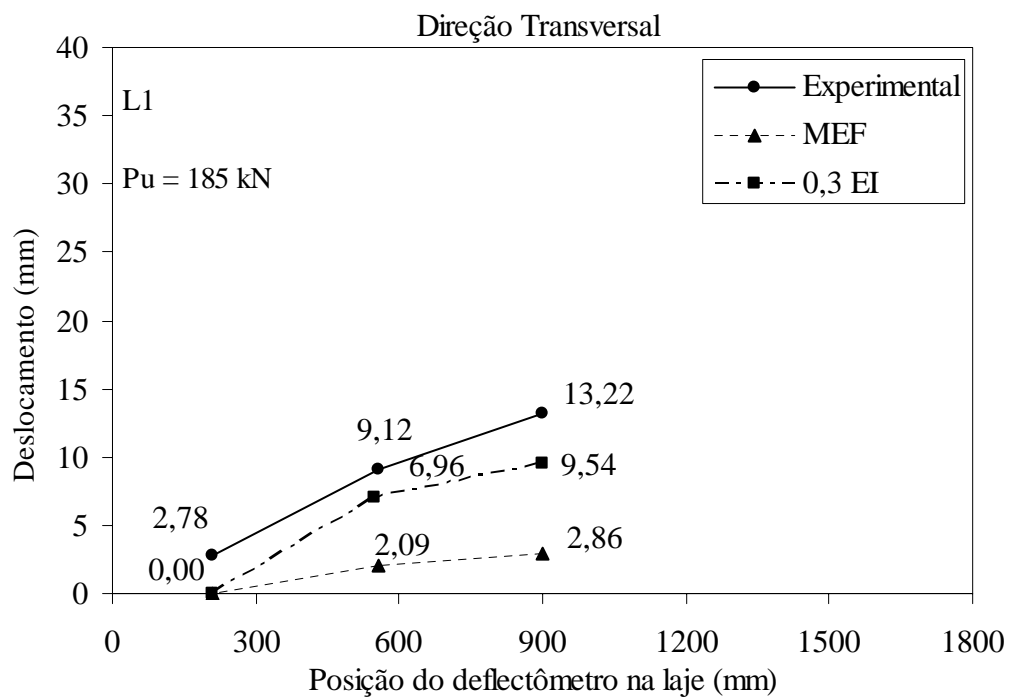
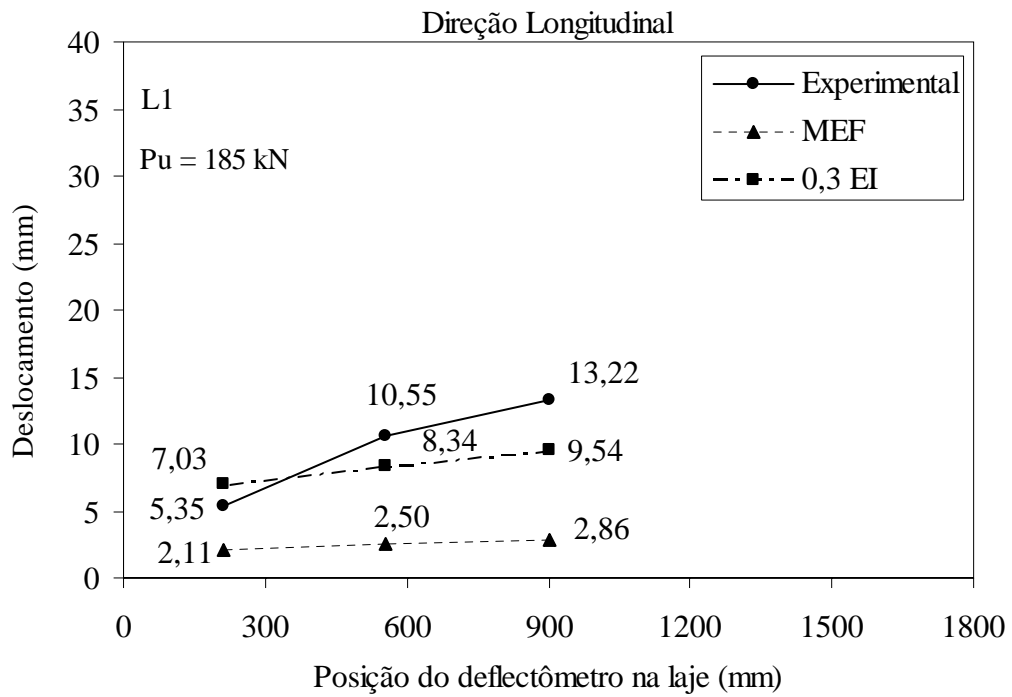


Figura 6.11 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L1

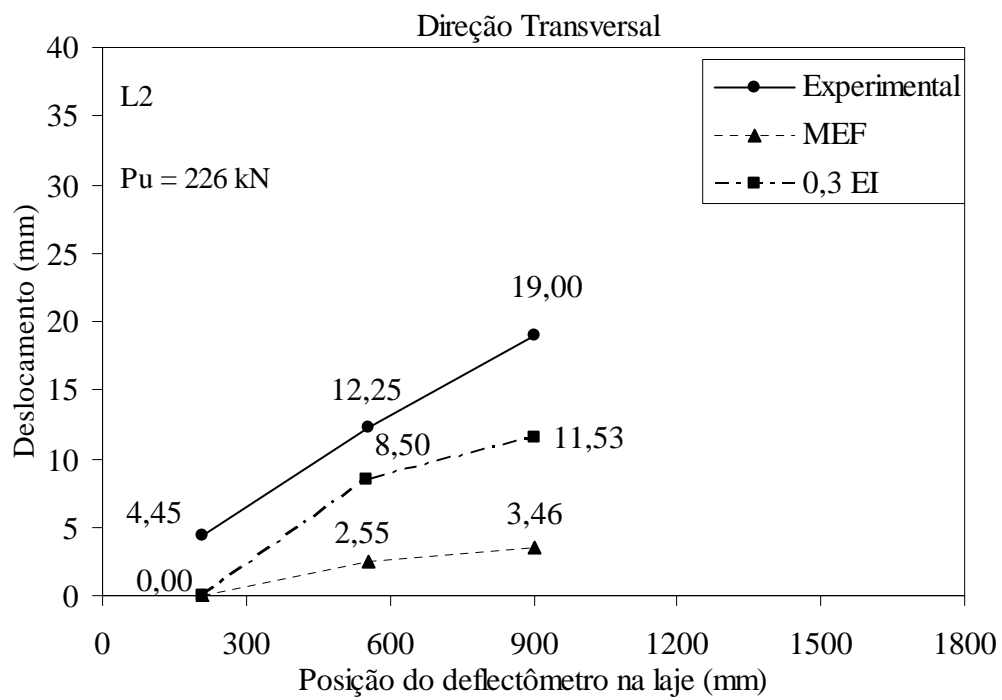
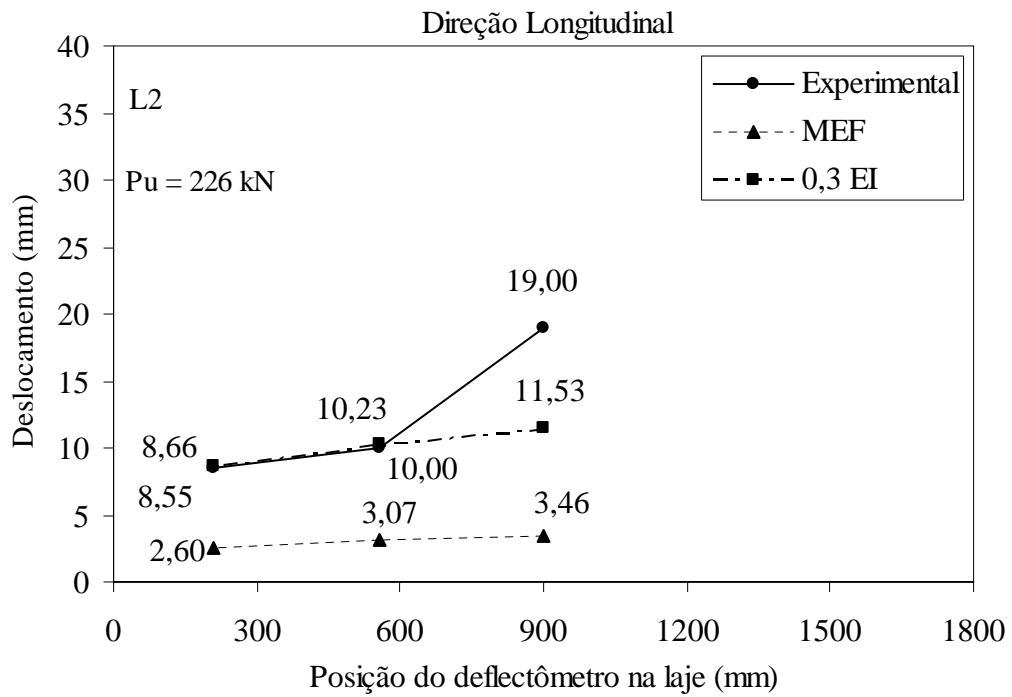


Figura 6.12 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L2

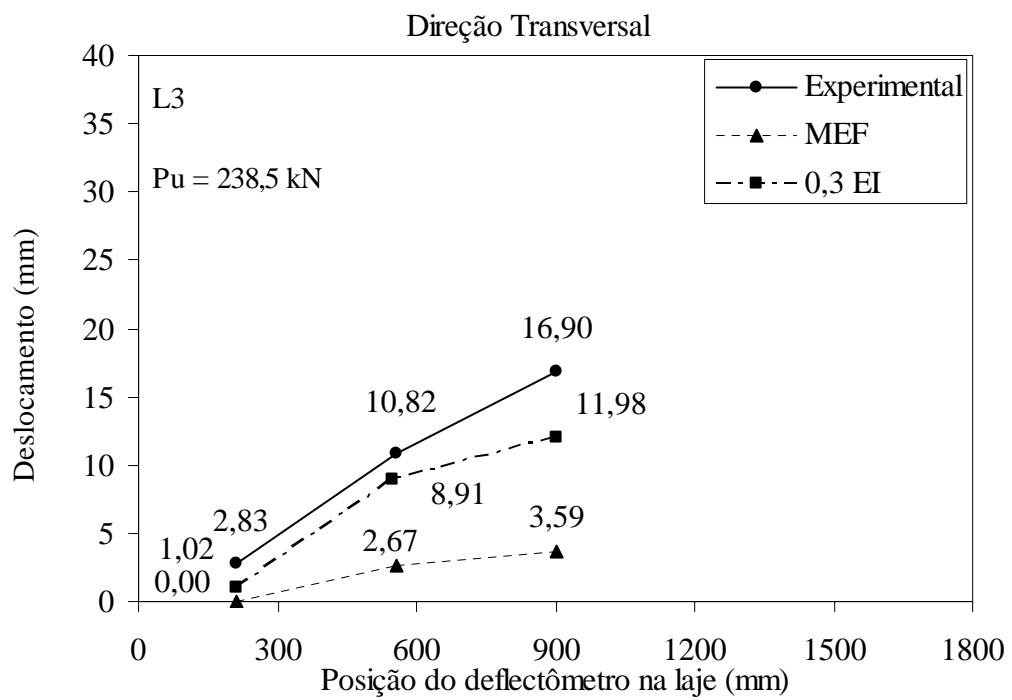
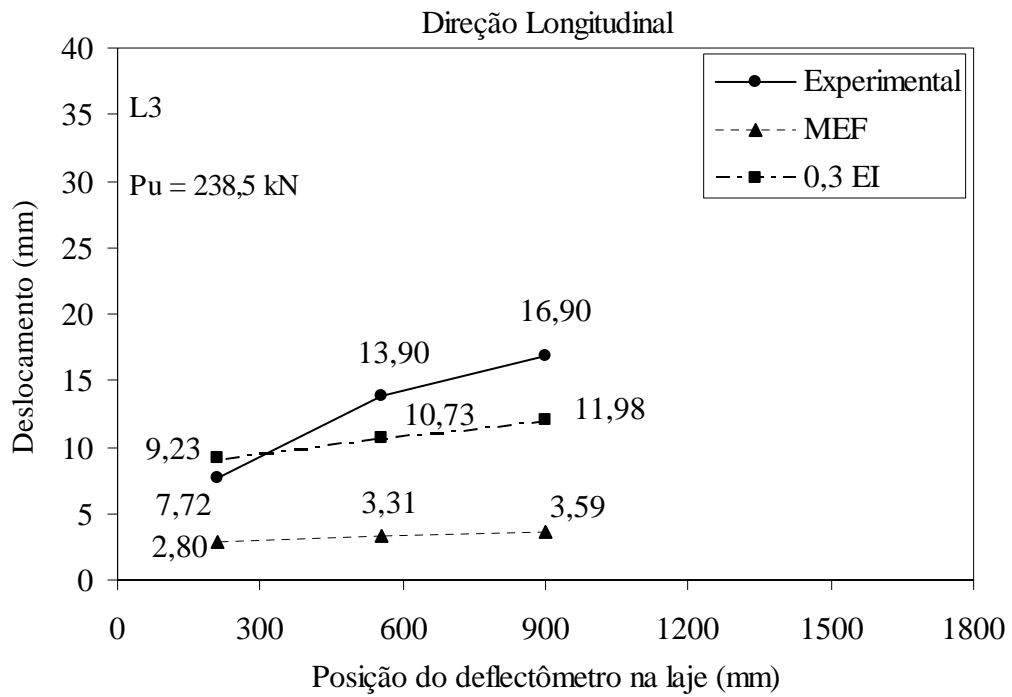


Figura 6.13 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L3

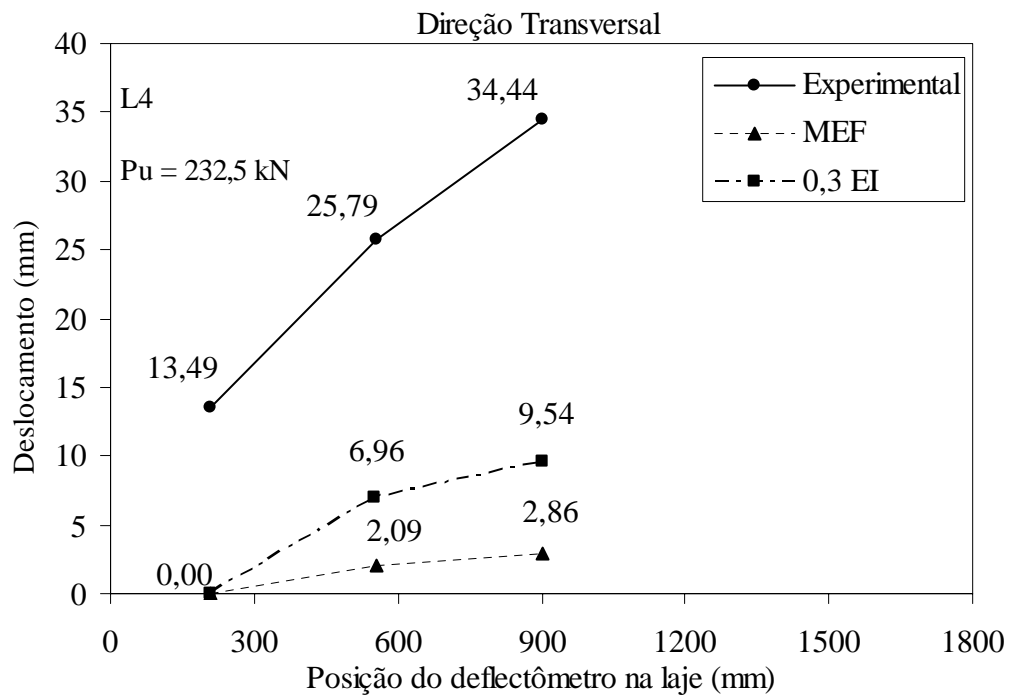
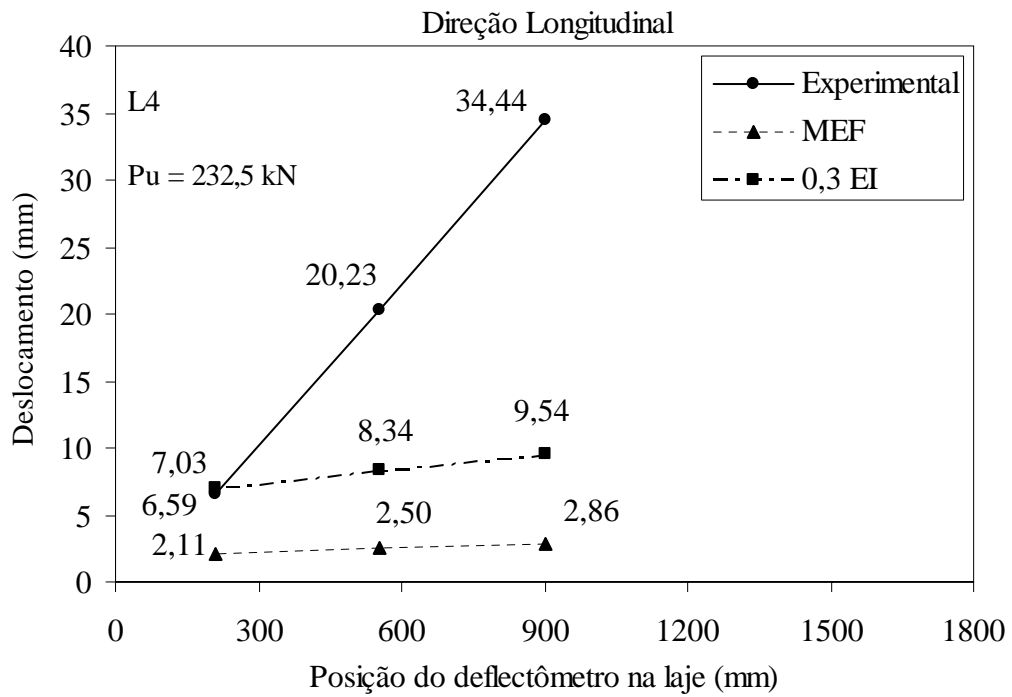


Figura 6.14 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L4

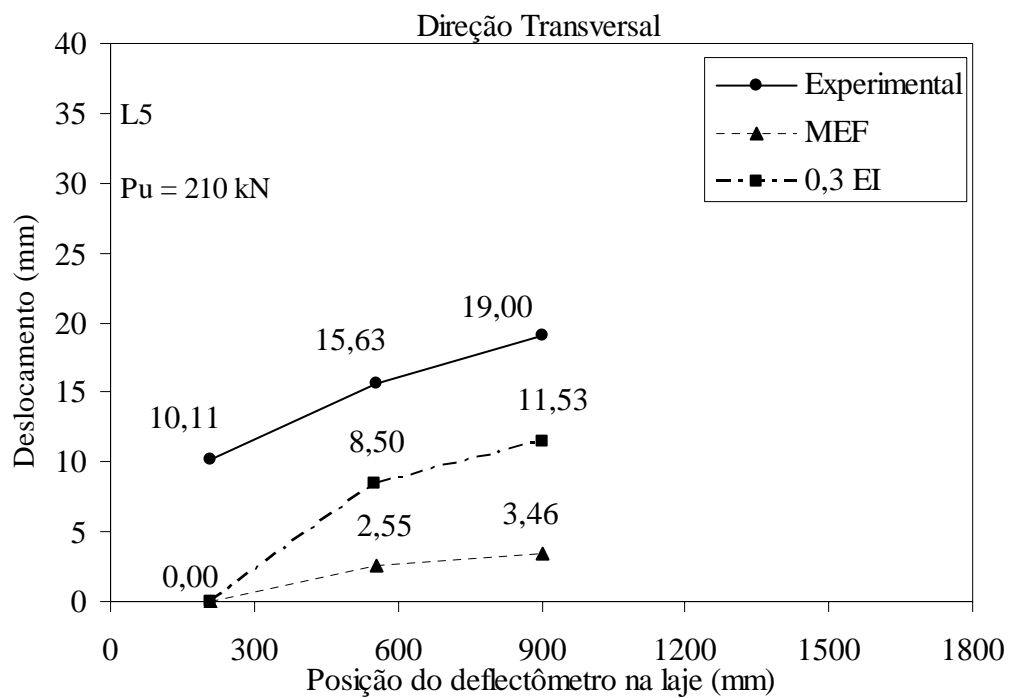
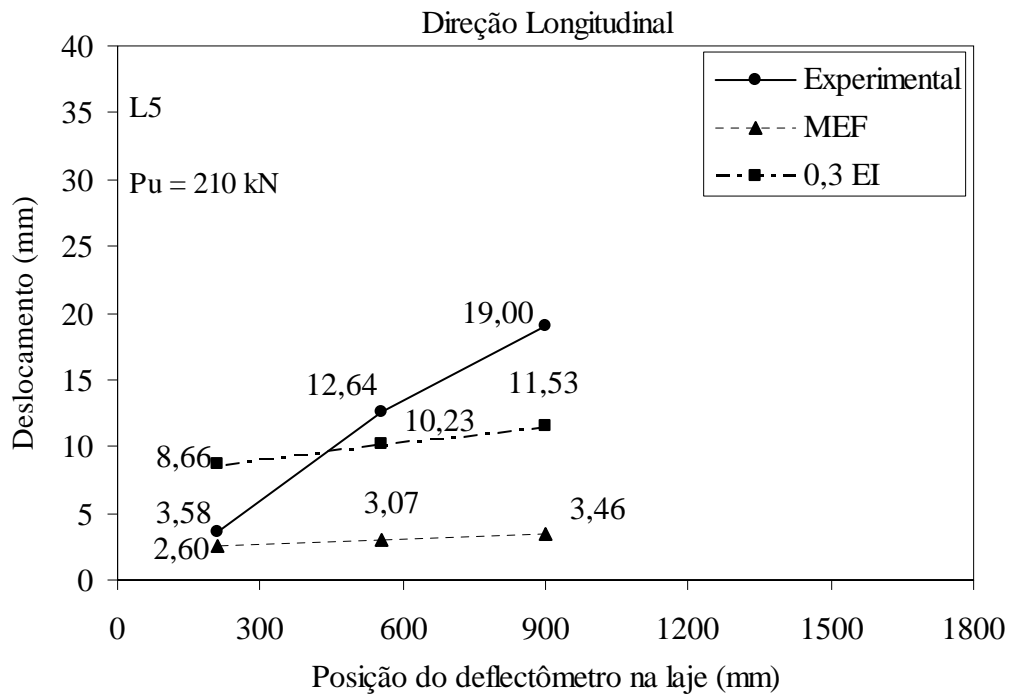


Figura 6.15 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L5

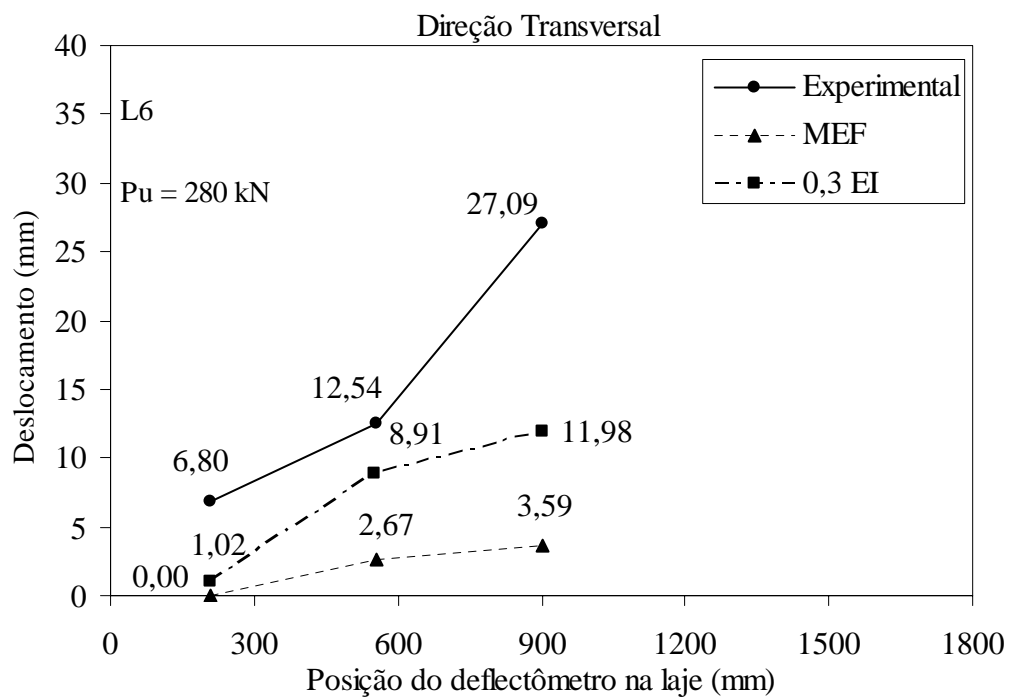
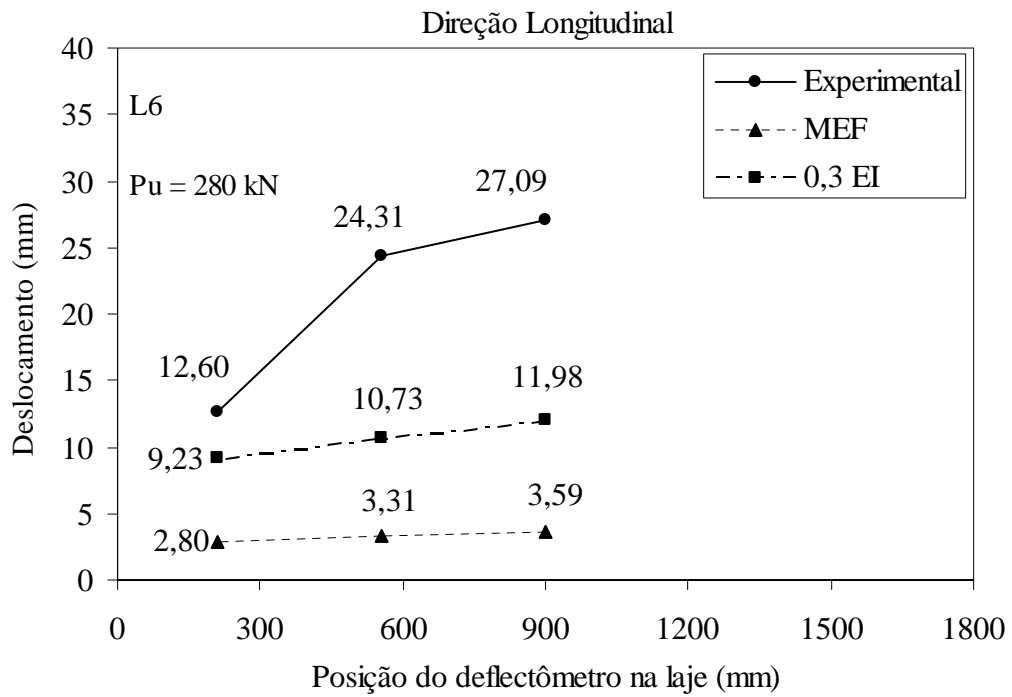


Figura 6.16 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L6

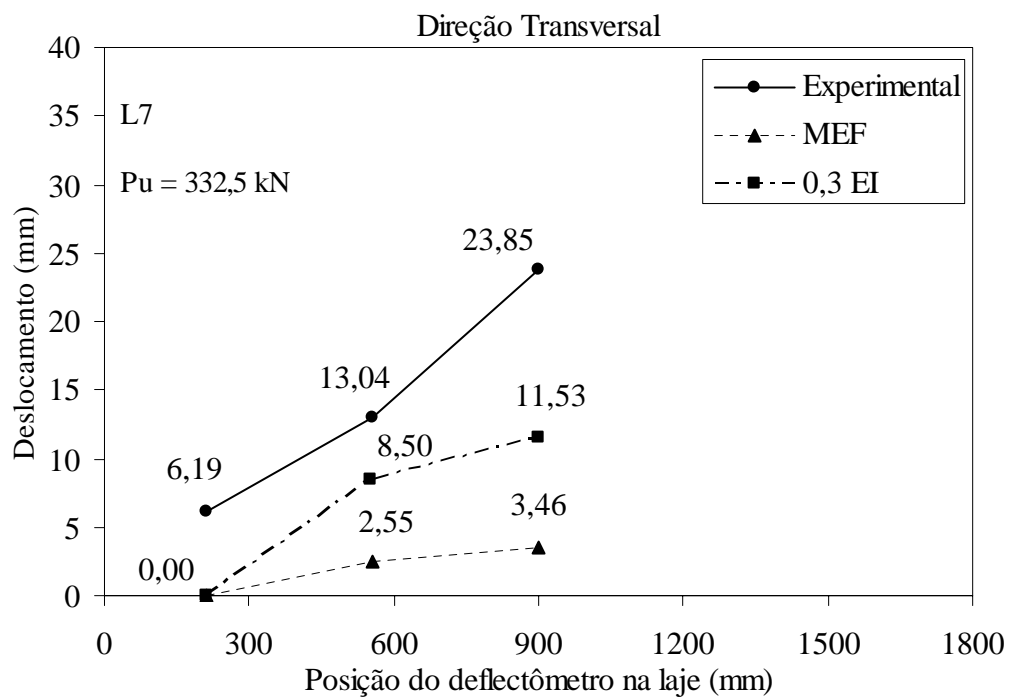
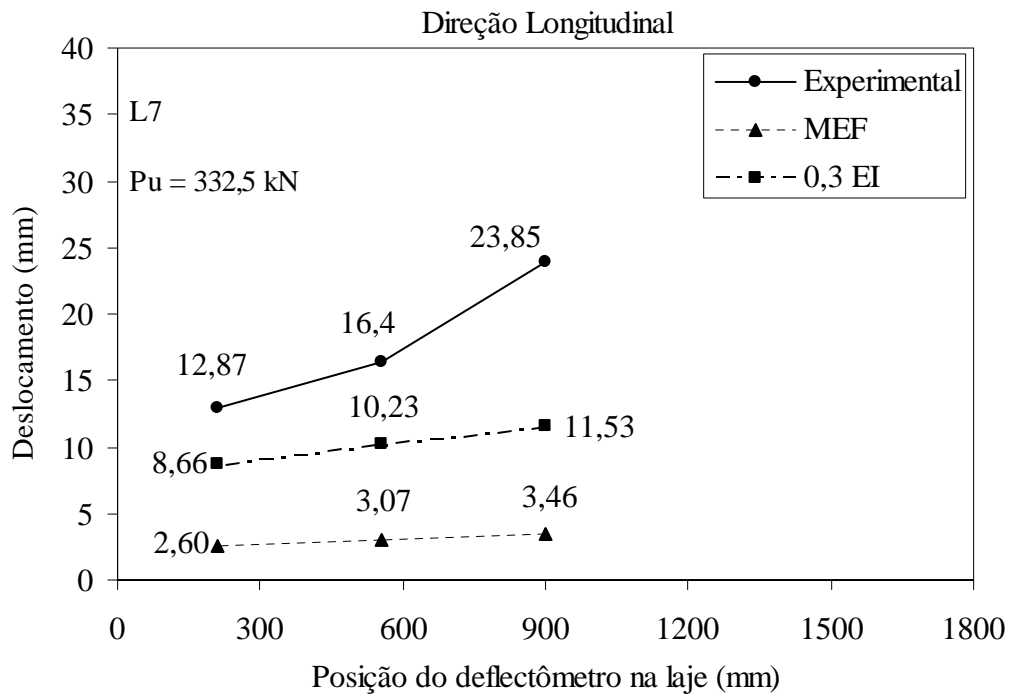


Figura 6.17 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L7

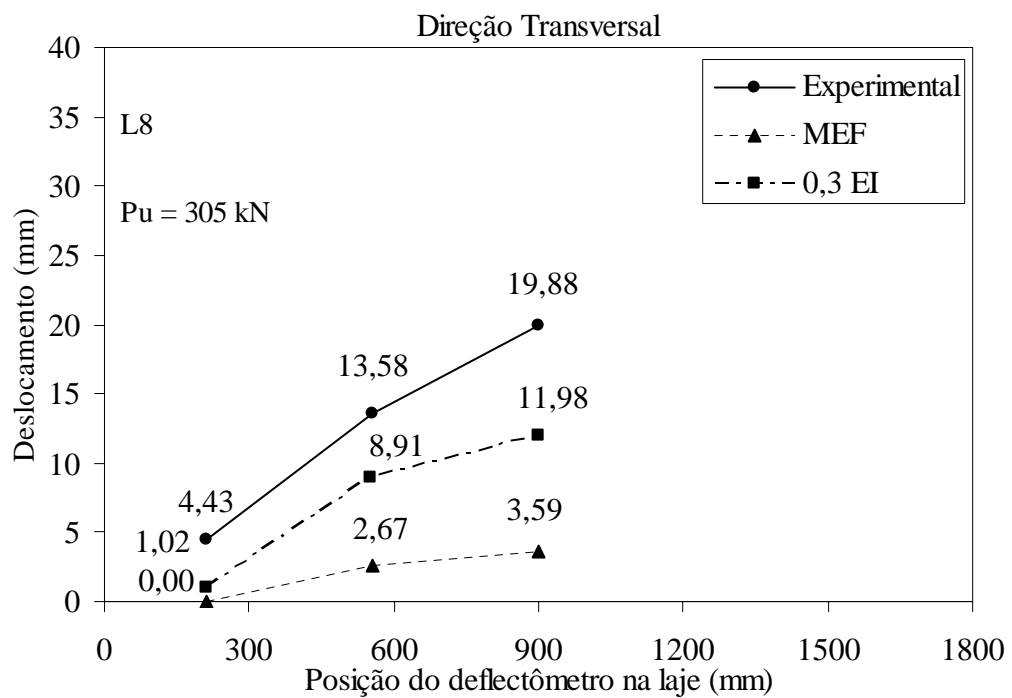
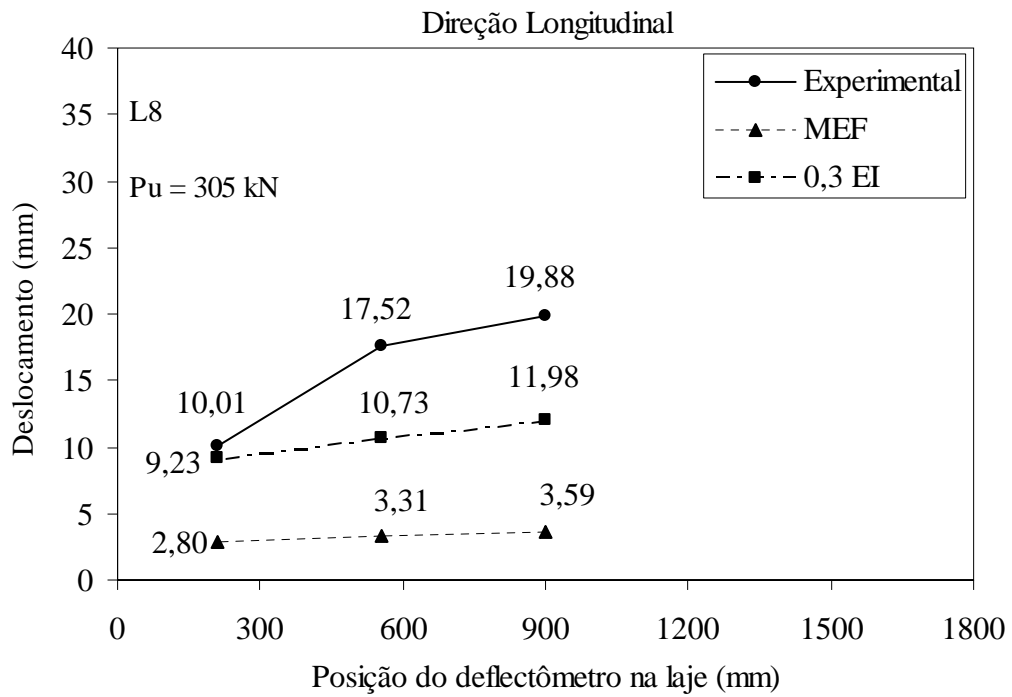


Figura 6.18 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L8

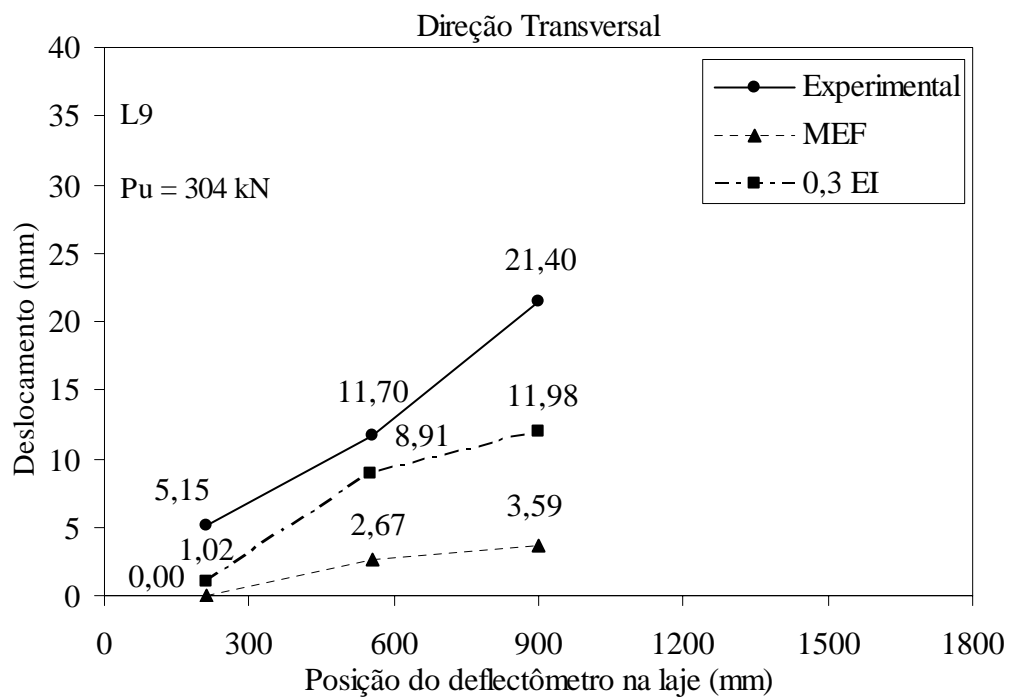
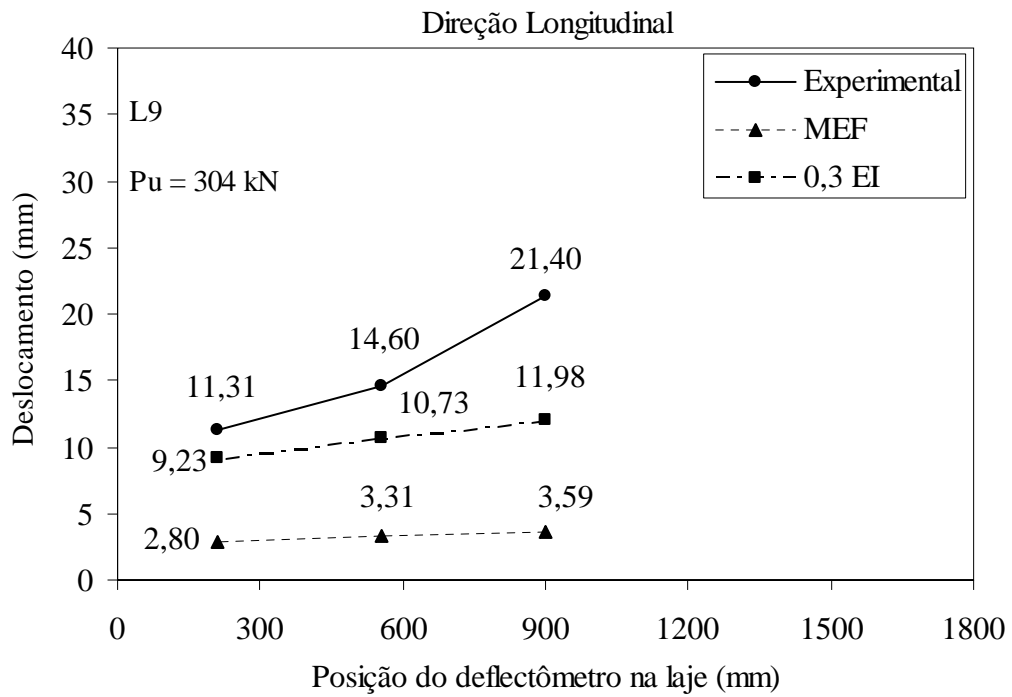


Figura 6.19 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L9

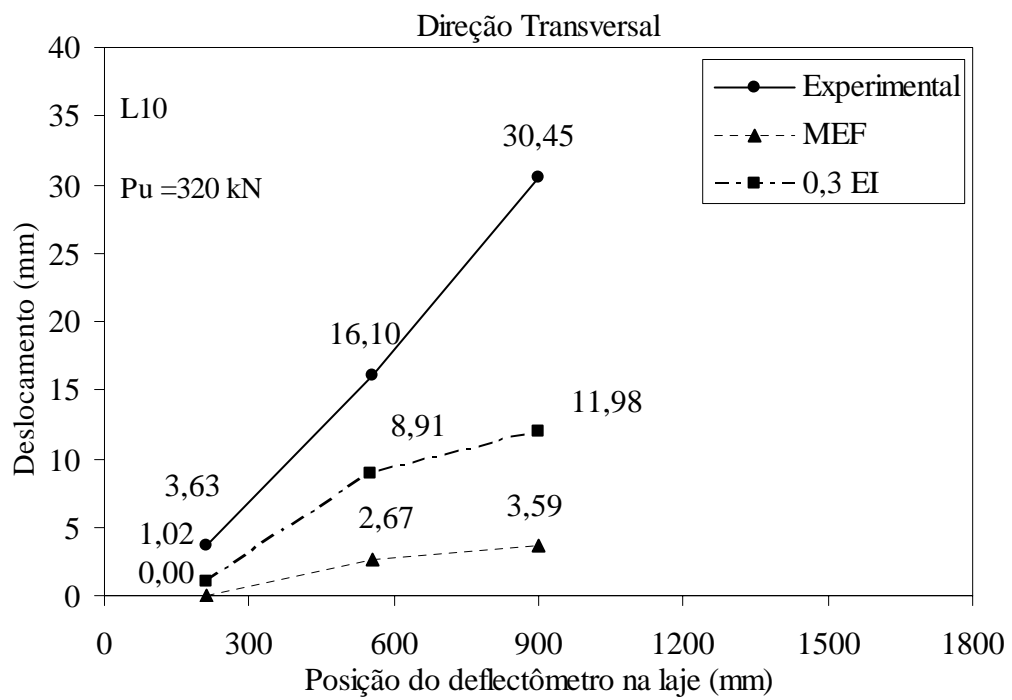
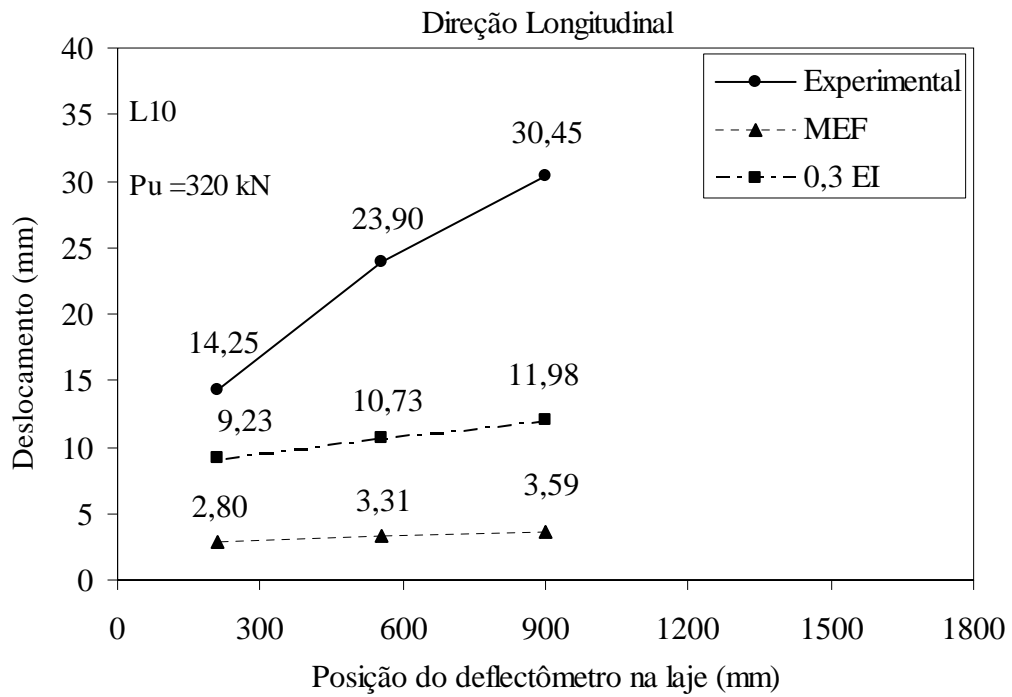


Figura 6.20 – Comparação entre as flechas experimentais e estimadas nas direções longitudinais e transversais para a laje L10

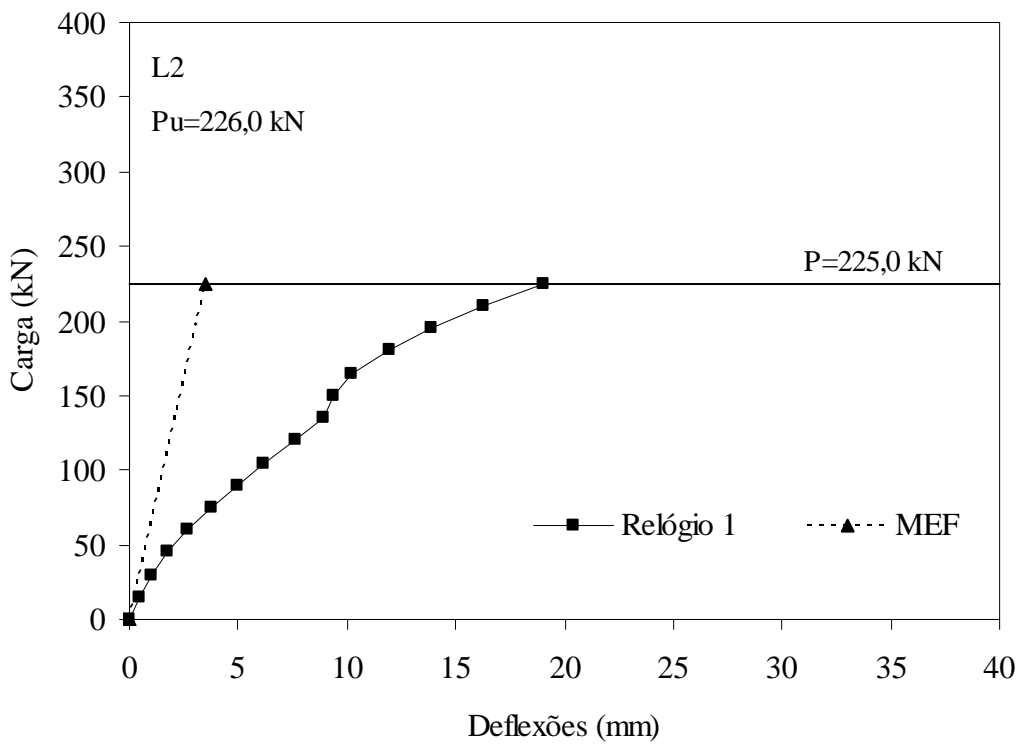
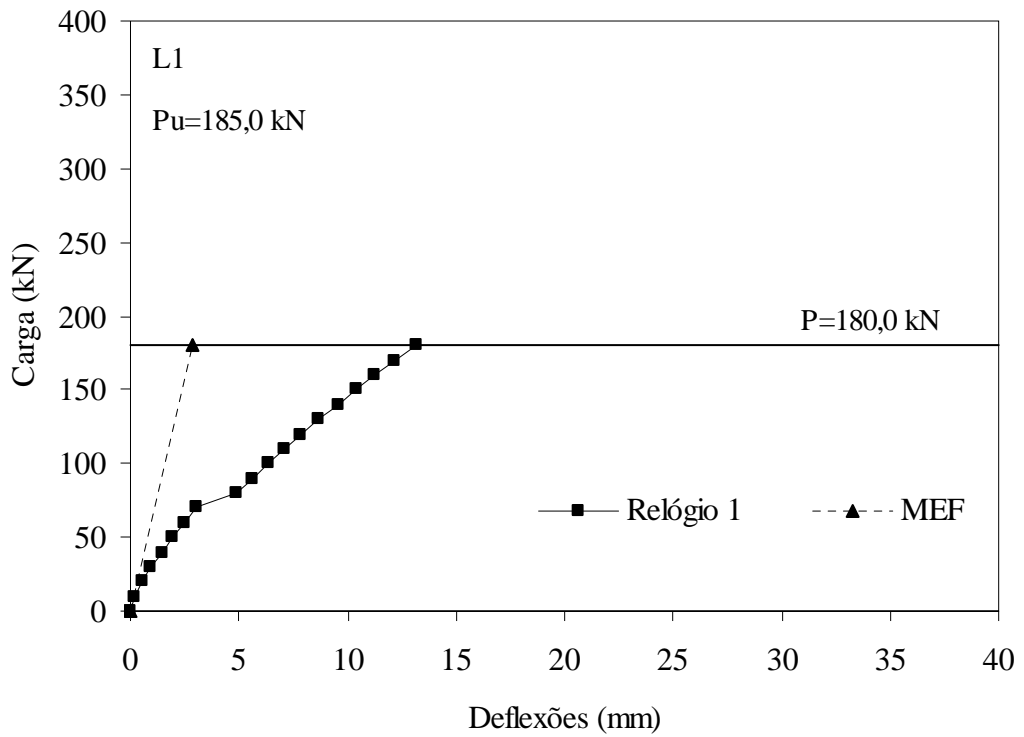


Figura 6.21 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L1 e L2

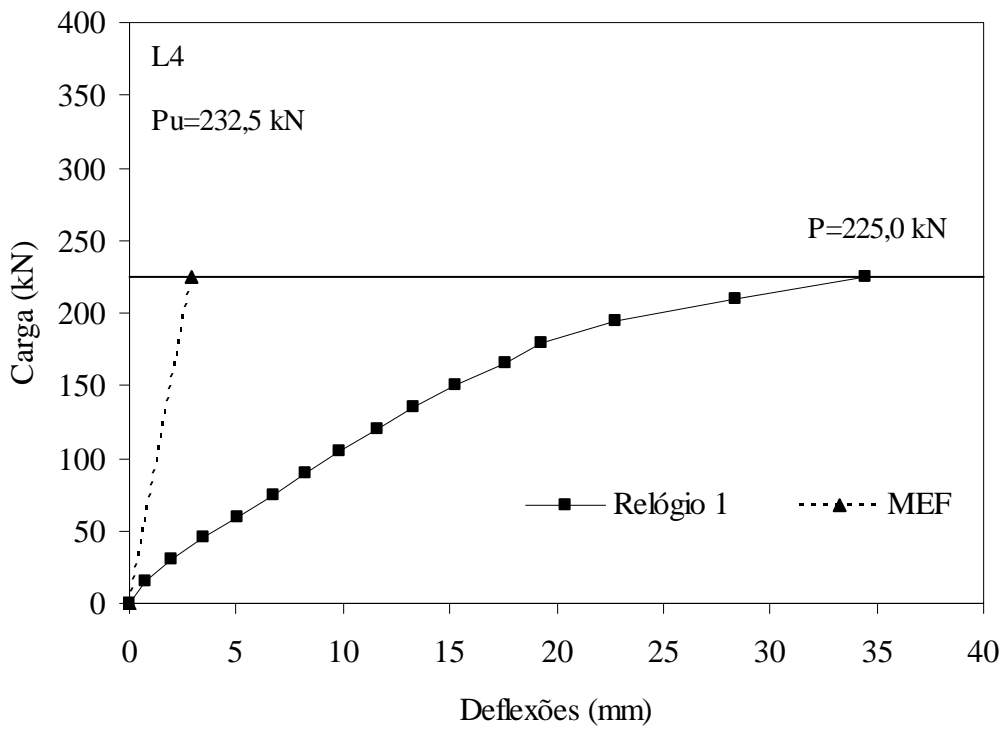
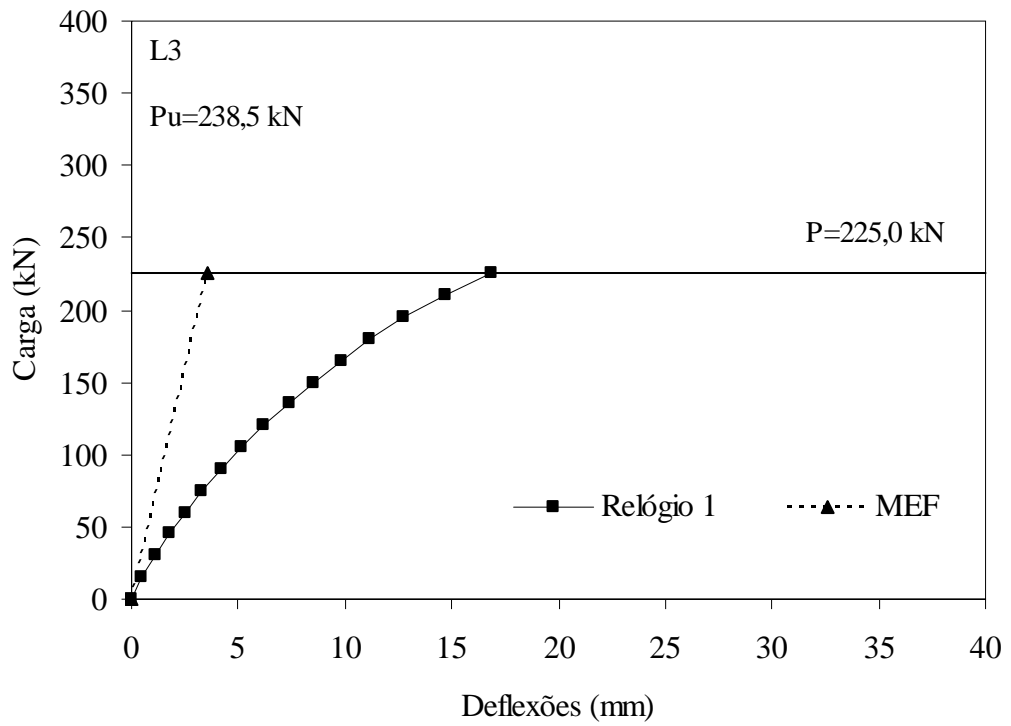


Figura 6.22 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L3 e L4

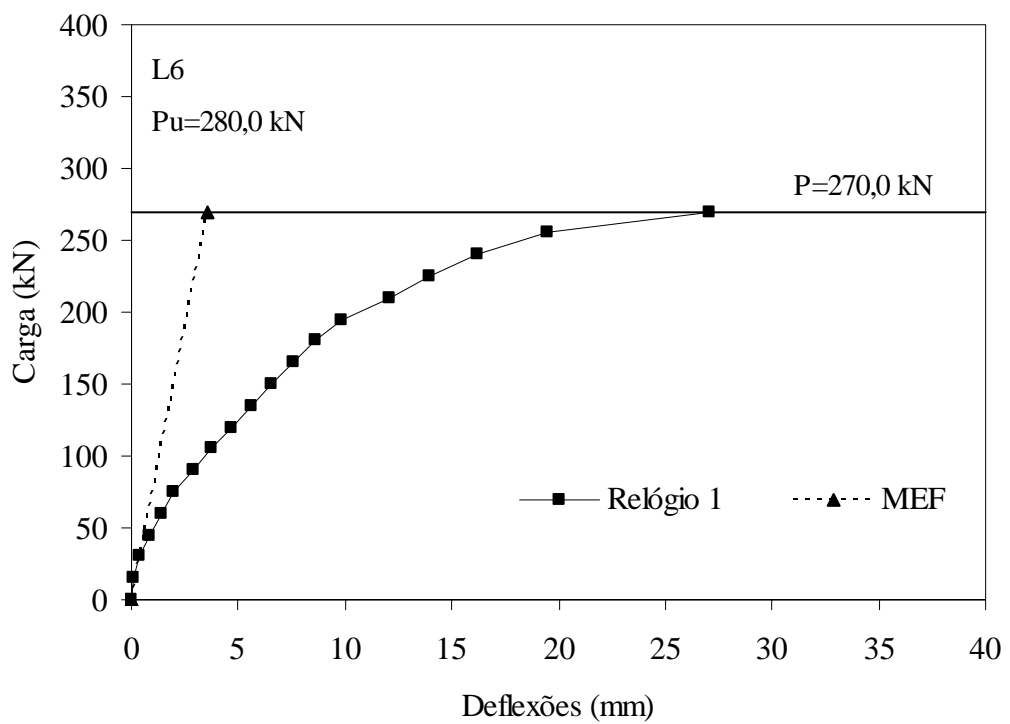
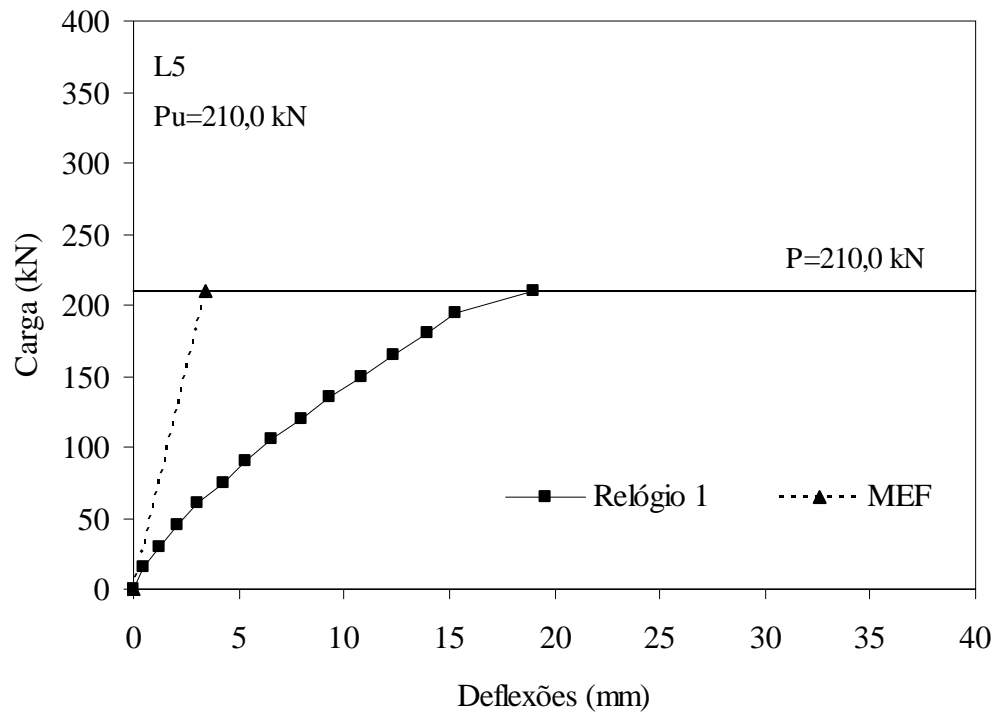


Figura 6.23 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L5 e L6

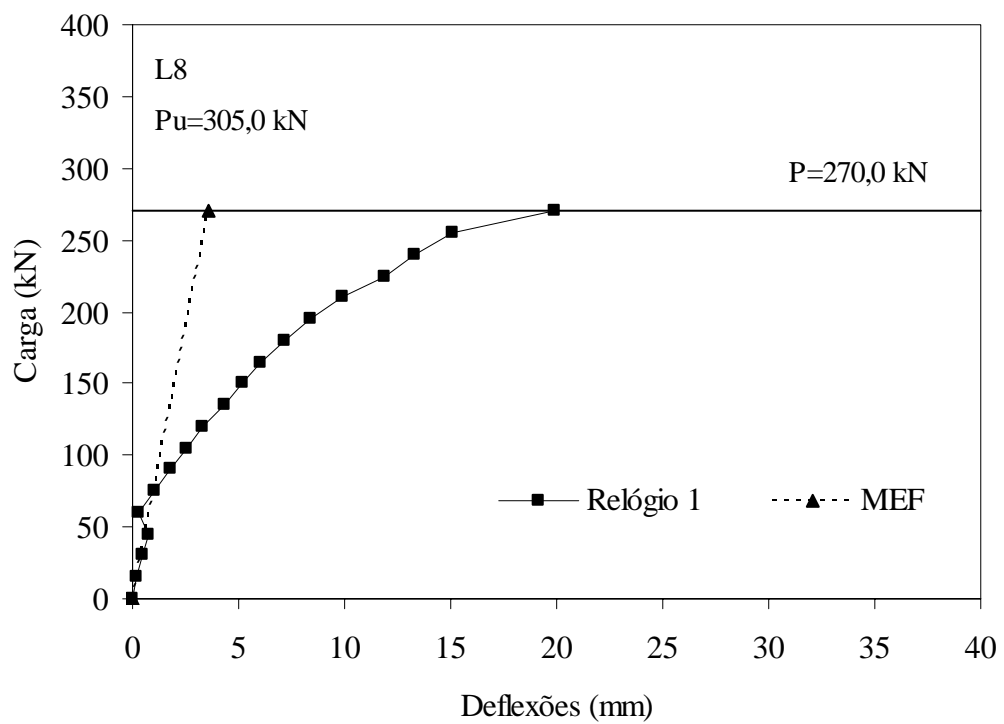
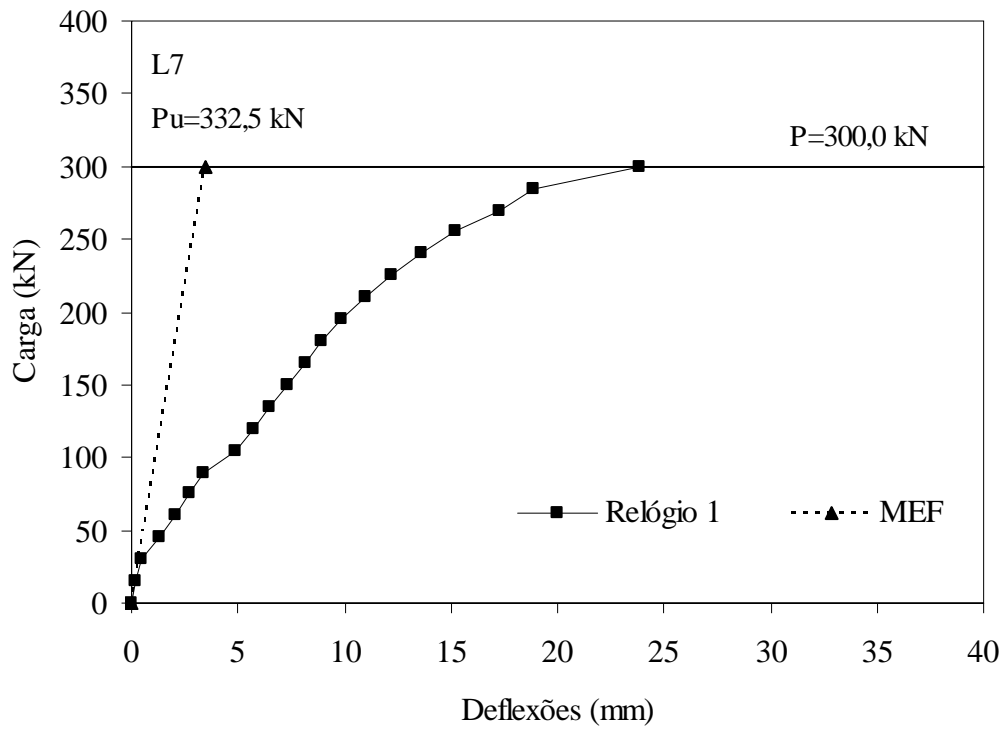


Figura 6.24 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L7 e L8

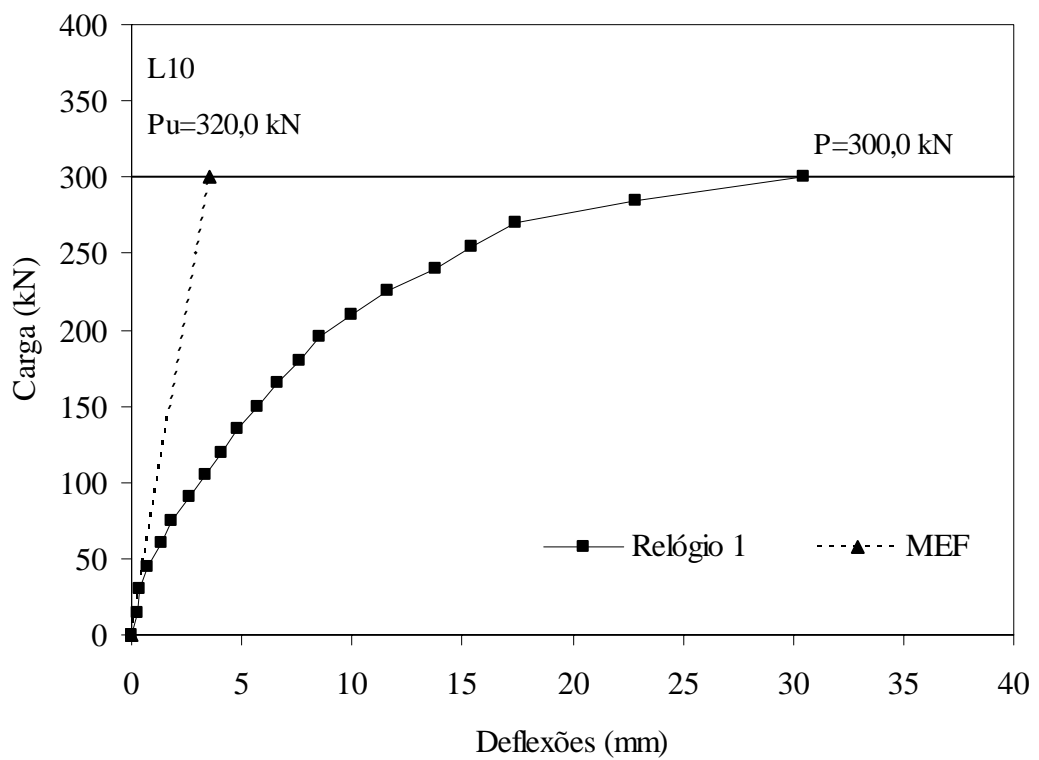
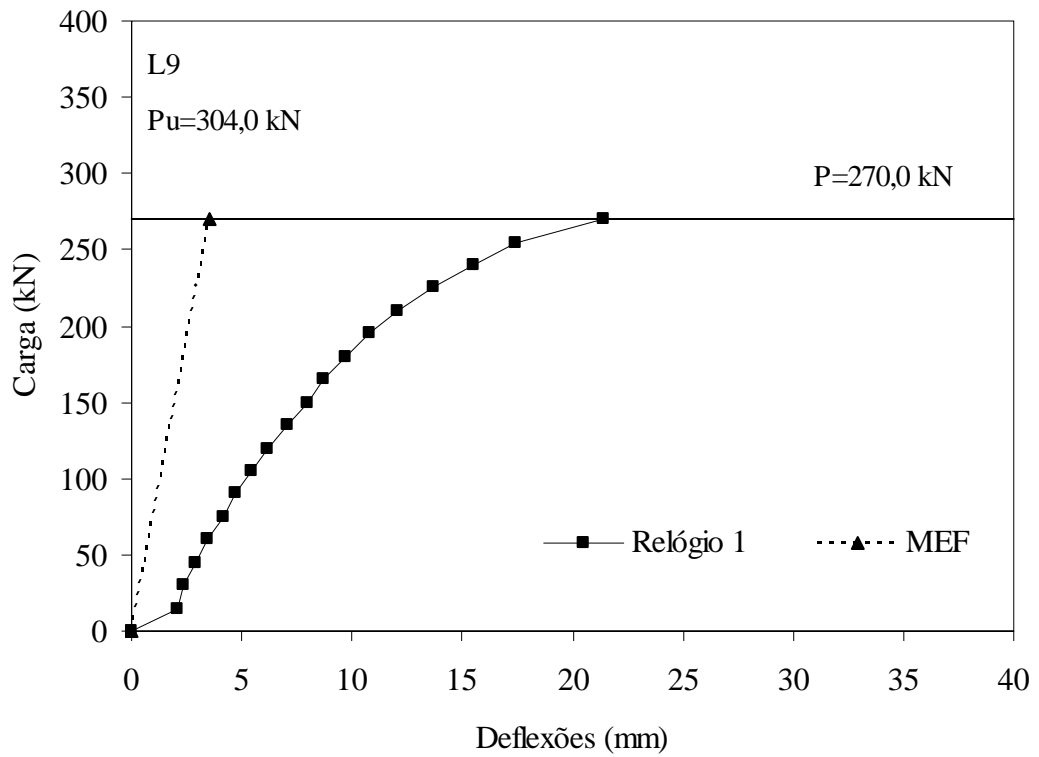


Figura 6.25 – Curva carga-deslocamento teórica e experimental da laje L9 e L10

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

7.1.1 Lajes

O aumento de resistência ao puncionamento das lajes foi obtido a partir do uso do concreto de alta resistência ($f_{cc} \cong 60$ MPa) e de estribos inclinados como armadura de cisalhamento. O índice de retangularidade variou de 1 a 5. O índice de retangularidade contribuiu para o acréscimo de resistência ao puncionamento, mas não evitou a ruptura por punção. Para índices de retangularidade iguais a 1 as lajes tiveram configurações de fissuras predominantemente radial, típico de ruptura por punção. A configuração da fissura passa a tender para linhas paralelas com o uso de pilares com índices de retangularidade 3 e 5.

7.1.2 Comportamento das Fissuras

As fissuras nas superfícies das lajes se apresentaram de forma radial para pilares com índice 1 e tenderam para fissuras paralelas para pilares com índices 3 e 5. As laje L1 sem armadura de cisalhamento, foi a que apresentou maior inclinação das linhas de ruptura 39° entre as lajes sem armadura de cisalhamento. Para as lajes sem armadura a inclinação da linha de ruptura variou de 17° a 39° . Para as lajes com armadura de cisalhamento, a inclinação variou de 14° a 34° . O metacaulim utilizado fez com o concreto atingisse a resistência a compressão estimada, mesmo usando o agregado da região, considerado fraco para grandes resistências.

7.1.3 Deformações no concreto

A deformação do concreto foi medida por 2 extensômetros localizados na superfície inferior da lajes. A medida que o índice de retangularidade do pilar aumentou, o extensômetro

localizado na face do menor lado do pilar, registrou deformações maiores que o localizado na face do maior lado do pilar.

7.1.4 Deformações na armadura de flexão e de cisalhamento

As deformações nas armaduras de flexão foram medidas nas duas direções, e as maiores deformações foram registradas nas barras na direção dos menores lados do pilar. O extensômetro EA1, localizado na barra da face do menor lado do pilar, escoou para todas as lajes. No caso das deformações registradas na armadura de cisalhamento, todos os extensômetros localizados na face do menor lado do pilar, marcaram maiores deformações. O EE1, escoou nas lajes L4, L6 e L8, confirmando a ocorrência da polarização dos esforços.

7.1.5 Deflexões das lajes

O uso do estribo inclinado fez com que as lajes tivessem um aumento de ductilidade, evitando o modo de ruptura punção e fazendo com que as lajes rompessem por punção dúctil, menos brusca, e por flexão. As maiores flechas foram registradas em lajes com armadura de cisalhamento distribuídas em cruz e em dupla cruz.

7.1.6 Cargas e modos de ruptura

O uso de estribos inclinados nas lajes, além de aumentar a resistência, mudou o modo de ruptura de punção para flexão nas lajes L7, L9 e L10. A laje L8 rompeu por flexo-puncionamento e todas as demais romperam por puncionamento. De acordo com o critério adotado para determinação dos modos de ruptura ($\frac{P_u}{P_{flex}} = \phi$), as lajes L1 e L5 romperiam por puncionamento enquanto que as demais romperiam por flexão. Todas as lajes sem armadura de cisalhamento romperam por punção com cargas próximas as estimadas por flexão. O uso do estribo inclinado aumentou a resistência ao puncionamento nas lajes L4, mas não evitou a ruptura por punção. A laje L5 rompeu por punção com carga muito aquém do estimado pelas normas. O estribo inclinado utilizado como armadura de cisalhamento também foi eficiente no aumento da resistência da laje L6, que superou a resistência da lajes de referencia L3 em 15%. O critério adotado no capítulo 3 para determinação dos modos de

ruptura foi eficiente para as lajes L1, L5 (ruptura por punção), L7, L9 e L10 (ruptura por flexão).

7.1.7 Estimativas normativas

A norma mais conservadora foi a NB1/78, que para lajes sem armadura de cisalhamento estimou valores muito conservadores e para lajes com armadura de cisalhamento, valores muito próximos aos obtidos experimentalmente. A ACI 318 também apresenta valores conservadores semelhantes aos estimados pela NB1/78.

Os resultados fornecidos pela atual norma brasileira NB1/03 são idênticos aos fornecidos pela MC90 em todas as lajes e todos os resultados dessas duas normas foram contra a segurança.

A norma BS 8110 estimou valores muito próximos aos experimentais para lajes sem armadura de cisalhamento e tendeu a superestimar as estimativas para lajes com armadura de cisalhamento. Todas as estimativas da BS 8110 foram contra a segurança.

A norma EC2 estimou para lajes sem armadura de cisalhamento, valores de ruptura menores que os experimentais e para as lajes com armadura de cisalhamento a norma tendeu a superestimar as estimativas.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Analisar experimentalmente lajes solicitadas em duas direções, utilizando pilares retangulares e estribos inclinados como armadura de combate à punção. Verificar a configuração das linhas de ruptura, as estimativas de ruptura por flexão e o comportamento das normas.

Analisar também, novas configurações de distribuição de estribos inclinados, concentrando os mesmos na direção da face do menor lado do pilar, para combater concentração de esforços localizados nas extremidades dos pilares e distribuir alternadamente, procurando melhorar a ductilidade da laje e mudar o modo de ruptura da mesma.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI 318:2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.
2. AL-YOUSIF, A. T., REGAN, P. E., *Punching Resistances of RC Slabs Supported by Large and/or Elongated Columns*. *The Structural Engineer*, London, Mar. 2003,p.30-34.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739/94 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994-a.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6152/92 – Materiais metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1992.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7222/94 – Argamassa e Concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1994-b.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522/84 – Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1984.
7. BORGES, L. L.J., *Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões*, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília; DF, 2004.
8. BS 8110 (1985). *Structural Use of Concrete*. London. British Standards Institution, 1985 (Amendment No 03, published and effective from 15 March 1993).
9. CEB - FIP (1990). *Model Code 1990*.
10. EUROCODE 2. *Design of concrete structures – Part1: General rules and rules for buildings*. European Standard, november 2002.

11. GOMES, R. B. (1991). *Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement*. Polytechnic of Central London, PhD Thesis, October,1991,185p.
12. HALLGREN, M. (1996). *Punching shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs*. Royal Institute of Tecnology, Doctoral Thesis, Stockholm, Sweden, November, 1996,206p.
13. HAWKINS, N. M., FALSSEN, H. B., HINOJOSA, R. C., *Influence of Columm rectangularity on the behavior of flat plate structures*. Publication SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1971,pp.127-146.
14. LEONG, K. K., TENG, S., *Punching Shear Strength os Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columms*, Nanyang Technological University, Singapore, August 2000.
15. MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M., *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, Editora Pini, 1994, 573 p.
16. OLIVEIRA, D. R. C. de, 1998. *Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento ao Puncionamento*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.
17. OLIVEIRA, D. R. C. de, 2003. *Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 241p.

APÊNDICE

1 LEITURAS

1.1 Flechas

L1	DEFLECTÔMETROS (mm)				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,21	0,20	0,10	0,23	0,13
20	0,52	0,43	0,29	0,40	0,14
30	0,93	0,78	0,50	0,65	0,20
40	1,44	1,18	0,58	0,98	0,26
50	1,94	1,61	0,60	1,33	0,38
60	2,48	2,10	0,62	1,73	0,50
70	3,04	2,60	0,66	2,20	0,73
80	4,89	3,30	1,06	3,68	0,89
90	5,60	3,85	1,46	4,20	1,10
100	6,40	5,45	1,90	4,69	1,25
110	7,09	6,05	2,34	5,19	1,39
120	7,88	6,64	2,71	5,79	1,58
130	8,70	7,30	3,14	6,35	1,84
140	9,56	7,90	3,60	6,84	1,98
150	10,40	8,53	4,04	7,40	2,15
160	11,24	9,16	4,45	7,96	2,34
170	12,15	9,76	4,86	8,50	2,45
180	13,22	10,55	5,35	9,12	2,78
190					
	Pu=185kN				

L2	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,45	0,32	0,19	0,22	0,03
30	1,00	0,67	0,40	0,67	0,05
45	1,73	1,00	0,63	1,23	0,15
60	2,65	1,38	1,42	1,90	0,35
75	3,80	1,70	2,13	2,50	0,60
90	4,96	2,10	2,87	3,18	0,75
105	6,20	3,00	3,28	4,19	1,30
120	7,65	4,09	3,90	5,15	2,04
135	8,90	4,95	4,53	5,95	2,30
150	9,34	6,05	5,15	6,85	2,60
165	10,25	6,75	6,40	8,20	3,10
180	11,98	7,05	7,10	9,05	3,35
195	13,85	8,45	7,95	10,10	3,56
210	16,30	9,36	8,10	11,45	3,72
225	19,00	10,00	8,55	12,25	4,45
240					
	Pu=226kN				

L3	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,48	0,37	0,00	0,30	0,00
30	1,08	0,88	0,00	0,69	0,01
45	1,75	1,44	0,36	1,16	0,23
60	2,51	2,10	0,81	1,67	0,70
75	3,31	2,83	1,30	2,15	0,70
90	4,17	3,58	1,80	2,70	0,75
105	5,12	4,42	2,31	3,38	0,92
120	6,18	5,32	2,90	4,10	1,17
135	7,36	6,28	3,42	4,90	1,32
150	8,55	7,21	3,98	5,64	1,49
165	9,85	8,25	4,55	6,44	1,60
180	11,15	9,31	5,12	7,47	1,97
195	12,70	10,50	5,82	8,32	2,14
210	14,69	12,10	6,72	9,50	2,30
225	16,90	13,90	7,72	10,82	2,83
240					
	Pu=238,5kN				

L4	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,72	0,51	0,04	0,42	0,49
30	1,99	1,40	0,21	1,52	1,40
45	3,47	2,39	0,49	2,81	2,34
60	5,07	3,56	0,88	4,12	3,36
75	6,70	4,65	1,14	5,45	4,10
90	8,29	5,60	1,77	6,65	4,82
105	9,87	6,88	2,14	7,85	5,58
120	11,59	7,80	3,07	9,10	6,36
135	13,34	8,96	3,38	11,37	7,15
150	15,25	10,18	3,59	12,70	8,02
165	17,57	11,68	4,09	14,32	9,01
180	19,27	13,48	4,94	16,10	10,10
195	22,77	15,56	5,49	18,54	11,55
210	28,39	17,18	6,09	21,55	12,56
225	34,44	20,23	6,59	25,79	13,49
240					
	Pu=232,5kN				

L5	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,50	0,42	0,00	0,22	0,34
30	1,21	0,91	0,07	0,83	0,84
45	2,10	1,56	0,33	1,58	1,45
60	3,08	2,24	0,45	2,40	2,09
75	4,23	3,16	1,00	3,35	2,83
90	5,32	3,98	1,16	4,20	3,45
105	6,58	4,84	1,50	5,26	4,21
120	7,97	5,69	1,70	6,42	5,02
135	9,33	6,64	2,03	7,38	5,77
150	10,79	7,56	2,25	8,52	6,51
165	12,31	8,56	2,45	9,68	7,24
180	14,01	9,63	2,90	10,99	8,07
195	15,27	10,72	3,29	12,70	9,09
210	19,00	12,64	3,58	15,63	10,11
	Pu=210kN				

L6	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,11	0,16	0,17	0,11	0,06
30	0,40	0,48	0,52	0,30	0,16
45	0,85	1,12	1,04	0,71	0,45
60	1,36	1,75	1,80	1,23	0,65
75	2,00	2,35	2,70	1,80	1,50
90	2,87	2,98	3,27	2,24	1,85
105	3,74	3,78	3,98	2,90	2,28
120	4,72	4,64	4,51	3,55	2,42
135	5,62	5,41	5,05	4,28	2,80
150	6,60	6,30	5,60	5,16	3,06
165	7,60	7,18	6,18	5,95	3,48
180	8,66	8,11	6,85	6,74	3,92
195	9,82	9,18	7,58	7,61	4,40
210	12,12	11,45	8,38	8,52	4,88
225	13,95	13,00	9,45	9,65	5,38
240	16,20	15,05	10,90	11,00	5,70
255	19,45	18,20	11,45	11,84	6,13
270	27,09	24,31	12,60	12,54	6,80
285					
	Pu=280kN				

L7	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,15	0,24	0,16	0,19	0,09
30	0,50	0,65	0,41	0,48	0,20
45	1,34	1,29	0,83	1,02	0,32
60	2,11	1,82	1,35	1,42	0,34
75	2,71	2,49	1,87	2,00	0,59
90	3,37	3,06	2,27	2,49	0,84
105	4,85	3,50	3,13	2,94	1,08
120	5,75	4,40	3,43	3,52	1,26
135	6,49	4,98	4,00	4,09	1,44
150	7,37	5,58	4,52	4,74	1,66
165	8,15	6,22	6,03	5,22	1,94
180	8,95	6,88	6,39	5,76	2,66
195	9,89	7,62	6,79	6,52	2,79
210	10,98	8,54	7,51	7,30	3,34
225	12,25	9,60	8,12	8,19	3,54
240	13,59	10,83	8,82	8,94	3,99
255	15,25	11,99	9,75	9,09	4,29
270	17,30	12,75	10,93	10,24	5,34
285	18,85	14,90	11,37	11,79	5,84
300	23,85	16,4	12,87	13,04	6,19
	Pu=332,5kN				

L8	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,20	0,15	0,12	0,10	0,00
30	0,48	0,40	0,21	0,28	0,00
45	0,80	0,60	0,22	0,47	0,00
60	0,28	0,98	0,46	0,73	0,00
75	1,00	1,63	1,01	1,20	0,02
90	1,75	2,28	1,54	1,75	0,26
105	2,53	2,98	2,17	2,30	0,50
120	3,28	3,75	2,79	2,86	0,65
135	4,34	4,25	3,37	3,53	0,70
150	5,16	5,23	3,93	4,23	0,95
165	6,08	6,07	4,51	4,95	1,15
180	7,16	7,00	5,19	5,75	1,45
195	8,40	8,00	5,89	6,58	1,78
210	9,90	9,34	6,81	7,54	2,02
225	11,92	10,08	7,09	8,88	2,38
240	13,30	11,07	7,61	9,55	2,80
255	15,10	13,30	8,43	10,64	3,53
270	19,88	17,52	10,01	13,58	4,43
285					
	Pu=305kN				

L9	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	2,10	0,15	0,10	1,10	0,10
30	2,40	0,44	0,28	1,15	0,14
45	2,88	0,88	0,47	1,50	0,18
60	3,41	1,34	0,77	1,87	0,20
75	4,16	1,95	1,34	2,60	0,50
90	4,74	2,55	1,78	3,27	0,55
105	5,44	2,15	2,26	3,88	0,58
120	6,18	2,85	2,78	4,38	0,72
135	7,12	3,50	3,44	4,89	0,87
150	8,00	4,30	4,05	4,58	1,30
165	8,75	4,98	4,52	5,00	1,32
180	9,70	5,88	5,11	5,79	1,74
195	10,83	6,82	5,80	6,60	2,04
210	12,09	7,93	5,57	7,50	2,32
225	13,72	8,34	6,52	8,45	3,30
240	15,55	8,90	7,60	8,65	3,98
255	17,40	10,20	8,68	9,45	4,32
270	21,40	14,60	11,31	11,70	5,15
285					
	Pu=304kN				

L10	DEFLECTÔMETROS				
Carga (kN)	D1	D2	D3	D4	D5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,28	0,20	0,12	0,15	0,03
30	0,32	0,02	0,30	0,42	0,13
45	0,76	0,37	0,65	0,75	0,23
60	1,35	0,86	1,10	1,12	0,28
75	1,82	1,38	1,60	1,55	0,35
90	2,62	2,02	2,10	1,62	0,43
105	3,32	2,60	2,66	1,65	0,58
120	4,07	3,30	3,13	2,23	0,61
135	4,82	4,02	3,36	3,00	0,93
150	5,74	4,90	3,63	3,85	1,01
165	6,66	5,74	3,92	4,42	1,08
180	7,65	6,65	4,60	5,00	1,25
195	8,52	7,50	5,16	5,86	1,61
210	9,95	8,73	5,98	6,52	1,66
225	11,65	10,25	6,00	7,40	1,68
240	13,82	12,25	7,35	8,09	2,49
255	15,38	13,55	8,06	9,50	2,71
270	17,40	14,45	9,45	10,84	3,13
285	22,84	18,68	10,90	12,68	3,33
300	30,45	23,90	14,25	16,10	3,63
	Pu=320kN				

1.2 Deformações do concreto

Deformações (mm)									
Laje L1		Laje L2		Laje L3		Laje L4		Laje L5	
EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,07	-0,03	-0,09	-0,01	-0,10	0,01	-0,12	-0,03	-0,08	-0,11
-0,16	-0,06	-0,13	-0,02	-0,23	0,01	-0,32	-0,06	-0,16	-0,25
-0,28	-0,11	-0,16	-0,08	-0,36	0,01	-0,57	-0,11	-0,24	-0,41
-0,41	-0,17	-0,30	-0,14	-0,51	0,01	-0,83	-0,20	-0,31	-0,60
-0,53	-0,24	-0,43	-0,18	-0,66	0,02	-1,08	-0,33	-0,38	-0,78
-0,66	-0,31	-0,46	-0,25	-0,83	0,02	-1,33	-0,52	-0,44	-1,00
-0,79	-0,38	-0,64	-0,32	-1,02	0,02	-1,59	-0,71	-0,50	-1,22
-0,93	-0,46	-0,78	-0,38	-1,23	0,02	-1,85	-0,89	-0,57	-1,43
-1,07	-0,55	-0,97	-0,45	-1,46	0,01	-2,17	-1,09	-0,64	-1,59
-1,22	-0,66	-1,34	-0,58	-1,70	-0,01	-2,50	-1,31	-0,72	-1,77
-1,36	-0,77	-1,45	-0,76	-1,92	-0,06	-2,64	-1,58	-0,81	-1,98
-1,51	-0,89	-1,56	-0,90	-2,18	-0,10	-2,80	-1,90	-0,92	-2,22
-1,65	-1,01	-1,67	-1,15	-2,47	-0,15	-3,05	-2,25	-1,07	-2,60
-1,79	-1,13	-1,85	-1,36	-2,85	-0,20	-3,05	-2,90	-1,26	-3,37
-1,95	-1,25	-1,98	-1,47	-3,30	-0,29	-3,42	-2,93		
-2,10	-1,37			-3,30	-0,40	-3,64	-3,14		
-2,27	-1,50								
-2,41	-1,67								
-1,92	-1,70								
-1,29	-0,65								

Deformações (mm)									
Laje L6		Laje L7		Laje L8		Laje L9		Laje L10	
EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,05	-0,02	0,00	-0,02	-0,06	-0,01	-0,05	0,00	0,00	-0,01
-0,14	-0,04	-0,02	-0,03	-0,13	-0,02	-0,13	-0,01	-0,02	-0,02
-0,25	-0,07	-0,03	-0,05	-0,19	-0,04	-0,28	0,00	-0,02	-0,03
-0,36	-0,10	-0,06	-0,08	-0,27	-0,06	-0,43	0,01	-0,05	-0,02
-0,47	-0,13	-0,08	-0,10	-0,36	-0,08	-0,58	0,00	-0,07	-0,03
-0,58	-0,17	-0,10	-0,12	-0,46	-0,09	-0,71	0,00	-0,08	-0,05
-0,70	-0,21	-0,13	-0,15	-0,55	-0,11	-0,84	-0,01	-0,09	-0,07
-0,81	-0,25	-0,15	-0,18	-0,65	-0,12	-0,99	-0,02	-0,10	-0,10
-0,93	-0,29	-0,20	-0,21	-0,76	-0,13	-1,13	-0,02	-0,17	-0,13
-1,05	-0,32	-0,23	-0,24	-0,86	-0,14	-1,29	-0,03	-0,21	-0,19
-1,17	-0,34	-0,30	-0,26	-0,98	-0,15	-1,44	-0,04	-0,28	-0,24
-1,30	-0,37	-0,39	-0,28	-1,10	-0,16	-1,62	-0,05	-0,36	-0,30
-1,45	-0,40	-0,47	-0,31	-1,23	-0,19	-1,82	-0,06	-0,52	-0,36
-1,64	-0,43	-0,57	-0,35	-1,38	-0,22	-2,07	-0,10	-0,78	-0,46
-1,87	-0,49	-0,70	-0,40	-1,59	-0,27	-2,40	-0,14	-0,98	-0,56
-2,17	-0,57	-0,87	-0,45	-1,83	-0,31	-2,83	-0,18	-1,20	-0,67
-2,59	-0,67	-0,95	-0,52	-2,21	-0,34	-3,45	-0,22	-1,63	-0,78
-3,49	-0,71	-1,33	-0,54	-2,79	-0,34	-3,68	-0,30	-1,98	-0,89
		-1,57	-0,55	-1,86	-0,34	-3,98	-0,28	-2,46	-0,97
		-1,73	-0,57	-9,85	-0,34	-4,06	-0,30	-2,89	-0,97
						-4,19	-7,86	-3,63	-0,98

1.3 Deformações da armadura de flexão e cisalhamento

Laje L1

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,07	0,06	0,05	0,04	0,02	0,02	0,01	0,00
0,19	0,17	0,14	0,11	0,07	0,04	0,02	0,01
0,36	0,33	0,30	0,23	0,18	0,10	0,03	0,01
0,56	0,49	0,45	0,36	0,32	0,24	0,05	0,01
0,75	0,64	0,58	0,48	0,40	0,35	0,07	0,02
0,94	0,80	0,72	0,61	0,48	0,41	0,12	0,04
1,15	0,96	0,87	0,74	0,56	0,45	0,17	0,06
1,37	1,12	1,02	0,86	0,91	0,54	0,23	0,09
1,57	1,29	1,17	0,99	0,96	0,72	0,29	0,11
1,77	1,47	1,32	1,13	1,13	0,83	0,37	0,15
1,94	1,62	1,47	1,25	1,64	1,05	0,43	0,19
2,14	1,79	1,67	1,51	2,09	1,35	0,51	0,24
2,34	1,95	1,84	1,63	1,18	1,47	0,58	0,29
2,53	2,12	2,02	1,78	1,26	1,67	0,65	0,34
2,73	2,27	2,21	1,93	1,35	1,70	0,72	0,40
2,93	2,40	2,42	2,09	1,44	1,75	0,80	0,46
3,16	2,51	3,21	2,27	1,54	1,85	0,88	0,53
3,41	2,59	3,45	2,52	1,62	1,93	0,99	0,61
3,34	2,47	3,25	2,46	1,45	2,03	1,06	0,65
2,16	1,05	5,98	1,56	0,85	1,25	0,40	0,49

Laje L2

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,09	0,03	0,01	0,08	0,05	0,01	0,00
0,14	0,12	0,10	0,05	0,13	0,09	0,05	0,01
0,25	0,20	0,15	0,09	0,23	0,14	0,10	0,03
0,37	0,32	0,26	0,14	0,27	0,20	0,15	0,05
0,56	0,47	0,35	0,25	0,31	0,28	0,25	0,07
0,63	0,54	0,48	0,32	0,45	0,32	0,28	0,09
0,74	0,63	0,53	0,43	0,58	0,39	0,31	0,13
0,84	0,79	0,64	0,52	0,63	0,46	0,35	0,15
1,30	1,10	0,85	0,67	0,79	0,63	0,37	0,17
1,74	1,40	1,03	0,85	0,86	0,73	0,48	0,19
1,93	1,74	1,23	0,95	1,12	0,84	0,53	0,20
2,36	1,94	1,53	1,15	1,37	0,94	0,58	0,34
2,67	2,42	1,84	1,44	1,58	1,25	0,66	0,38
3,35	2,95	1,93	1,64	1,89	1,36	0,69	0,45
3,53	3,15	2,46	1,93	2,20	1,57	0,74	0,52

Laje L3

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,12	0,08	0,44	0,11	0,05	0,02	0,01	0,01
0,33	0,22	0,72	0,09	0,07	0,04	0,04	0,03
0,56	0,38	0,87	0,19	0,12	0,06	0,07	0,06
0,80	0,70	0,96	0,39	0,25	0,12	0,11	0,03
1,05	0,81	1,03	0,47	0,35	0,18	0,15	0,54
1,36	0,97	1,15	0,65	0,43	0,26	0,28	1,22
1,59	1,38	1,26	0,80	0,55	0,35	0,26	0,56
1,88	1,74	1,54	0,95	0,63	0,45	0,66	0,41
2,24	2,06	1,93	1,04	0,84	0,54	0,54	0,37
2,43	2,54	2,35	1,19	0,93	0,62	0,71	0,43
2,71	2,64	2,45	1,34	1,13	1,62	0,51	0,82
3,01	2,74	2,62	1,50	1,35	1,89	0,59	1,04
3,50	2,85	2,69	1,69	1,47	1,79	0,66	1,38
3,94	3,36	2,95	1,94	1,78	1,37	0,75	0,97
4,32	3,69	3,04	2,26	1,95	1,47	0,84	1,05
4,54	3,96	3,25	2,58	2,45	1,79	0,97	0,95

Laje L4

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,18	0,12	0,12	0,12	0,06	0,05	0,01	0,02
0,55	0,37	0,30	0,30	0,22	0,28	0,04	0,04
0,92	0,68	0,49	0,48	0,43	0,77	0,10	0,06
1,25	0,97	0,69	0,64	0,65	0,86	0,13	0,08
1,59	1,24	0,91	0,80	0,85	1,00	0,17	0,11
1,96	1,53	1,14	0,96	1,11	1,26	0,22	0,15
2,36	1,83	1,39	1,14	1,32	1,44	0,29	0,25
2,92	2,14	1,69	1,32	0,37	1,25	0,35	0,30
3,25	2,48	2,03	1,53	0,49	1,34	0,42	0,35
3,89	2,79	2,40	1,77	0,48	1,50	0,51	0,46
4,52	3,21	3,15	2,10	0,34	1,70	0,62	0,55
4,74	4,71	4,47	2,45	0,40	2,70	0,76	0,68
5,15	4,92	5,72	2,77	0,62	2,69	0,93	0,75
5,74	5,33	5,84	2,85	0,56	3,23	1,16	0,89
6,36	5,93	5,96	2,92	0,62	3,27	1,41	0,99
6,63	6,25	6,03	2,98	0,61	3,39	1,59	1,26

Laje L5

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,05	0,09	0,10	0,07	0,06	0,02	0,00
0,00	-0,53	0,22	0,05	0,17	0,15	0,04	0,01
0,00	0,22	0,35	0,31	0,29	0,25	0,07	0,02
0,00	0,16	0,50	0,39	0,37	0,37	0,13	0,03
0,00	0,10	0,65	0,46	0,48	0,48	0,19	0,05
0,00	0,24	0,80	0,58	0,58	0,60	0,27	0,09
2,20	0,45	0,96	0,72	0,76	0,74	0,36	0,19
2,67	0,66	1,13	0,87	1,06	0,91	0,47	0,27
2,79	0,78	1,29	1,02	1,35	1,16	0,56	0,33
3,29	1,02	1,46	1,19	1,47	1,31	0,67	0,42
3,50	1,29	1,73	1,38	1,64	1,49	0,79	0,50
3,74	1,57	2,08	1,63	2,47	2,13	0,92	0,58
3,86	1,63	2,37	1,87	2,64	1,89	1,07	0,67
3,97	1,61	2,67	2,11	2,94	1,93	1,24	0,75

Laje L6

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,04	0,04	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
0,12	0,14	0,16	0,10	0,02	0,02	-0,01	0,01
0,27	0,28	0,32	0,24	0,04	0,04	-0,03	0,02
0,44	0,45	0,53	0,43	0,06	0,06	-0,06	0,04
0,64	0,64	0,73	0,59	0,14	0,10	-0,08	0,05
0,85	0,83	0,93	0,75	0,20	0,16	-0,06	0,10
1,08	1,04	1,10	0,90	0,24	0,23	0,03	0,14
1,31	1,25	1,28	1,05	0,33	0,30	0,11	0,17
1,52	1,45	1,46	1,20	0,40	0,40	0,11	0,19
1,75	1,68	1,67	1,35	1,01	0,54	0,30	0,27
1,95	1,88	1,85	1,48	0,92	0,66	0,89	0,56
2,16	2,11	2,06	1,62	1,19	0,80	2,26	0,65
2,47	2,37	2,30	1,78	1,41	0,92	3,04	0,74
2,61	2,55	2,61	2,00	1,38	1,03	3,26	0,96
3,24	2,70	2,95	2,29	1,72	1,15	3,47	1,03
4,16	2,66	4,82	4,07	2,14	1,28	3,67	1,15
5,05	2,62	5,36	2,72	2,47	1,42	3,89	1,27
7,04	5,09	5,92	2,92	2,77	1,94	4,09	1,57

Laje L7

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,04	0,04	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
0,24	0,15	0,20	0,13	0,04	0,01	0,03	0,03
0,36	0,29	0,36	0,26	0,08	0,02	0,06	0,11
0,57	0,49	0,53	0,38	0,14	0,04	0,17	0,21
0,86	0,69	0,74	0,55	0,25	0,30	0,36	1,04
1,35	0,85	0,88	0,67	0,31	0,33	0,54	1,02
1,64	1,01	1,04	0,81	0,40	0,38	0,67	1,04
1,82	1,18	1,20	0,94	0,52	0,47	0,75	1,07
2,15	1,33	1,33	1,05	0,60	0,31	0,84	1,52
2,54	1,52	1,51	1,19	0,75	0,43	0,88	1,45
2,85	1,69	1,67	1,32	0,90	0,54	0,95	1,48
3,36	1,89	1,85	1,46	1,07	0,68	1,06	1,54
3,65	2,09	2,05	1,61	1,24	0,85	1,16	1,56
4,56	2,31	2,26	1,77	1,43	0,86	1,26	0,72
4,96	2,59	2,53	1,97	1,68	0,95	1,36	0,79
5,63	2,85	2,91	2,26	1,96	1,06	1,45	0,84
6,36	2,92	3,28	2,59	2,28	1,17	1,54	0,88
6,95	2,96	3,38	2,72	2,38	1,21	1,64	0,91
7,46	2,96	3,47	2,75	2,40	1,21	1,75	0,91
7,96	3,02	3,78	2,91	2,52	1,25	1,94	0,92

Laje L8

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	0,00	0,07	0,10	0,00	0,01	0,01	0,01
0,12	0,00	0,15	0,17	0,01	0,02	0,02	0,01
0,18	0,10	0,23	0,14	0,02	0,03	0,03	0,05
0,29	0,16	0,37	-0,11	0,03	0,06	0,04	0,09
0,46	0,37	0,56	-0,10	0,06	0,11	0,07	0,15
0,67	0,49	0,76	0,05	0,11	0,18	0,15	0,20
0,86	0,64	0,93	0,19	0,17	0,21	0,18	0,24
1,02	0,85	1,08	0,31	0,25	0,22	0,20	0,25
1,22	0,96	1,26	0,47	0,34	0,29	0,28	0,26
1,42	1,27	1,42	0,63	0,45	0,36	0,31	0,29
1,63	1,47	1,59	0,80	0,56	0,43	0,39	0,32
1,87	1,72	1,78	0,98	0,69	0,49	0,44	0,33
2,14	1,98	1,99	1,20	0,84	0,56	0,49	0,36
2,40	2,16	2,27	1,48	1,04	0,63	0,54	0,39
2,71	2,57	3,04	2,01	1,30	0,83	0,60	0,46
2,78	2,63	3,15	2,54	1,61	0,92	0,74	0,53
3,05	2,84	3,26	2,74	1,92	1,02	0,93	0,61
4,26	3,05	3,36	2,95	2,34	1,19	1,02	0,74
5,35	3,26	3,47	3,07	2,71	1,35	1,11	0,77
6,56	3,57	3,59	3,15	3,10	1,73	1,46	1,02

Laje L9

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	0,00	-7,39	0,00	0,00	0,00	0,00
0,03	0,03	0,04	0,05	0,00	0,01	0,01	0,00
0,11	0,10	0,17	-7,39	0,01	0,02	0,01	0,01
0,33	0,28	0,33	0,14	0,02	0,06	0,03	0,03
0,63	0,49	0,54	0,28	0,05	0,10	0,04	0,04
0,92	0,72	0,78	-7,39	0,08	0,10	0,08	0,06
1,14	0,92	0,99	0,56	0,12	0,13	0,10	0,07
1,39	1,11	1,19	0,71	0,17	0,18	0,13	0,08
1,64	1,31	1,36	0,84	0,25	0,24	0,19	0,09
1,89	1,52	1,54	0,95	0,36	0,30	0,23	0,10
2,16	1,75	1,75	1,12	0,50	0,37	0,28	0,11
2,42	1,96	1,94	2,43	0,62	0,44	0,43	0,13
2,69	2,21	2,14	2,57	0,76	0,52	0,50	0,15
2,93	2,52	2,38	2,74	0,92	0,64	0,60	0,17
3,19	2,96	2,65	2,96	1,09	0,73	0,68	0,18
3,44	3,38	2,75	3,31	1,32	0,86	0,79	0,19
4,54	3,39	2,91	3,62	1,48	0,98	0,89	0,32
5,64	3,80	2,36	4,13	1,64	1,17	1,04	0,45
6,24	4,94	2,13	4,98	1,75	1,45	1,25	0,63
7,32	5,73	1,92	4,68	1,82	1,68	1,46	0,78
8,35	6,33	1,92	4,09	2,07	1,91	1,78	0,99

Laje L10

Deformações na armadura de flexão (‰)							
EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8
0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,05	0,03	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,12	0,14	0,14	0,00	0,02	0,00	0,02
0,54	0,23	0,33	0,32	0,00	0,05	0,04	0,05
0,74	0,42	0,54	0,54	0,00	0,07	0,06	0,07
0,84	0,59	0,72	0,70	0,00	0,10	0,07	0,10
1,03	0,77	0,88	0,85	0,00	0,14	0,10	0,13
1,25	0,94	1,02	0,99	0,00	0,19	0,10	0,16
1,56	1,12	1,10	1,12	0,53	0,24	0,16	0,19
1,75	1,30	1,23	1,15	0,74	0,30	0,19	0,22
2,15	1,49	1,09	1,35	0,83	0,35	0,24	0,25
2,46	1,69	1,42	1,39	1,03	0,53	0,28	0,30
2,94	1,91	1,54	1,46	1,25	0,74	0,35	0,35
3,36	2,15	1,74	1,64	1,48	0,93	0,72	0,42
3,67	2,41	2,30	1,74	1,85	1,09	0,94	0,51
3,95	2,61	2,35	1,93	2,36	1,35	1,25	0,57
4,46	2,78	2,70	2,35	2,56	1,74	1,46	0,66
5,36	3,01	2,97	2,56	2,73	1,94	1,74	0,76
6,65	4,35	5,21	2,94	3,46	2,05	1,94	0,89

Laje L4

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	-	-
0,09	-0,01	-	-
0,24	0,04	-	-
0,42	0,10	-	-
0,56	0,17	-	-
0,72	0,24	-	-
0,87	0,32	-	-
1,04	0,41	-	-
1,21	0,52	-	-
1,46	0,68	-	-
1,77	0,88	-	-
2,18	1,12	-	-
2,60	1,33	-	-
3,06	1,54	-	-
3,43	1,90	-	-
3,66	2,59	-	-
3,52	2,80	-	-

Laje L5

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	-	-
0,01	0,04	-	-
0,03	0,08	-	-
0,06	0,12	-	-
0,10	0,16	-	-
0,14	0,20	-	-
0,21	0,26	-	-
0,29	0,35	-	-
0,44	0,46	-	-
0,60	0,55	-	-
0,78	0,71	-	-
0,99	0,92	-	-
1,21	1,18	-	-
1,46	1,45	-	-
1,72	1,75	-	-

Laje L6

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	-	-
0,00	0,00	-	-
0,00	0,00	-	-
0,00	0,00	-	-
0,00	0,00	-	-
0,01	0,00	-	-
0,03	0,00	-	-
0,07	0,00	-	-
0,13	0,00	-	-
0,23	0,00	-	-
0,40	0,00	-	-
0,55	0,00	-	-
0,74	0,00	-	-
0,96	0,00	-	-
1,27	2,84	-	-
1,58	3,21	-	-
1,91	3,51	-	-
2,36	3,64	-	-
3,13	3,87	-	-

Laje L7

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	-0,01
0,00	0,00	0,00	-0,02
0,00	0,01	0,00	-0,02
0,05	0,03	0,05	0,04
0,20	0,09	0,08	0,70
0,34	0,15	1,00	0,77
0,50	0,23	1,05	0,83
0,62	0,32	1,15	0,91
0,72	0,40	1,58	0,55
0,85	0,49	1,63	0,65
0,95	0,58	1,74	0,73
1,07	0,68	1,84	0,83
1,20	0,79	1,85	0,93
1,35	0,91	1,95	1,00
1,56	1,05	1,98	1,03
1,88	1,30	2,03	1,10
2,18	1,52	2,06	1,18
2,26	1,56	2,16	1,21
2,29	1,57	2,20	1,21
2,44	1,69	2,35	1,23

Laje L8

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	0,00	0,00
0,04	0,04	0,00	0,00
0,08	0,08	0,05	0,00
0,12	0,12	0,07	0,00
0,17	0,18	0,14	0,01
0,23	0,28	0,18	0,05
0,28	0,37	0,25	0,09
0,35	0,45	0,36	0,16
0,42	0,51	0,41	0,20
0,51	0,58	0,46	0,30
0,62	0,66	0,57	-7,79
0,76	0,76	0,64	0,50
0,89	0,88	0,74	0,55
1,05	1,04	0,92	0,67
1,23	1,31	1,14	0,76
1,53	1,73	1,46	0,98
1,85	1,98	1,74	1,02
2,29	2,35	1,92	1,44
2,68	2,46	2,15	1,84
2,90	2,64	2,46	2,05
3,46	2,85	2,54	2,26

Laje L9

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	-	-
0,00	0,00	-	-
0,00	0,01	-	-
0,20	0,02	-	-
-7,46	0,02	-	-
-7,46	0,04	-	-
0,58	0,05	-	-
0,59	0,08	-	-
0,65	0,12	-	-
0,78	0,17	-	-
0,64	0,23	-	-
0,43	0,30	-	-
0,49	0,42	-	-
0,58	0,52	-	-
0,66	0,58	-	-
0,72	0,68	-	-
0,85	0,77	-	-
1,04	0,90	-	-
1,46	1,09	-	-
1,94	1,25	-	-
2,46	1,47	-	-

Laje L10

Deformações na armadura de cisalhamento (‰)			
EE1	EE2	EE3	EE4
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,02	0,01	0,01
0,01	0,06	0,02	0,01
0,04	0,09	0,01	0,01
0,07	0,12	0,00	0,02
0,12	0,14	0,00	0,04
0,20	0,17	0,02	0,09
0,28	0,21	0,04	0,13
0,32	0,24	0,07	0,18
0,38	0,27	0,09	0,20
0,41	0,30	0,16	0,24
0,49	0,33	0,19	0,26
0,60	0,38	0,25	0,27
0,72	0,44	0,35	0,29
1,02	0,57	0,47	0,36
1,25	0,64	0,60	0,46
1,54	0,73	0,63	0,53
1,71	0,85	0,73	0,63
2,10	1,04	0,95	0,73

2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO (Resultado dos ensaios)

2.1 Resistência à compressão

Laje	Idade (Dias)	CP (10 x 20) cm	Ruptura (Kgf)	Tensão (MPa)
L1	28	1	32700	41,66
		2	36800	46,88
		3	40500	51,59
L2	30	1	28300	36,05
		2	42200	53,76
		3	38700	49,30
L3	24	1	16000	20,38
		2	33400	42,55
		3	38500	49,04
L4	25	1	46022	58,63
		2	41455	52,81
		3	40864	52,06
L5	25	1	45582	58,07
		2	41731	53,16
		3	43580	55,52
L6	28	1	42713	54,41
		2	42488	54,12
		3	40755	51,92

Laje	Idade	CP (10x20) cm	Ruptura (Kgf)	Tensão (MPa)
L7	30	1	35392	45,09
		2	27757	35,36
		3	38273	48,76
L8	29	1	40278	51,31
		2	43350	55,22
		3	39790	50,69
L9	27	1	43632	55,58
		2	40170	51,17
		3	38220	48,69
L10	30	1	41300	52,61
		2	37280	47,49
		3	44500	56,69

Laje	Idade (Dias)	CP (15 x 30) cm	Ruptura (Kgf)	Tensão (MPa)
L1	28	1	93735	53,04
		2	85540	48,41
		3	90718	51,34
L2	30	1	87295	49,40
		2	88355	50,00
		3	91889	52,00
L3	24	1	87800	49,69
		2	80800	45,72
		3	77000	43,57
L4	25	1	92492	52,34
		2	95457	54,02
		3	96580	54,65
L5	25	1	93851	53,11
		2	88530	50,10
		3	90475	51,20
L6	28	1	96812	54,79
		2	76234	43,14
		3	88952	50,34
L7	30	1	101206	57,27
		2	88712	50,20
		3	105675	59,80
L8	29	1	90269	51,08
		2	94835	53,67
		3	91977	52,05
L9	27	1	90935	51,46
		2	95517	54,05
		3	98503	55,74
L10	30	1	97186	55,00
		2	99866	56,51
		3	96632	54,68

2.2 Resistência à tração

Laje	Idade (Dias)	CP	Ruptura (Kgf)	Tensão (MPa)
L1	28	1	10700	34,06
		2	8500	27,06
		3	7050	22,44
L2	30	1	7800	24,83
		2	9550	30,40
		3	9400	29,92
L3	24	1	12700	40,43
		2	4500	14,32
		3	10000	31,83
L4	25	1	11000	35,02
		2	10300	32,79
		3	9800	31,20
L5	25	1	10500	33,42
		2	11700	37,24
		3	9500	30,24
L6	28	1	7050	22,44
		2	9050	28,81
		3	10500	33,42
L7	30	1	8650	27,53
		2	7850	24,99
		3	10900	34,70
L8	29	1	12000	38,20
		2	9600	30,56
		3	9200	29,29
L9	27	1	9200	29,29
		2	9000	28,65
		3	11400	36,29
L10	30	1	11000	35,02
		2	8000	25,47
		3	9100	28,97

2.3 Módulo de elasticidade

Laje	Idade (Dias)	CP	E (GPa)
L1	28	1	28,43
		2	25,32
		3	30,42
L2	30	1	27,40
		2	28,33
		3	26,57
L3	24	1	32,04
		2	30,68
		3	29,10
L4	25	1	28,32
		2	26,55
		3	29,93
L5	25	1	25,38
		2	29,40
		3	27,54
L6	28	1	30,24
		2	30,31
		3	29,16
L7	30	1	39,07
		2	29,55
		3	30,3
L8	29	1	28,75
		2	27,76
		3	30,29
L9	27	1	29,58
		2	29,33
		3	31,28
L10	30	1	27,73
		2	31,52
		3	28,31