

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ARMADURA DE
CISALHAMENTO E PILARES DE CENTRO
RETANGULARES**

ELAINE JARICUNA PEREIRA DE ALBUQUERQUE

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS
E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ARMADURA DE
CISALHAMENTO E PILARES DE CENTRO
RETANGULARES**

ELAINE JARICUNA PEREIRA DE ALBUQUERQUE

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM-004A/10

BRASÍLIA/DF: AGOSTO – 2010

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ARMADURA DE
CISALHAMENTO E PILARES DE CENTRO RETANGULARES**

ELAINE JARICUNA PEREIRA DE ALBUQUERQUE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales S. de A. Melo, PhD (UnB)
(Orientador)

Prof. Yosiaki Nagato, DSc (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. José Neres da Silva Filho, Dr (UFRN)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 19 DE AGOSTO DE 2010

FICHA CATALOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, ELAINE JARICUNA PEREIRA DE	
Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento e Pilares de Centro Retangulares [Distrito Federal] 2010.	
xxii, 205 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre em Estruturas e Construção Civil, 2010).	
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Punção	2. Lajes Lisas
3. Pilar de Centro	4. Armadura de Cisalhamento
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, E. J. P. (2010). Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento e Pilares de Centro Retangulares. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 004 A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR (A): Elaine Jaricuna Pereira de Albuquerque.

TÍTULO: Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento e Pilares de Centro Retangulares. [Distrito Federal] 2010.

GRAU: Mestre ANO: 2010

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

Elaine Jaricuna Pereira de Albuquerque
SCLN 209, Bloco A, Ent. 51, Aptº. 209 – Asa Norte
CEP: 70854-510
e-mail: elaine_jari@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a DEUS por tudo que tem me concedido.

Aos meus pais e irmãos, pelo apoio, incentivo, força e amor, sem os quais não conseguiria chegar até aqui.

Ao Professor Guilherme Sales S. A. Melo pela confiança e orientação nesta pesquisa.

Ao Professor Yosiaki Nagato pela orientação e contribuição nos ensaios.

Ao amigo Marcos Honorato pela orientação e por dividir seus conhecimentos, de maneira paciente e clara.

Aos técnicos Adelmo e Leandro do Laboratório de Estruturas, pela disponibilidade e dedicação no período de ensaios.

Ao CNPq e CAPES pela ajuda financeira durante o Mestrado.

Aos amigos de Boa Vista e os conquistados em Brasília, pelo apoio, força e incentivo durante o mestrado.

Aos professores do PECC (Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil) pelas disciplinas ministradas e informações transmitidas.

Aos colegas do PECC pela colaboração e incentivo durante o mestrado.

RESUMO

PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ARMADURA DE CISALHAMENTO E PILARES DE CENTRO RETANGULARES

Autora: Elaine Jaricuna Pereira de Albuquerque

Orientador: Guilherme Sales S. de A. Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, agosto de 2010.

São analisadas experimentalmente 8 (oito) modelos locais de ligação laje lisa/pilar retangular de centro com armadura de cisalhamento tipo *stud*. Os modelos são constituídos por lajes quadradas com 2500 mm de lado e 180 mm de espessura, com pilar central retangular de seção transversal de 200 mm x 400 mm e comprimento de 800 mm acima e 600 mm abaixo da laje. A armadura de cisalhamento das lajes foi constituída por uma distribuição “radial” de *studs* com diâmetro de 8 mm. As principais variáveis dos ensaios foram a quantidade de camadas dessa armadura de cisalhamento (*studs*) e a orientação da direção da flexão da laje em relação aos lados do pilar central retangular. Foram realizadas comparações entre os resultados experimentais e as prescrições normativas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por alguns códigos internacionais de referência, como o ACI 318M-08 e o EUROCODE 2:2004, para verificar se as formulações desses códigos são adequadas. Foi verificada a influência dos *studs* no aumento da rigidez da ligação, na alteração do padrão de fissuração, e na forma do cone de ruptura. As comparações mostraram que o EUROCODE 2:2004 forneceu melhores estimativas e a favor da segurança, em relação aos demais códigos avaliados. A NBR 6118:2003 apresentou boas estimativas, enquanto o ACI 318M-08 mostrou-se mais conservador, em parte por ter em sua formulação limitações para resistência característica do concreto e tensão de escoamento do aço.

Palavras chave: Punção; Lajes Lisas; Pilar retangular; Armadura de Cisalhamento

ABSTRACT

PUNCHING OF SLAB FLAT WITH SHEAR REINFORCEMENT AND RECTANGULAR CENTER COLUMN

Author: Elaine Jaricuna Pereira de Albuquerque

Supervisor: Guilherme Sales S. de A. Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, August of 2010.

Eight flat slab/central rectangular columns models were tested. The slabs had a stud type shear reinforcement and were 2500 mm square and 180 mm thick, with 200 mm x 400 mm cross-section columns, and 800 mm length above and 600 mm length below the slab. The 8 mm diameter studs of the shear reinforcement were radially distributed. The main variables of the tests were the studs shear reinforcement number of layers and the bending direction in relation to the rectangular columns sides. The influence of the studs on the increase of the rigidity of the connection and on the alteration of the crack pattern and on the shape of the rupture cone was verified. Comparisons were made between the experimental and the estimations by the Brazilian Code NBR 6118:2003 and by ACI 318M-08 and Eurocode 2:2004. Better conservative estimates were provided by EUROCODE 2:2004. NBR 6118:2003 presented good estimations, while ACI 318M-08 was the most conservative, due to its limitations on how the concrete and the steel strengths are dealt.

Keywords: Punching Shear; Flat slab; Flat Plate; Rectangular column; Shear reinforcement.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	JUSTIFICATIVA.....	4
1.4	METODOLOGIA	4
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
2.2	PESQUISAS REALIZADAS NO EXTERIOR.....	6
2.2.1	RUIZ e MUTTONI (2009).....	6
2.2.2	GUANDALINI, BURDET e MUTTONI (2009).....	10
2.3	PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL	13
2.3.1	OLIVEIRA (2003)	13
2.3.2	TRAUTWEIN (2001)	17
2.3.3	TRAUTWEIN et al.(2007).....	20
2.3.4	VAZ, GOMES e SHEHATA (2009)	24
2.4	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	28
2.4.1	EUROCODE 2 . 2004: Design of concrete structures	28
2.4.2	ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary	32
2.4.3	NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.....	35
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	40
3.1	INTRODUÇÃO	40
3.2	CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS	41
3.3	ARMADURA DE FLEXÃO	43
3.4	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	44
3.5	ARMADURA DOS PILARES	48
3.6	FÔRMAS	50
3.7	CONCRETAGEM	52
3.8	INSTRUMENTAÇÃO.....	54
3.8.1	Deformação específica na armadura	54
3.8.2	Deformação específica no concreto	59
3.8.3	Deslocamentos	60
3.9	PROCEDIMENTO DE ENSAIO	61

3.9.1	Sistema de aquisição de dados	61
3.9.2	Estrutura de reação	62
3.9.3	Cargas.....	63
3.9.4	Sistema de aplicação de carga.....	64
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	68
4.1	CONCRETO	68
4.2	CARGAS ÚLTIMAS	69
4.3	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	70
4.4	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE FLEXÃO.....	83
4.5	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE CISALHAMENTO (<i>STUDS</i>)	91
4.6	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DO PILAR.....	101
4.7	DEFORMAÇÕES DO CONCRETO.....	104
4.8	MAPA DE FISSURAÇÃO	109
4.9	RESUMO DOS RESULTADOS	113
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	115
5.1	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS	117
5.1.1	Análise do Grupo 1 – Sem Transferência de Momento – Modelos LN01 e LN02 117	
5.1.2	Análise do Grupo 2 – Com Transferência de Momento e Sem “ <i>Studs</i> ” – Modelos LS01 e LW01	119
5.1.3	Análise do Grupo 3 – Com Transferência de Momento e com “ <i>Stud</i> ”.	121
5.2	CARGAS E MODOS DE RUPTURA.....	129
5.2.1	Cargas de Cisalhamento	129
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	145
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	145
6.2	CONCLUSÕES.....	145
6.2.1	Comportamento das lajes dos modelos	145
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150
	APÊNDICE A - EVOLUÇÃO DAS CARGAS ATÉ A RUPTURA.....	154
	APÊNDICE B – DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS MODELOS.....	163

APÊNDICE C – DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO, DE CISALHAMENTO E DOS PILARES.....	172
APÊNDICE D – DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO.....	193
APÊNDICE E – CARGAS DE CISALHAMENTO E MODOS DE RUPTURA.....	202

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais parâmetros do concreto da série de testes - Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).....	11
Tabela 2.2 – Principais parâmetros do aço da série de testes - Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).	11
Tabela 2.3 – Resultados dos testes e comparação com o ACI 318M-08 e Eurocode 2 - Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).	12
Tabela 2.4 – Características das lajes ensaiadas – Oliveira (2003).....	14
Tabela 2.5 – Características das lajes ensaiadas – Trautwein (2001).....	18
Tabela 2.6 – Carga de ruptura das lajes – Trautwein (2001).....	19
Tabela 2.7 – Comparação dos resultados experimentais de lajes-cogumelos com diferentes tipos de armadura de cisalhamento obtidos por diferentes pesquisadores – Trautwein <i>et al</i> (2007).	22
Tabela 2.8 – Características das lajes ensaiadas - Vaz, Gomes e Shehata (2009).....	26
Tabela 2.9 – Carga e modo de ruptura e índice de armadura de cisalhamento das lajes ensaiadas - Vaz, Gomes e Shehata (2009).....	27
Tabela 2.10 – Valores de k para pilares retangulares segundo EUROCODE 2:2004.....	30
Tabela 2.11 – Valores de K (NBR 6118:2003)	37
Tabela 3.1 – Identificação e características dos modelos das lajes	42
Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto.....	69
Tabela 4.2 – Carga última das lajes.....	70
Tabela 4.3 – Resumo dos resultados experimentais (deslocamentos e deformação da armadura de flexão).....	114
Tabela 4.4 – Resumo dos resultados experimentais (deformação da armadura de cisalhamento, dos pilares e do concreto).....	114
Tabela 5.1 – Grupos e seus parâmetros analisados.	115
Tabela 5.2 – Carga última e modos de ruptura dos modelos.....	129
Tabela 5.3 – Cargas de punção pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.	130
Tabela 5.4 – Cargas de punção pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.	133
Tabela 5.5 – Cargas de punção pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.....	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Colapso parcial do edifício <i>Pipers Row Car Park, Wolverhampton</i> – Wood (1997).	2
Figura 1.2 – Modo de ruptura de uma laje cogumelo sem armadura de cisalhamento – CEB-FIP/MC1990.	3
Figura 2.1 – Resistência à punção em lajes com armadura de cisalhamento baseada na CSCT – Ruiz e Muttoni (2009).	8
Figura 2.2 – Contribuição da armadura de cisalhamento.	9
Figura 2.3 – Posição do carregamento nas lajes – Oliveira (2003)	14
Figura 2.4 – Armadura superior e grampos de ancoragem – Oliveira (2003).....	15
Figura 2.5 – Proposta para classificação das lajes com pilares retangulares e o fator de flexão – Oliveira (2003)	16
Figura 2.6 – Esquema de ensaio – Trautwein (2001).	17
Figura 2.7 – Detalhamento da armadura de flexão – Trautwein (2001).....	19
Figura 2.8 – Características das lajes ensaiadas – Vaz (2009)	25
Figura 2.9 – Modelo para verificar a ruptura por punção no estado limite último segundo EUROCODE 2:2004	28
Figura 2.10 – Perímetro de controle ao redor de áreas carregadas segundo EUROCODE 2:2004	28
Figura 2.11 – Perímetro de controle externo à região com armaduras de cisalhamento segundo EUROCODE 2:2004	32
Figura 2.12 – Localização da seção crítica para pilar interno e suposta distribuição das tensões de cisalhamento pelo ACI 318M-02	32
Figura 2.13 – Perímetro crítico em pilares internos segundo a NBR 6118:2003	36
Figura 2.14 – Disposição da armadura de punção em planta e contorno da superfície crítica C” segundo a NBR 6118:2003	36
Figura 2.15 – Disposição da armadura de punção em corte segundo a NBR 6118:2003 ...	37
Figura 3.1 – Modelo hipotético caracterizando a situação estudada – TRAUTWEIN (2006)	40
Figura 3.2 – Geometria básica de todos os modelos (em mm).....	42
Figura 3.3 – Armadura de flexão dos modelos LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03.	43
Figura 3.4 – Armadura inferior para todas as lajes dos modelos LW01, LW02 e LW03. ...	44
Figura 3.5 – Detalhes dos sistema de armaduras – SCHÖCK BOLE.	45

Figura 3.6 – Detalhes do sistema de armaduras – HALFEN DEHA (2007).....	45
Figura 3.7 – Detalhes do sistema de armaduras desta pesquisa.	45
Figura 3.8 – Projeto das armaduras de cisalhamento.	46
Figura 3.9 – Espaçamento da armadura de cisalhamento dos modelos LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03.	47
Figura 3.10 – Espaçamento da armadura de cisalhamento dos modelos LW01, LW02 e LW03.	47
Figura 3.11 – Armadura de cisalhamento (<i>studs</i>).	48
Figura 3.12 – Detalhamento da armadura dos pilares na seção transversal, com indicação das barras instrumentadas com EER.	48
Figura 3.13 – Seção transversal com armadura dos pilares (LS01, LS02 e LS03) e posição dos EER.	49
Figura 3.14 – Seção transversal com armadura dos pilares (LW01, LW02 e LW03) e posição dos EER.	49
Figura 3.15 – Projeto das fôrmas metálicas.	50
Figura 3.16 – Detalhe F do projeto da fôrma metálica.	50
Figura 3.17 – Detalhe G do projeto de fôrma metálica.	51
Figura 3.18 – Fôrma pronta para receber a armadura.	51
Figura 3.19 – Aspecto final das fôrmas com as armaduras de flexão dos modelos.	51
Figura 3.20 – Teste de abatimento do tronco de cone.	52
Figura 3.21 – Moldagem dos corpos de prova.	53
Figura 3.22 – Concretagem dos modelos.	54
Figura 3.23 – Posição dos extensômetros da armadura de flexão.	55
Figura 3.24 – Preparação da instrumentação.	56
Figura 3.25 – Seção transversal com armadura de flexão (LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03).	56
Figura 3.26 – Seção transversal com armadura de flexão (LW01, LW02 e LW03).	56
Figura 3.27 – Posição dos extensômetros das barras da armadura de flexão.	57
Figura 3.28 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos N.	58
Figura 3.29 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos S.	58
Figura 3.30 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos W.	59

Figura 3.31 – Posição dos extensômetros na face inferior da laje.....	59
Figura 3.32 – Disposição dos extensômetros em um dos modelos.	60
Figura 3.33 – Posição dos deflectômetros nas lajes.	60
Figura 3.34 – Deflectômetro em um dos modelos.....	61
Figura 3.35 – Sistema de aquisição de dados.	62
Figura 3.36 – Esquema de ensaio do pórtico metálico.	62
Figura 3.37 – Célula de carga empregada na aplicação de carga.	63
Figura 3.38 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.	64
Figura 3.39 – Atuador hidráulico de aplicação de cargas.....	64
Figura 3.40 – Bombas elétricas utilizadas nos ensaios.....	65
Figura 3.41 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LN01 e LN02.....	65
Figura 3.42 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LS01, LS02 e LS03.	66
Figura 3.43 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LW01, LW02 e LW03.	66
Figura 3.44 – Viga de distribuição da carga.	67
Figura 4.1 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LN01.	71
Figura 4.2 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LN01.	71
Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LN02.	72
Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LN02.	72
Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS01.	73
Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS01.	73
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS02.	74
Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS02.	74
Figura 4.9 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS03.	75
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS03.	75
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW01.....	76
Figura 4.12 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW01.	76
Figura 4.13 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW02.....	77
Figura 4.14 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW02.	77
Figura 4.15 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW03.....	78
Figura 4.16 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW03.	78
Figura 4.17 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LN01.....	79

Figura 4.18 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LN02.....	79
Figura 4.19 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LS01.	80
Figura 4.20 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LS02.	80
Figura 4.21 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LS03.	81
Figura 4.22 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LW01.....	81
Figura 4.23 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LW02.....	82
Figura 4.24 – Carga <i>versus</i> deslocamento do modelo LW03.....	82
Figura 4.25 – Deformações na armadura de flexão do modelo LN01.	83
Figura 4.26 – Deformações na armadura de flexão do modelo LN02.	84
Figura 4.27 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS01.	84
Figura 4.28 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS02.	85
Figura 4.29 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS03.	85
Figura 4.30 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW01.....	86
Figura 4.31 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW02.....	86
Figura 4.32 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW03.....	87
Figura 4.33 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LN01.	87
Figura 4.34 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LN02.	88
Figura 4.35 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LS01.....	88
Figura 4.36 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LS02.....	89
Figura 4.37 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LS03.....	89
Figura 4.38 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LW01.	90
Figura 4.39 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LW02.	90
Figura 4.40 – Carga <i>versus</i> deformação na armadura de flexão do modelo LW03.	91
Figura 4.41 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LN01.....	92
Figura 4.42 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LN01.....	92
Figura 4.43 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LN01.....	93
Figura 4.44 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LN02.	93
Figura 4.45 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LN02.....	94
Figura 4.46 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LN02.....	94
Figura 4.47 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LS02.....	95
Figura 4.48 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LS02.....	95
Figura 4.49 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LS02.....	96
Figura 4.50 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LS03.....	96
Figura 4.51 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LS03.....	97

Figura 4.52 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LS03.....	97
Figura 4.53 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LW02.....	98
Figura 4.54 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LW02.....	98
Figura 4.55 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LW02.....	99
Figura 4.56 – Deformações na 1ª camada de <i>studs</i> do modelo LW03.....	99
Figura 4.57 – Deformações na 2ª camada de <i>studs</i> do modelo LW03.....	100
Figura 4.58 – Deformações na 3ª camada de <i>studs</i> do modelo LW03.....	100
Figura 4.59 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS01.	101
Figura 4.60 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS02.	102
Figura 4.61 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS03.	102
Figura 4.62 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW01.....	103
Figura 4.63 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW02.....	103
Figura 4.64 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW03.....	104
Figura 4.65 – Deformações na superfície do concreto do modelo LN01.....	105
Figura 4.66 – Deformações na superfície do concreto do modelo LN02.....	105
Figura 4.67 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS01.	106
Figura 4.68 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS02.	106
Figura 4.69 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS03.	107
Figura 4.70 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW01.....	107
Figura 4.71 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW02.....	108
Figura 4.72 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW03.....	108
Figura 4.73 – Padrão de fissuração do modelo LN01.	109
Figura 4.74 – Padrão de fissuração do modelo LN02.	110
Figura 4.75 – Padrão de fissuração do modelo LS01.....	110
Figura 4.76 – Padrão de fissuração do modelo LS02.....	111
Figura 4.77 – Padrão de fissuração do modelo LS03.....	111
Figura 4.78 – Padrão de fissuração do modelo LW01.	112
Figura 4.79 – Padrão de fissuração do modelo LW02.	112
Figura 4.80 – Padrão de fissuração do modelo LW03.	113
Figura 5.1 – Resumo das características dos modelos do Grupo 1.	116
Figura 5.2 – Resumo das características dos modelos do Grupo 2.	116
Figura 5.3 – Resumo das características dos modelos do Grupo 3.	117
Figura 5.4 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, F_{sk} , pela NBR 6118:2003, para todos os modelos....	131

Figura 5.5 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem restrição, F_{sk}^* , pela NBR* 6118:2003 para todos os modelos.....	131
Figura 5.6 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $F_{sk,out}$, pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.	132
Figura 5.7 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, $V_{Rk,cs}$, pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.....	134
Figura 5.8 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{Rk,cs}^*$, pelo EUROCODE* 2:2004 para todos os modelos.	134
Figura 5.9 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $V_{Rk,out}$, pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.	135
Figura 5.10 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{Rk,out}^*$, pelo EUROCODE* 2:2004 para todos os modelos.	136
Figura 5.11 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, $V_{u,k}$, pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.	137
Figura 5.12 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{u,k}^*$, pelo ACI* 318M-08 para todos os modelos.	138
Figura 5.13 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $V_{uk,out}$, pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.	139
Figura 5.14 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{uk,out}^*$, pelo ACI* 318M-08 para todos os modelos.	140
Figura 5.15 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LN01.	141
Figura 5.16 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LN02.	141
Figura 5.17 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS01.....	142
Figura 5.18 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS02.....	142

Figura 5.19 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS03.....	143
Figura 5.20 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW01.	143
Figura 5.21 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW02.	144
Figura 5.22 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW03.	144

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c - área de concreto na seção crítica;

A_{s_i} - área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

A_{sw} - área das armaduras de cisalhamento por camada;

A_v - área das armaduras de cisalhamento por camada;

b_0 - perímetro da seção crítica para pilares de borda;

$b_{0,int}$ - perímetro de controle (afastado $0,5.d$ além da extremidade da fissura, tipicamente na face da coluna);

b_1 - comprimento do perímetro crítico paralelo à direção da aplicação do momento ;

b_2 - comprimento do perímetro crítico perpendicular à direção da aplicação do momento;

b_w - largura da seção crítica ou largura da área tributária considerada;

C_1 - dimensão do pilar paralela à excentricidade da força;

C_2 - dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força;

c_1 - dimensão da coluna paralela à excentricidade da carga;

c_2 - dimensão de coluna perpendicular à excentricidade da carga;

c_{AB} - excentricidade do perímetro crítico, corresponde à distância entre o eixo que passa pelo centróide do perímetro crítico e o lado deste perpendicular à direção do momento;

$c_{máx}$ - lado maior do pilar;

$c_{mín}$ - lado menor do pilar;

d - altura útil da laje;

d_g - tamanho máximo do agregado;

d_{g0} - tamanho do agregado de referência definido para 16 mm (0,63 pol.);

d_x - média aritmética das alturas úteis da armadura passiva na direção x;

d_y - média aritmética das alturas úteis da armadura passiva na direção y;

E - módulo de elasticidade do material;

E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

F_t - força de ruína do corpo-de-prova por compressão diametral;

f_c - resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos;

f'_c - resistência à compressão do concreto;

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto;
 f_{ctj} - resistência do concreto à tração aos j dias, em MPa;
 f_{cj} - resistência do concreto à compressão aos j dias, em MPa;
 f_{cr} - tensão de fissuração do concreto;
 f_{ct} - resistência do concreto à tração;
 f_{ctj} - resistência do concreto à tração aos j dias, em MPa;
 f_y - tensão de escoamento do aço;
 f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento da armadura tracionada ou menos comprimida;
 f_{yk} - resistência característica ao escoamento da armadura tracionada ou menos comprimida;
 f_{yw} - tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;
 $f_{ywd,ef}$ - tensão efetiva na armadura de cisalhamento
 f_u - resistência última da armadura;
 F_{sd} - força ou reação concentrada de cálculo;
 h - espessura da laje;
 J_c - propriedade da seção crítica assumida, análoga ao momento polar de inércia;
 K - coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento;
 k - coeficiente que relaciona a maior com a menor dimensão do pilar ou área carregada;
 L - comprimento do vão de um painel;
 l_x - lado da laje na direção x;
 l_y - lado da laje na direção y;
 M_{sd} - momento de extremidade de cálculo;
 M_u - momento majorado desequilibrado;
 M_u - momento fletor último por unidade de comprimento;
 P_u - carga de ruptura de ensaio;
 P_f - carga de ruptura;
 P_{flex} - carga última de flexão;
 P_{uLref} - carga de ruptura da laje de referência;
 S_0 - distância entre o primeiro conector e a face do pilar;
 S_r - distância radial entre os *studs*;
 s_r - espaçamento radial das camadas de armaduras de cisalhamento;
 u - perímetro crítico;

u_1 - comprimento do perímetro de controle básico;

u_0 - comprimento do perímetro do pilar;

$u_{n,eff}$ - soma dos trechos do perímetro mínimo externos às armaduras de cisalhamento, com nenhuma das partes tomada com comprimento superior a $2d$;

u_{out} - perímetro de controle no qual a armadura de cisalhamento não é necessário;

V_c - contribuição do concreto;

V_d - carga de projeto estimada de ruptura da laje;

V_{ED} - força de cisalhamento de cálculo;

V_{flex} - força de cisalhamento associada com a capacidade de flexão;

$V_{R,c}$ - capacidade resistente de uma laje similar, mas sem armadura de cisalhamento;

$V_{R,cs}$ - resistência máxima advinda da combinação da armadura de cisalhamento e do concreto;

$V_{R,in}$ - resistência a punção dentro da zona de armadura de cisalhamento;

$V_{R,máx}$ - resistência máxima para uma determinada dimensão de pilar, altura útil e resistência à compressão do concreto;

$V_{R,out}$ - resistência da laje na região externa às armaduras de cisalhamento;

V_s - contribuição do aço;

V_u - carga última de ensaio;

V_u - força de cisalhamento majorada;

W_1 - Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre do perímetro u ;

W_p - módulo resistente da seção crítica;

LETRAS GREGAS

α - ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje;

β - relação do lado largo e lado curto da coluna, carga concentrada, ou área de reação,

β_i - ângulo entre a barra da armadura de ao cisalhamento e plano da laje.

κ - índice de armadura de cisalhamento;

λ - fator de flexão;

v_E - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

v_{Ed} - tensão atuante na ligação;

V_n - tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

$V_{RD,c}$ - valor de cálculo da resistência ao cisalhamento sem armadura de punção ao longo da seção considerada;

$V_{RD,máx}$ - valor de cálculo máximo da tensão de cisalhamento ao longo da seção considerada;

V_u - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

ρ - taxa geométrica de armadura passiva de flexão;

ρ_1 - taxa de armadura média da laje, devendo ser calculada em uma largura igual com tamanho do pilar mais $3.d$ para cada lado;

ρ_x - são as taxas geométricas de armadura passiva na direção x;

ρ_y - são as taxas geométricas de armadura passiva na direção y;

σ_{cp} - tensão de compressão no concreto no plano da laje na seção crítica nas direções y e z dado em MPa e com valor negativo para compressão;

σ_{si} - tensão de cisalhamento;

τ_{RD1} - tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

τ_{RD2} - tensão resistente;

τ_{Sd} - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

$\tau_{Sd,ef}$ - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva;

τ_u - Tensão de cisalhamento última.

\emptyset - bitola da armadura;

ϕ - fator de redução da resistência nominal da ligação laje/pilar, igual a 0,75 para esforços de cisalhamento e de torção;

ψ - rotação máxima da laje;

ω - abertura da fissura de cisalhamento crítico;

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

As lajes lisas, também denominadas lajes planas, são estruturas laminares horizontais em concreto armado ou protendido que se apóiam rígida e diretamente em pilares, não existindo vigas para transferência dos esforços. A utilização de estruturas com lajes lisas tornou-se habitual há muitos anos. Isto se deve fundamentalmente a uma maior simplicidade do sistema construtivo, economia de tempo, execução e custos, assim como a flexibilidade de utilização dos espaços construídos.

Entre as possíveis vantagens deste tipo de estrutura pode-se citar:

- Simplificação na execução das formas da estrutura. Devido à ausência de vigas ocorre uma diminuição dos recortes, ocasionando uma maior agilidade no processo construtivo e redução no consumo de material e de mão-de-obra na construção;
- Facilidade na execução da armadura. O arranjo das armaduras de flexão é mais simples e conseqüentemente mais fácil para executar, possibilitando também o uso de telas soldadas. O sistema com vigas é mais demorado e trabalhoso devido às interferências das armaduras das vigas com os pilares, ao escalonamento da armadura e à amarração dos estribos;
- Maior facilidade no lançamento, adensamento e desforma do concreto, reduzindo a possibilidade de ocorrência de nichos de concretagem;
- Redução da altura total do edifício, possibilitando aumentar o número de pavimentos;
- A inexistência de vigas acarreta a diminuição dos revestimentos.

Já como principais desvantagens, têm-se os grandes deslocamentos transversais das lajes, os problemas relacionados à estabilidade global de edifícios e a punção das lajes pelos pilares.

O fenômeno da punção é um modo de ruptura que ocorre por cisalhamento em elementos delgados submetidos a carga ou reação concentrada aplicada transversalmente que provoca elevadas tensões de cisalhamento em torno de regiões relativamente pequenas, podendo

resultar em ruptura sem aviso. Nas lajes lisas, esta situação é típica na região da ligação laje-pilar. Procura-se minimizar essas tensões atuantes na região próxima ao pilar com o aumento da espessura da laje inteira ou com o uso de capitéis na região onde ocorre o esforço de punção,. Outra forma de combate à punção é o aumento da capacidade resistente da laje, utilizando-se concreto de alta resistência e armadura de cisalhamento.

A complexa distribuição dos esforços internos na pequena porção da laje próxima ao pilar dificulta o desenvolvimento de equações analíticas para as tensões nessa região da laje. As normas e códigos internacionais calculam a resistência à tensão cisalhante de uma seção em torno do pilar denominada seção crítica, e ajustam esse valor com coeficientes embasados em trabalhos experimentais.

De acordo com MELO (1990) e SOUZA (1994) o primeiro caso registrado de ruptura por punção foi o do edifício Prest-o-Lite, em Indianápolis (1911), onde as lajes se desligaram completamente dos pilares e levaram a estrutura toda à ruína. Outros casos de acidentes estruturais devidos à punção têm sido registrados, como o apresentado na Figura 1.1, referente ao colapso parcial do edifício Pipers Row Car Park, localizado na cidade de Wolverhampton, Inglaterra (WOOD, 1997).



Figura 1.1 – Colapso parcial do edifício *Pipers Row Car Park*, *Wolverhampton* – Wood (1997).

Segundo MELO (1990), a resistência pós-puncionamento das ligações laje-pilar é fundamental para não ocorrência de um colapso generalizado. Após o puncionamento uma grande parcela de carga vai ser transmitida para os pilares vizinhos, com ocorrências de novas rupturas.

A Figura 1.2 mostra a superfície de ruptura por punção, de uma laje lisa sem armadura de cisalhamento, com inclinação de 25° a 30° , de acordo com o CEB-FIP/MC1990.

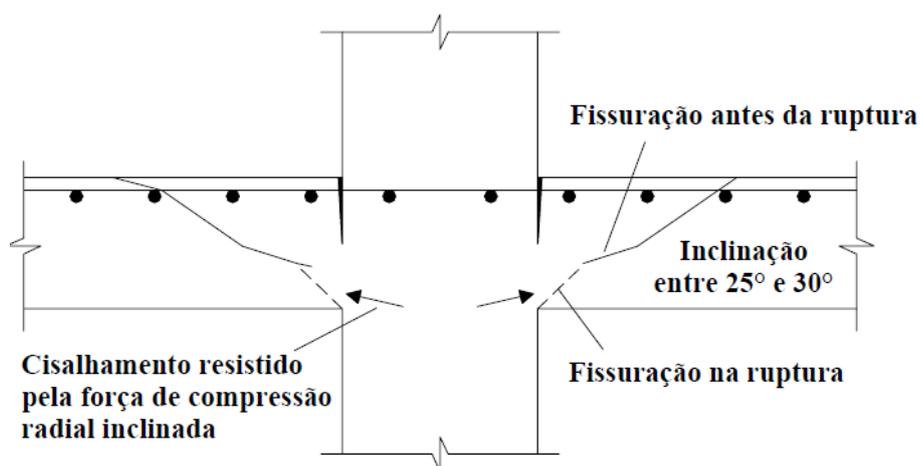


Figura 1.2 – Modo de ruptura de uma laje cogumelo sem armadura de cisalhamento – CEB-FIP/MC1990.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo principal investigar experimentalmente o comportamento do fenômeno de punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento tipo *stud* em torno de pilares retangulares de centro, variando o número de camadas de armadura de cisalhamento e o eixo de flexão do pilar. Este trabalho faz parte de uma linha de pesquisas sobre punção em desenvolvimento na UnB.

Faz parte dos objetivos específicos analisar e comparar os resultados experimentais com as proposições normativas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por algumas normas internacionais, visando melhorar as estimativas de resistência ao puncionamento de lajes lisas apoiadas em pilares retangulares.

1.3 JUSTIFICATIVA

O maior desafio para uma pesquisa relacionada à punção ainda é estabelecer um modelo mecânico realista que possa representar, de maneira simples, o comportamento à punção de uma ligação laje-pilar.

O estudo de lajes lisas com armadura de cisalhamento (*studs*) vem sendo desenvolvido por alguns pesquisadores no mundo todo, com importantes descobertas, sobretudo na influência desta sobre a carga de ruptura.

Entretanto, as pesquisas realizadas sobre as ligações de lajes lisas com pilares retangulares e presença de armadura de cisalhamento (*studs*) ainda não resultaram em um modelo de dimensionamento à punção capaz de satisfazer a todos os questionamentos em relação a essas ligações. Assim, ainda há necessidade de mais pesquisas experimentais que levem a uma melhor compreensão do mecanismo de ruptura das ligações laje-pilar, e o presente estudo pretende dar a sua contribuição nesse sentido.

1.4 METODOLOGIA

Após uma revisão bibliográfica foram definidos oito modelos locais de ligações laje-pilar que foram confeccionados e ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Em seguida foi feita a análise dos resultados dos ensaios desses modelos buscando avaliar o seu comportamento estrutural em função dos parâmetros variáveis adotados.

Finalmente, os resultados experimentais obtidos nos ensaios foram confrontados entre si e com os resultados estimados com prescrições da norma NBR 6118 (2003) e dos códigos internacionais EUROCODE 2 (2004) e ACI 318 (2008), resultando em algumas conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por seis capítulos e o conteúdo de cada capítulo será exposto sucintamente a seguir.

No Capítulo 2 será apresentada uma revisão bibliográfica com alguns dos trabalhos utilizando *studs* em lajes lisas de concreto armado, além das recomendações dos códigos de projeto que serão utilizados para estimar as cargas de ruptura das lajes com e sem a presença de armadura de cisalhamento.

No Capítulo 3 será descrito o programa experimental, com informações sobre as características e propriedades dos modelos de ensaio, o esquema de ensaio realizado juntamente com todas as etapas e procedimentos realizados na preparação e execução dos mesmos.

No Capítulo 4 serão apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios: deformação da armadura e do concreto, deslocamentos, fissuração, cargas últimas e modos de ruptura.

O Capítulo 5 apresentará a análise dos resultados obtidos nos ensaios e uma comparação com as cargas últimas obtidas com as prescrições dos códigos estudados.

No Capítulo 6 serão apresentadas as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros, com base na experiência dos ensaios realizados neste trabalho.

Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas e os apêndices.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados resumos de algumas pesquisas realizadas no exterior e no Brasil sobre punção de lajes lisas, bem como de algumas normas ou códigos que são usados para estimar a resistência à punção de lajes.

2.2 PESQUISAS REALIZADAS NO EXTERIOR

2.2.1 RUIZ e MUTTONI (2009)

Ruiz e Muttoni apresentam um modelo físico baseado na Teoria da Fissura de Cisalhamento Crítica que permite estimar, de forma racional, as parcelas de contribuição do concreto e da armadura de cisalhamento na resistência à punção. Seu modelo leva em conta a distribuição da armadura de cisalhamento bem como seu diâmetro, as condições de contorno, a taxa de armadura e outros parâmetros mecânicos e geométricos.

Considerando a distribuição da armadura de cisalhamento, uma laje de concreto armado pode desenvolver três diferentes modos de ruptura por punção: esmagamento da biela de concreto na região próxima ao pilar, punção no interior da zona onde está distribuída a armadura de cisalhamento e punção fora da zona da armadura de cisalhamento.

De acordo com Ruiz e Muttoni, dentro da zona da armadura de cisalhamento a superfície de ruptura se desenvolve quando uma fissura de cisalhamento abre, localizando as tensões. A esta fissura chamou-se de fissura de cisalhamento crítica, como mostrado na Figura 2.1 (a). Neste caso, uma parcela do esforço de cisalhamento é absorvida pelo concreto (esta contribuição é limitada pela abertura da fissura de cisalhamento crítica e pela sua rugosidade), enquanto a parcela restante da força de cisalhamento é absorvida pela armadura de cisalhamento. A resistência à punção pode ser assim escrita como (ver Figura 2.1 (b) e (c)):

$$V_{R,in} = V_c + V_s \quad (2.1)$$

A contribuição do concreto V_c pode ser estimada de acordo com a CSCT (*Critical Shear Crack Theory*) supondo que uma única fissura se desenvolve na zona de fissura. Com base nesta teoria, Muttoni propôs o seguinte critério de ruptura, que se correlacionou bem com os resultados de 99 ensaios de punção empregando modelos de lajes sem armadura de cisalhamento:

$$V_c = \frac{3}{4} \cdot \frac{b_{0,int} \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (\text{N,m}) \quad (2.2)$$

onde :

ψ : rotação máxima da laje;

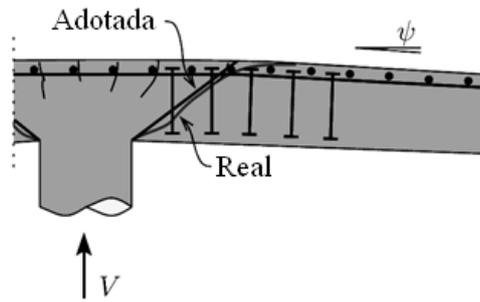
$b_{0,int}$: perímetro de controle (afastado $0,5 \cdot d$ além da extremidade da fissura, tipicamente na face da coluna);

d : altura útil da laje;

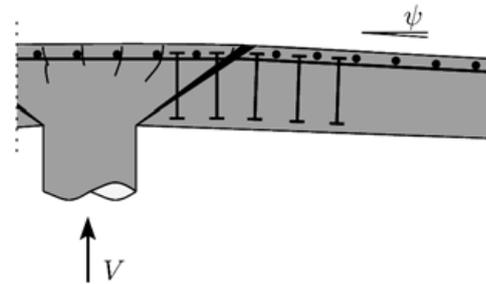
f'_c : resistência à compressão do concreto;

d_g : tamanho máximo do agregado;

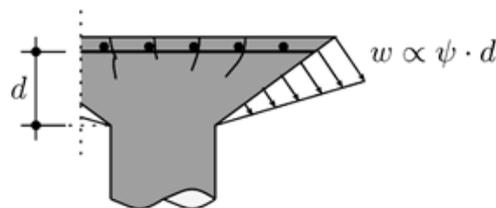
d_{g0} : tamanho do agregado de referência definido para 16 mm (0,63 pol.).



(a) Fissura crítica real e a adotada, geradas por esforços de cisalhamento.



(b) Laje cinemática com abertura de fissura de cisalhamento crítica.



(c) Largura da fissura correspondentes para geometria assumida.

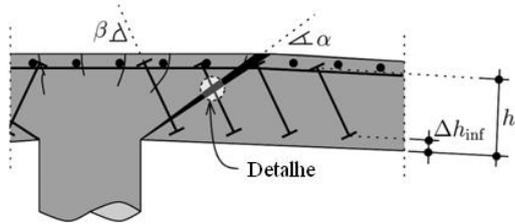
Figura 2.1 – Resistência à punção em lajes com armadura de cisalhamento baseada na CSCT – Ruiz e Muttoni (2009).

A contribuição da armadura de cisalhamento pode ser calculada de acordo com a CSCT usando sua hipótese principal, que estabelece que a abertura da fissura de cisalhamento crítica é proporcional ao produto da rotação da laje vezes a profundidade efetiva do membro (ver Figura 2.2):

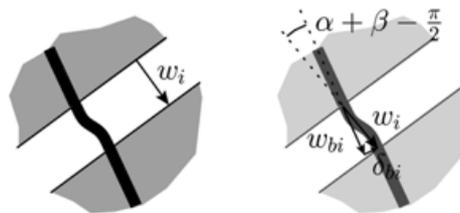
$$\omega = \kappa \cdot \psi \cdot d \quad (2.3)$$

onde:

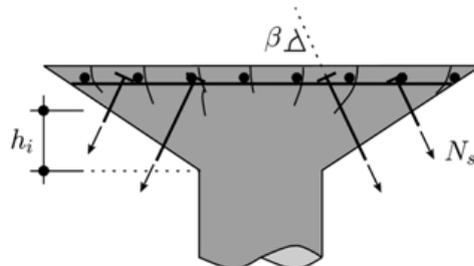
κ é uma constante cujo valor proposto por Ruiz e Muttoni é $\kappa = 0,50$.



(a) Parâmetros geométricos da armadura de cisalhamento e fissura de cisalhamento crítica.



(b) Abertura das fissuras críticas de cisalhamento e deslocamento longitudinal e transversal em relação à armadura cisalhamento.



(c) Contribuição da armadura de cisalhamento dentro do cone de punção.

Figura 2.2 – Contribuição da armadura de cisalhamento.

Se a ação de pino da armadura de cisalhamento é negligenciada, a contribuição da armadura de cisalhamento torna-se:

$$V_s = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot (\psi) \cdot A_{si} \cdot \sin(\beta_i) \quad (2.4)$$

onde:

A_{si} : área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

β_i : ângulo entre a barra da armadura de cisalhamento e plano da laje.

Ruiz e Muttoni observaram que a contribuição do concreto para a resistência à punção de lajes não é constante, ao contrário do que é assumido na maioria dos códigos normativos.

Alguns códigos subestimam esta contribuição para baixas taxas de armadura de cisalhamento e podem superestimá-la para grandes taxas.

Ruiz e Muttoni concluíram que um modelo físico baseado na Teoria da Fissura de Cisalhamento Crítica pode ser usado para estimar a resistência à punção em lajes de concreto armado com armadura transversal considerando expressões analíticas simples.

Com base na Teoria da Fissura de Cisalhamento Crítica, Ruiz e Muttoni demonstraram que a força da contribuição do concreto na resistência à punção é reduzida para grandes rotações nas lajes. Esta redução depende de alguns parâmetros como, por exemplo, a taxa de armadura de flexão ou a quantidade de armadura de cisalhamento.

2.2.2 GUANDALINI, BURDET e MUTTONI (2009)

Guandalini, Burdet e Muttoni investigaram o comportamento ao puncionamento de 11 lajes quadradas de concreto armado com ligações internas laje-pilar sem armadura de cisalhamento. O estudo tinha como variáveis o tamanho das lajes (normal, dobro e metade), a espessura da laje e o tamanho máximo do agregado (ver Tabela 2.1 e Tabela 2.2). Eles realizaram alguns ensaios explorando lajes com grandes taxas de armadura e outras com taxa muito baixa, analisando o modo de ruptura com o escoamento da armadura de flexão.

A taxa de armadura de flexão utilizada foi entre 0,22% e 1,5%. Uma armadura de cerca de 0,2% foi prevista na face de compressão para todas as lajes, exceto para as amostras com metade do tamanho.

Tabela 2.1 – Principais parâmetros do concreto da série de testes - Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).

Dimensões das amostras, (m)		Concreto			
		d, (m)	f_c , (MPa)	Idade de teste (dias)	d_g , (mm)
Amostra com tamanho normal 3,00 x 3,00 x 0,25	PG-1	0,210	27,6	33	16
	PG-2b		40,5	240	
	PG-4		32,2	28	4
	PG-5		29,3	28	
	PG-10		28,5	21	16
	PG-11		31,5	34	
Amostra com o dobro do tamanho 6,00 x 6,00 x 0,5	PG-3	0,456	32,4	41	16
Amostra com metade do tamanho 1,50 x 1,50 x 0,125	PG-6	0,0960	34,7	99	16
	PG-7	0,100	34,7	100	
	PG-8*	0,117	34,7	100	
	PG-9*	0,117	34,7	101	

Tabela 2.2 – Principais parâmetros do aço da série de testes - Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).

Amostras	Armadura de aço			
	Bitola, (mm)	ρ (%)	f_y , (MPa)	f_u , (MPa)
PG-1	ϕ 20 c. 100	1,50%	573	656
PG-2B	ϕ 10 c. 150	0,25%	552	612
PG-4	ϕ 10 c. 150	0,25%	541	603
PG-5	ϕ 10 c. 115	0,33%	555	659
PG-10	ϕ 10 c. 115	0,33%	577	648
PG-11	ϕ 16/18 c. 145	0,75%	570	684
PG-3	ϕ 16 c. 135	0,33%	520	607
PG-6	ϕ 14 c. 110	1,50%	526	607
PG-7	ϕ 10 c. 105	0,75%	550	623
PG-8*	ϕ 8 c. 155	0,28%	550	586
PG-9*	ϕ 8 c. 196	0,22%	525	586

* Espessura efetiva da laje é 0,130 m.

A Tabela 2.3 resume os resultados dos ensaios de flexão onde a capacidade V_{flex} não foi alcançada. Estes resultados foram comparados com os valores previstos pelas formulações que estimam a resistência à punção do ACI 318-08 (calculado com cantos arredondados e em linha reta para o perímetro da seção crítica) e do Eurocode 2.

Tabela 2.3 – Resultados dos testes e comparação com o ACI 318M-08 e Eurocode 2 -
Guandalini, Burdet e Muttoni (2009).

Amostra	V_{test} , (kN)	V_{flex} , (kN)	$V_{test}/$ V_{flex}	V_{ACI} (arredondado), (kN)	V_{ACI} (reto), (kN)	V_{EC2} , (kN)	V_{test}/V_{ACI} (arredondado)	V_{test}/V_{ACI} (reto)	$V_{test}/$ V_{EC2}	
PG-1	1023	2241	0,46	625	691	950	1,64	1,48	1,08	
PG-11	763	1226	0,63	668	739	788	1,14	1,03	0,97	
PG-3	2153	2576	0,84	3039	3378	2340	0,71	0,64	0,92	
PG-6	238	441	0,54	155	170	221	1,54	1,40	1,08	
PG-7	241	272	0,89	164	181	189	1,47	1,33	1,27	
							Média	1,30	1,18	1,06
							Coef. de var.	0,29	0,29	0,13
							Mín.	0,71	0,64	0,92

Para lajes com grandes taxas de armadura (PG-1 e PG-6), a previsão dada pelo ACI 318-08 é, em geral, conservadora. Para o dobro de tamanho, porém, a resistência à punção de acordo com o ACI 318-08 é superestimada em quase 30% se um perímetro com cantos arredondados for considerado, e em quase 36% se um perímetro simplificado com cantos retos for considerado. Estas diferenças se devem ao fato de que as formulações para estimativa de resistência à punção do ACI não levam em consideração a taxa de armadura (embora a resistência ao cisalhamento nominal de punção diminua por razões de diminuição da armadura de flexão), nem as dimensões da laje (embora a resistência à punção diminua para tamanhos cada vez maiores de membros, como claramente demonstrado pelo modelo PG-3, em comparação com amostras PG-10 e PG-5).

As prescrições do EUROCODE 2 são muito mais próximas dos valores experimentais do que as do ACI 318-08, e com um menor coeficiente de variação. Para o Modelo PG-3, no entanto, a resistência também foi superestimada.

Guandalini, Burdet e Muttoni concluíram com os testes que, devido às variações nas dimensões dos modelos (*size effect*), a resistência à punção diminui com o aumento da

espessura da laje. Ao mesmo tempo, diminuí também a deformação na ruptura e confirma a teoria da fissura de cisalhamento crítica por meio de medições detalhadas na parte superior e inferior da face das lajes, que permitiu a descrição do desenvolvimento da fissura de cisalhamento crítica levando a laje à ruptura por punção.

Com a série de ensaios, Guandalini, Burdet e Muttoni demonstraram que o critério de ruptura da teoria da fissura de cisalhamento crítica é aplicável para lajes com e sem grandes deformações plásticas na armadura de flexão (ou seja, com baixas ou altas taxas de armadura), descrevendo corretamente a carga e a deformação na ruptura.

2.3 PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL

2.3.1 OLIVEIRA (2003)

Oliveira ensaiou quinze lajes lisas de concreto armado com alta resistência à compressão (f'_c entre 54 e 67 MPa) submetidas a carregamento simétrico, com objetivo de investigar a influência do índice de retangularidade do pilar, que variou de 1 a 5, na resistência última das lajes. As lajes possuíam dimensões de 1680 mm x 2280 mm x 130 mm e as principais variáveis foram o aumento do maior lado do pilar e a posição do carregamento. As lajes foram divididas em 5 grupos, em função do índice de retangularidade. Para cada índice de retangularidade as lajes foram carregadas nas duas menores bordas opostas (lajes “a”), nas duas maiores (lajes “b”) e finalmente nas quatro bordas (lajes “c”).

Os pilares foram simulados no centro da superfície inferior utilizando-se placas retangulares de aço com os lados menores (c_{\min}) medindo 120 mm e os lados maiores (c_{\max}) com dimensões variando de uma a cinco vezes a dimensão do lado c_{\min} , ou seja, 120, 240, 360, 480 e 600 mm.

A taxa de armadura de flexão foi de aproximadamente 0,011 em cada direção. As lajes foram submetidas a um carregamento distribuído ao longo das bordas por meio de vigas metálicas. As características das lajes ensaiadas podem ser encontradas na Tabela 2.4 e na Figura 2.3.

Tabela 2.4 – Características das lajes ensaiadas – Oliveira (2003)

Laje	d (mm)	ρ	f'_c	Pilar		Carregamento aplicado	Carga última V_{exp} (kN)
				$c_{mín}$ (mm)	$c_{máx}$ (mm)		
L1a	107	0,0109	57	120	120	P_1	234
L1b	108	0,0108	59	120	120	P_2	322
L1c	107	0,0109	59	120	120	P_1 e P_2	318
L2a	109	0,0107	58	120	240	P_1	246
L2b	106	0,0110	58	120	240	P_2	361
L2c	107	0,0109	57	120	240	P_1 e P_2	331
L3a	108	0,0108	56	120	360	P_1	241
L3b	107	0,0109	60	120	360	P_2	400
L3c	106	0,0110	54	120	360	P_1 e P_2	358
L4a	108	0,0108	56	120	480	P_1	251
L4b	106	0,0110	54	120	480	P_2	395
L4c	107	0,0109	56	120	480	P_1 e P_2	404
L5a	108	0,0108	57	120	600	P_1	287
L5b	108	0,0108	67	120	600	P_2	426
L5c	109	0,0107	63	120	600	P_1 e P_2	446

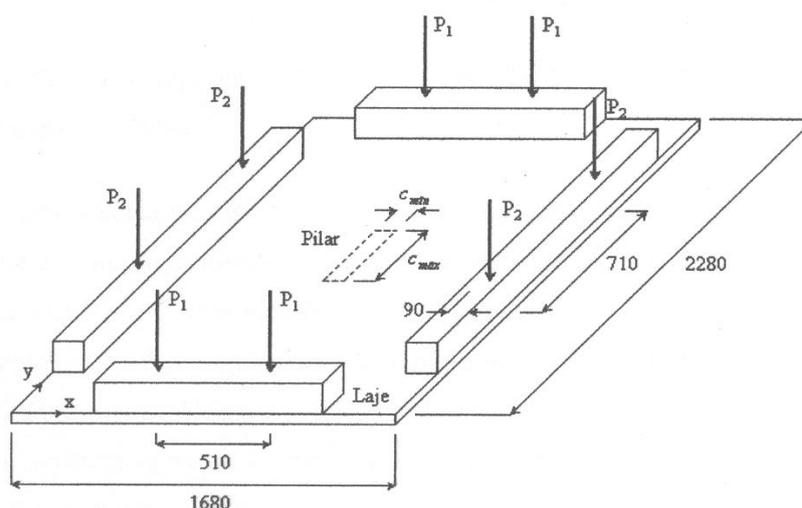


Figura 2.3 – Posição do carregamento nas lajes – Oliveira (2003)

As armaduras de flexão foram iguais para todas as lajes. Cada armadura de flexão foi constituída por barras de aço de 12,5 mm de diâmetro, com 23 e 15 barras posicionadas ao longo de l_y e l_x , respectivamente. As barras foram dispostas ortogonalmente entre si e na camada externa da armadura estavam paralelas a l_x . Todas as barras foram ancoradas em

suas extremidades por ferros de 6,3 mm de diâmetros dobrados em forma de U com dimensões de 400 x 400 x 108 mm cada. O cobrimento dessas armaduras foi de aproximadamente 10 mm. A Figura 2.4 mostra a disposição das barras e grampos das armaduras de flexão.

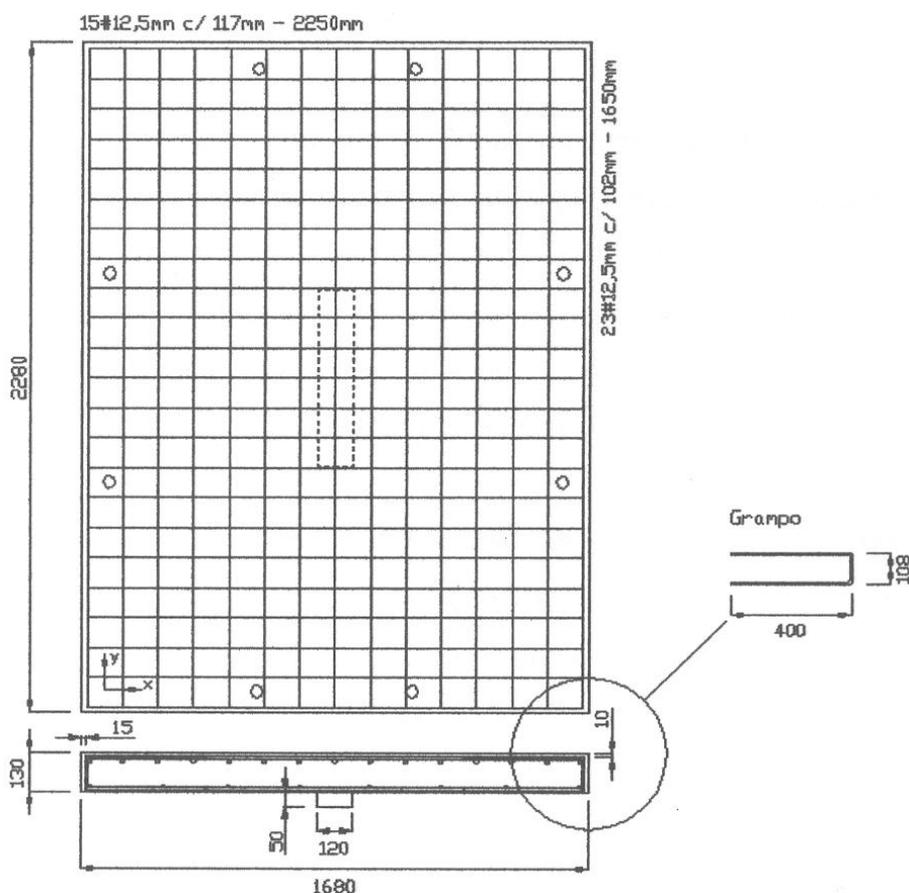


Figura 2.4 – Armadura superior e grampos de ancoragem – Oliveira (2003)

Oliveira concluiu que nas lajes com índice de retangularidade igual a 5, foi possível obter rupturas por punção. Nas lajes “a”, a resistência ao puncionamento das lajes lisas aumentou com o acréscimo do índice de retangularidade e a ruptura por puncionamento ocorreu precocemente, em relação às resistências obtidas das normas e códigos, com a proximidade de uma ruptura por flexão.

Oliveira propôs para o tratamento de pilares retangulares considerar o comportamento das lajes à flexão e levar em conta a orientação dos pilares nas lajes. As lajes foram classificadas em três grupos distintos, conforme mostra a Figura 2.5, e para cada grupo foi proposto um fator de flexão para correção das estimativas fornecidas pela norma MC90, de

acordo com a Equação 2.5. Os resultados obtidos foram significativamente melhores que os apresentados pelas normas analisadas e eliminou a tendência da norma MC90 de superestimar a resistência das lajes cogumelo apresentadas ao puncionamento.

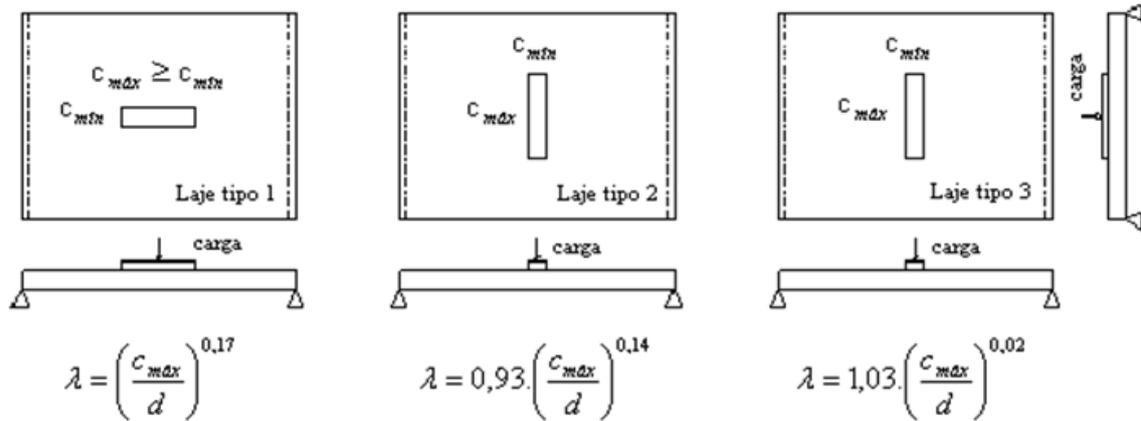


Figura 2.5 – Proposta para classificação das lajes com pilares retangulares e o fator de flexão – Oliveira (2003)

- Lajes tipo 1: Predominantemente solicitadas em uma direção e $c_{m\dot{d}x} \geq c_{mfn}$ paralelo ao vão;
- Lajes tipo 2: Predominantemente solicitadas em uma direção e $c_{m\dot{d}x}$ perpendicular ao vão;
- Lajes tipo 3: Solicitadas nas duas direções.

$$V_{Prop} = \frac{0,18}{\lambda} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f'_c \cdot d \cdot u_1} \quad (2.5)$$

Para lajes “a” ensaiadas com carga de ruptura muito próxima da carga de ruptura prevista para flexão, a utilização de um perímetro reduzido de controle forneceu resultados satisfatórios, com o maior índice de resistência ocorrendo na laje com índice de retangularidade igual a 5. Entretanto a aplicação do método proposto justamente com uma redução de 30% nas estimativas da norma MC90 fornece resultados mais precisos para todos os índices de retangularidades utilizados. Alternativamente, uma redução no coeficiente parcial de resistência de 1,5 em uma ruptura por puncionamento para 1,15 em uma ruptura por flexão fornece resultados mais conservadores que os estimados pela norma em questão.

2.3.2 TRAUTWEIN (2001)

Trautwein analisou experimentalmente nove lajes lisas de concreto armado com dimensões 300 cm x 300 cm e 20 cm de espessura, submetidas a puncionamento simétrico, com objetivo de investigar a eficiência de dois tipos de armadura de cisalhamento, uma tipo “stud” interno sem envolver a armadura de flexão, e outra constituída por estribos inclinados abertos a 60°. No centro das lajes, foi aplicada uma carga concentrada com um macaco hidráulico alimentado por uma bomba manual, atuando sobre uma placa metálica quadrada (200 x 200 x 50 mm), localizada na face inferior da laje, fixada com gesso, simulando um pilar de mesmas dimensões. As lajes foram fixadas nas bordas por 16 tirantes com diâmetro de 25 mm ligados a vigas metálicas para transmissão das cargas à laje de reação como mostra a Figura 2.6.

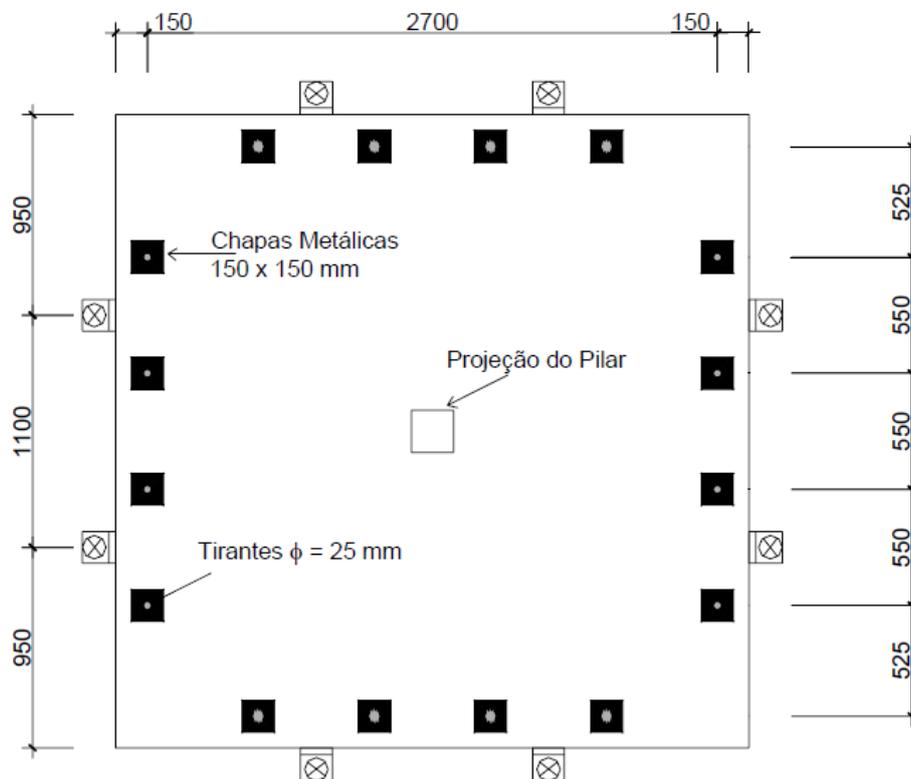


Figura 2.6 – Esquema de ensaio – Trautwein (2001).

As principais variáveis foram: a disposição, a quantidade dos elementos da armadura de cisalhamento e a área de aço utilizada por camada.

A Tabela 2.5 apresenta algumas características das lajes ensaiadas. As três primeiras lajes do Grupo 1 (lajes 1, 4 e 9) apresentam armadura de cisalhamento tipo “stud” interna à armadura de flexão, enquanto que as seis lajes do Grupo 2 (lajes 2, 3, 5, 6, 7, 8) apresentam armadura de cisalhamento constituída de estribos inclinados a 60°.

Tabela 2.5 – Características das lajes ensaiadas – Trautwein (2001).

LAJE	d (mm)	Arm. de Cisalhamento	Nº Cam.	Distribuição	φ (mm)
GRUPO 1					
1	159	Tipo "stud" interno	11	Radial	12,5
4	164	Tipo "stud" interno	11	Radial	16,0
9	154	Tipo "stud" interno	11	Radial	10,0
GRUPO 2					
2	139	Estribo inclinado a 60°	3	Cruz	6,3
3	164	Estribo inclinado a 60°	3	Cruz	8,0
5	159	Estribo inclinado a 60°	4	Radial	6,3/8,0
6	159	Estribo inclinado a 60°	7	Radial	8,0
7	159	Estribo inclinado a 60°	9	Radial	8,0
8	154	Estribo inclinado a 60°	7	Radial	5,0

Todas as lajes possuíam armadura de flexão igual composta por 31 barras de 16 mm de diâmetro em cada direção, espaçadas a cada 10 cm, enquanto que a armadura da borda inferior foi constituída por 21 barras de 8 mm em cada direção espaçadas a cada 15 cm (ver Figura 2.7).

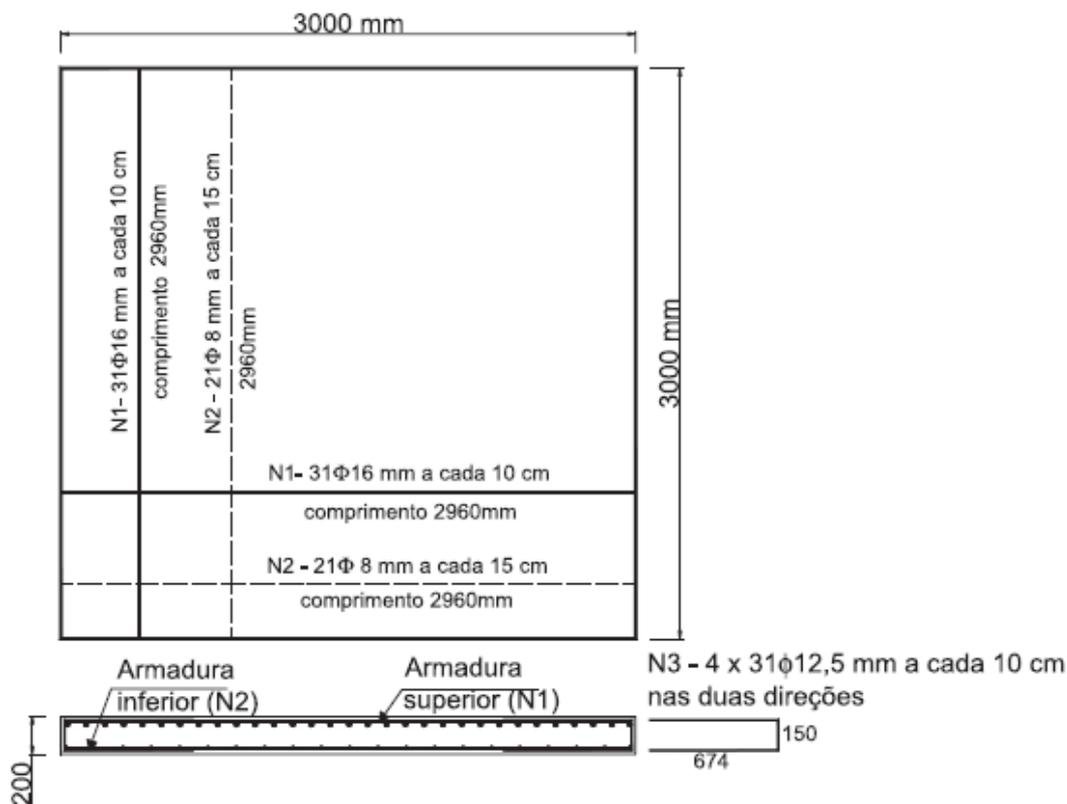


Figura 2.7 – Detalhamento da armadura de flexão – Trautwein (2001)

As lajes ensaiadas por Trautwein foram todas carregadas até a ruptura, rompendo todas por punção, com cargas últimas variando de 650 kN (laje 2) a 1160 kN (laje 7), conforme Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Carga de ruptura das lajes – Trautwein (2001).

LAJE	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	Arm. de Cisalhamento	Nº Cam.	Φ (mm)	P_u (kN)	P_f (kN)	P_u/P_f
GRUPO 1									
1	36,8	159	0,012	"stud"	11	12,5	1050,0	971,1	1,08
4	43,4	164	0,012	"stud"	11	16,0	1038,0	1048,9	0,99
9	39,4	154	0,013	"stud"	11	10,0	933,0	985,7	0,95
GRUPO 2									
2	41,1	139	0,014	inclinada	3	6,3	650,0	861,9	0,75
3	45,7	164	0,012	inclinada	3	8,0	999,0	1053,3	0,95
5	43,4	159	0,012	inclinada	4	6,3/8,0	979,0	985,9	0,99
6	47,9	159	0,012	inclinada	7	8,0	1087,0	993,7	1,09
7	42,6	159	0,012	inclinada	9	8,0	1160,0	984,4	1,18
8	40,6	154	0,013	inclinada	7	5,0	975,0	988,7	0,99

Trautwein constatou o aumento na carga de ruptura do Grupo 1 de 56% (laje 9 – 10mm) a 75% (laje 1 – 12,5 mm), e no Grupo 2 de até 94% (laje 7), em comparação com a média dos resultados de lajes similares sem armadura de cisalhamento.

Ao realizar um comparativo dos resultados de resistência à punção obtidos pelos códigos e normas de projeto com os resultados experimentais obtidos em seu ensaio, Trautwein observou que para as lajes do Grupo 1 o método do CEB MC90 foi o que apresentou as melhores estimativas para as lajes deste grupo, com armadura tipo “stud” interna à armadura de flexão. Já o método da NB1/2000 e o método empírico de Gomes e Andrade (1999), que prevê a utilização da armadura de cisalhamento interna à armadura de flexão, apresentaram resultados contra a segurança.

Posteriormente ao comparar as lajes do Grupo 2, Trautwein observou que o método do Eurocode apresentou as melhores estimativas, a favor da segurança, com armadura de cisalhamento inclinada. Os outros métodos apresentaram estimativas para cargas de ruptura também abaixo das cargas obtidas experimentalmente, com exceção do método de Gomes e Andrade, que apresentou estimativas contra a segurança.

2.3.3 TRAUTWEIN et al.(2007)

Trautwein et al. analisaram seis lajes de concreto armado com dimensões 3000 mm x 3000 mm e altura nominal de 200 mm possuindo armadura de cisalhamento do tipo “stud” interno, posicionada entre as armaduras de flexão, submetidas a um carregamento aplicado no centro da laje através de uma placa metálica (200 mm x 200 mm x 50 mm) analisadas experimentalmente. As principais variáveis dos ensaios foram: o diâmetro da armadura de cisalhamento e o número de camadas utilizadas.

A armadura de flexão foi composta por 31 barras de 16 mm de diâmetro na face superior em cada direção, espaçadas a cada 10 cm, enquanto que a armadura da face inferior foi constituída por 21 barras de 8 mm em cada direção, espaçadas a cada 15 cm. Para garantir uma adequada ancoragem das barras superiores, foram acrescentadas 31 barras em forma de U com 12,5 mm de diâmetro e 149,8cm de comprimento em cada lado da laje.

As lajes I6, I7 e I8 continham 11 camadas de armadura de cisalhamento espaçadas de 60 mm e oito camadas de ganchos em forma de U ($\phi = 8,00$ mm). O diâmetro das barras da armadura de cisalhamento foi de 6,3 mm na laje I6, 10,0 mm na laje I7 e 8,0 mm na laje I8. Nas lajes I9, I10 e I11 o número de camadas da armadura de cisalhamento e do número de ganchos U foi reduzido para 5. O diâmetro das barras utilizadas na armadura de cisalhamento foi de 5,0 mm na laje I9, 8,0 mm na laje I10 e 6,3 mm na laje I11.

Nas lajes I6, I7 e I8 as barras da armadura de cisalhamento romperam-se apenas após a ruptura da laje. Para essas três lajes a superfície de ruptura cruzou as três primeiras camadas da armadura de cisalhamento. O aumento do espaçamento entre as barras da armadura de cisalhamento para 80 mm não alterou o modo de ruptura das lajes I9, I10 e I11. A superfície de ruptura para estas lajes continuou interna à região com armadura de cisalhamento, na laje I9 cruzou três camadas e nas lajes I10 e I11, duas camadas da armadura de cisalhamento.

Trautwein et al. compararam os resultados observados para carga de ruptura, deslocamento vertical e fissuras com os obtidos por outros pesquisadores em lajes com e sem armadura de cisalhamento.

Gomes apud Trautwein et al. realizou doze ensaios de lajes planas, sendo duas dessas lajes sem armadura de cisalhamento. A armadura de cisalhamento era formada por perfis metálicos de seção I cortados em elementos, envolvendo a armadura de flexão inferior e superior, com uma espessura “s” de acordo com a área de aço requerida. Os resultados das lajes G10 e G11 (5 camadas de armadura de cisalhamento) de Gomes foram utilizadas para o estudo comparativo apresentado na Tabela 2.7.

Regan apud Trautwein et al. utilizou uma armadura de cisalhamento disposta em forma de estrela (denominada “Riss Star”) posicionada entre as armaduras de flexão. Foram ensaiadas duas lajes com este tipo de armadura de cisalhamento em estrela. Na primeira laje SRS1 a armadura de cisalhamento continha 16 camadas, sendo cada barra de diâmetro igual a 6,0 mm, e na segunda laje SRS2 a armadura de cisalhamento continha 17 camadas com barras de 8,0 mm. O espaçamento entre cada barra nas duas lajes era de 50 mm. Pode-se constatar um aumento entre 65% e 69% da carga de ruptura das lajes se comparadas com uma laje sem armadura de cisalhamento com características similares.

Andrade apud Trautwein et al. avaliou a possibilidade da utilização da armadura de cisalhamento sem envolver a armadura de flexão. Ensaiou oito lajes quadradas, com comprimento de 3000 mm, espessura de 200 mm e resistência à compressão do concreto de aproximadamente 40 MPa. Todas as lajes romperam por punção, com cargas de ruptura que variaram entre 790 kN e 1090 kN, obtendo um acréscimo de até 90% na resistência à punção, em relação às lajes sem armadura de cisalhamento (Gomes – Lajes G1 e G1A).

A Tabela 2.7 apresenta uma comparação dos resultados experimentais de lajes-lisas com diferentes tipos de armadura de cisalhamento obtidos por diferentes pesquisadores. Os resultados apresentados foram obtidos em lajes com as mesmas dimensões e propriedades mecânicas dos materiais próximas às das lajes ensaiadas por Trautwein.

Tabela 2.7 – Comparação dos resultados experimentais de lajes-cogumelos com diferentes tipos de armadura de cisalhamento obtidos por diferentes pesquisadores – Trautwein *et al* (2007).

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	S_r (mm)	ϕA_{sw} (mm)	A_{sw}/cam (mm ²)	$A_{sw} \cdot f_y$ (kN)	P_u (kN)	A_{sw}/S_r (mm ² /mm)
I6	39,1	159	60	6,3	249,3	149,9	830	4,2
I7	39,6	159	60	10,0	628,0	361,3	978	10,7
I8	35,4	159	60	8,0	401,9	233,3	856	6,7
I9	43,6	161	80	5,0	157,0	105,9	853	2
I10	44,4	161	80	8,0	401,9	233,3	975	5
I11	41,4	161	80	6,3	249,3	149,9	945	3,2
G10	35,4	154	80	6,0	226,4	97,3	800	2,8
G11	34,6	154	80	6,9	300,8	129,3	907	3,8
A301	37,8	164	80	10,0	628,0	378,1	830	7,9
A305	29,3	154	60	10,0	628,0	378,1	785	10,5
A308	31,5	154	60	12,5	981,3	665,3	1020	16,4
SRS1	35,4	-	50	6,0	452,2	235,1	925	9
SRS2	33,8	-	50	8,0	803,8	417,9	950	16,1
TL1	36,8	159	60	12,5	981,3	645,7	1050	16,4
TL3	45,7	164	60	8,0	401,9	247,6	999	6,7
TL8	40,6	154	60	5,0	314,0	249,3	970	5,2
TL9	39,4	154	60	10,0	628,0	362,4	950	10,5

d: altura útil da laje;
 A_{sw} : armadura de cisalhamento;
 S_r : espaçamento radial;
 P_u : carga de ruptura da laje.

A laje da pesquisa de Trautwein que mais se assemelha com relação à armadura de cisalhamento da laje SRS1 é a laje I8, e da SRS2 é a laje I7. A relação entre a carga de ruptura da laje SRS1 e a da laje I8 foi de 1,08, e a da laje SRS2 com a laje I7 foi de 0,97.

Os resultados obtidos mostraram que o uso da armadura de cisalhamento tipo “stud” colocada internamente à armadura de flexão proporcionou acréscimos de resistência à punção entre 48% e 75%, em relação às lajes sem armadura de cisalhamento.

Os resultados das lajes G10 e G11 puderam ser comparados com os das lajes I9, I10 e I11, pois o espaçamento entre as barras era o mesmo e a quantidade de armadura de cisalhamento por camada são próximas. Analisando essas cinco lajes percebe-se que as cargas de ruptura tiveram pequenas variações entre si. Esse fato mostra que o uso da armadura de cisalhamento internamente à armadura de flexão, com os ganchos em forma de U, não diminuiu a resistência das lajes a punção, já que nas lajes G10 e G11 a armadura de cisalhamento foi ancorada na armadura de flexão.

A laje I7 possui as mesmas características das lajes A305 e TL9 com relação ao tipo, quantidade de armadura de cisalhamento e espaçamento entre as barras. A resistência à punção da laje I7 foi cerca de 20% superior à da laje A305 e 5% à da laje TL9.

Os resultados encontrados por Trautwein et al. somados aos obtidos anteriormente mostram a potencialidade e a eficácia da armadura de cisalhamento do tipo “stud” interno, sem envolver a armadura de flexão, no acréscimo da resistência à punção em lajes-cogumelo de concreto armado.

É importante ressaltar ainda que nas lajes ensaiadas por Trautwein os ganchos em forma de U impediram a formação das fissuras entre a armadura de cisalhamento e a de flexão, o que não ocorreu nas lajes de Andrade.

2.3.4 VAZ, GOMES e SHEHATA (2009)

Vaz, Gomes e Shehata realizaram um estudo que visava definir a armadura transversal mínima de lajes-lisas de concreto armado que, levando a uma superfície de ruptura por punção atravessando essa armadura, pode evitar uma ruptura brusca.

Foram testadas nove lajes de dimensões 1800 mm x 1800 mm x 130 mm. Suas principais variáveis foram o número de camadas de armadura de cisalhamento (2 a 4); a área de armadura de cisalhamento em cada camada circunferencial, que definiu o número de linhas de armadura (4 a 8) e o diâmetro dos studs (4,2 mm e 5,0 mm).

Na tentativa de definir essa armadura mínima, utilizou-se o índice de armadura transversal $\kappa = (A_{sw} \cdot f_{yw})_{ef} / P_{uLref}$, onde $(A_{sw} \cdot f_{yw})_{ef}$ é a força total da armadura transversal situada dentro do tronco de cone de ruptura assumido e P_{uLref} é a carga de ruptura da laje de referência, sem armadura de cisalhamento. Embora P_{uLref} possa ser calculada a partir de fórmula de qualquer norma de cálculo adotada, na análise apresentada optou-se por considerar para essa carga o valor obtido experimentalmente.

As lajes foram divididas em dois grupos. Nas do Grupo 1, mantiveram-se constantes o número de linhas (8) e a área de armadura transversal por camada (157 mm²) e variou-se o número de camadas de armadura transversal (2, 3 ou 4). No Grupo 2, todas as lajes tinham 3 camadas de armadura transversal, variando-se o número de linhas (4, 5 ou 6) e a área de armadura por camada (55,4 mm², 69,3 mm² ou 83,1 mm²), que foi sempre menor que a adotada nas lajes do Grupo 1 já que se desejava ter superfície de ruptura atravessando essa armadura. A Figura 2.8 e a Tabela 2.8 apresentam as características das lajes testadas.

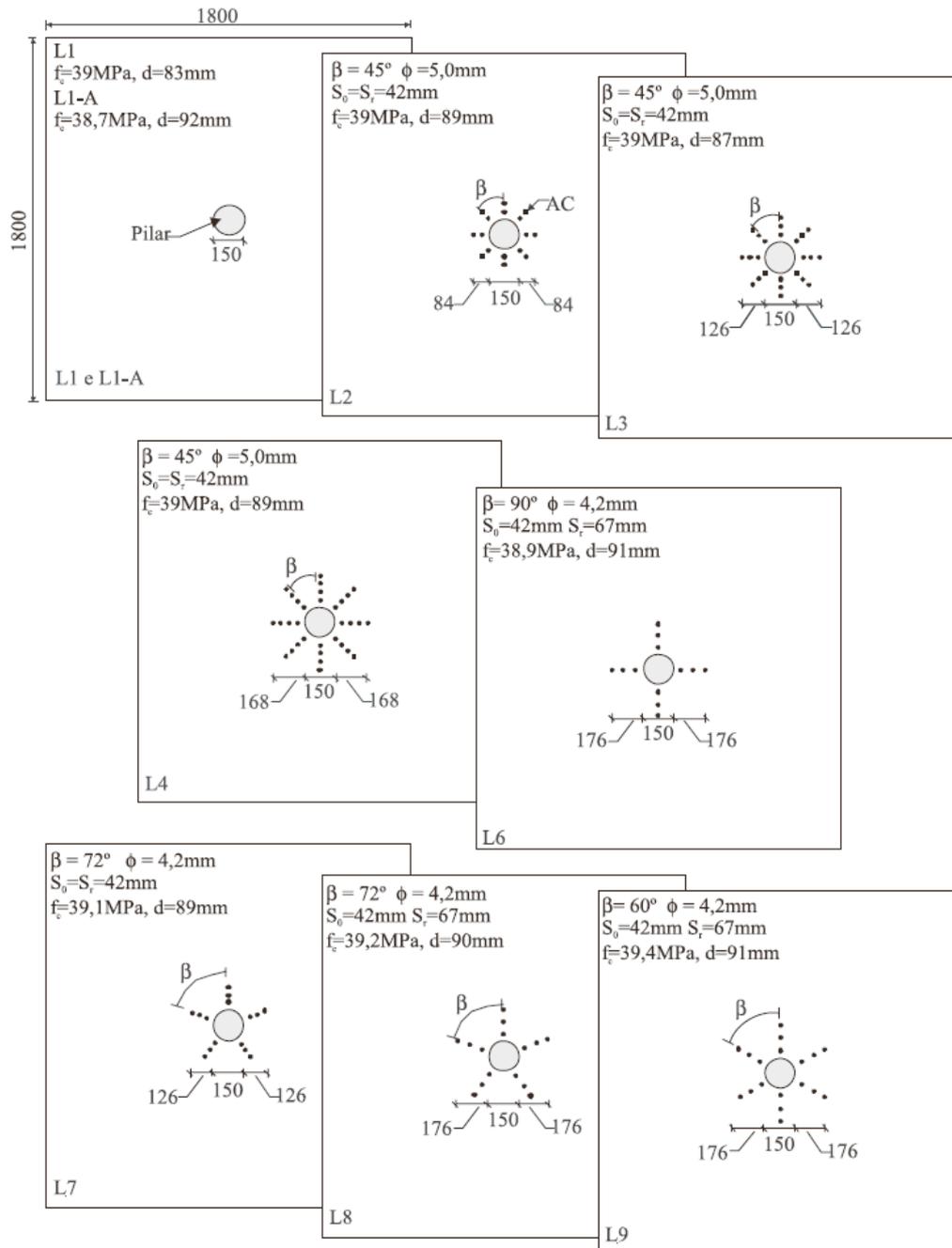


Figura 2.8 – Características das lajes ensaiadas – Vaz (2009)

Tabela 2.8 – Características das lajes ensaiadas - Vaz, Gomes e Shehata (2009).

LAJES		f_c (MPa)	d (± 2 mm)	Armadura de cisalhamento					
				n° de linhas	n° de camadas	$A_{sw} \cdot f_{yw}$ (kN)	S_r (mm)	ϕ (mm)	ângulo entre linhas
GRUPO 1	L1	39,0	83	-	-	-	-	-	-
	L2	39,0	89	8	2	98	42,0	5	45°
	L3	39,0	87	8	3	98	42,0	5	45°
	L4	39,0	89	8	4	98	42,0	5	45°
GRUPO 2	L1-A	38,7	92	-	-	-	-	-	-
	L6	38,9	91	4	3	39	67,0	4,2	90°
	L7	39,1	89	5	3	49	42,0	4,2	72°
	L8	39,2	90	5	3	49	67,0	4,2	72°
	L9	39,4	91	6	3	59	67,0	4,2	60°

S_0 = Distância entre o primeiro conector e a face do pilar = 42 mm.
 S_r = Distância radial entre os *studs*.
 ρ = Taxa da armadura de flexão = 1,38%.
 f_c = Resistência à compressão do concreto no dia do ensaio da laje.
d = Altura efetiva da laje.
h = Altura da laje = 130 mm.
 ϕ = Diâmetro da armadura de cisalhamento.
 f_{yw} = Tensão de escoamento da armadura de cisalhamento.
 $A_{sw} \cdot f_{yw}$ = Força de uma camada de armadura de cisalhamento.

A carga e modo de ruptura das lajes testadas, junto com o índice de armadura de cisalhamento, são apresentados na Tabela 2.9. Todas as lajes tiveram ruptura por punção. Das com armadura transversal, as do Grupo 1 tiveram superfície de ruptura externa à região onde se situava essa armadura e as do Grupo 2 superfície de ruptura atravessando essa região.

Tabela 2.9 – Carga e modo de ruptura e índice de armadura de cisalhamento das lajes ensaiadas - Vaz, Gomes e Shehata (2009).

LAJES	f_c (MPa)	d (±2mm)	Armadura de cisalhamento						
			n° de linhas	n° de camadas no tronco de cone	$(A_{sw} \cdot f_{yw})_{ef}$ (kN)	P_u (kN)	κ	Modo de ruptura	
GRUPO 1	L1	39,0	83	-	-	-	203	-	P
	L2	39,0	89	8	2	196	321	0,69	E
	L3	39,0	87	8	3	294	325	1,03	E
	L4	39,0	89	8	4	294	357	1,03	E
GRUPO 2	L1-A	38,7	92	-	-	-	286	-	P
	L6	38,9	91	4	3	78	300	0,27	I
	L7	39,1	89	5	3	147	303	0,51	I
	L8	39,2	90	5	3	98	309	0,34	I
	L9	39,4	91	6	3	118	315	0,41	I

$(A_{sw} \cdot f_{yw})_{ef}$ = Força da armadura de cisalhamento dentro do cone de ruptura assumido.
 P_u = Carga de ruptura
 κ = Índice de armadura de cisalhamento, igual a $(A_{sw} \cdot f_{yw})_{ef} / P_{uL-A}$
P = Ruptura por punção.
E = Ruptura por punção, com superfície de ruptura externa às camadas de *studs*.
I = Ruptura por punção, com superfície de ruptura interna às camadas de *studs*.

No Grupo 1, os acréscimos de carga de ruptura em relação à laje de referência L1-A ficaram entre 12% e 25% e no Grupo 2, esses acréscimos variaram de 5% a 10%. A laje L1-A foi considerada como referência nos dois grupos.

Vaz, Gomes e Shehata concluíram que a armadura mínima de cisalhamento para evitar a ruptura brusca apresentada por lajes-lisas sem essa armadura pode ser definida a partir do parâmetro κ por ela adotado. Os resultados de ensaios analisados sugerem que o valor de κ correspondente à armadura mínima deve ficar em torno de 0,5 a 0,7, pois valores de κ até cerca de 0,7 levam a superfície de ruptura atravessando a região onde está a armadura transversal, enquanto valores maiores de κ acarretam superfície de ruptura externa a essa região.

2.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

2.4.1 EUROCODE 2 . 2004: Design of concrete structures

Esta norma define que a punção pode resultar de um carregamento concentrado ou de uma reação atuante em uma área relativamente pequena de uma laje. A Figura 2.9 apresenta um modelo para verificar a ruptura por punção no estado limite último.

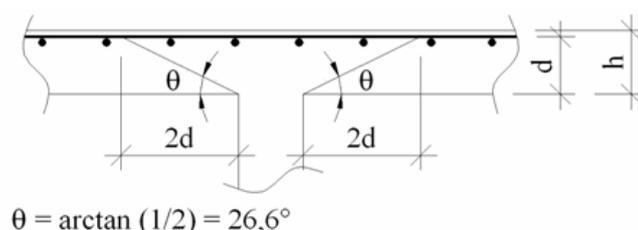


Figura 2.9 – Modelo para verificar a ruptura por punção no estado limite último segundo EUROCODE 2:2004

A verificação da resistência à punção é feita em torno de um perímetro de controle u_1 tomado a uma distância $2 \cdot d$ da área carregada e deve ser constituído de modo a minimizar o seu comprimento (ver Figura 2.10).

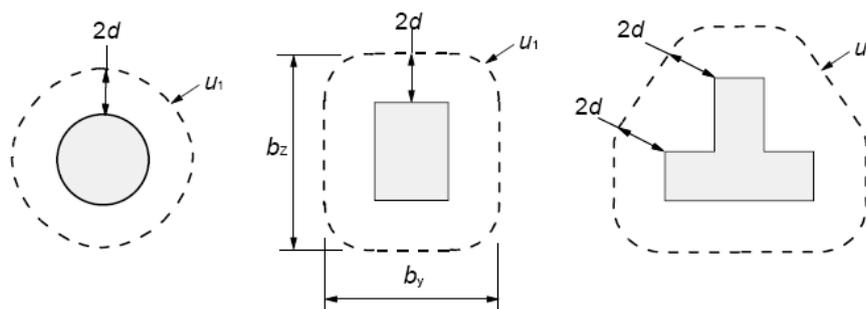


Figura 2.10 – Perímetro de controle ao redor de áreas carregadas segundo EUROCODE 2:2004

O EUROCODE 2 define que a resistência à punção de uma laje com armadura de cisalhamento deve ser o menor valor entre $V_{R,max}$, $V_{R,cs}$ e $V_{R,out}$, mas não menor que $V_{R,c}$. O EC2 define que:

- $V_{R,max}$ é a resistência máxima para uma determinada dimensão de pilar, altura útil e resistência à compressão do concreto;

- $V_{R,cs}$ é a resistência máxima advinda da combinação da armadura de cisalhamento e do concreto;
- $V_{R,out}$ é a resistência da laje na região externa às armaduras de cisalhamento;
- $V_{R,c}$ é a capacidade resistente de uma laje similar, mas sem armadura de cisalhamento;

As verificações a serem feitas são:

- a) Verificação no perímetro do pilar ou área carregada. A máxima tensão de cisalhamento não deve exceder:

$$v_{Ed} < v_{RD,m\acute{a}x} \quad (2.6)$$

onde:

v_{Ed} : tensão atuante na ligação;

$v_{RD,m\acute{a}x}$: valor de cálculo máximo da tensão de cisalhamento ao longo da seção considerada.

- b) Verificação da necessidade de armadura de punção. Não será necessária armadura de punção se:

$$v_{Ed} < v_{RD,c} \quad (2.7)$$

onde:

$v_{RD,c}$: valor de cálculo da resistência ao cisalhamento sem armadura de punção ao longo da seção considerada.

O cálculo da tensão atuante quando a reação for excêntrica com relação ao perímetro de controle a máxima tensão de cisalhamento deve ser tomada como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (2.8)$$

onde:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.9)$$

u_1 : comprimento do perímetro de controle básico;

W_1 : Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda do perímetro u ;

d : profundidade média efetiva da laje, que pode ser tomado como $(d_y + d_z)/2$

d_y, d_z : altura útil no eixo y - e z - da seção de controle;

Para pilares retangulares:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (2.10)$$

onde:

c_1 : dimensão da coluna paralela à excentricidade da carga;

c_2 : dimensão de coluna perpendicular à excentricidade da carga;

k : coeficiente que relaciona a maior com a menor dimensão do pilar ou área carregada dado por Tabela 2.10:

Tabela 2.10 – Valores de k para pilares retangulares segundo EUROCODE 2:2004

c_1/c_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$v_{Rd,máx}$ é calculado para a seção do perímetro de contorno do pilar ou área carregada e é dado por:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.11)$$

onde:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}; f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.12)$$

A resistência de uma laje de concreto armado sem armaduras de cisalhamento pode ser calculada por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \quad (2.13)$$

onde:

f_{ck} é em MPa.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ d em mm}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02$$

ρ_1 : taxa de armadura média da laje, devendo ser calculada em uma largura igual com tamanho do pilar mais $3.d$ para cada lado;

O valor recomendado para $C_{Rd,c}$ é $0,18/\gamma_c$.

A resistência de uma laje de concreto armado com armaduras de cisalhamento pode ser calculada por:

$$v_{Rd,cs} = 0,75.v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r).A_{sw}.f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1.d)).\sin \alpha \quad (2.14)$$

onde:

s_r : é o espaçamento radial das camadas de armaduras de cisalhamento;

A_{sw} : é a área das armaduras de cisalhamento por camada;

$f_{ywd,ef}$: tensão efetiva na armadura de cisalhamento, $f_{ywd,ef} = 1,15.(250 + 0,25.d) \leq f_{yws}$;

α : ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje;

u_0 : comprimento do perímetro do pilar;

$u_{n,eff}$ é a soma dos trechos do perímetro mínimo externos às armaduras de cisalhamento, com nenhuma das partes tomada com comprimento superior a $2d$;

$u_1 = u_0 + 4.\pi.d$, para um pilar de seção quadrada;

O perímetro de controle no qual a armadura de cisalhamento não é necessário, u_{out} (ou $u_{out,ef}$ ver Figura 2.11) deve ser calculado:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta.V_{Ed}}{v_{Rd,c}.d} \quad (2.15)$$

O perímetro externo da armadura de cisalhamento deve ser colocado a uma distância não superior a $1,5.d$.

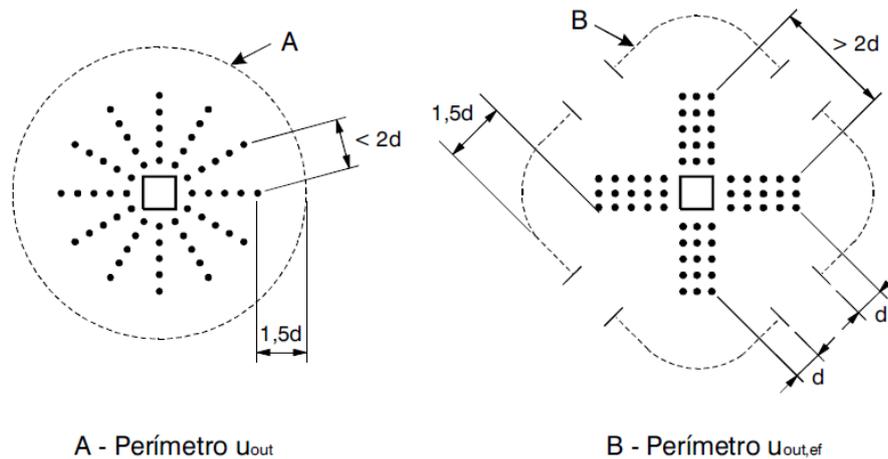


Figura 2.11 – Perímetro de controle externo à região com armaduras de cisalhamento segundo EUROCODE 2:2004

2.4.2 ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

Para colunas quadradas ou retangulares, cargas concentradas, ou áreas de reação, se permitem seções críticas com quatro lados retos.

A suposta distribuição das tensões de cisalhamento para pilar interno e a disposição da seção crítica estão ilustradas na Figura 2.12.

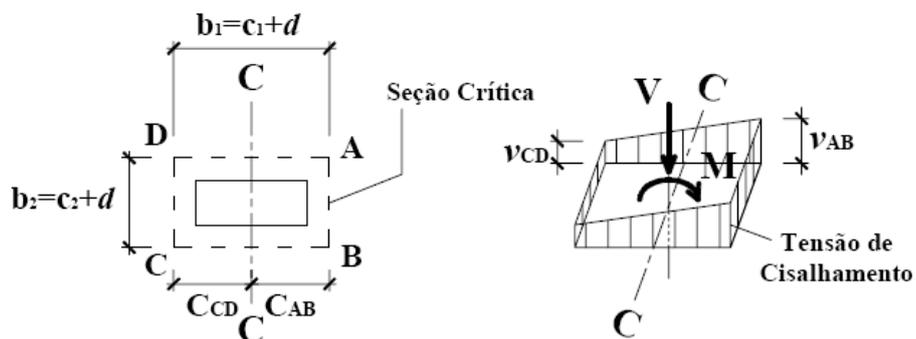


Figura 2.12 – Localização da seção crítica para pilar interno e suposta distribuição das tensões de cisalhamento pelo ACI 318M-02

Para lajes não protendidas, V_c deve ser o menor entre (a), (b) e (c):

(a)
$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.16)$$

Onde β é a relação do lado largo e lado curto da coluna, a carga concentrada, ou área de reação,

$$(b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.17)$$

onde α_s é 40 para coluna interna, 30 para coluna de borda, 20 para coluna de canto; e

$$(c) \quad V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.18)$$

Para levar em consideração a utilização de concreto leve, a menos que haja especificação contrária, um fator de modificação λ aparece como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ em todas as equações e as seções aplicáveis ao cálculo da carga resistente, onde $\lambda = 0,85$ para concreto de areia leve e 0,75 para todos os concretos leves. Interpolação linear entre 0,75 e 0,85 deve ser permitida, com base em frações volumétricas, quando uma parte do agregado leve e fino é substituída pelo agregado normal. Para concreto simples, $\lambda = 1,0$. Se a tensão de tração média do concreto, f_{ct} , é especificada, $f_{ct} = \lambda / (6,7 \cdot \sqrt{f'_c}) \leq 1,0$.

O dimensionamento de qualquer seção de concreto ao cisalhamento, incluindo o dimensionamento de uma ligação laje-pilar à punção, deve satisfazer a seguinte condição:

$$v_u \leq \phi v_n \quad (2.19)$$

onde:

v_u : tensão de cisalhamento máxima devido à M_u e V_u ;

v_n : tensão de cisalhamento resistente.

A tensão de cisalhamento resultante da transferência de momento a excentricidade de cisalhamento deve ser considerada a variar de forma linear sobre o centróide das seções críticas.

Para ligações laje-pilar que realizam transferência de momentos e não apresentam armadura de cisalhamento

$$\phi.v_n = \frac{\phi.V_c}{b_0 \cdot d} \quad (2.20)$$

Para membros com armadura de cisalhamento diferente de *shearheads*,

$$\phi.v_n = \frac{\phi.(V_c + V_s)}{b_0 \cdot d} \quad (2.21)$$

onde: $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s_r}$

O valor máximo de tensão de cisalhamento majorado pode ser calculado a partir:

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{AB}}{J_c} \quad (2.22)$$

ou

$$V_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{CD}}{J_c} \quad (2.23)$$

onde:

V_u : força de cisalhamento majorada;

M_u : momento majorado desequilibrado;

c_{AB} : excentricidade do perímetro crítico;

Sendo:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (2.24)$$

onde:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.25)$$

Com b_1 e b_2 sendo, respectivamente, as dimensões da seção crítica na direção de aplicação do momento fletor e na direção perpendicular a essa, como mostrado na Figura 2.12.

Para colunas internas A_c e J_c podem ser calculados como:

A_c : área de concreto da seção crítica assumida;

$$A_c = 2d.(c_1 + c_2 + 2d) \quad (2.26)$$

J_c : propriedade da seção crítica assumida, análoga ao momento polar de inércia.

$$J_c = \frac{d.(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d).d^3}{6} + \frac{d.(c_2 + d).(c_1 + d)^2}{2} \quad (2.27)$$

2.4.3 NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

O modelo de cálculo que a NBR 6118:2003 adota corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.

Na primeira superfície crítica (contorno C) do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto através da tensão de cisalhamento.

Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento.

Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal.

A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

A definição da tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' para pilar interno, com carregamento simétrico (ver Figura 2.13) é igual a:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u.d} \quad (2.28)$$

sendo:

$$d = (d_x + d_y)/2$$

d : altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' , externo ao contorno C da área de aplicação da força e deste distante $2d$ no plano da laje;

d_x e d_y : alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u : perímetro do contorno crítico C' ;

$u.d$: área da superfície crítica;

F_{sd} : é a força ou a reação concentrada, de cálculo.

A força de punção F_{sd} pode ser reduzida da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno considerado na verificação, C ou C' .

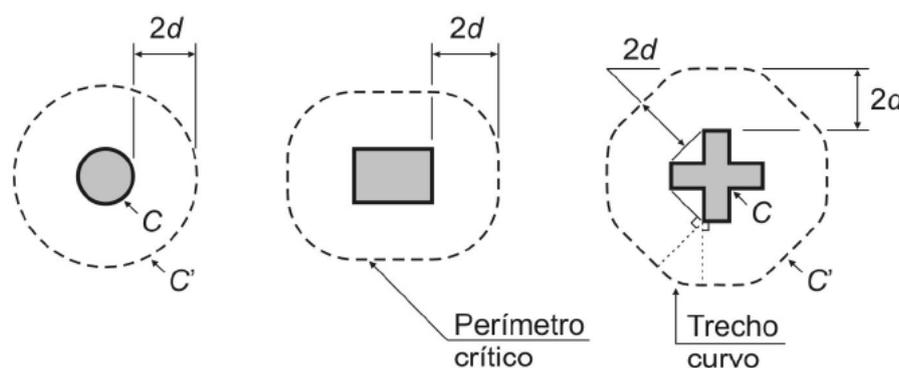


Figura 2.13 – Perímetro crítico em pilares internos segundo a NBR 6118:2003

Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, num contorno C'' afastado $2d$ do último contorno de armadura (ver Figura 2.14 e Figura 2.15), não seja mais necessária armadura, isto é, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$.

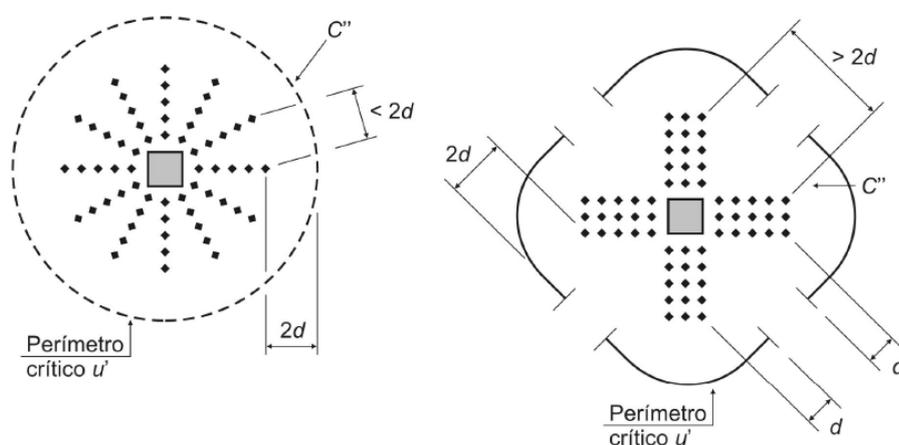


Figura 2.14 – Disposição da armadura de punção em planta e contorno da superfície crítica C'' segundo a NBR 6118:2003

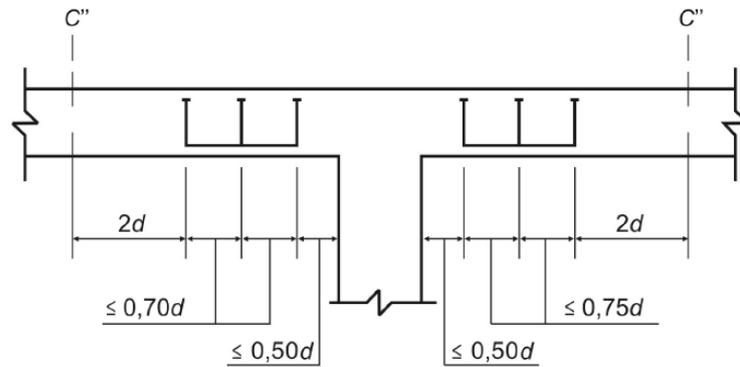


Figura 2.15 – Disposição da armadura de punção em corte segundo a NBR 6118:2003

No caso em que, além da força vertical, existe transferência de momento da laje para o pilar, o efeito de assimetria deve ser considerado, de acordo com a expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \quad (2.29)$$

onde:

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 .

O coeficiente K assume os valores indicados na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Valores de K (NBR 6118:2003)

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

onde

C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força

C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força

W_p é módulo de resistência plástica do perímetro crítico, devendo ser calculado como a seguir.

Para um pilar retangular:

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_1 \quad (2.30)$$

Para evitar uma ruptura por compressão diagonal do concreto na superfície crítica C (perímetro do pilar ou ponto de carregamento multiplicado pela espessura da laje) uma verificação deve ser feita para lajes com ou sem armadura de punção:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (2.31)$$

onde:

τ_{sd} : tensão atuante ou de projeto

τ_{Rd2} : tensão resistente

sendo:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad f_{ck} \text{ em megapascal} \quad (2.32)$$

Para evitar uma ruptura por puncionamento da laje na superfície crítica C' (perímetro crítico u multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção deve ser feita uma nova verificação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.33)$$

sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.34)$$

onde:

ρ : taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x, ρ_y : taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

Para evitar uma ruptura por puncionamento da laje na superfície crítica C' (perímetro crítico u multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção deve ser feita uma nova verificação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (2.35)$$

sendo:

$$s_r \leq 0,75 \cdot d \quad (2.36)$$

onde:

s_r : espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que 0,75d;

A_{sw} : área da armadura de punção num contorno completo paralelo a C';

α : ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u : perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto.

f_{ywd} : resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60). Para lajes com espessura maior que 15 cm, esses valores podem ser aumentados conforme estabelece o item 19.4.2 da NBR 6118:2003.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho aborda modelos locais que procuram reproduzir uma situação semelhante à região de um pavimento em torno de pilares de centro retangulares de edifícios residenciais. A Figura 3.1 mostra que o modelo adotado procurou representar uma região entre seções de momentos fletores nulos delimitada pela circunferência de raio

$r \cong \frac{1}{5} L$, onde L é o comprimento do vão de um painel.

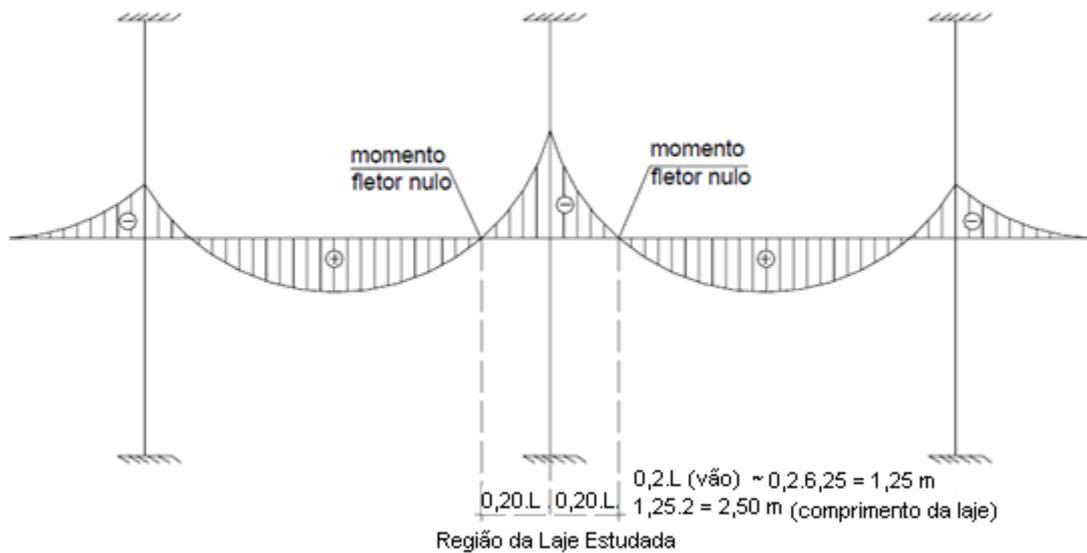


Figura 3.1 – Modelo hipotético caracterizando a situação estudada – TRAUTWEIN (2006)

A série de ensaios apresentados neste trabalho faz parte da primeira série de ensaios do programa experimental de Marcos Honorato de Oliveira em sua tese de doutorado na Universidade de Brasília.

As dimensões dos modelos locais foram escolhidas de maneira que estas ficassem dentro das dimensões da laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Os modelos locais estudados se prestaram à investigação da resistência e de modos de ruptura em ligações laje-pilar de centro no caso de lajes lisas e com o emprego de armadura de cisalhamento.

Os resultados experimentais serão comparados com as prescrições normativas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por alguns códigos internacionais de referência, sendo eles o ACI 318M-08 e o EUROCODE 2:2004.

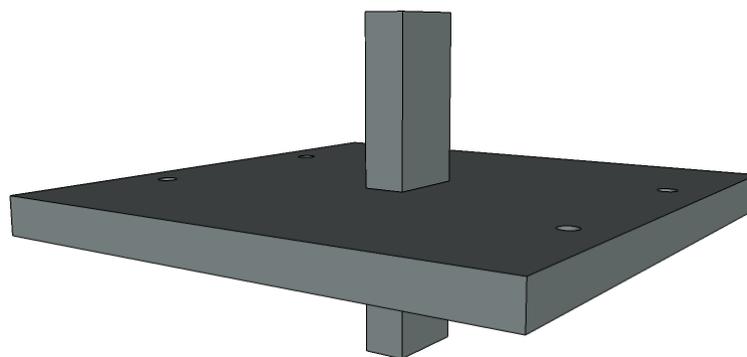
As variáveis adotadas para a definição dos modelos foram: a presença ou não de armadura de cisalhamento, o carregamento centrado ou com transferência de momento e o eixo de flexão.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

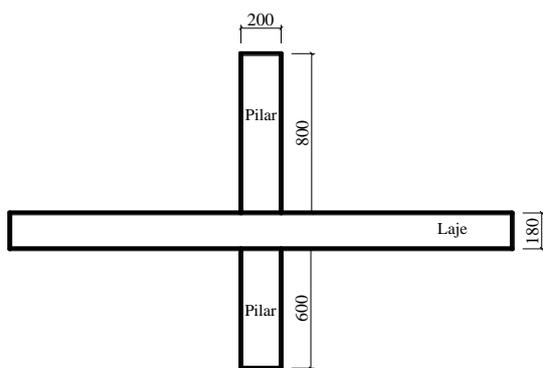
Foram ensaiados oito modelos de lajes lisas com o intuito de simular a punção na região próxima a um pilar de centro representando partes de um pavimento, para lajes com e sem a presença de armadura de cisalhamento, com carregamento simétrico e com transferência de momento em uma direção da laje para o pilar (ver Tabela 3.1).

A execução de modelos locais é conveniente tanto por suas dimensões, o que facilita o esquema de ensaio, quanto por seus custos reduzidos, sem apresentar discrepâncias relevantes em relação a ensaios com um modelo global de múltiplos painéis.

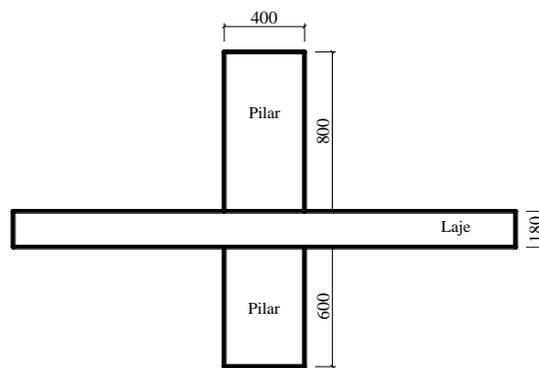
As dimensões de cada modelo que foi ensaiado são de 2500 x 2500 mm em planta, 180 mm de espessura e com o pilar dos modelos possuindo seção transversal retangular de 200 x 400 mm com altura total de 1580 mm, apresentado na Figura 3.2.



(a) Vista do Modelo em 3D



(b) Vista Frontal



(c) Vista Lateral

Figura 3.2 – Geometria básica de todos os modelos (em mm)

Tabela 3.1 – Identificação e características dos modelos das lajes

Laje	e (mm)	Eixo de Flexão	Nº de Camadas de <i>studs</i>	C ₁ (lado pilar) (mm)	C ₂ (lado pilar) (mm)
LN01	0	-	3	-	-
LN02	0	-	6	-	-
LS01	315	Eixo de maior inércia	0	400	200
LS02	315	Eixo de maior inércia	3	400	200
LS03	315	Eixo de maior inércia	6	400	200
LW01	315	Eixo de menor inércia	0	200	400
LW02	315	Eixo de menor inércia	3	200	400
LW03	315	Eixo de menor inércia	6	200	400

Os modelos LN são lajes sem transferência de momento (*No moment*). Os modelos LS são lajes com transferência de momento no eixo de maior inércia (*Strong* = forte) e os modelos LW são lajes com transferência de momento no eixo de menor inércia (*Weak* = fraco).

3.3 ARMADURA DE FLEXÃO

Os modelos ensaiados possuem armaduras passivas de flexão iguais compostas por barras de aço CA50, dispostas na parte superior das lajes nas duas direções (armaduras principais). Estas foram compostas por barras retas com diâmetro de 16,0 mm distribuídas a cada 90,0 mm em uma direção e a cada 100,0 mm na outra direção. Seu espaçamento foi idealizado de tal modo a se ter a mesma resistência a flexão em ambas as direções (ver Figura 3.3 e Figura 3.4).

Em todos os modelos a armadura inferior das lajes foi composta por uma malha de barras retas de aço com diâmetro de 8,0 mm distribuídas uniformemente nas duas direções, necessárias para evitar fissuras no transporte das lajes e para manter a ligação entre a laje e o pilar após a ruptura por punção (ver Figura 3.3 e Figura 3.4).

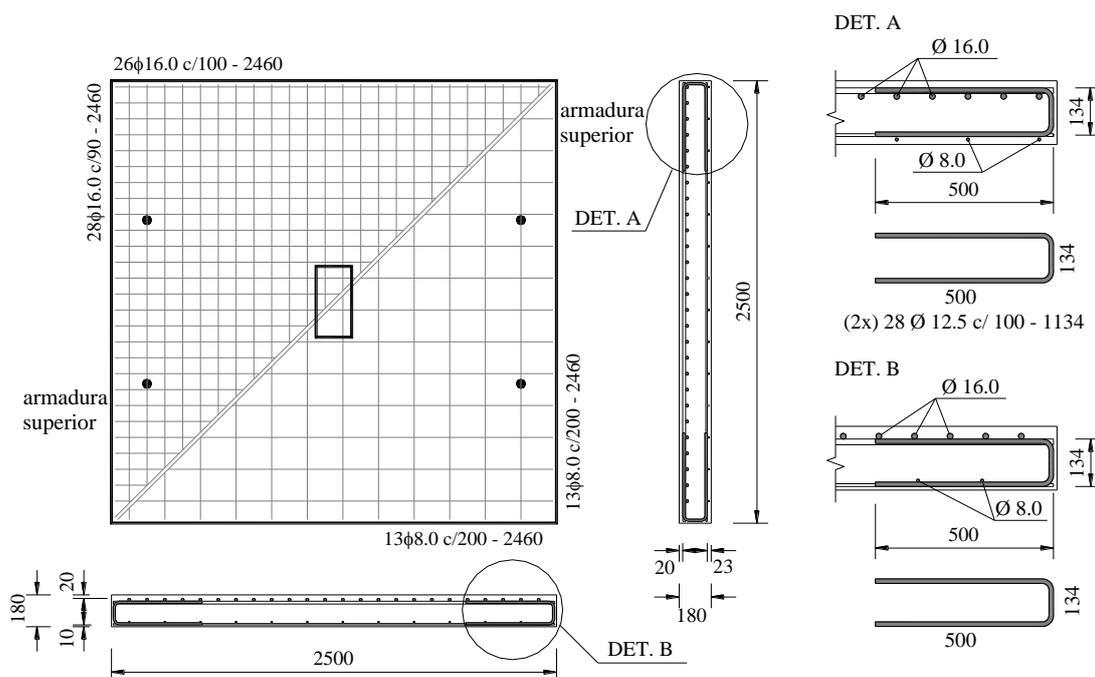


Figura 3.3 – Armadura de flexão dos modelos LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03.

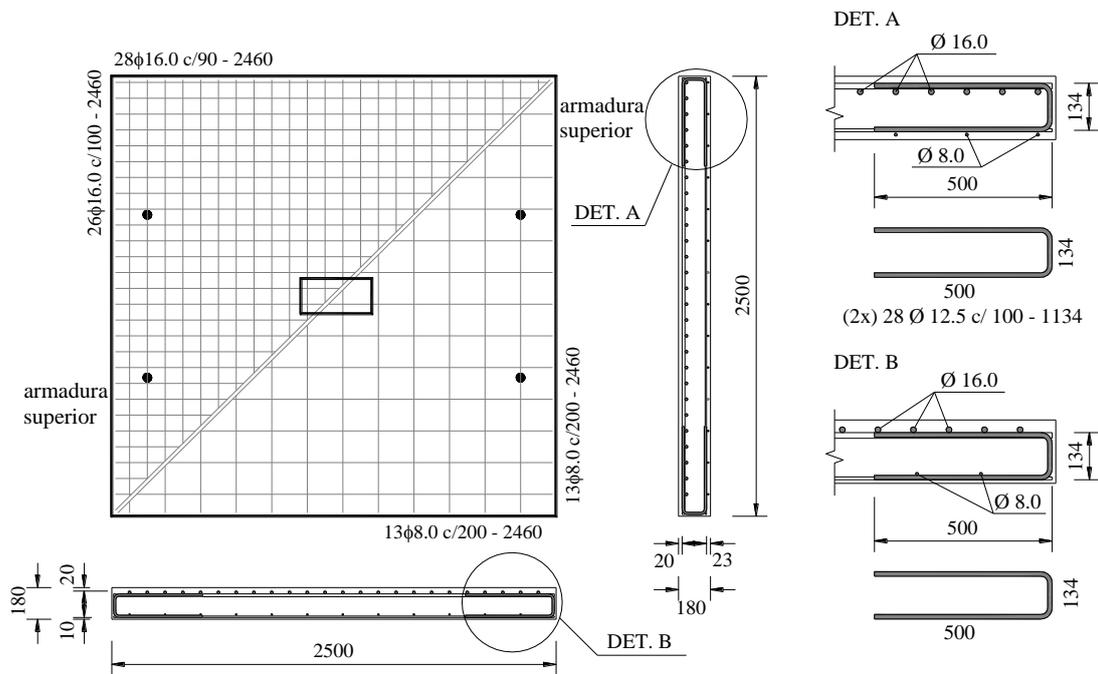


Figura 3.4 – Armadura inferior para todas as lajes dos modelos LW01, LW02 e LW03.

3.4 ARMADURA DE CISALHAMENTO

As armaduras de cisalhamento utilizadas nessa pesquisa foram fabricadas por profissionais da Universidade de Brasília, visto que elas não são comercializadas no Brasil. Para facilitar esse processo e baratear os custos, foram feitas algumas simplificações no projeto das armaduras. A principal destas simplificações foi a adoção de uma espessura constante para a cabeça dos *studs*, e não uma espessura variável, em forma de tronco de cone, como a utilizada pelas empresas SCHÖCK BOLE e HALFEN DEHA. A forma de tronco de cone tende a subir o centro de gravidade das cabeças do *stud* se comparadas com uma geometria com espessura constante, como a adotada nessa pesquisa (ver Figura 3.5, Figura 3.6 e Figura 3.7).

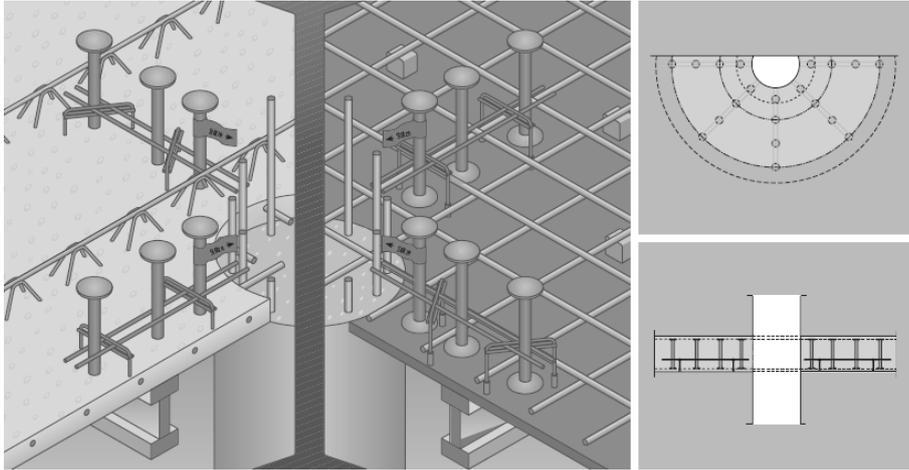


Figura 3.5 – Detalhes dos sistema de armaduras – SCHÖCK BOLE.

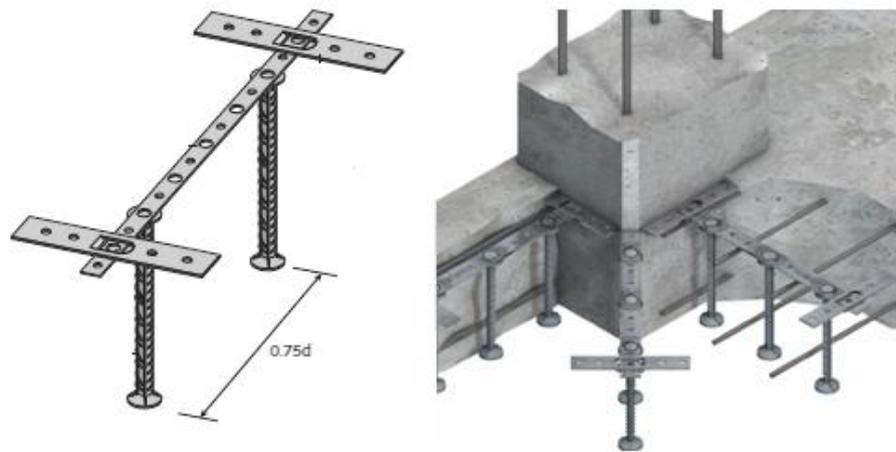


Figura 3.6 – Detalhes do sistema de armaduras – HALFEN DEHA (2007).

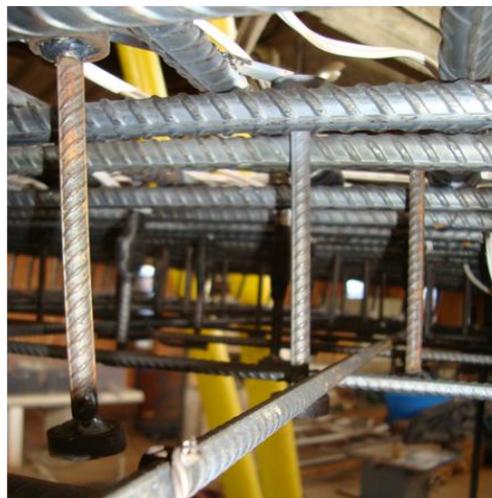


Figura 3.7 – Detalhes do sistema de armaduras desta pesquisa.

Na Figura 3.8 é possível ver um detalhe da armadura de cisalhamento utilizada nos modelos e em seguida é mostrado o espaçamento dos *studs* em planta (ver Figura 3.9 e Figura 3.10) e um modelo já com a disposição da mesma (ver Figura 3.11).

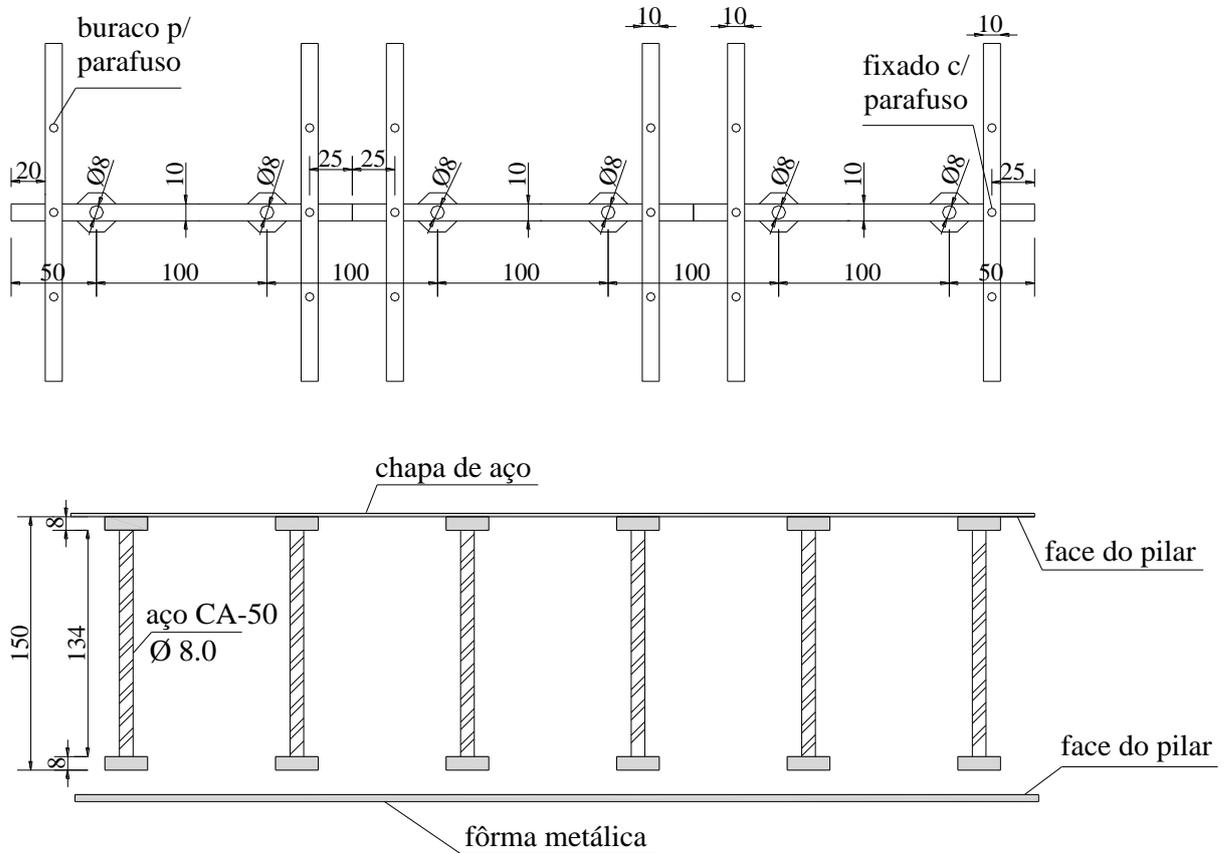
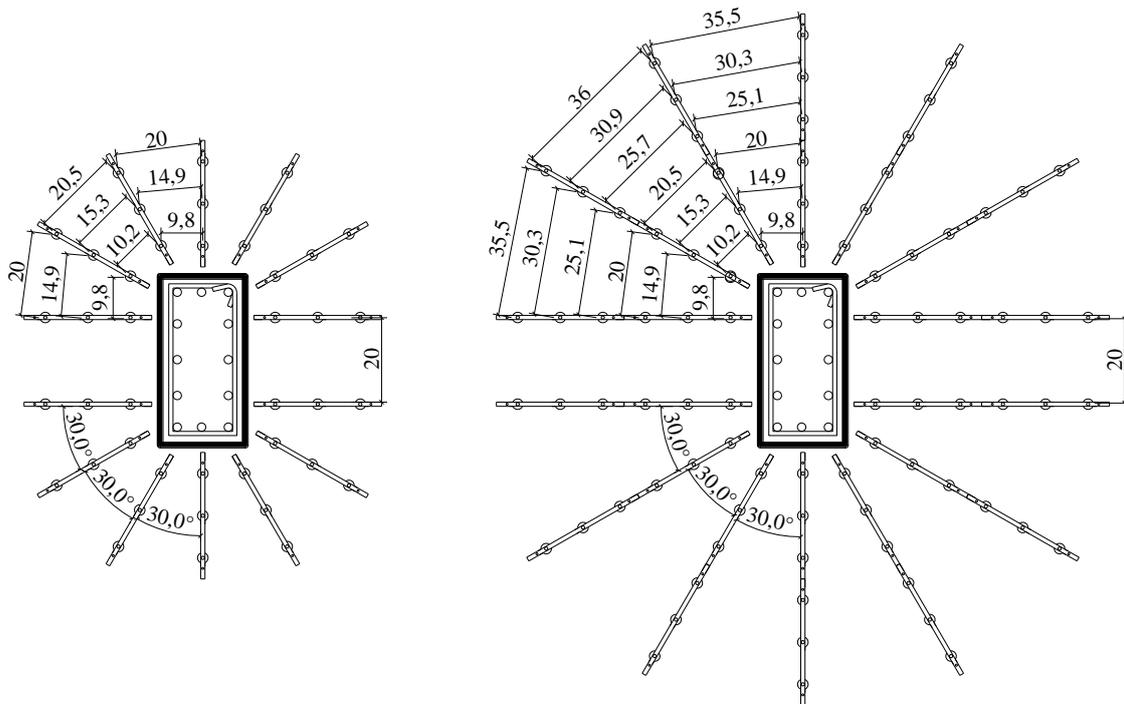
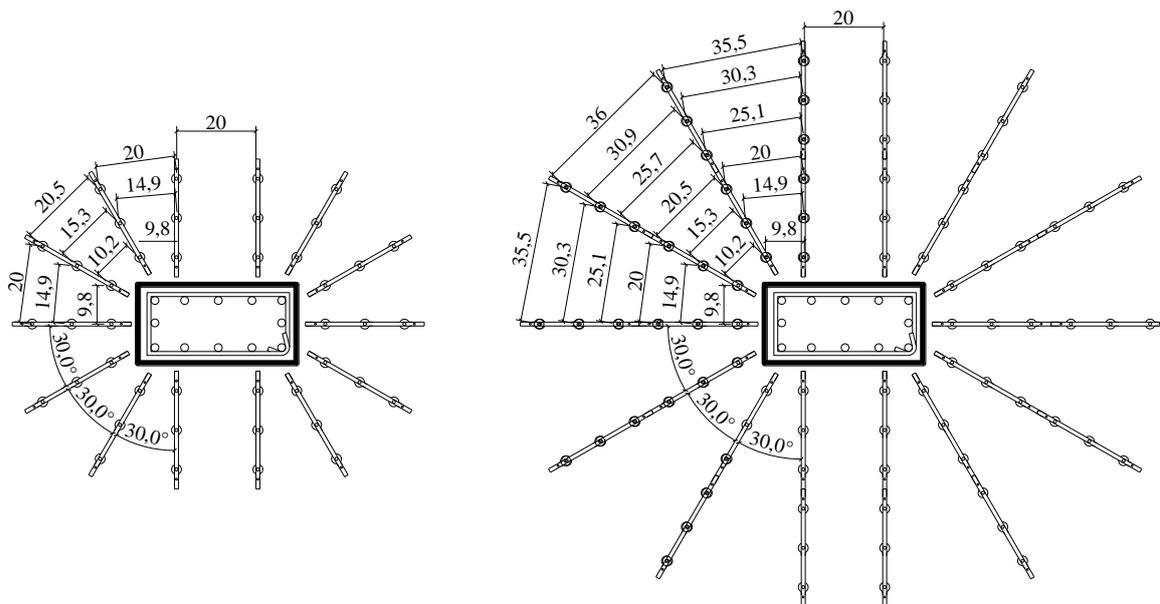


Figura 3.8 – Projeto das armaduras de cisalhamento.



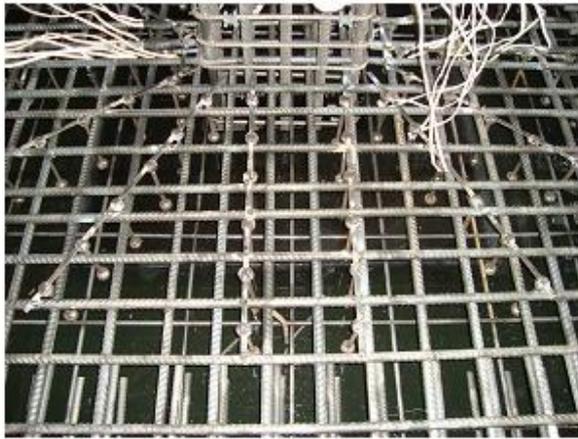
(a) Espaçamento dos *studs* para 3 camadas (b) Espaçamento dos *studs* para 6 camadas

Figura 3.9 – Espaçamento da armadura de cisalhamento dos modelos LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03.



(a) Espaçamento dos *studs* para 3 camadas (b) Espaçamento dos *studs* para 6 camadas

Figura 3.10 – Espaçamento da armadura de cisalhamento dos modelos LW01, LW02 e LW03.



(c) Lajes com 6 camadas de *studs*.

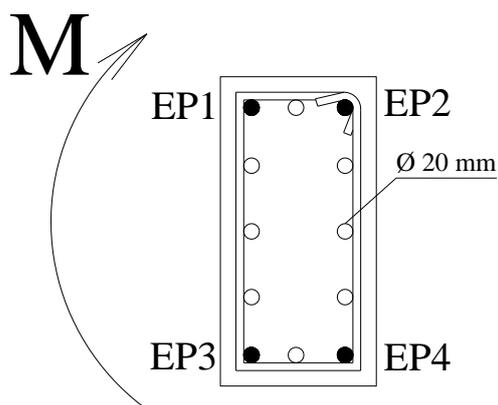


(d) Lajes com 3 camadas de *studs*.

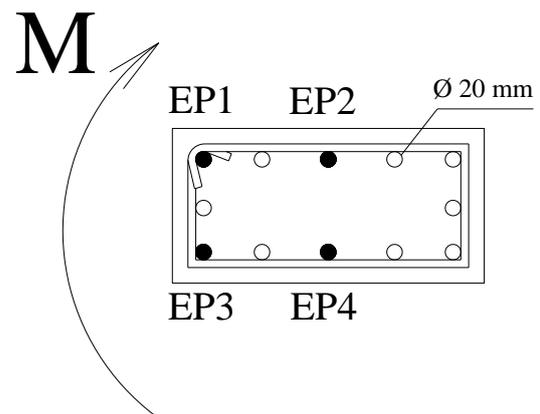
Figura 3.11 – Armadura de cisalhamento (*studs*).

3.5 ARMADURA DOS PILARES

A armadura dos pilares dos modelos foi composta por doze barras longitudinais de diâmetro de 20,0 mm, onde quatro delas foram monitoradas com extensômetros elétricos de resistência (EER), dispostas como mostrado na Figura 3.12 e por estribos de 6,3 mm a cada 70 mm.



(a) Armadura dos pilares dos modelos LS01, LS02 e LS03.



(b) Armadura dos pilares dos modelos LW01, LW02 e LW03.

Figura 3.12 – Detalhamento da armadura dos pilares na seção transversal, com indicação das barras instrumentadas com EER.

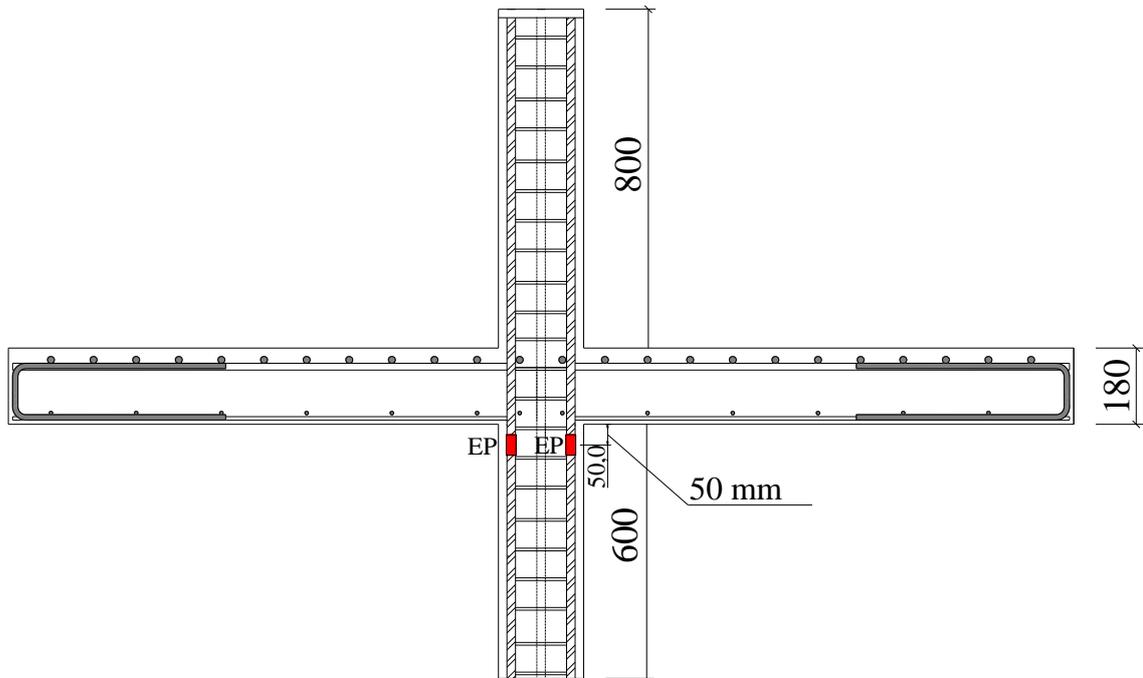


Figura 3.13 – Seção transversal com armadura dos pilares (LS01, LS02 e LS03) e posição dos EER.

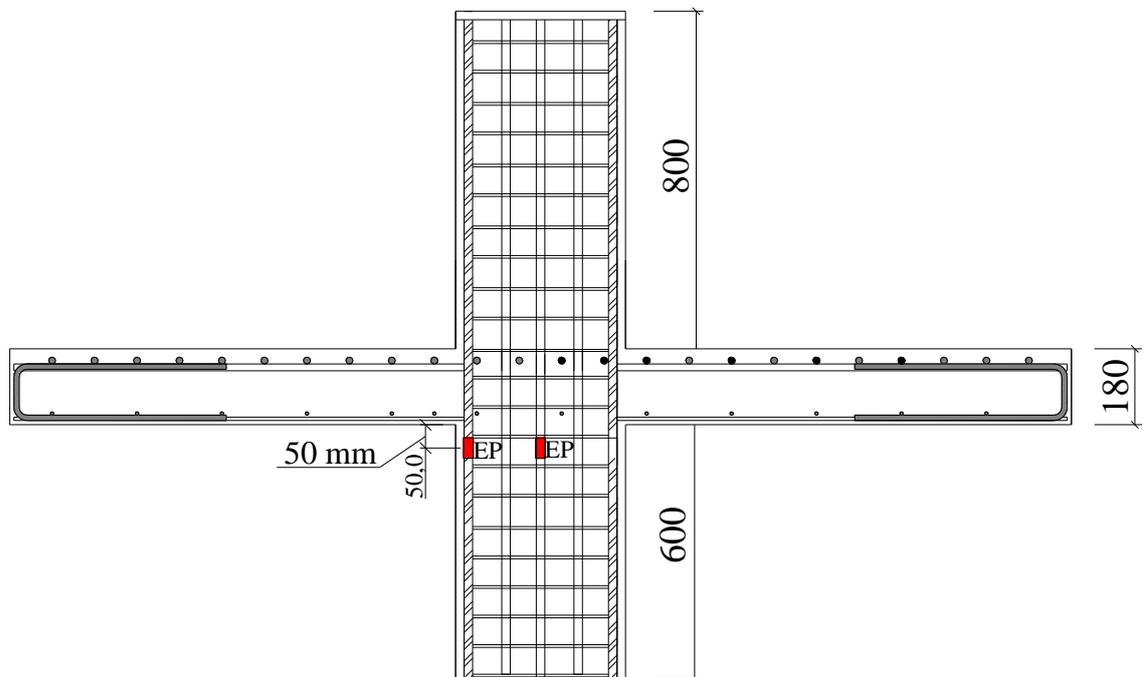


Figura 3.14 – Seção transversal com armadura dos pilares (LW01, LW02 e LW03) e posição dos EER.

3.6 FÔRMAS

As fôrmas em estrutura metálica utilizadas para os modelos de ligação laje-pilar foram confeccionadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília de acordo com o projeto mostrado na Figura 3.15. A Figura 3.18 mostra a forma já confeccionada. Foram feitas quatro fôrmas, com o objetivo de produzir quatro modelos locais em uma única concretagem.

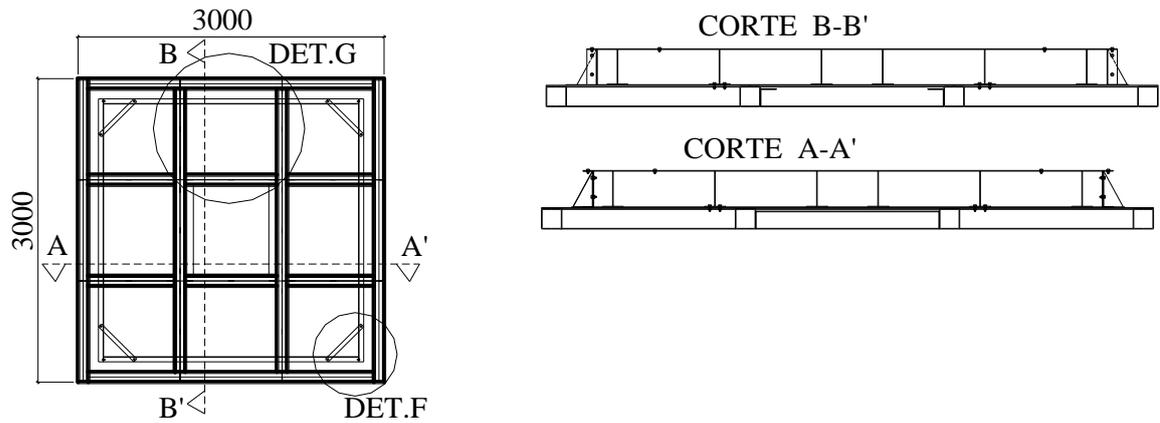


Figura 3.15 – Projeto das fôrmas metálicas.

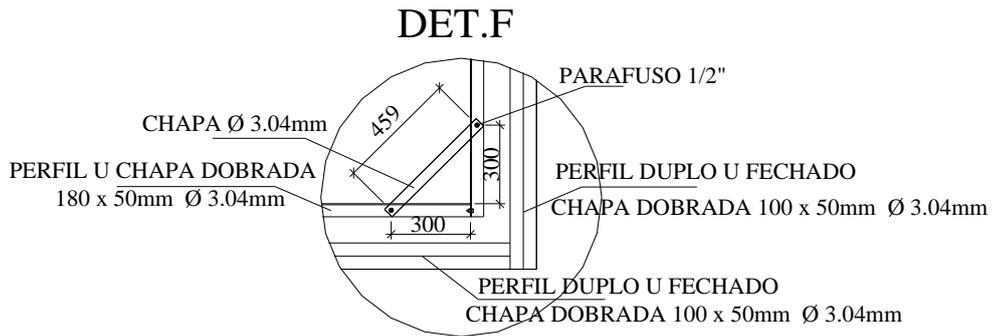


Figura 3.16 – Detalhe F do projeto da fôrma metálica.

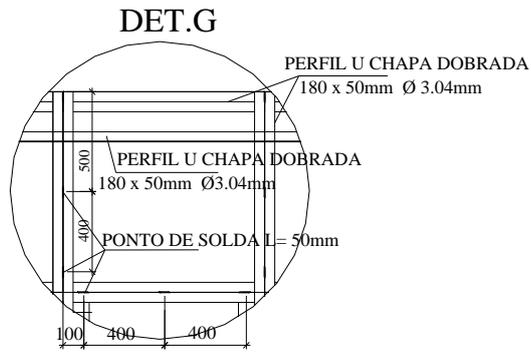


Figura 3.17 – Detalhe G do projeto de fôrma metálica.



Figura 3.18 – Fôrma pronta para receber a armadura.

Na Figura 3.19 são mostradas as fôrmas prontas para a concretagem, já com as armaduras de flexão posicionadas.



Figura 3.19 – Aspecto final das fôrmas com as armaduras de flexão dos modelos.

3.7 CONCRETAGEM

Foram concretados monoliticamente quatro modelos por vez com a utilização de concreto usinado com resistência estimada de 40 MPa.

Foi feito o teste de abatimento do tronco de cone para verificar a consistência do concreto. O resultado esperado para o teste era um abatimento de $10 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ e foi obtido um abatimento de 12,0 cm, resultado este que assegurou a validade da consistência do concreto. A Figura 3.20, mostra a execução do teste.



Figura 3.20 – Teste de abatimento do tronco de cone.

Foram moldados corpos de prova durante o processo de concretagem dos modelos, para ensaios de determinação da resistência à tração, resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto. As amostras foram coletadas de modo a serem relativas ao concreto empregado a cada dois modelos.

Foram moldados 36 corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura durante a concretagem dos modelos, os quais foram usados para determinar a resistência à tração, resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto. As amostras foram moldadas com o concreto empregado a cada dois modelos. Elas foram adensadas com um vibrador de imersão com diâmetro de 25 mm, como mostra a Figura 3.21.



(a) Vibrador de imersão.



(b) Acabamento do corpo de prova.

Figura 3.21 – Moldagem dos corpos de prova.

O concreto foi lançado por uma bomba ligada ao caminhão betoneira para as formas dos modelos e foi adensado com dois vibradores de imersão de diâmetro de 35 mm.

Os modelos foram concretados primeiramente pela parte inferior do pilar, seguido da concretagem da laje. Depois se colocou a fôrma da parte superior do pilar e por último a parte superior do pilar foi concretada. Após concretados os três elementos dos modelos foi feito um acabamento na superfície das lajes e na superfície da parte superior do pilar. A Figura 3.22 mostra parte do processo de concretagem.



(a) Utilização da bomba e vibradores.



(b) Acabamento da superfície do concreto.



(c) Colocação da fôrma do pilar.



(d) Acabamento na superfície da laje.

Figura 3.22 – Concretagem dos modelos.

3.8 INSTRUMENTAÇÃO

3.8.1 Deformação específica na armadura

Foram monitoradas ao longo dos ensaios as deformações nas armaduras de flexão e cisalhamento a fim de se acompanhar o comportamento das lajes durante todas as fases de carregamento. A medição das deformações nas armaduras foi feita utilizando-se extensômetros elétricos de resistência de $120,2 \pm 0,2 \Omega$, do tipo KGF-5-120-C1-11 e com fator de calibração de 2,10 fabricados pela empresa Kyowa Electronic Instruments. Foram posicionados dois extensômetros por barra, em posições diametralmente opostas, a fim de se eliminar possíveis efeitos de flexão localizada das barras. A Figura 3.22 mostra a disposição dos extensômetros em uma barra.

Foram instrumentadas seis barras da armadura longitudinal (de flexão) dos modelos locais apenas em uma direção, utilizando extensômetros elétricos da marca KYOWA (ver Figura 3.23).



Figura 3.23 – Posição dos extensômetros da armadura de flexão.

Para a fixação dos extensômetros nas barras foi necessário limá-las e lixá-las com o objetivo de eliminar toda a nervura na região determinada sem danificar a seção nominal.

Com uma superfície lisa foi feita uma limpeza com álcool isopropílico objetivando retirar todos os resíduos presentes na superfície da barra. Então os extensômetros foram colados um a um com adesivo cianoacrilático (Super Bonder), procurando deixá-los diametralmente opostos e na mesma seção da barra. A Figura 3.24 - (a), mostra o aspecto de uma barra já limada e lixada com um extensômetro colado.

Após a fixação dos extensômetros, cada terminal (ponta) é soldado a uma ponta de um condutor flexível paralelo, que por sua vez é preso à barra através de braçadeiras plásticas. Depois de soldados os terminais, a região da solda é protegida por uma camada de resina epóxica, para evitar a umidade e isolar eletricamente.

Sobre a camada de resina é colocada uma camada de silicone que fornecerá proteção mecânica ao conjunto. O silicone não é colado diretamente na ligação porque libera ácido acético ao endurecer, o que pode corroer os fios. Finalmente é feita uma proteção com fita isolante de auto-fusão. A proteção final pode ser vista na Figura 3.24 (c) e as posições dos extensômetros nos modelos são mostradas na Figura 3.27.



(a) Extensômetro colado em barra previamente preparada (b) Disposição das barra após o preparo (c) Proteção final da instrumentação

Figura 3.24 – Preparação da instrumentação.

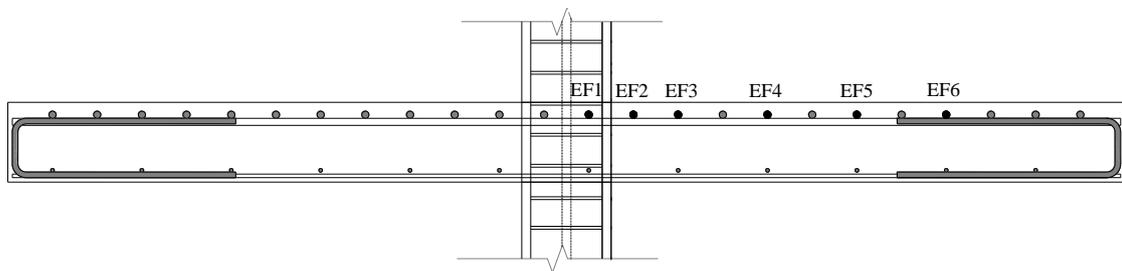


Figura 3.25 – Seção transversal com armadura de flexão (LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03).

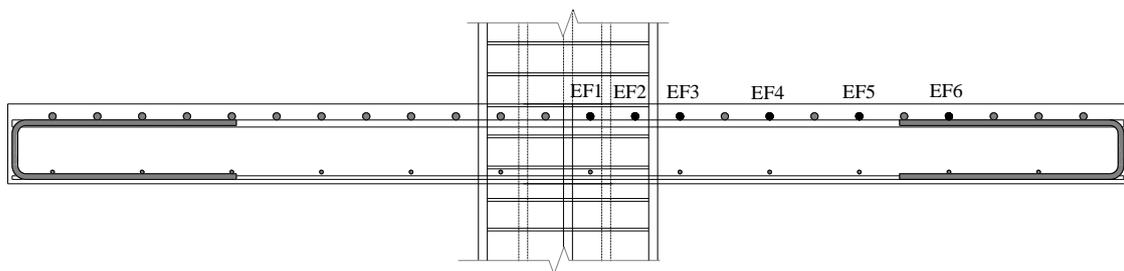
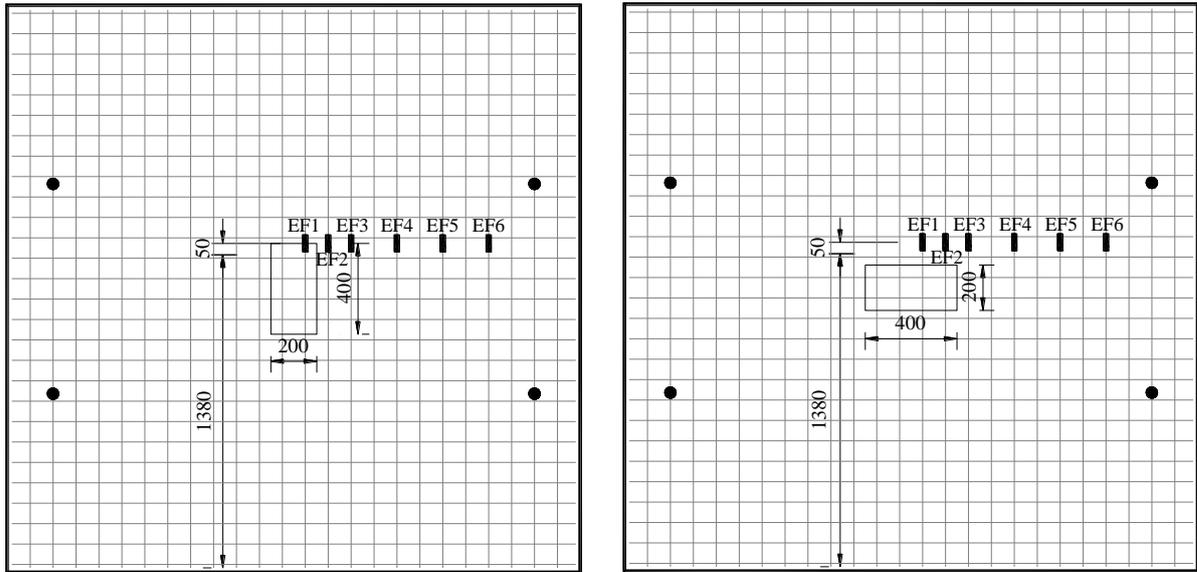
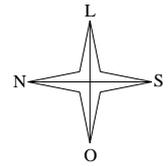


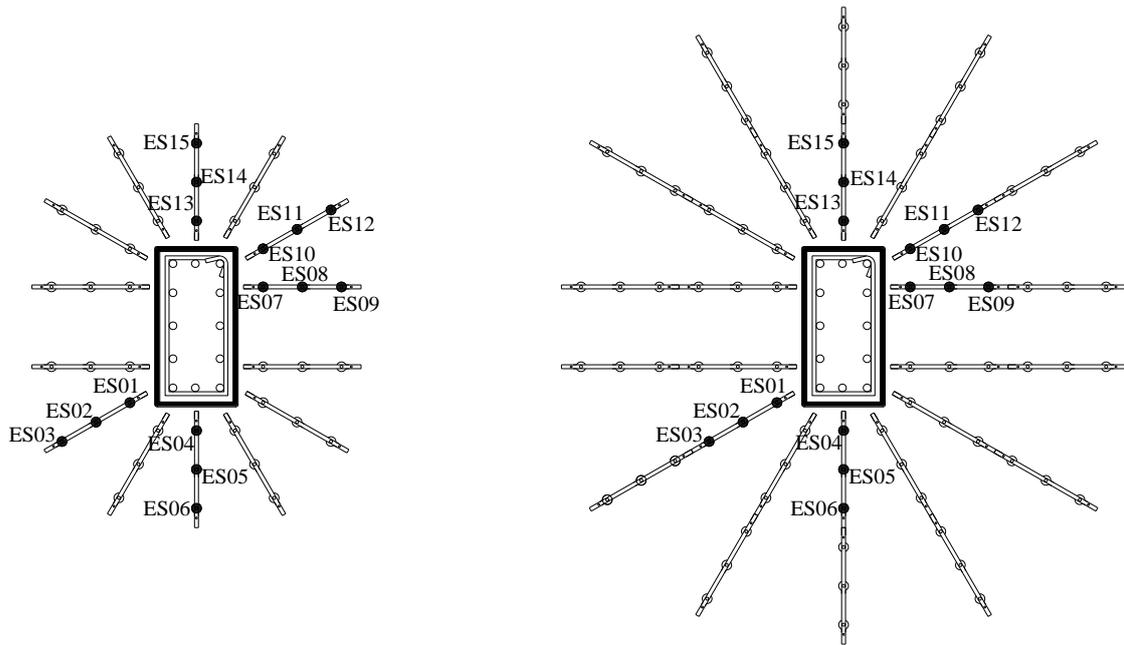
Figura 3.26 – Seção transversal com armadura de flexão (LW01, LW02 e LW03).



a) Modelos dos LN01, LN02, LS01, LS02 e LS03. b) Modelos dos LW01, LW02 e LW03.

Figura 3.27 – Posição dos extensômetros das barras da armadura de flexão.

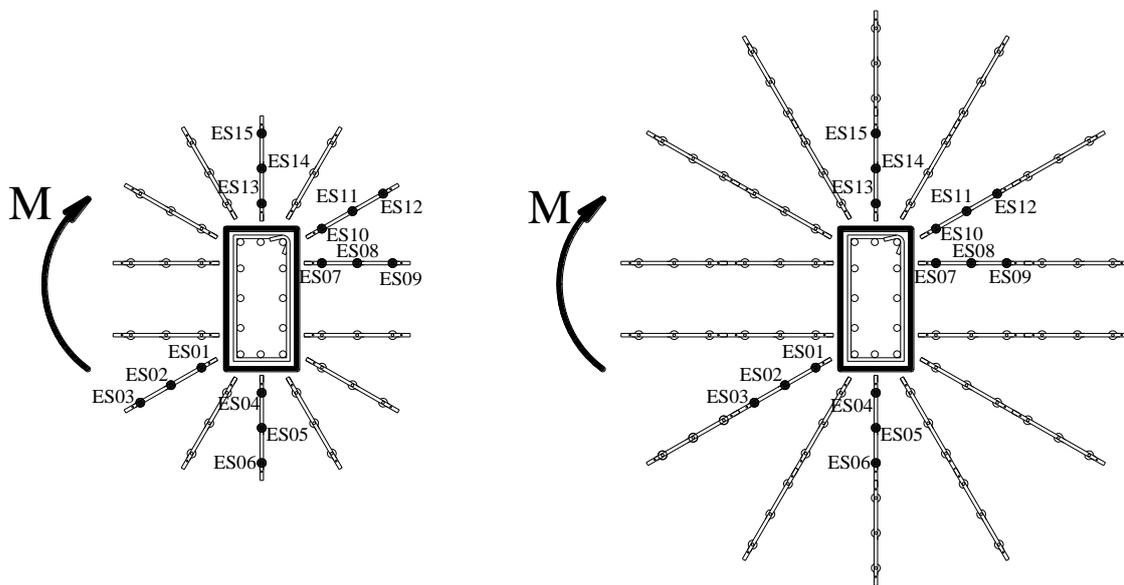
As armaduras de cisalhamento das lajes foram instrumentadas com os mesmos extensômetros utilizados nas armaduras de flexão, com dois extensômetros em cada *stud*, em posições diametralmente opostas. Nas lajes LN01 e LS02, foram monitoradas com cinco linhas de armaduras, ao longo de três camadas. Já para as lajes LN02 e LS03, como estas apresentavam seis camadas de *studs*, optou-se por monitorar cinco linhas de armaduras, conforme feito nas demais. Nas lajes LW02 (com três camadas de armadura de cisalhamento) e LW03 (com seis camadas de armadura de cisalhamento) foram monitorados 15 *studs* distribuídos em cinco linhas distintas. As lajes LS01 e LW01 não possuíram armadura de cisalhamento, sendo utilizadas como lajes referências (ver Figura 3.28, Figura 3.29 e Figura 3.30).



a) LN01 – 3 camadas – $e=0$

b) LN02 – 6 camadas – $e=0$

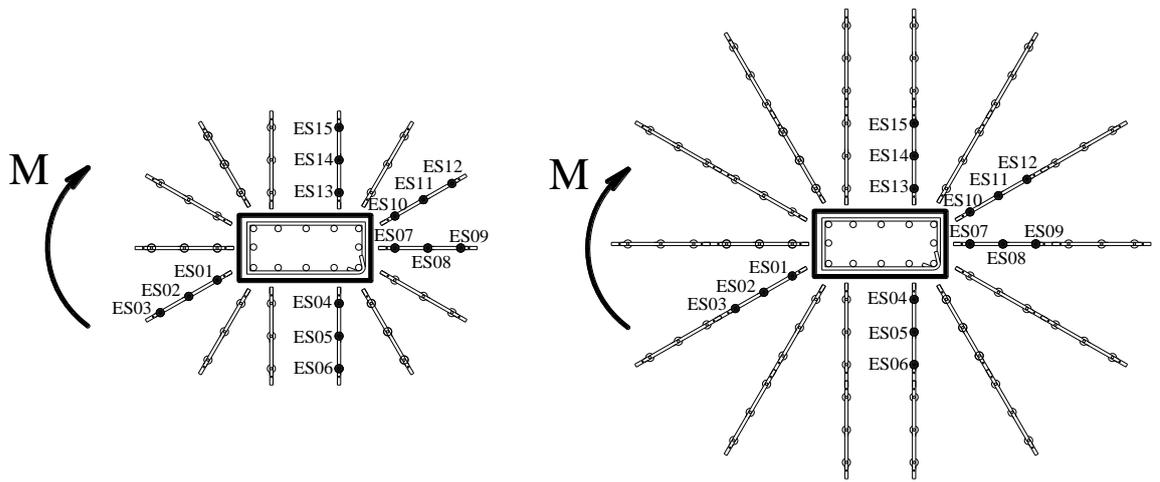
Figura 3.28 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos N.



c) LS02 – 3 camadas – $e=315$ mm

d) LS03 – 6 camadas – $e=315$ mm

Figura 3.29 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos S.



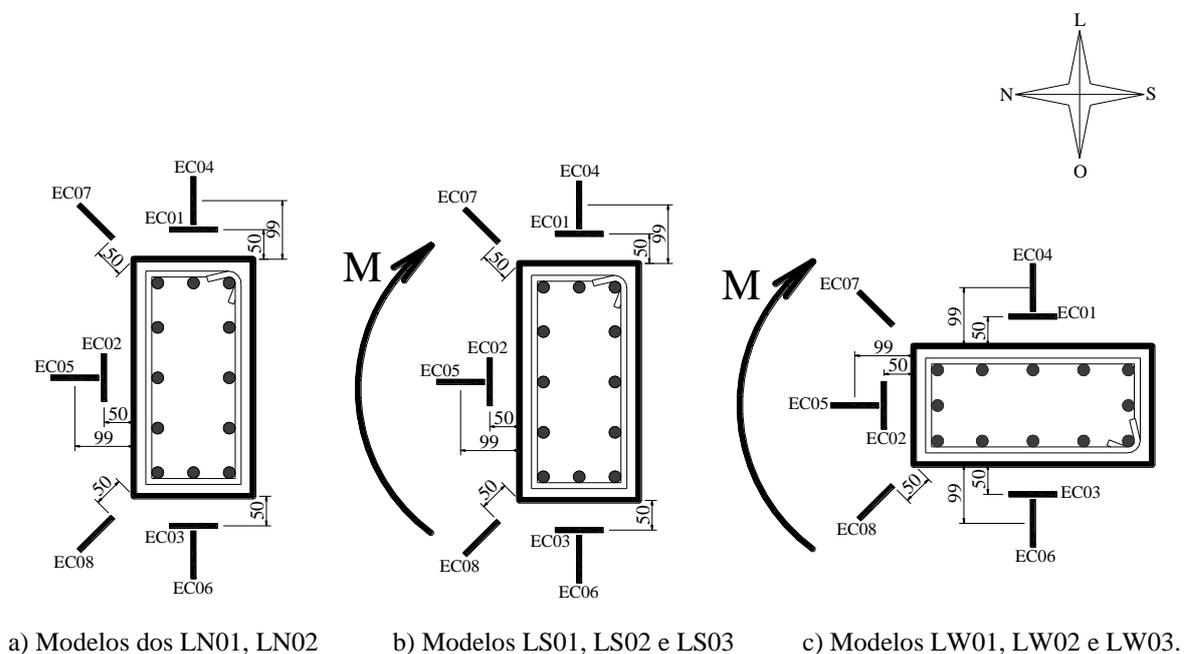
c) LW02 – 3 camadas – $e=315$ mm

d) LW03 – 6 camadas – $e=315$ mm

Figura 3.30 – Extensômetros monitorados nas armaduras de cisalhamento dos modelos W.

3.8.2 Deformação específica no concreto

O concreto foi instrumentado na superfície inferior da laje, próximo ao pilar, com extensômetros elétricos da marca KYOWA de resistência de $119,8 \pm 0,2 \Omega$ do tipo KC-70-120-A1-11 e com fator de calibração de 2.10, com o objetivo de medir as deformações durante o ensaio. Cada um dos modelos recebeu oito extensômetros que ficaram dispostos como mostra a Figura 3.31. Para possibilitar a colagem dos extensômetros na superfície do concreto, esta foi antes lixada e limpa com álcool.



a) Modelos dos LN01, LN02

b) Modelos LS01, LS02 e LS03

c) Modelos LW01, LW02 e LW03.

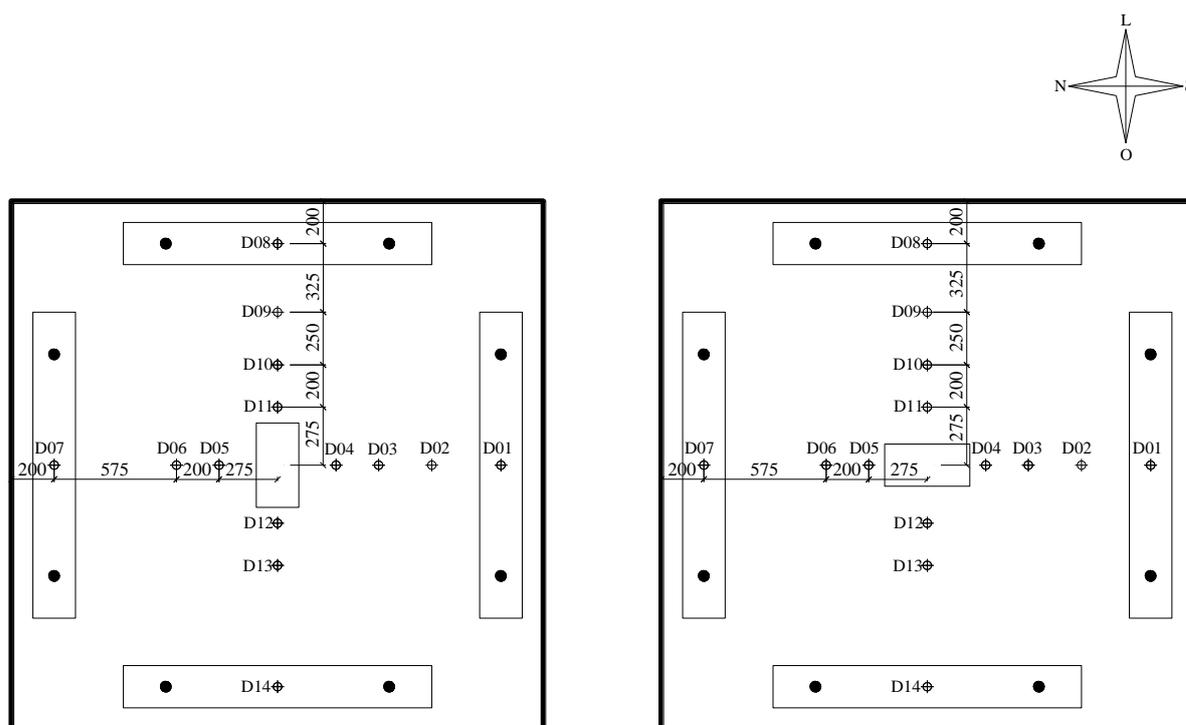
Figura 3.31 – Posição dos extensômetros na face inferior da laje.



Figura 3.32 – Disposição dos extensômetros em um dos modelos.

3.8.3 Deslocamentos

Quanto aos deslocamentos verticais de cada modelo, foram medidos com defletômetros mecânicos da marca HUGGENBERGER ZÜRICH. Ao total foram utilizados 14 defletômetros em cada modelo, cujas posições são apresentadas na Figura 3.33.



a) Locação dos deflectômetros nos modelos N e S.

b) Locação dos deflectômetros nos modelos W.

Figura 3.33 – Posição dos deflectômetros nas lajes.



(c) Deflectômetros posicionados na face superior.



(d) Deflectômetros posicionados na face inferior

Figura 3.34 – Deflectômetro em um dos modelos.

Os defletômetros de 2 a 6 e de 9 a 13 foram colocados na face superior da laje na posição vertical mapeando o mesmo quadrante que os extensômetros do concreto da face inferior. Os defletômetros 1, 7, 8 e 14, foram colocados na face inferior da laje próximo aos quatro pontos de aplicação de carga com o objetivo de monitorar os deslocamentos destes.

3.9 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

3.9.1 Sistema de aquisição de dados

A cada passo de carga aplicado no ensaio, as leituras de todos dos extensômetros eram feitas por meio de um sistema de aquisição de dados SPIDER 8. O sistema foi composto por 10 módulos de aquisição interligados. O processamento e armazenamento dos dados foram feitos de forma semi-automática pelo programa CATMAN, versão 4.5, o qual converteu as leituras de acordo com uma calibração feita previamente e armazenada no programa. Cabia ao operador do sistema apenas disparar a aquisição a cada etapa.



Figura 3.35 – Sistema de aquisição de dados.

3.9.2 Estrutura de reação

Os ensaios foram realizados em um pórtico metálico, montado sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. A Figura 3.36 mostra em um esquema de ensaio, o modelo instalado no pórtico metálico.

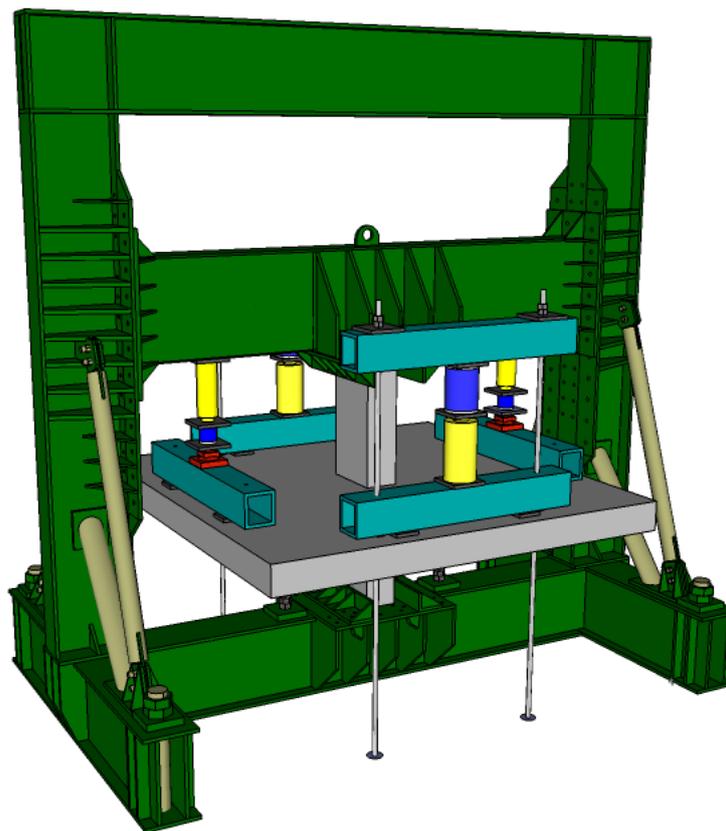


Figura 3.36 – Esquema de ensaio do pórtico metálico.

3.9.3 Cargas

A aplicação das cargas foi monitorada por meio de células de carga KRATOS. Foram utilizadas duas células de capacidade para 1000 kN e duas de capacidade para 500 kN, instaladas em linha com os atuadores hidráulicos.

Foi utilizada uma rótula metálica de aço de alta resistência instalada entre a viga de distribuição e o pistão do atuador hidráulico fixado na viga de reação do pórtico. A rótula metálica teve o objetivo de proteger o pistão do atuador evitando que este deslizasse lateralmente na direção transversal da viga de distribuição e que este aplicasse carga excêntrica. Outro objetivo era manter a carga aplicada sempre na vertical mesmo depois da laje deformada. A Figura 3.37 mostra em detalhes a posição da célula de carga e da rótula entre o pistão e a viga.



Figura 3.37 – Célula de carga empregada na aplicação de carga.

Quanto às leituras feitas durante a aplicação da carga no modelo, essas foram realizadas por meio de indicadores digitais da marca KRATOS de capacidade de 500 kN (ver Figura 3.38) conectados diretamente às células de carga. Para esta etapa do ensaio foi instalada uma célula de carga em cada atuador hidráulico de aplicação de carga. Os indicadores não estavam conectados ao sistema de aquisição de dados exigindo a leitura visual.

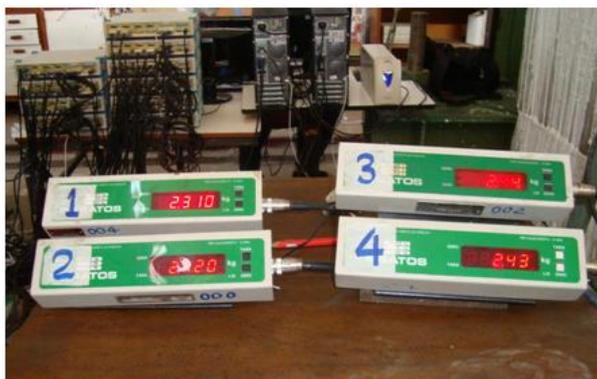


Figura 3.38 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.

3.9.4 Sistema de aplicação de carga

As cargas foram geradas por quatro atuadores hidráulicos de pistão vazado acionados por três bombas elétricas ligados a um sistema de válvulas de bloqueio de ajuste fino, uma da Yellow Power e duas da Enerpac. Três dos atuadores hidráulicos têm capacidade para 600 kN e o outro para 500 kN. Os atuadores e bombas hidráulicas são mostrados na Figura 3.39 e Figura 3.40.



Figura 3.39 – Atuador hidráulico de aplicação de cargas.



(a) Bombas elétricas - Enerpac



(b) Bomba elétrica - Yellow Power

Figura 3.40 – Bombas elétricas utilizadas nos ensaios.

Quanto à locação das cargas nos modelos, são mostrados em planta os pontos de aplicação e as placas de distribuição de carga (ver Figura 3.41, Figura 3.42 e Figura 3.43). É possível ver nas imagens que cada ponto de aplicação de carga é dividido em dois, ou seja, as cargas aplicadas ao modelo, na verdade, foram distribuídas em oito pontos de aplicação de carga.

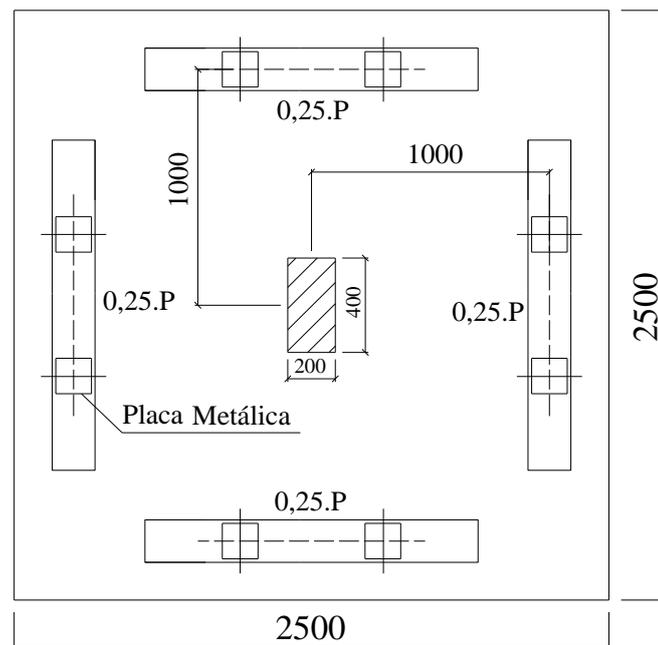


Figura 3.41 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LN01 e LN02.

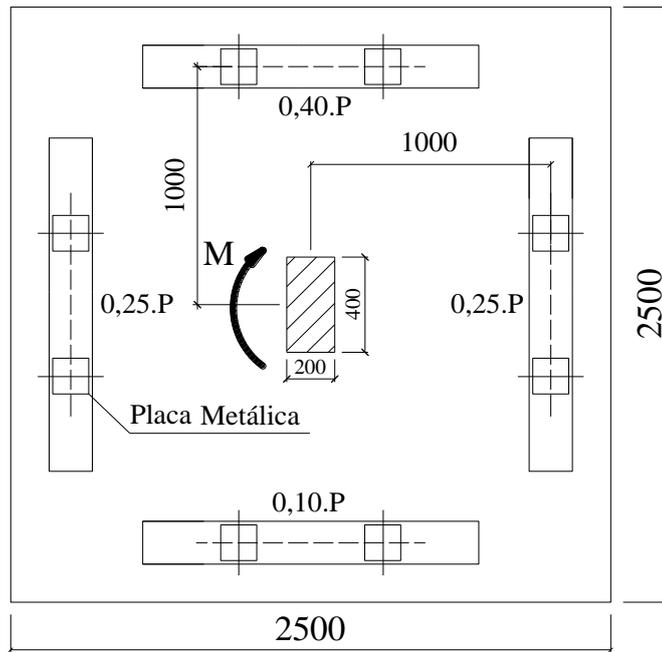


Figura 3.42 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LS01, LS02 e LS03.

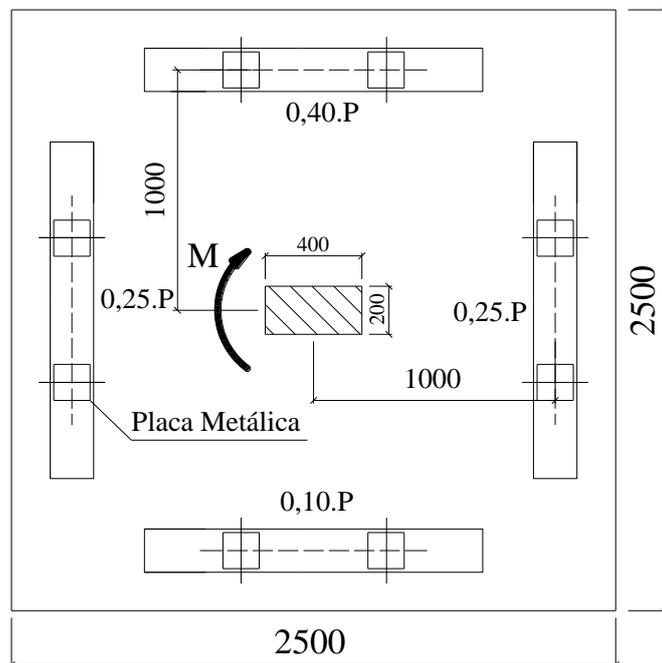


Figura 3.43 – Pontos de aplicação e placas de distribuição de carga dos modelos LW01, LW02 e LW03.

A distribuição de carga nos pontos apresentados anteriormente foi feita por meio de vigas de distribuição que possuíam perfil metálico vazado e foram colocadas entre os atuadores hidráulicos e a laje do modelo. As vigas de distribuição foram colocadas sobre chapas metálicas que tiveram o objetivo de transferir a carga aplicada nos atuadores para os dois

pontos mostrados anteriormente. A Figura 3.44 mostra em detalhe a viga sobre as chapas, que por sua vez estão sobre a superfície da laje.



Figura 3.44 – Viga de distribuição da carga.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais adquiridos nos ensaios dos modelos locais produzidos no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Os dados apresentados dizem respeito aos deslocamentos dos modelos, deformações do concreto, deformações da armadura de flexão, deformação da armadura de cisalhamento, deformação da armadura do pilar e mapeamento das fissuras dos modelos. Também serão apresentados resultados referentes aos ensaios de caracterização do concreto.

4.1 CONCRETO

Foram realizadas duas etapas de concretagem. Quatro modelos foram moldados em cada uma, totalizando oito modelos. Na primeira etapa foram obtidas as lajes LN01, LN02, LS02 e LS03; na segunda, as lajes LS01, LW01, LW02 e LW03.

Durante cada concretagem foram moldados 36 corpos de prova, totalizando 72 corpos ao final das duas etapas, utilizados para realização dos ensaios de: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade secante. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

As normas utilizadas em cada ensaio foram: NBR 5739:2007 para determinação da resistência à compressão; NBR 7222:1994 para determinação da resistência à tração por compressão diametral; e NBR 8522:2003 para o módulo de elasticidade secante.

Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto.

MODELO	IDADE	f_{cj} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{sec} (MPa)	$E_{sec,m}$ (MPa)
LN01 e LN02	120	42,6	44,0	4,1	4,0	22,0	23,6
		43,2		4,8		25,9	
		44,2					
		43,6					
		44,8					
		45,7					
LS02 e LS03	120	41,7	43,6	4,5	4,2	23,4	23,7
		45,0		3,8		23,8	
		43,4					
		43,1					
		42,9					
		45,0					
LS01 e LW01	92	40,9	41,4	4,5	4,3	23,1	23,8
		41,1		4,2		24,4	
		41,9					
		41,3					
		41,2					
		44,3					
LW02 e LW03	92	40,9	41,4	3,8	4,1	24,2	25,0
		41,1		4,3		23,3	
		41,9					
		41,3					
		41,2					
		44,3					

4.2 CARGAS ÚLTIMAS

Como descrito no item 3.9.3, o carregamento foi aplicado nas lajes por meio de quatro cilindros hidráulicos em linha com células de carga em posições mostradas nas figuras 3.40 a 3.42. A carga última de cada laje é o resultado da soma das cargas últimas lidas nos quatro indicadores digitais aos quais as quatro células de carga estavam ligados, somada ao peso próprio da laje e dos equipamentos que estão sobre ela.

Tabela 4.2 – Carga última das lajes.

Laje	e (mm)	Eixo de Flexão	C ₁ /C ₂	Nº de cam.	h (mm)	d (mm)	ρ (‰)	f _{cm} (MPa)	P _u (kN)
LN01	0	-	-	3	180	143,0	1,58	44,0	1083,0
LN02	0	-	-	6	181	140,5	1,63	44,0	1115,0
LS01	315	forte	2	0	181	142,0	1,60	41,0	407,0
LS02	315	forte	2	3	180	140,5	1,63	43,5	768,0
LS03	315	forte	2	6	182	145,0	1,54	43,5	781,0
LW01	315	fraco	0,5	0	183	143,5	1,33	41,0	438,0
LW02	315	fraco	0,5	3	180	145,0	1,30	41,0	716,0
LW03	315	fraco	0,5	6	180	143,0	1,34	41,0	734,0
Lajes quadradas com 2500 mm de lado Pilar central retangular com seção transversal de 200 mm x 400 mm Eixo forte = eixo de maior momento de inércia Eixo fraco = eixo de menor momento de inércia 14 studs com 8mm de diâmetro por camada: 704 mm ² /camada									

4.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes de cada modelo foram monitorados por 14 defletômetros localizados ao longo dos eixos das lajes, dispostos como apresentado no Capítulo 3. Em todas as lajes, os pontos monitorados foram os mesmos, com o objetivo de comparar de forma direta os resultados obtidos.

Neste item serão apresentados os gráficos que mostram a evolução dos deslocamentos da laje de cada modelo isoladamente a cada passo de carga e comparando os deslocamentos das lajes dos modelos entre si nos pontos de carregamentos. A leitura dos deslocamentos no decorrer dos ensaios foi realizada até próximo a ruptura das lajes, parando-se normalmente no momento em que faltavam um ou dois passos de carga para que fosse atingida a carga de ruptura estimada antes da realização do ensaio.

Serão apresentados da Figura 4.1 à Figura 4.16, os deslocamentos verticais ao longo da direção S-N e da direção L-O. Da Figura 4.17 à Figura 4.24 serão apresentados os gráficos de carga versus deslocamentos.

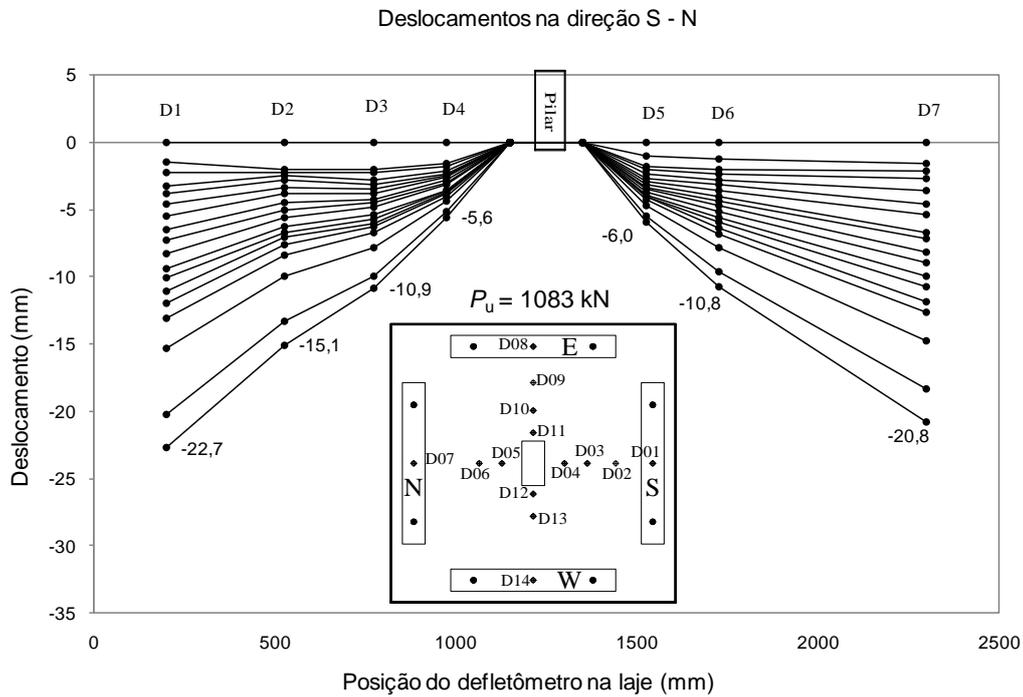


Figura 4.1 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LN01.

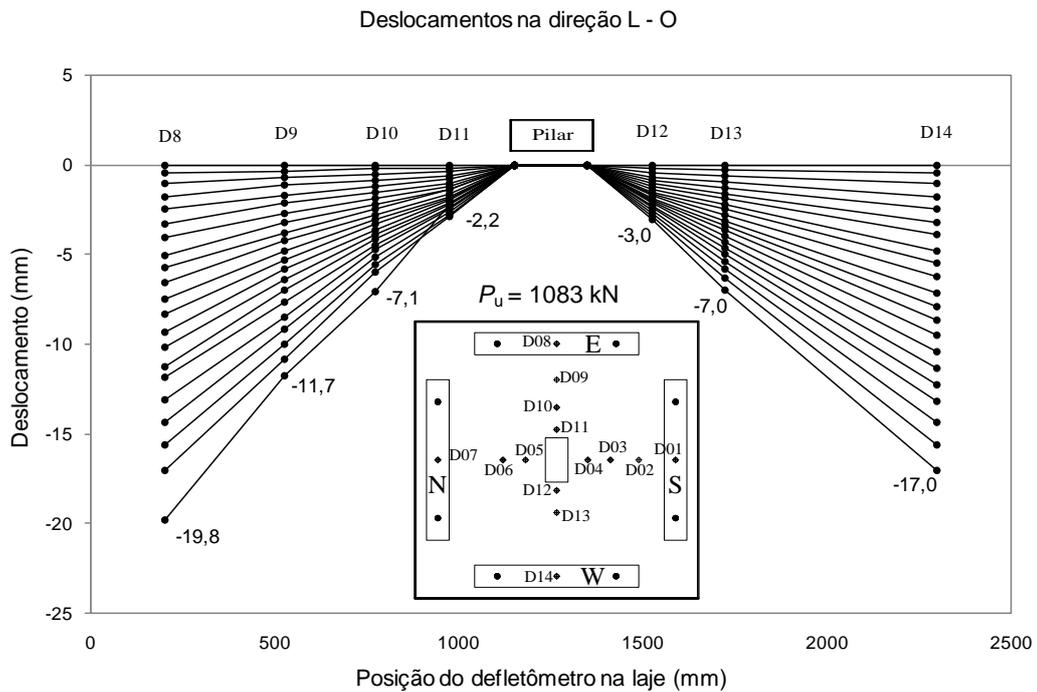


Figura 4.2 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LN01.

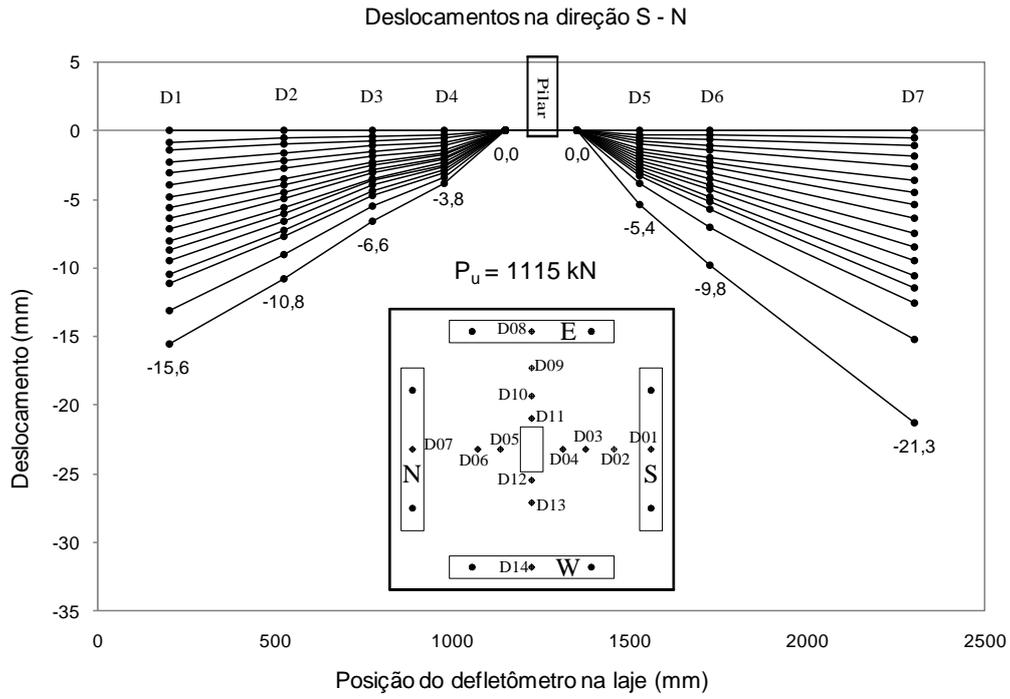


Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LN02.

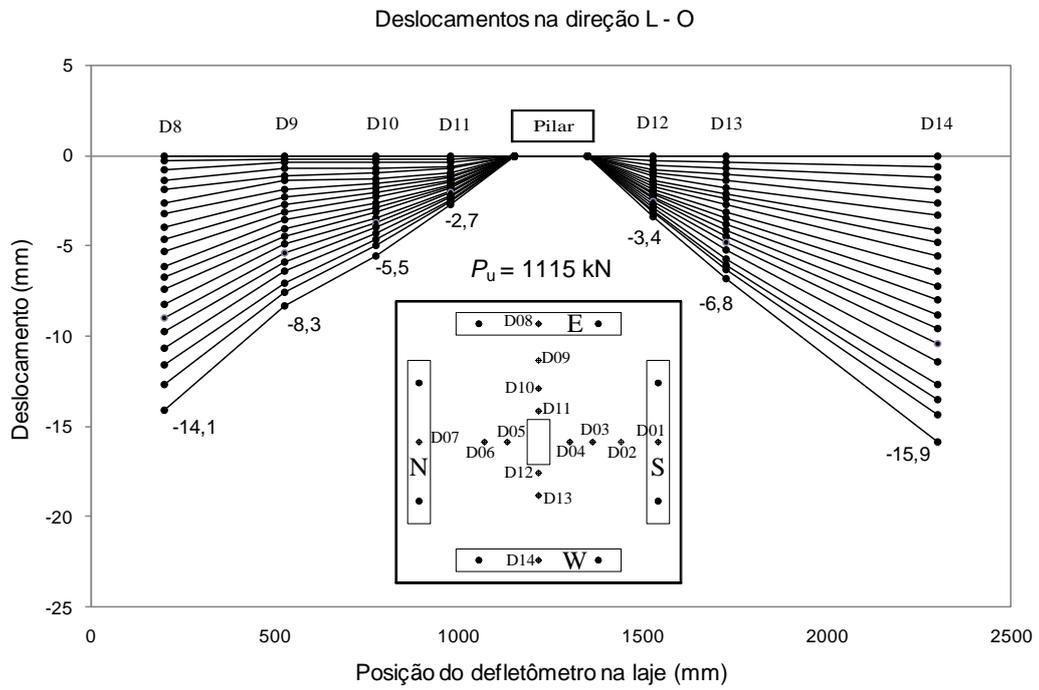


Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LN02.

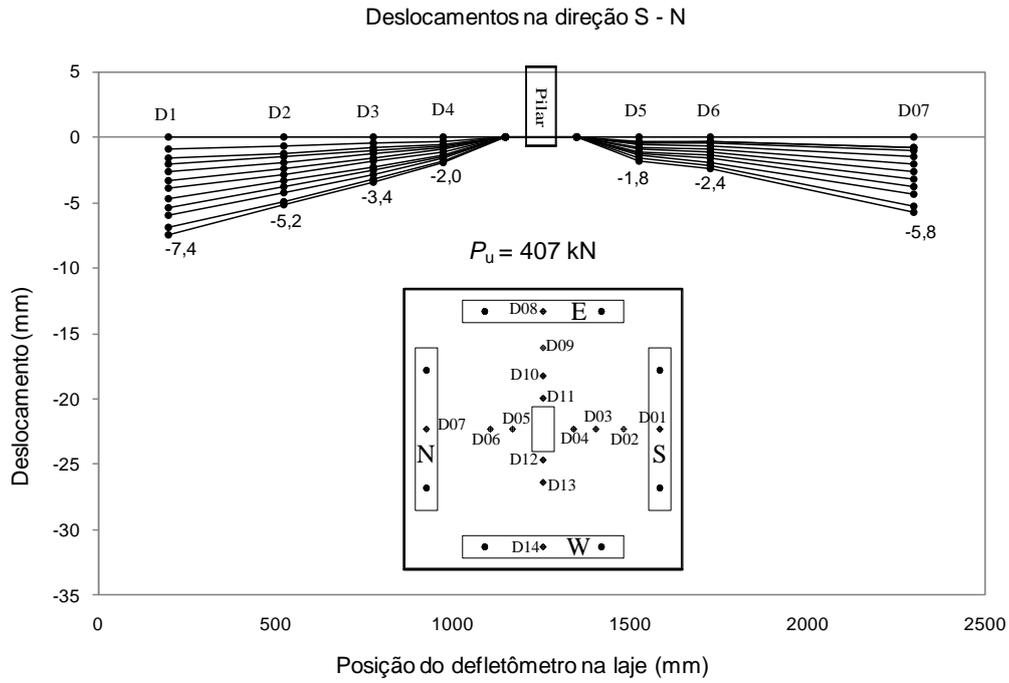


Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS01.

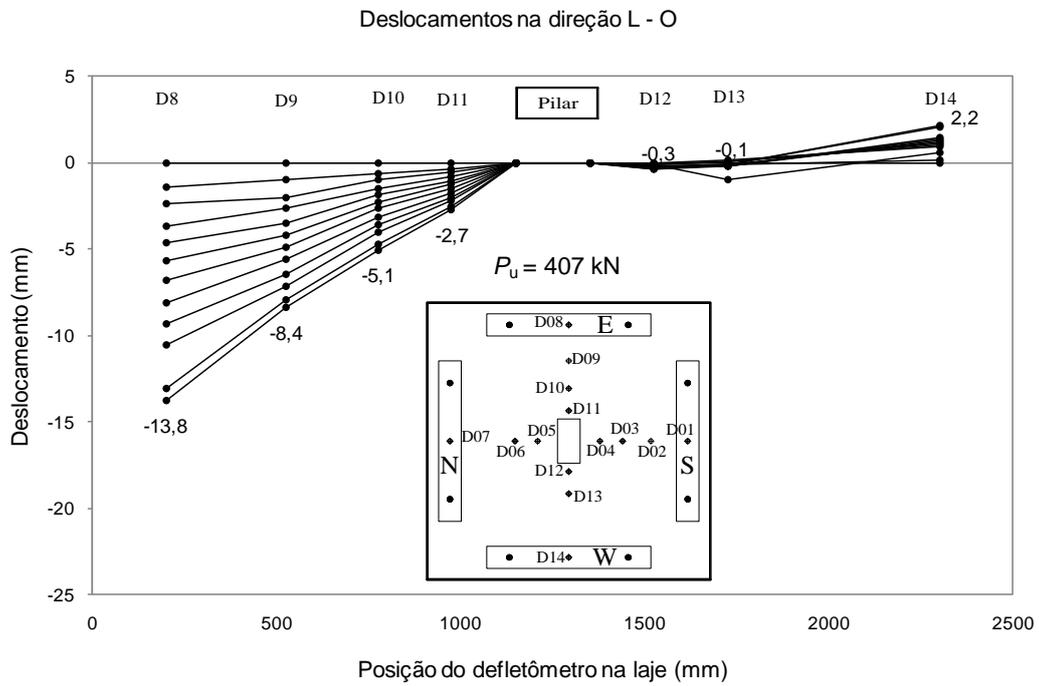


Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS01.

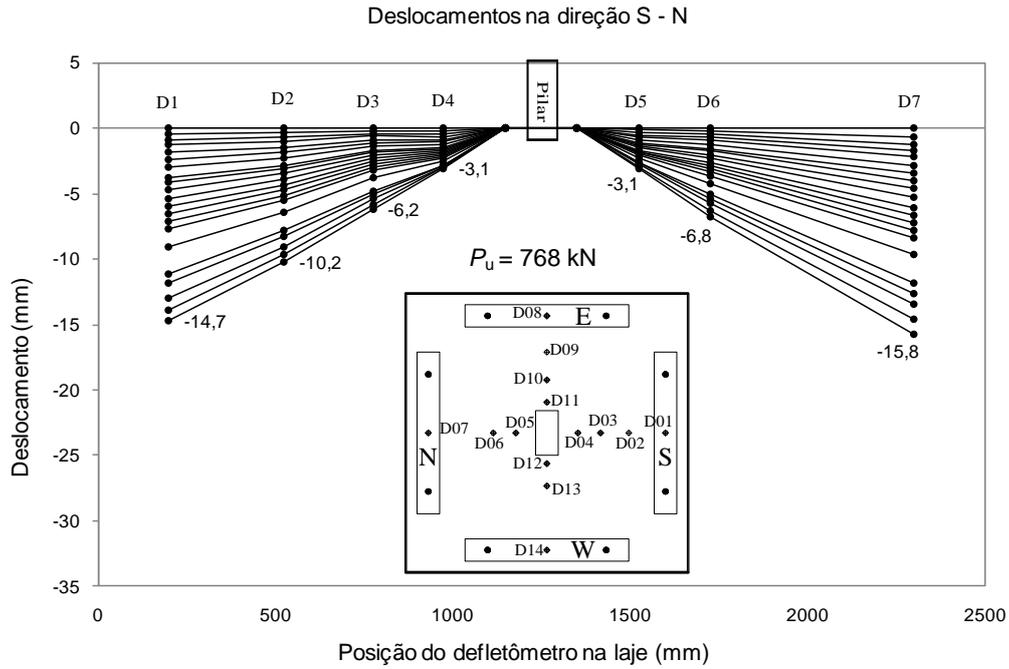


Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS02.

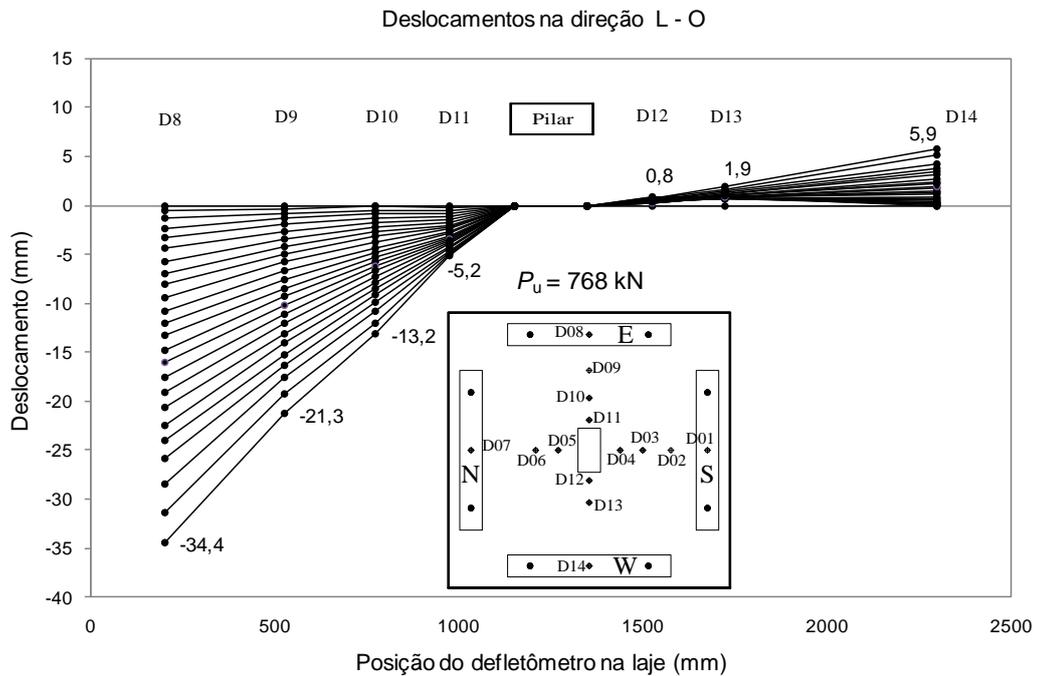


Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS02.

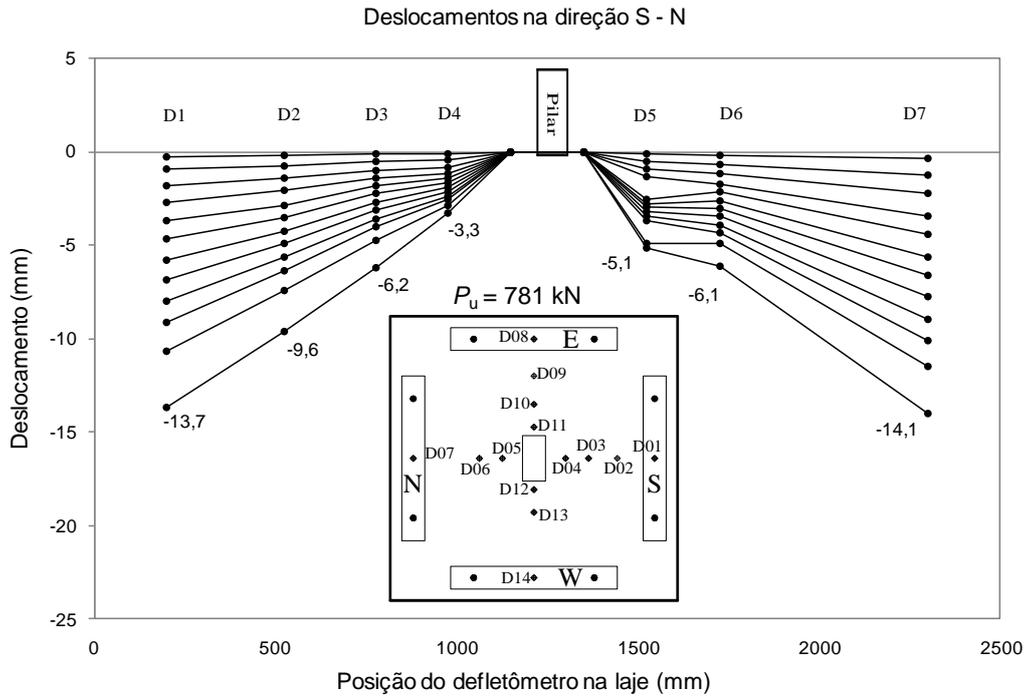


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LS03.

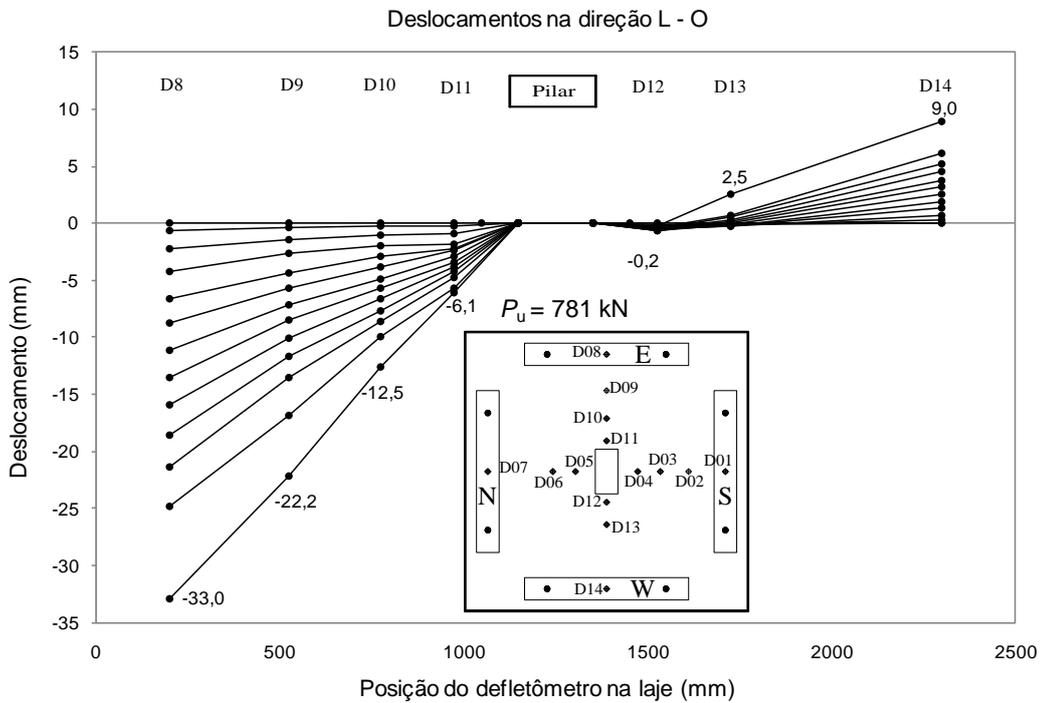


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LS03.

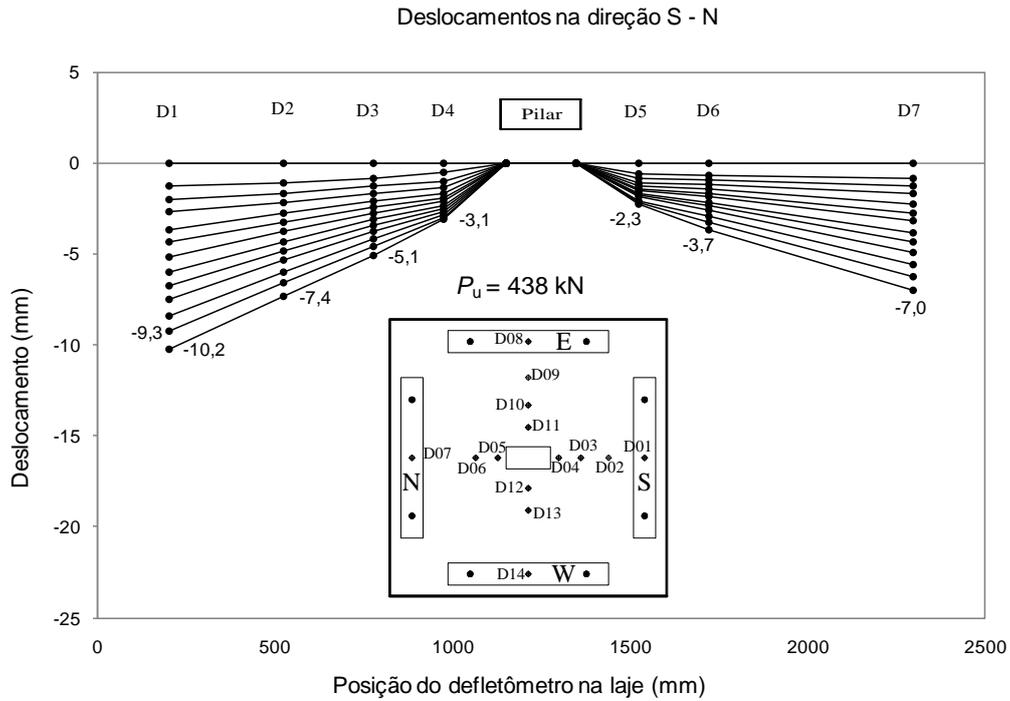


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW01.

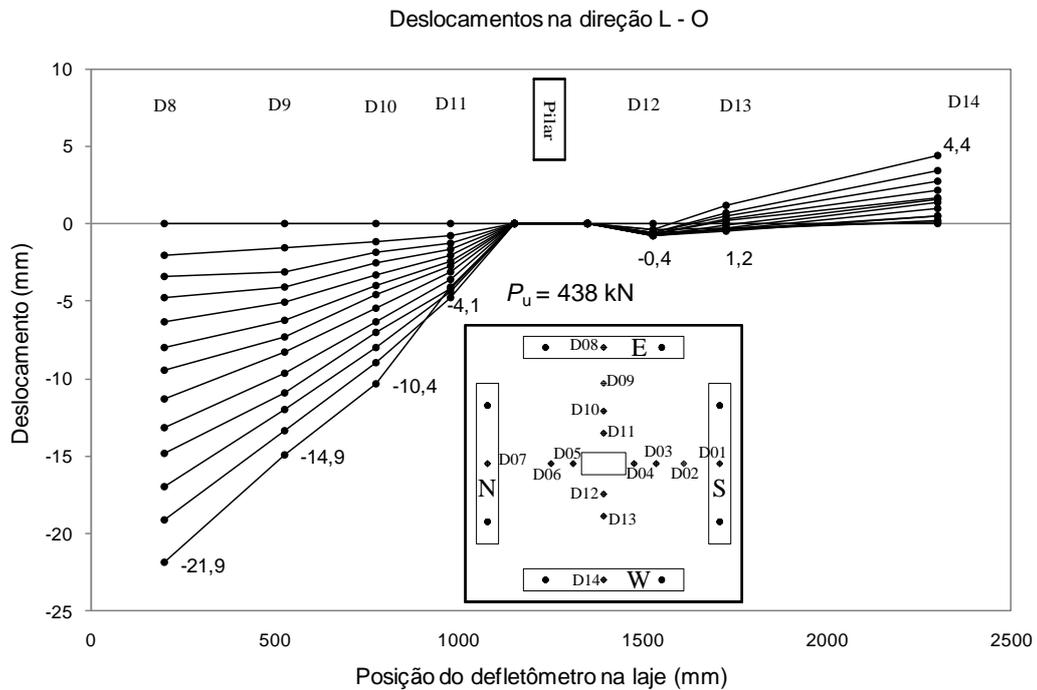


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW01.

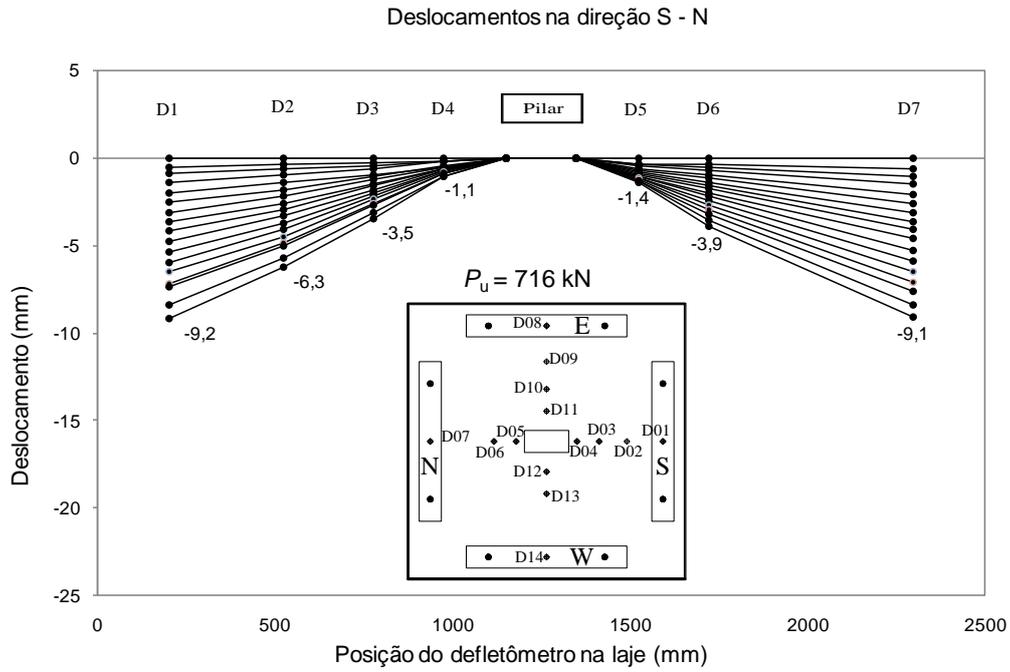


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW02.

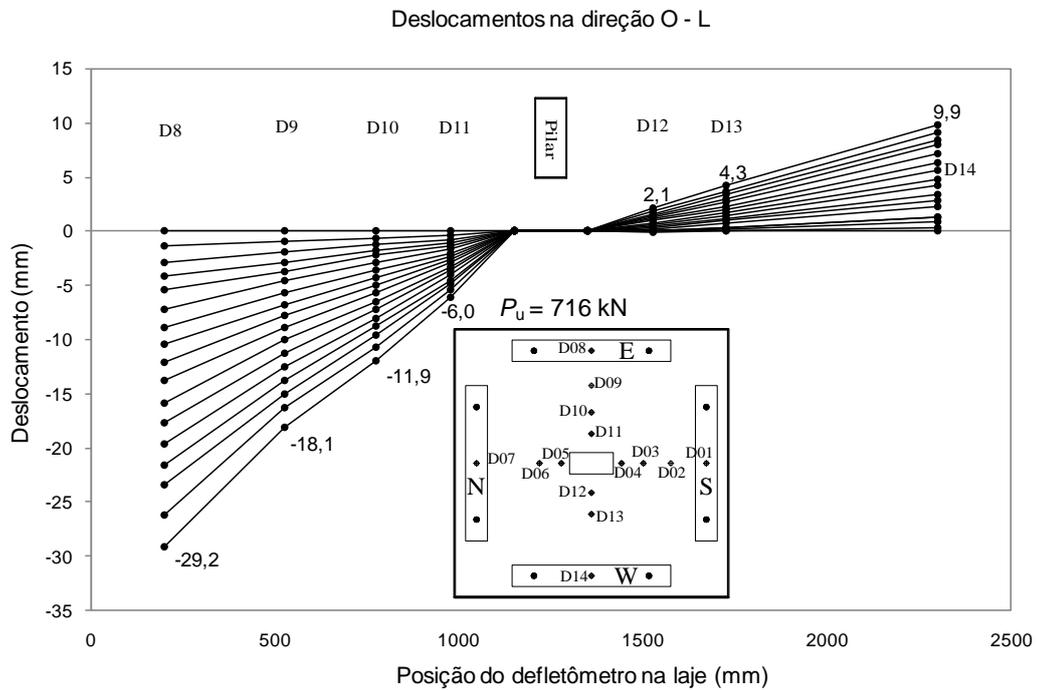


Figura 4.14 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW02.

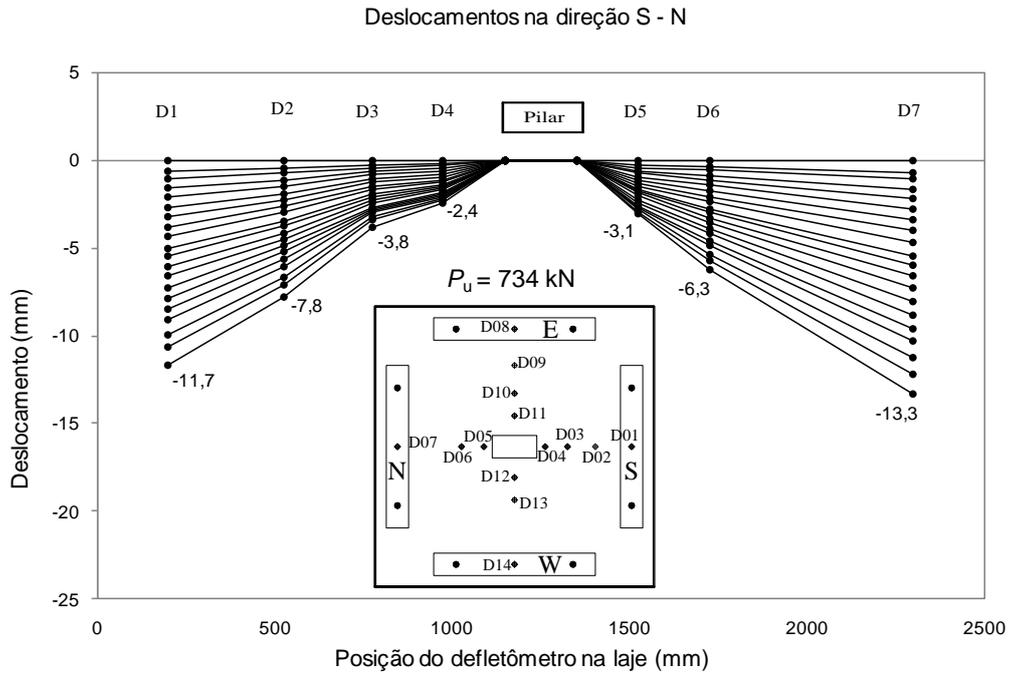


Figura 4.15 – Deslocamentos verticais na direção S-N do modelo LW03.

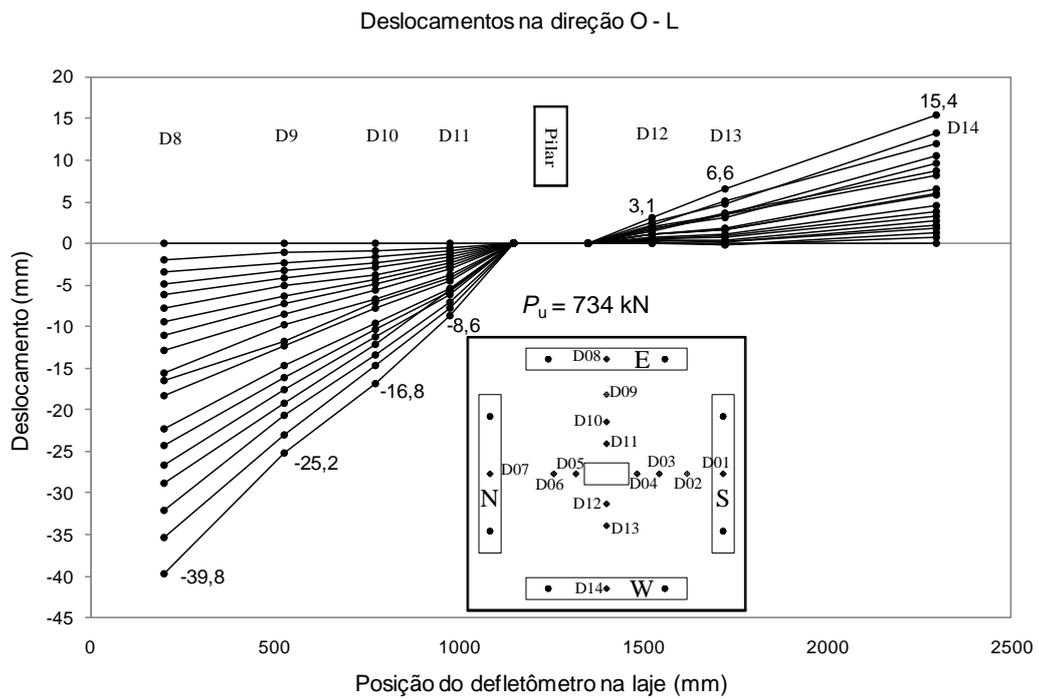


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais na direção L-O do modelo LW03.

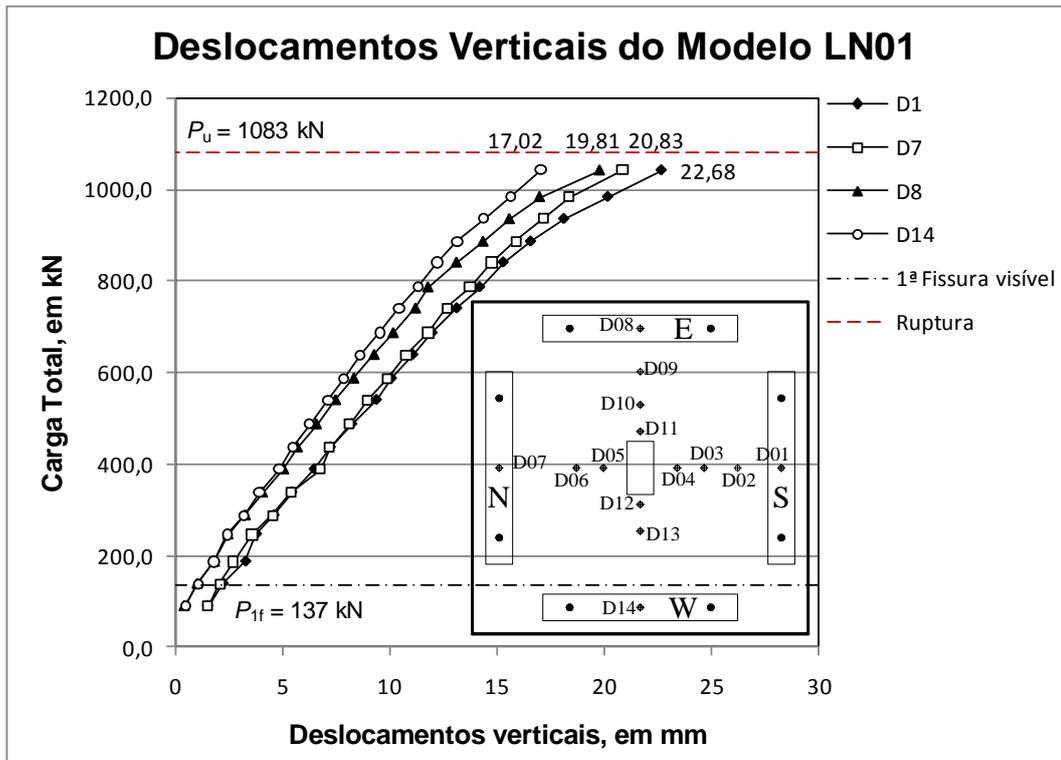


Figura 4.17 – Carga versus deslocamento do modelo LN01.

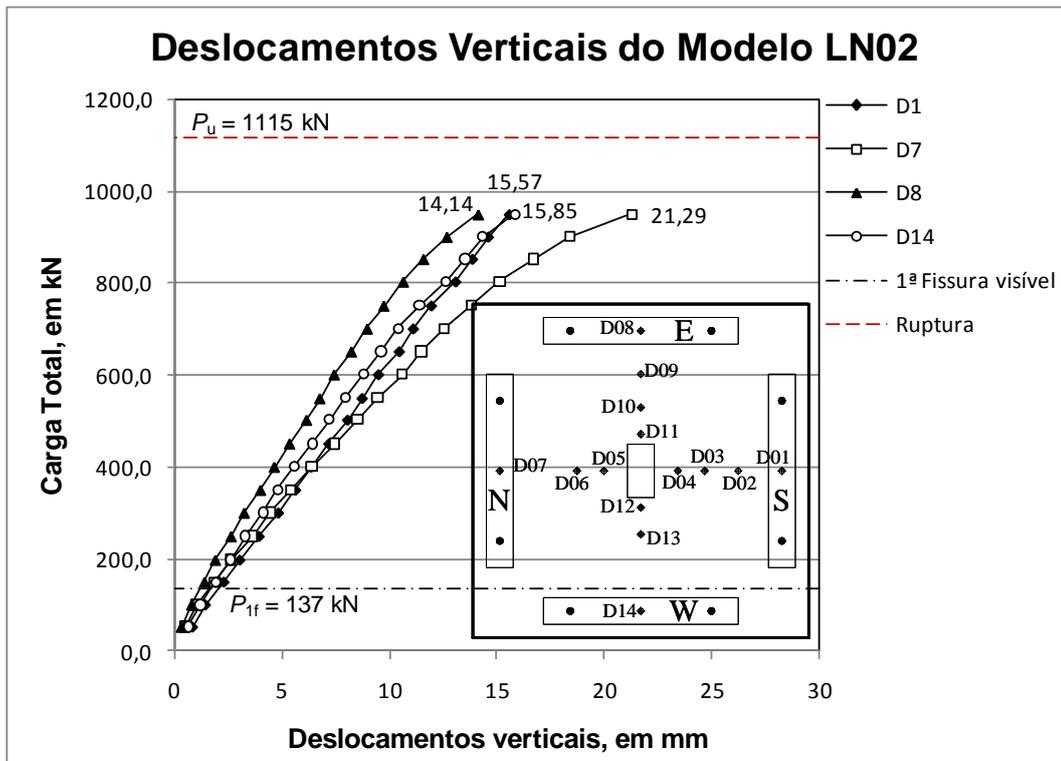


Figura 4.18 – Carga versus deslocamento do modelo LN02.

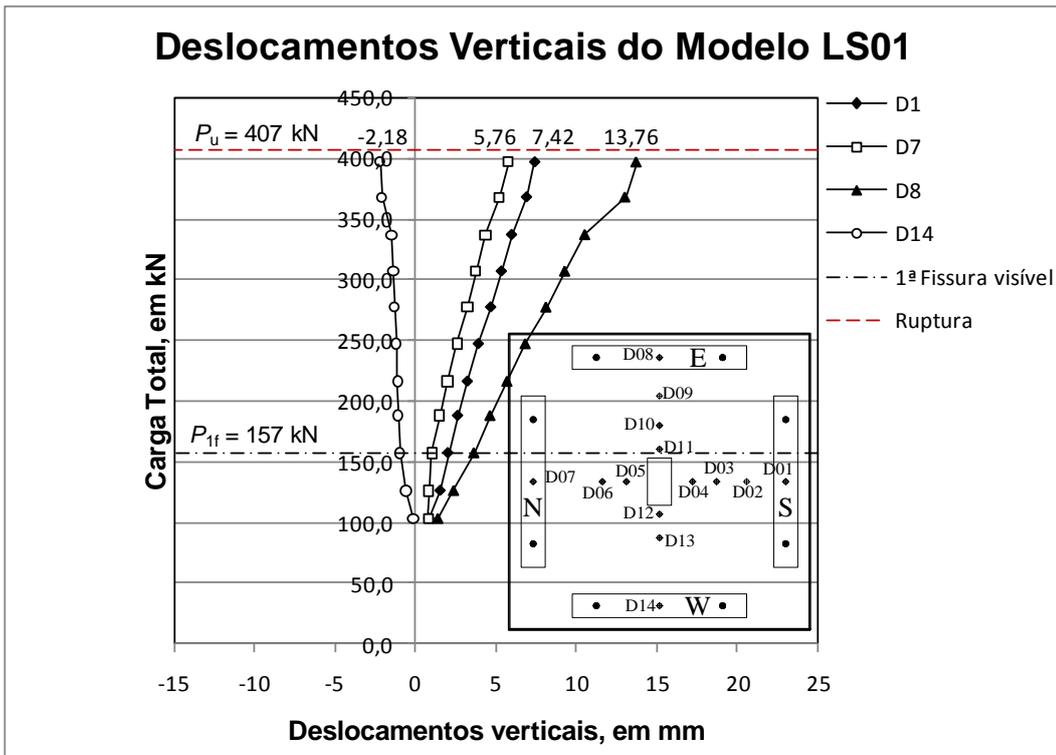


Figura 4.19 – Carga versus deslocamento do modelo LS01.

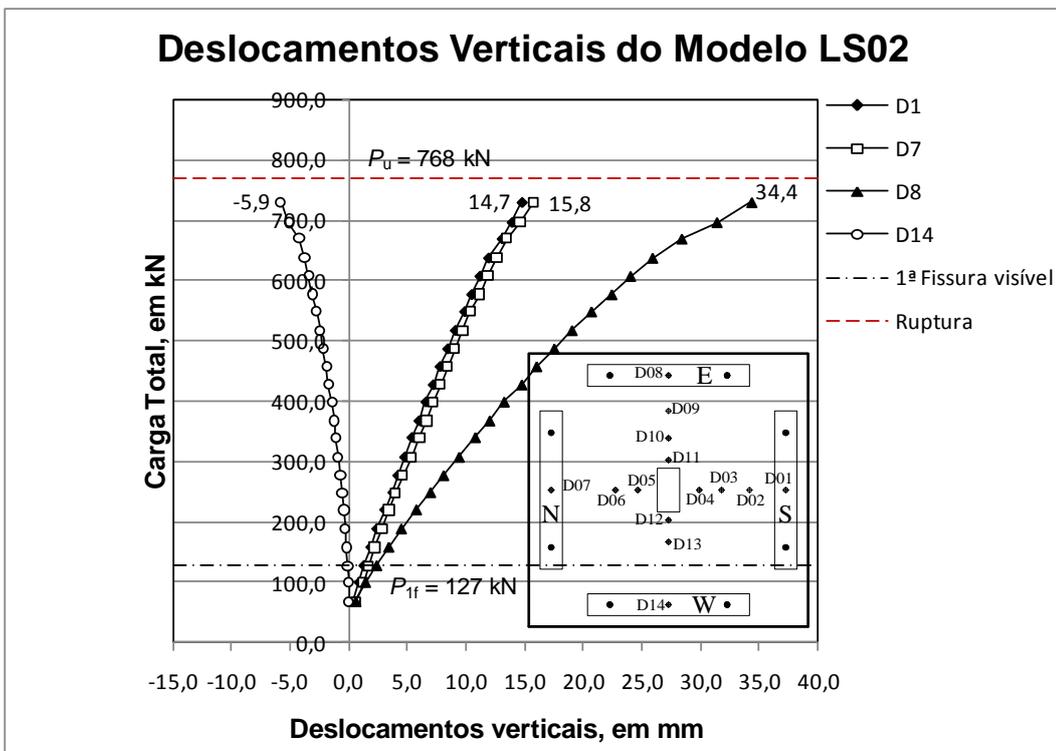


Figura 4.20 – Carga versus deslocamento do modelo LS02.

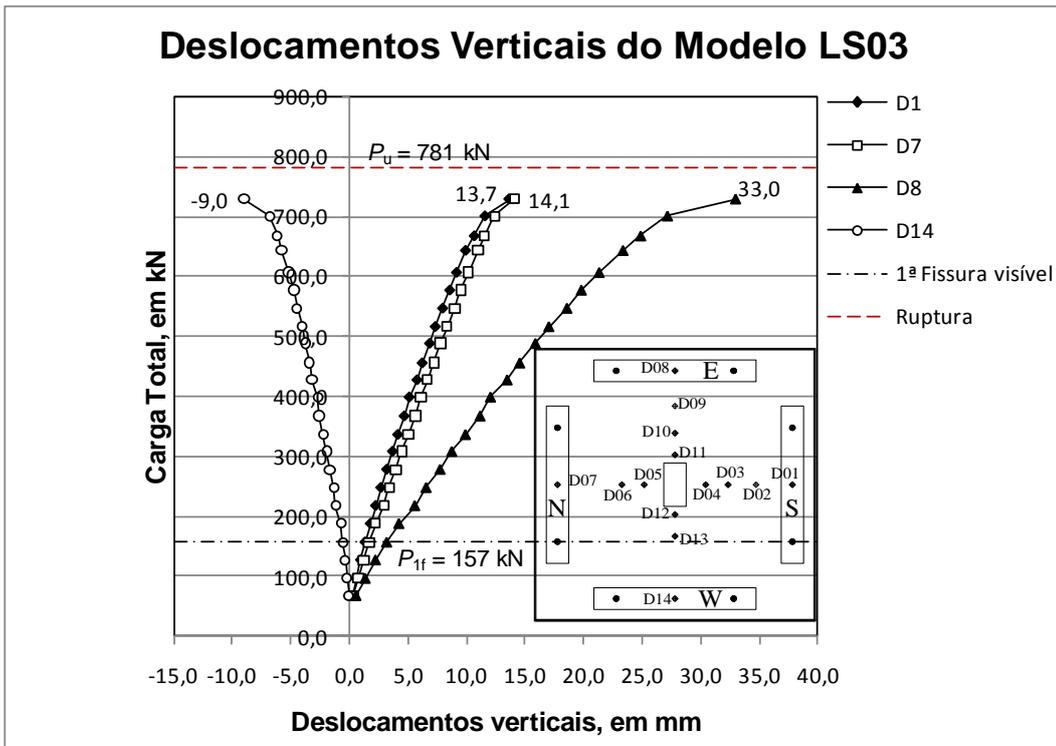


Figura 4.21 – Carga versus deslocamento do modelo LS03.

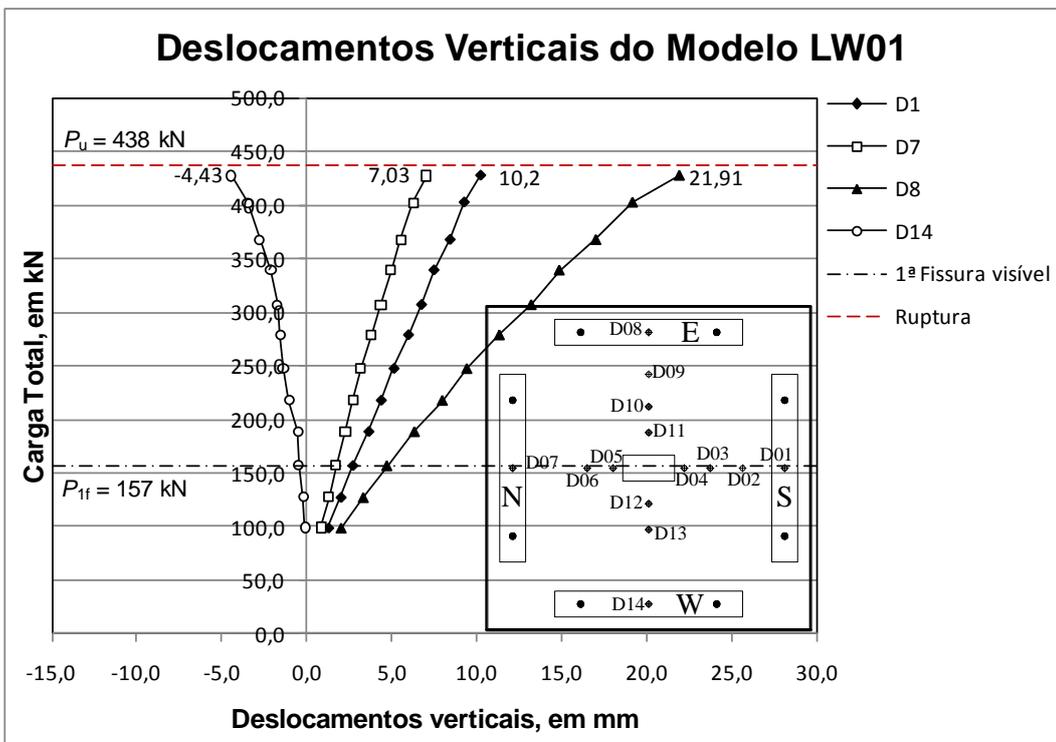


Figura 4.22 – Carga versus deslocamento do modelo LW01.

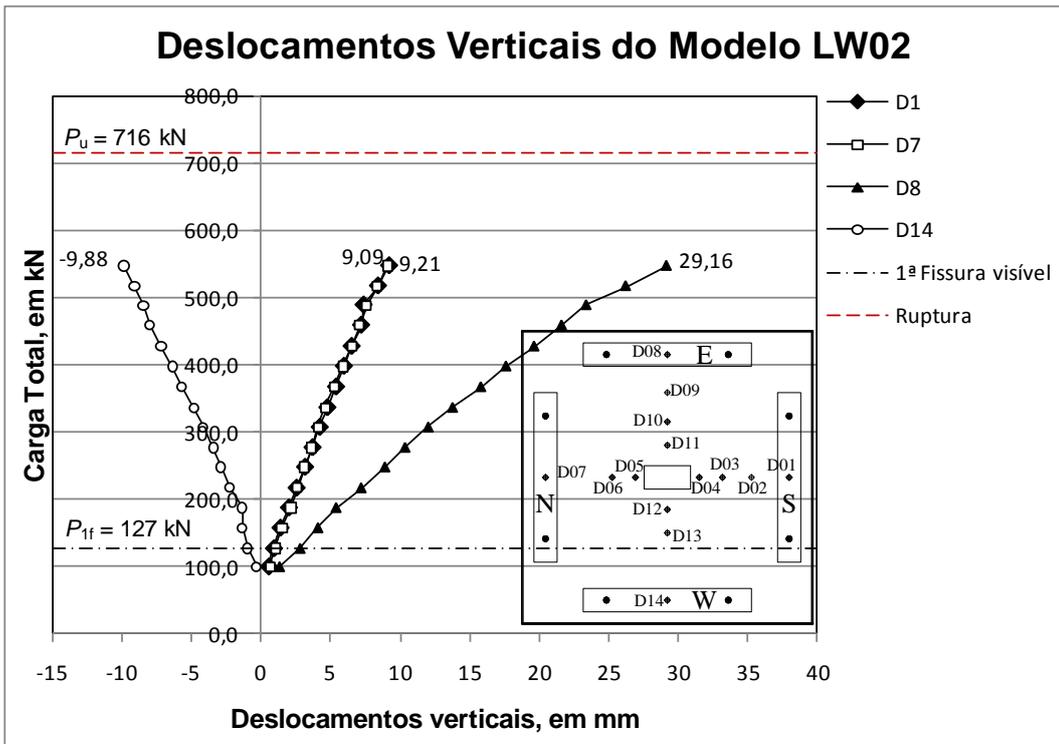


Figura 4.23 – Carga versus deslocamento do modelo LW02.

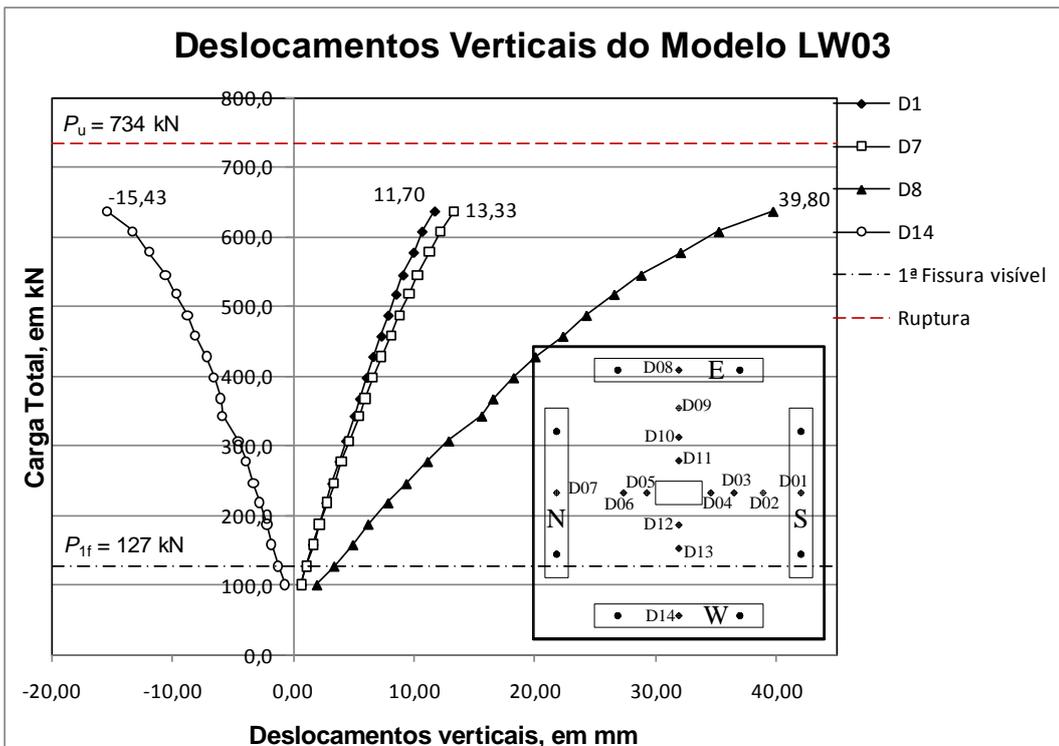


Figura 4.24 – Carga versus deslocamento do modelo LW03.

4.4 DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE FLEXÃO

As deformações das armaduras de flexão foram monitoradas apenas em uma direção para todos os modelos, isso se justifica pela simetria do carregamento e para os modelos com carregamento assimétrico. As barras foram monitoradas sempre na direção de maior intensidade do carregamento, onde os esforços de flexão são superiores.

Serão apresentados neste item os gráficos das deformações na armadura de flexão durante o ensaio de cada modelo, juntamente com os valores de carga no momento da primeira fissura visível e das cargas de ruptura (ver Figura 4.25 à Figura 4.32). Os gráficos de carga *versus* deformação da armadura de flexão serão apresentados da Figura 4.33 à Figura 4.40.

Os gráficos foram obtidos considerando a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante. Quanto à deformação das barras da armadura de flexão será considerada a média dos dois extensômetros colados diametralmente opostos em cada barra.

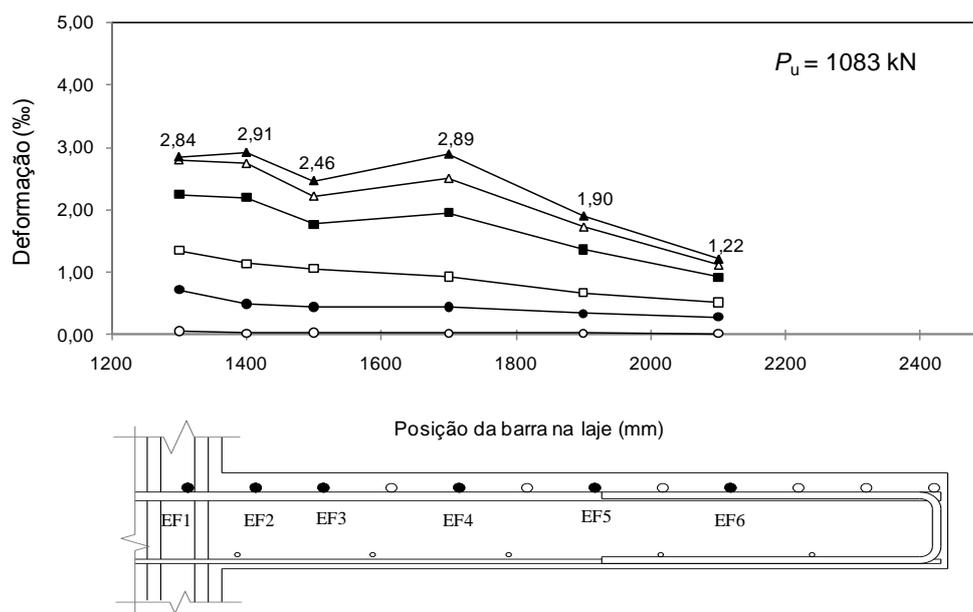


Figura 4.25 – Deformações na armadura de flexão do modelo LN01.

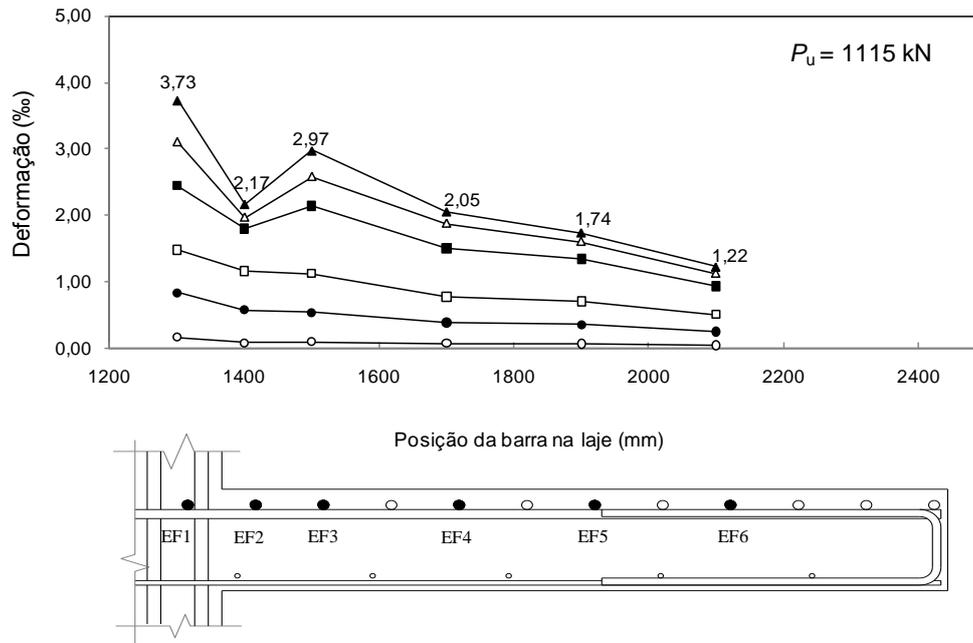


Figura 4.26 – Deformações na armadura de flexão do modelo LN02.

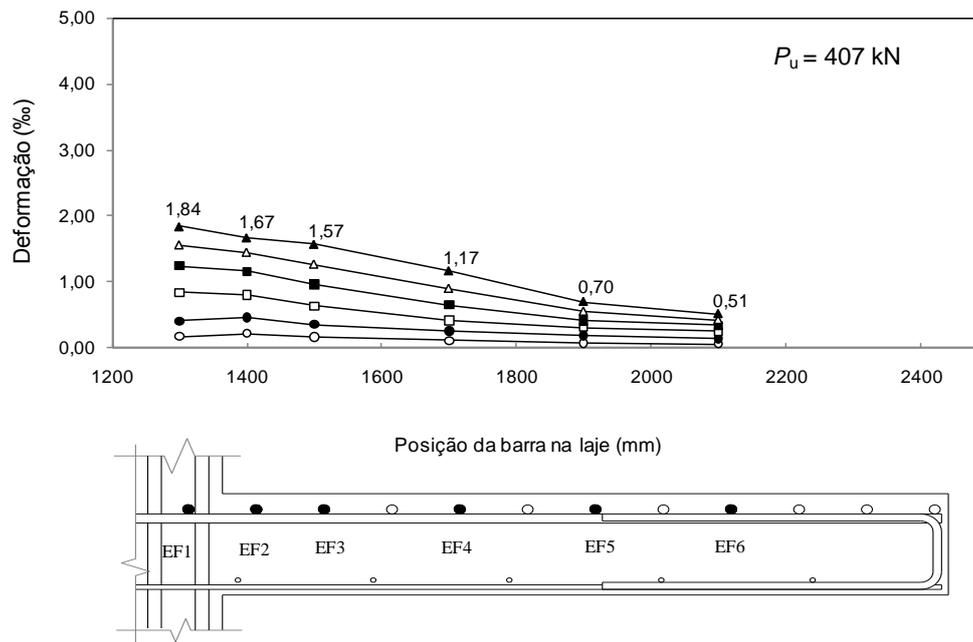


Figura 4.27 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS01.

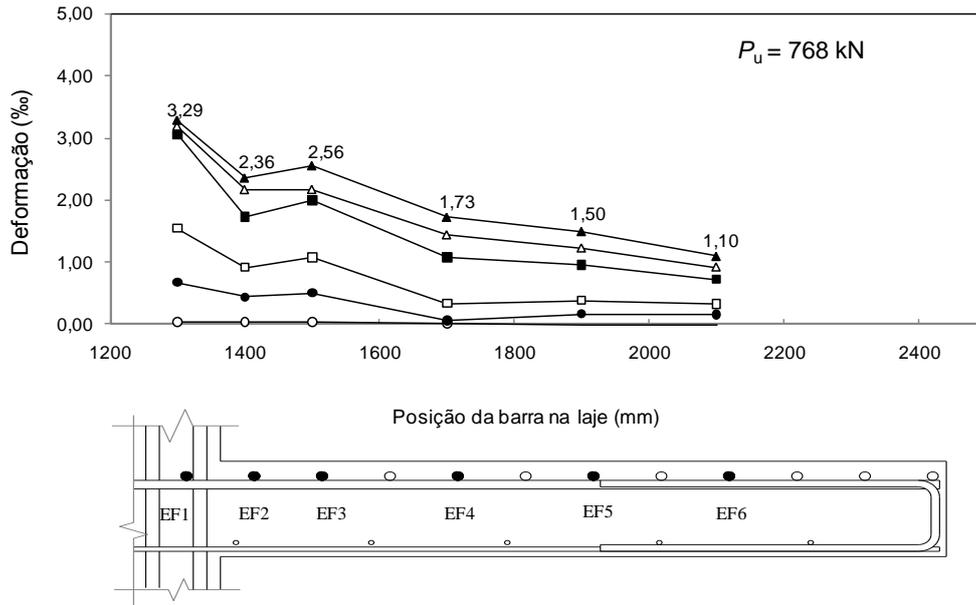


Figura 4.28 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS02.

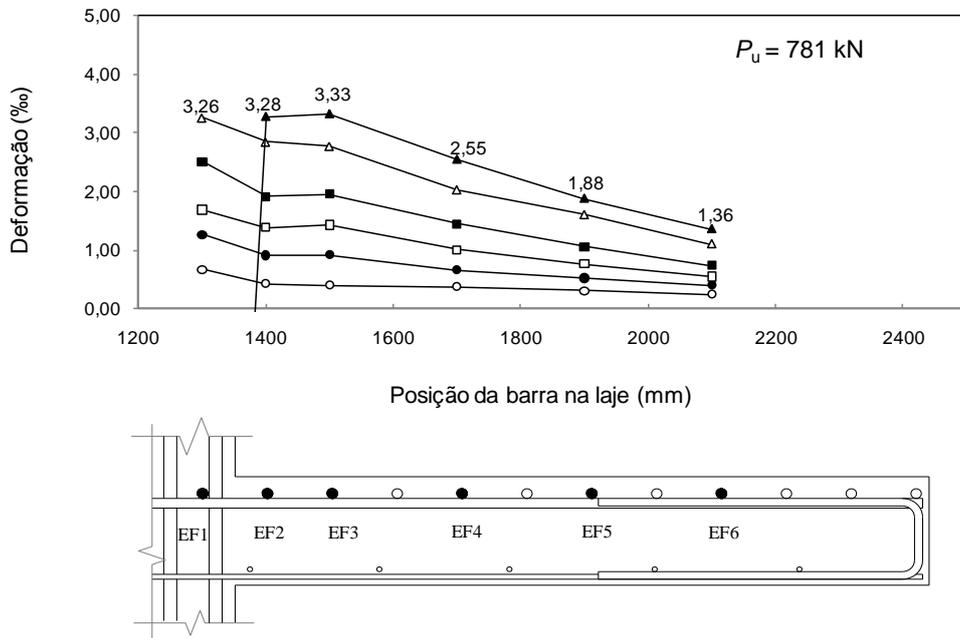


Figura 4.29 – Deformações na armadura de flexão do modelo LS03.

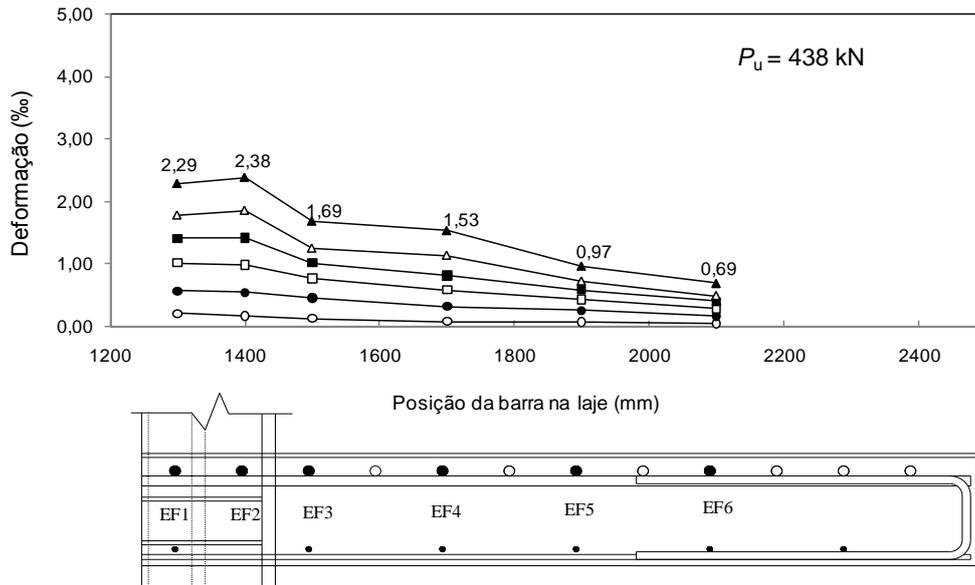


Figura 4.30 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW01.

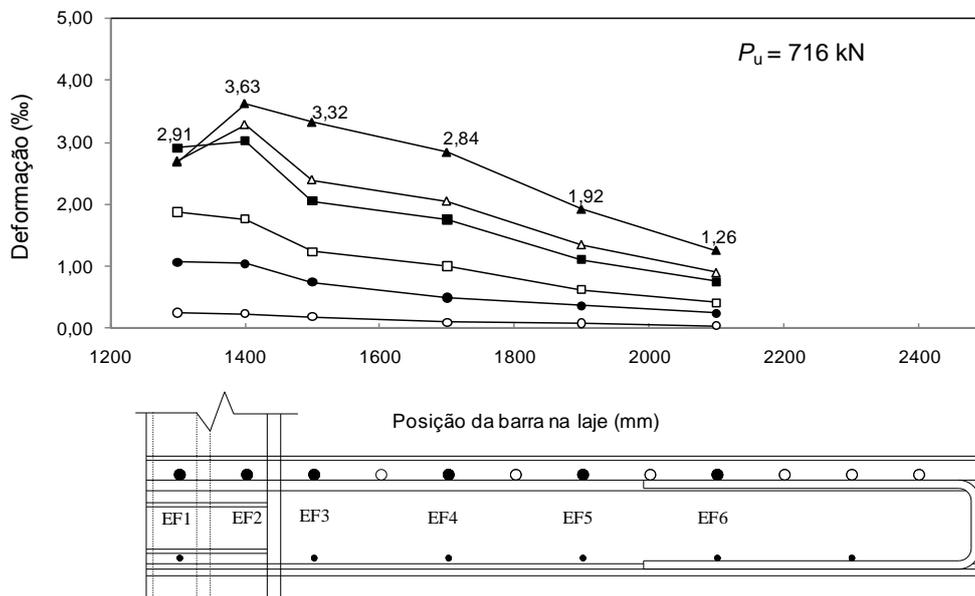


Figura 4.31 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW02.

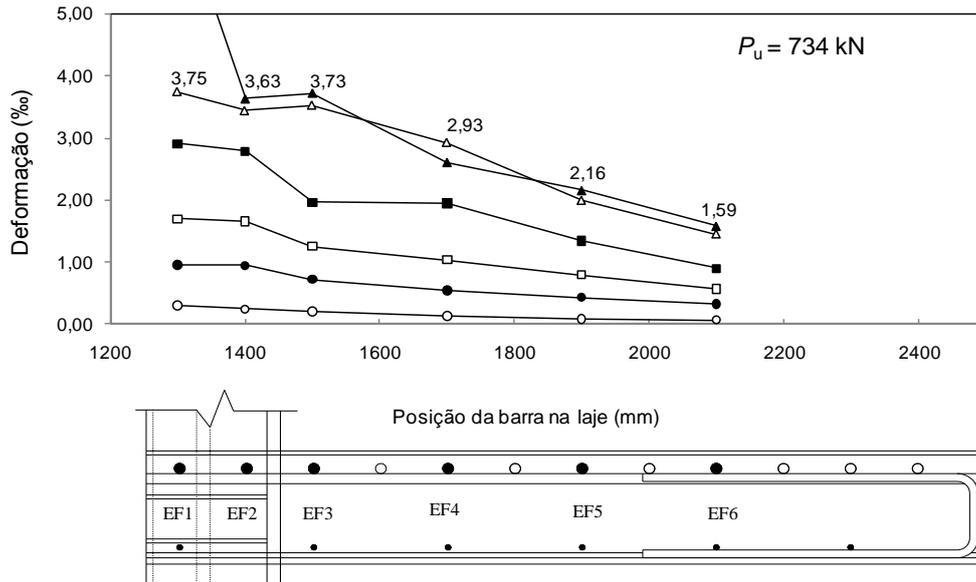


Figura 4.32 – Deformações na armadura de flexão do modelo LW03.

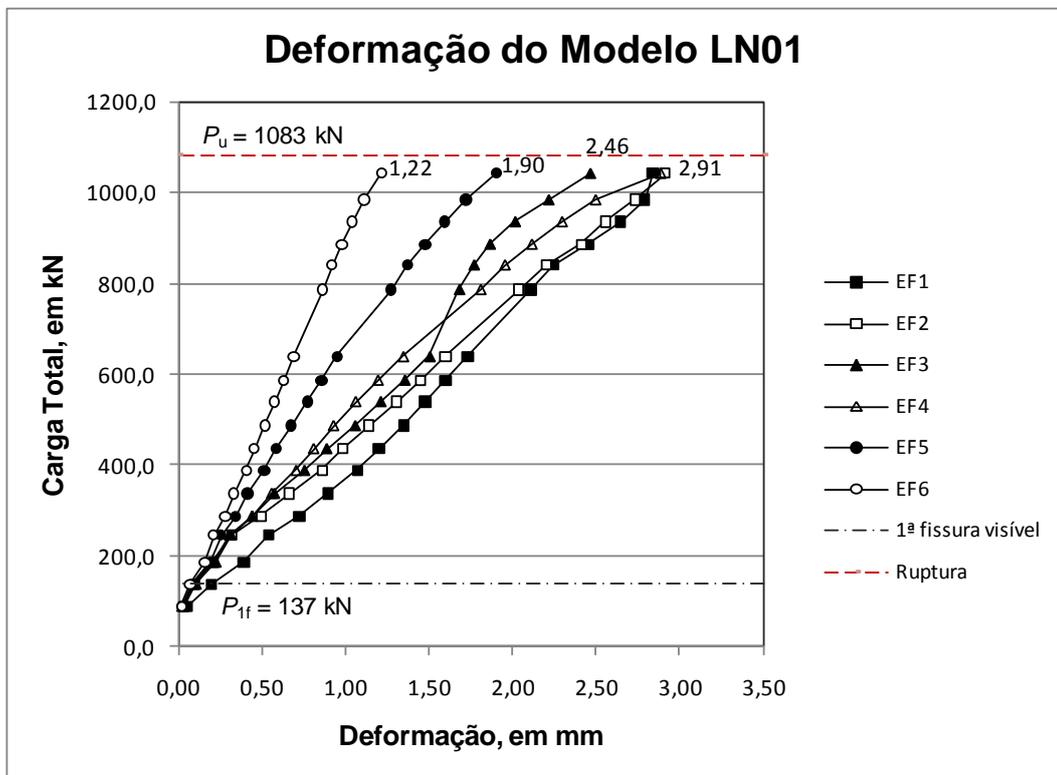


Figura 4.33 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LN01.

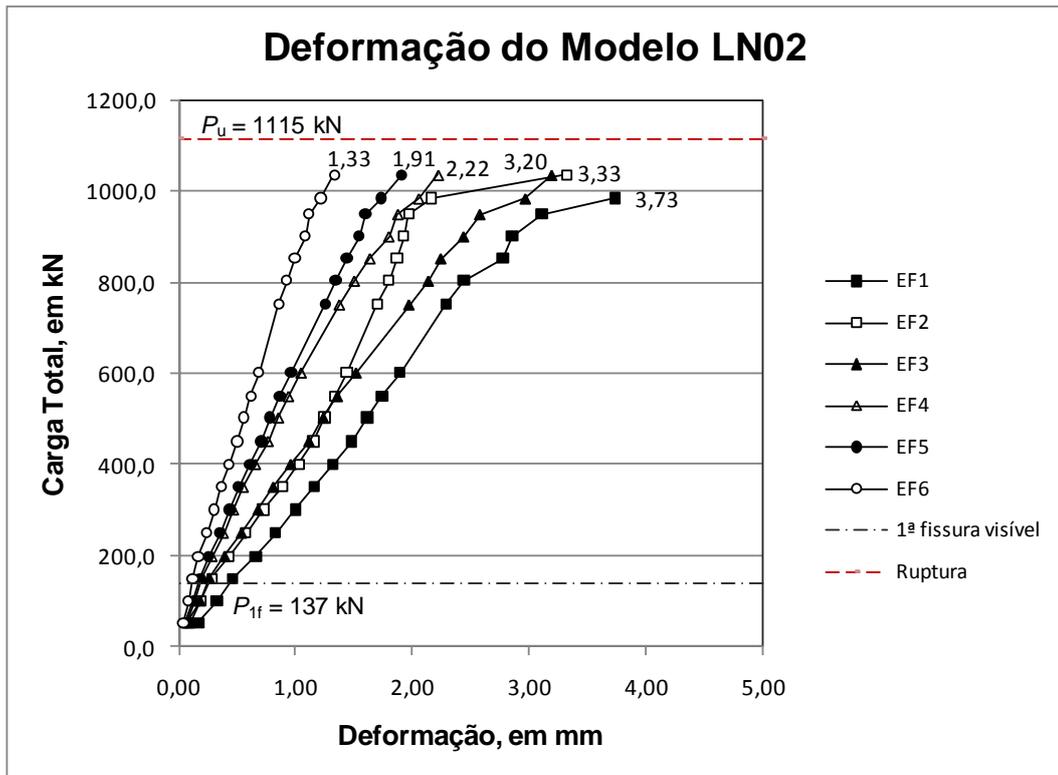


Figura 4.34 – Carga *versus* deformação na armadura de flexão do modelo LN02.

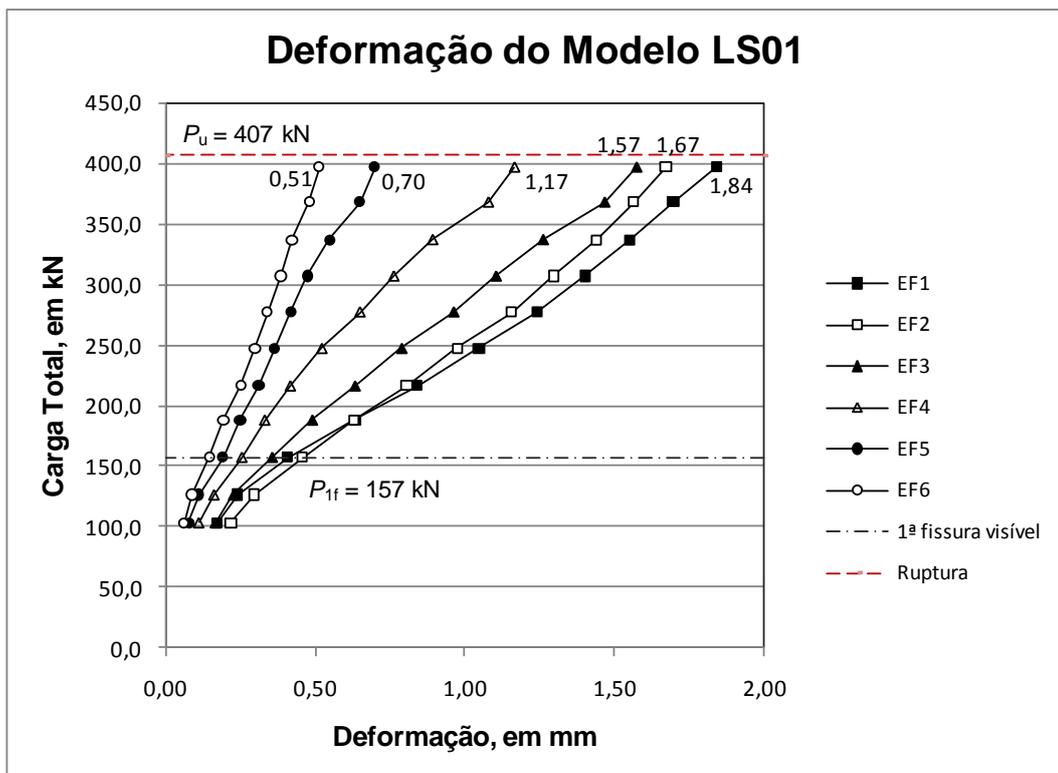


Figura 4.35 – Carga *versus* deformação na armadura de flexão do modelo LS01.

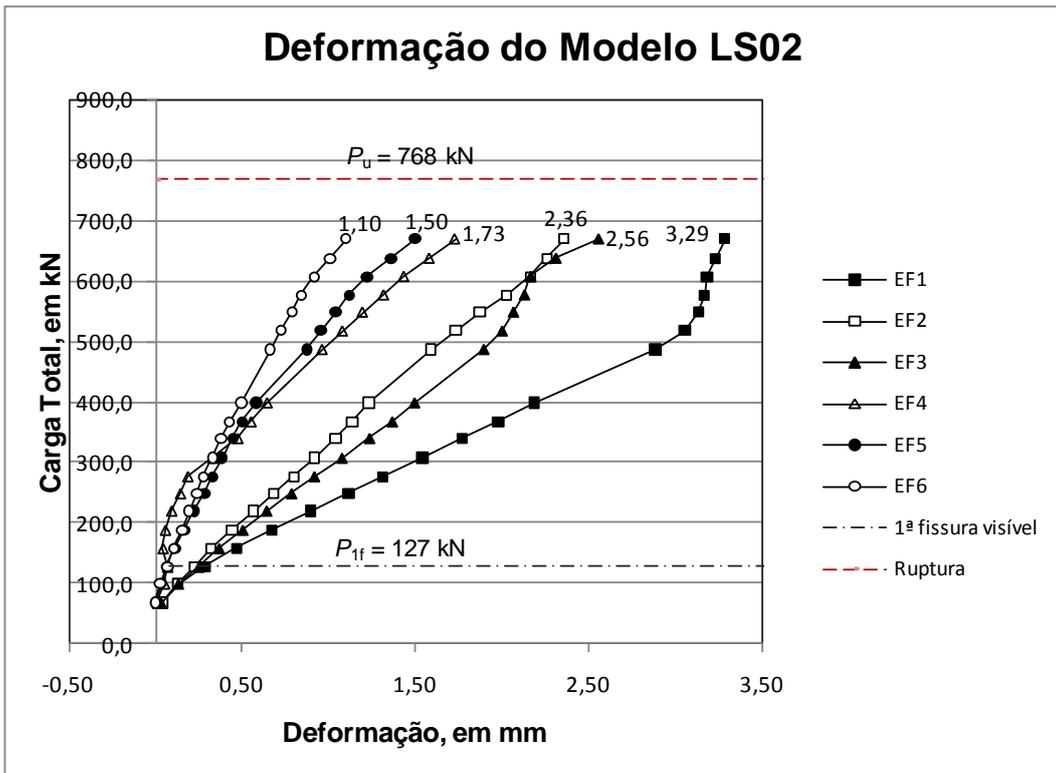


Figura 4.36 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LS02.

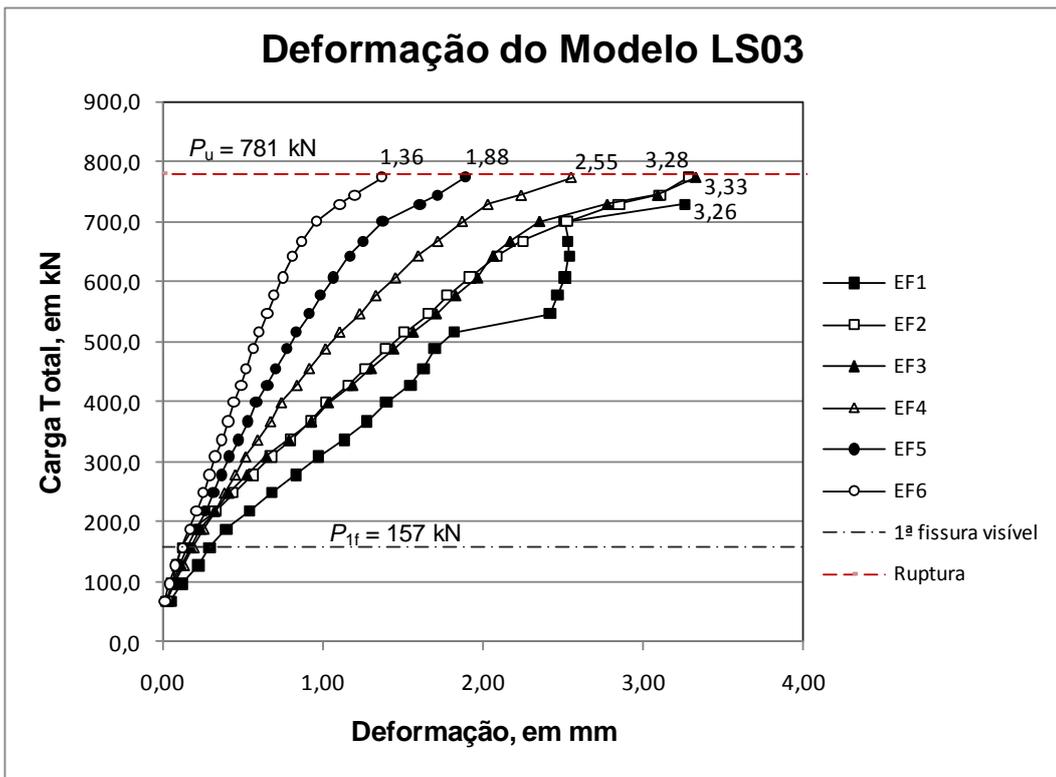


Figura 4.37 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LS03.

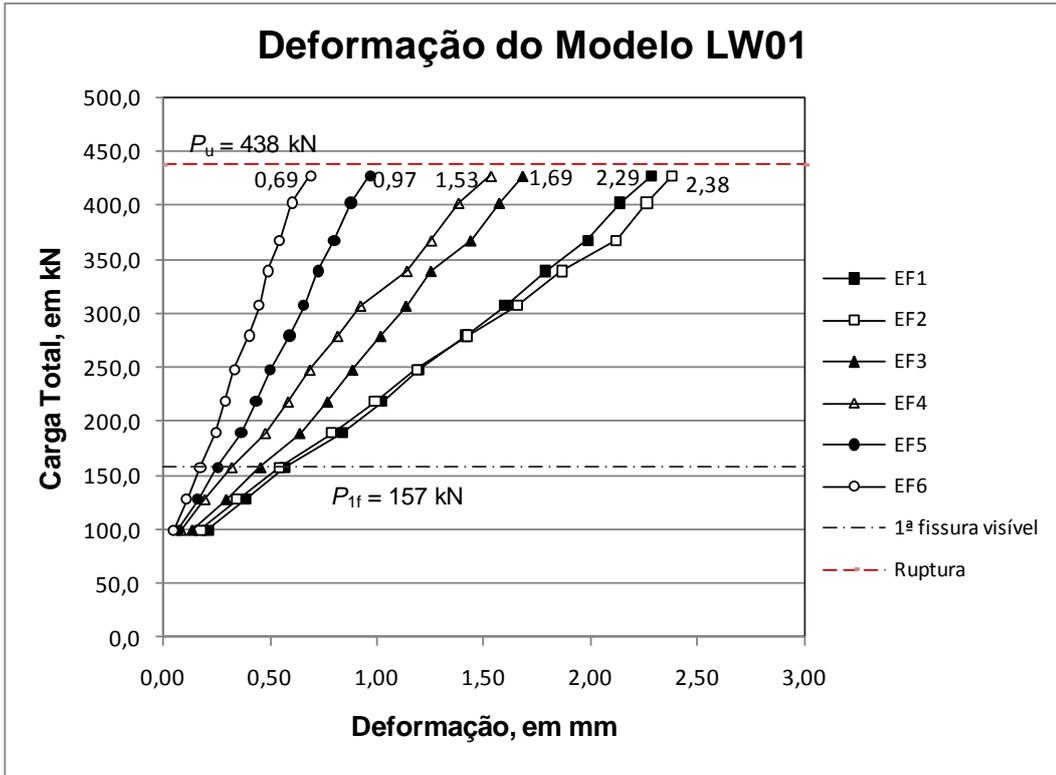


Figura 4.38 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LW01.

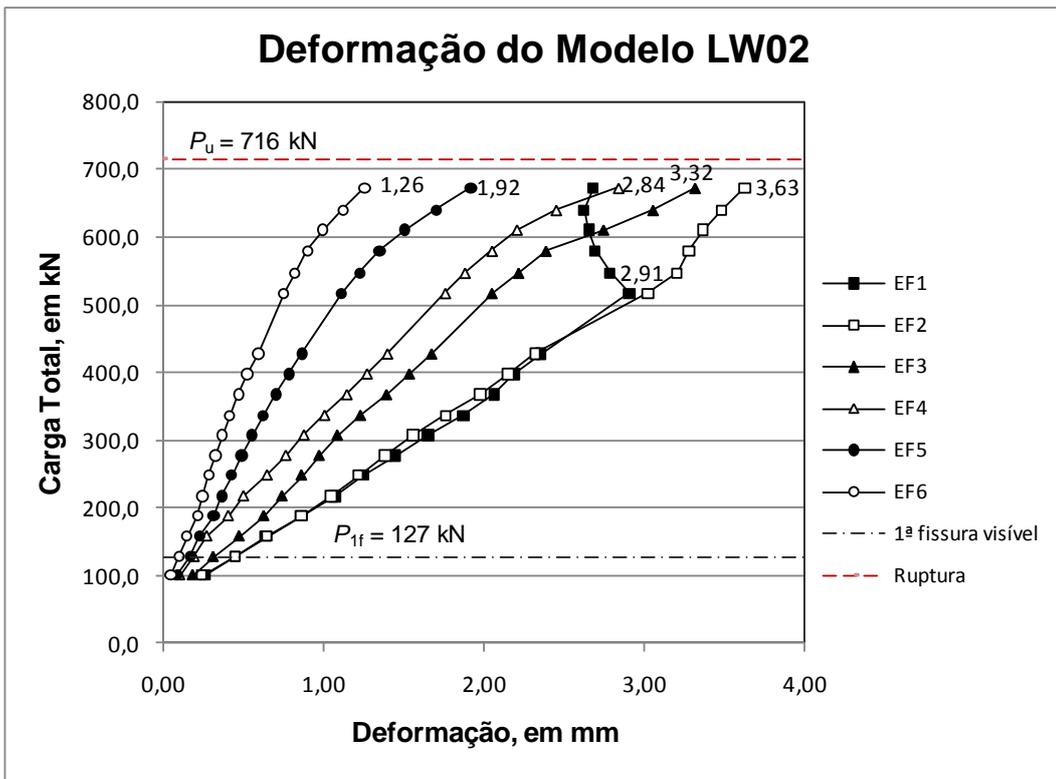


Figura 4.39 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LW02.

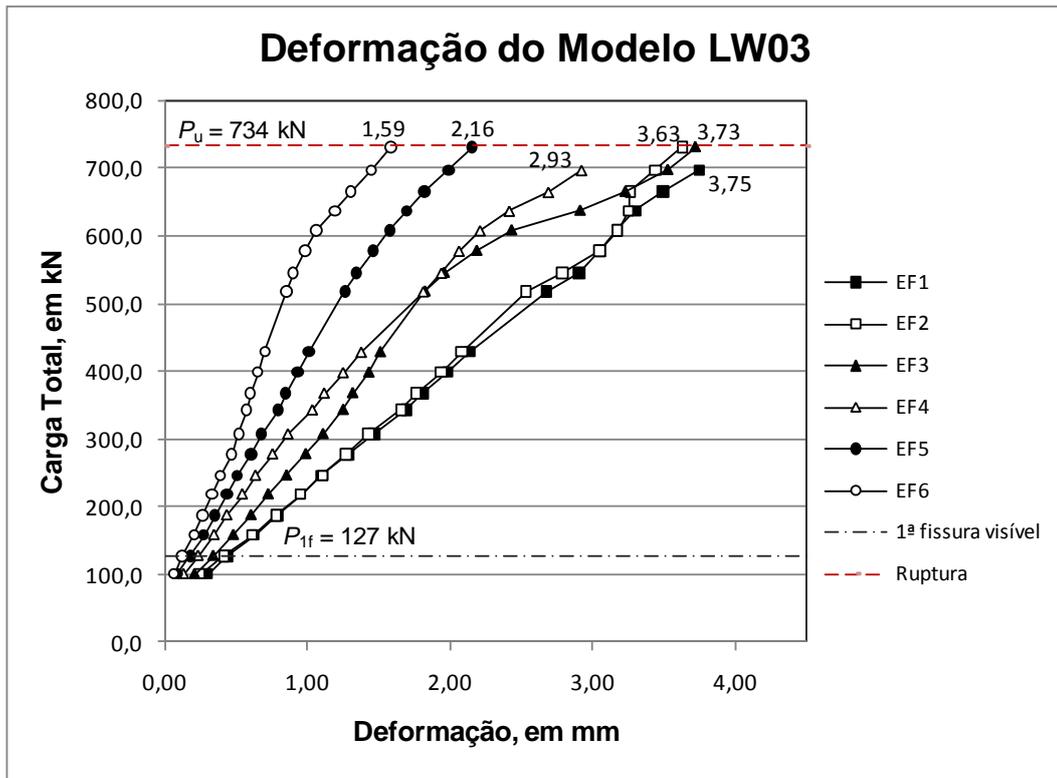


Figura 4.40 – Carga versus deformação na armadura de flexão do modelo LW03.

4.5 DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE CISALHAMENTO (*STUDS*)

Foram monitoradas três camadas da armadura de cisalhamento (*studs*), com cinco extensômetros em cada camada. Serão apresentados os gráficos das deformações na armadura de cisalhamento durante o ensaio de cada modelo, juntamente com os valores de carga no momento da primeira fissura visível e das cargas de ruptura (ver Figura 4.41 à Figura 4.58).

Quanto à deformação dos *studs*, será considerada a média dos dois extensômetros colados diametralmente opostos em cada barra.

Deformações Studs - 1ª Camada

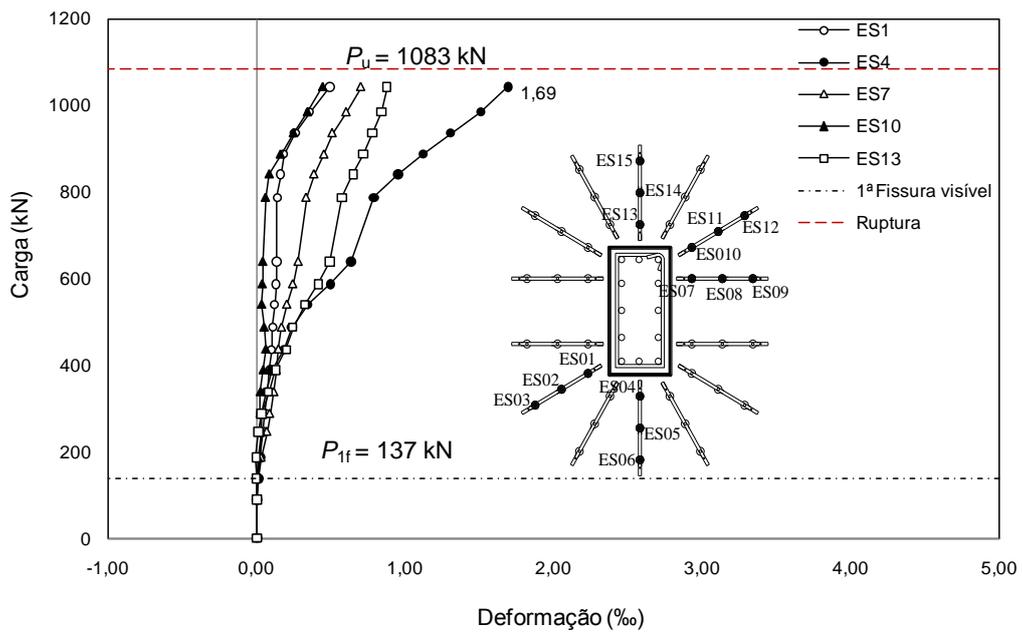


Figura 4.41 – Deformações na 1ª camada de studs do modelo LN01.

Deformações Studs - 2ª Camada

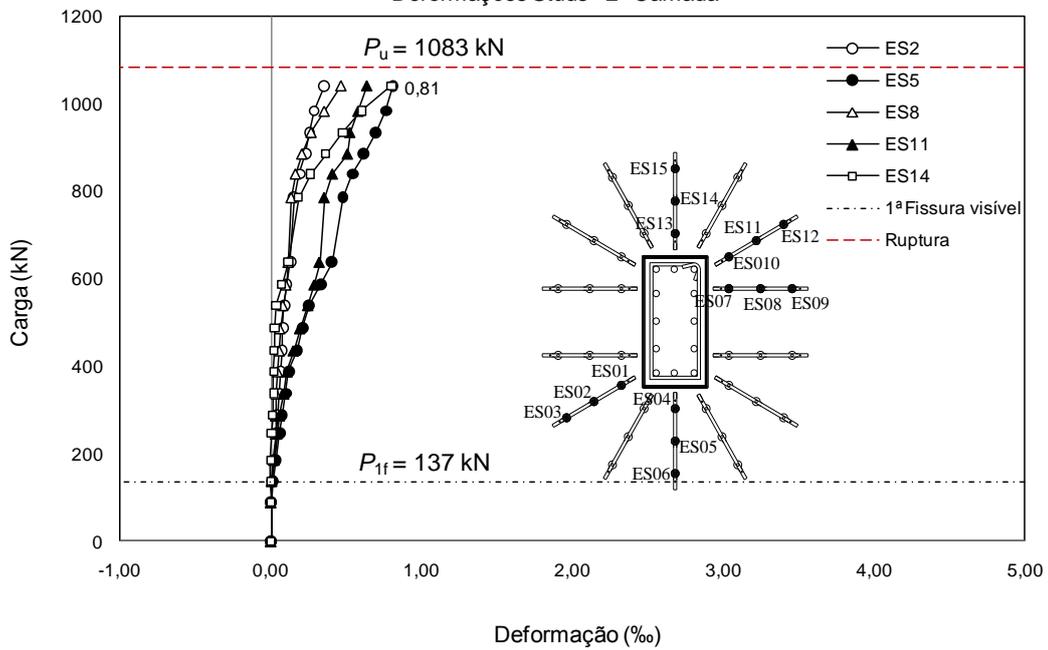


Figura 4.42 – Deformações na 2ª camada de studs do modelo LN01.

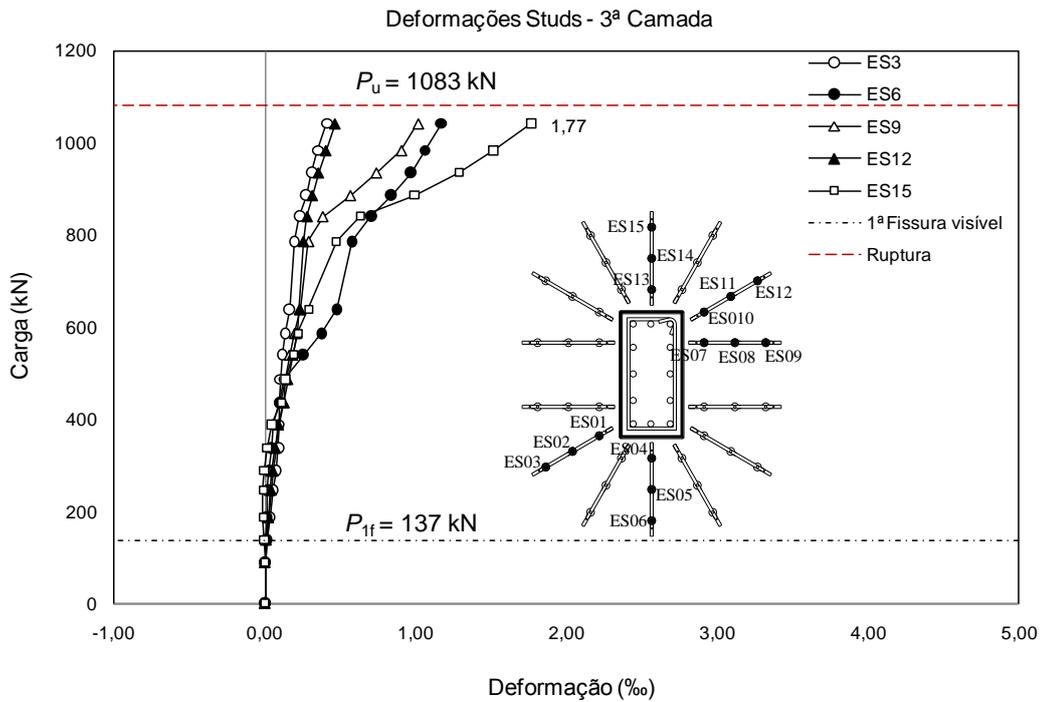


Figura 4.43 – Deformações na 3ª camada de *studs* do modelo LN01.

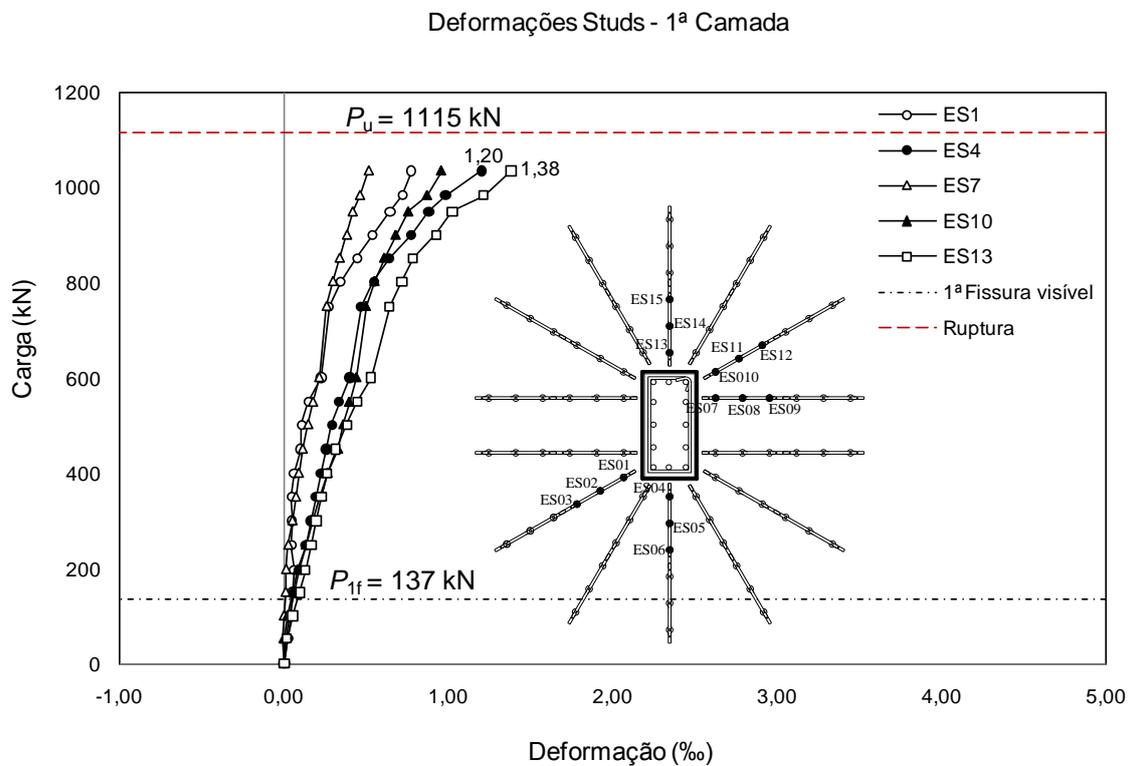


Figura 4.44 – Deformações na 1ª camada de *studs* do modelo LN02.

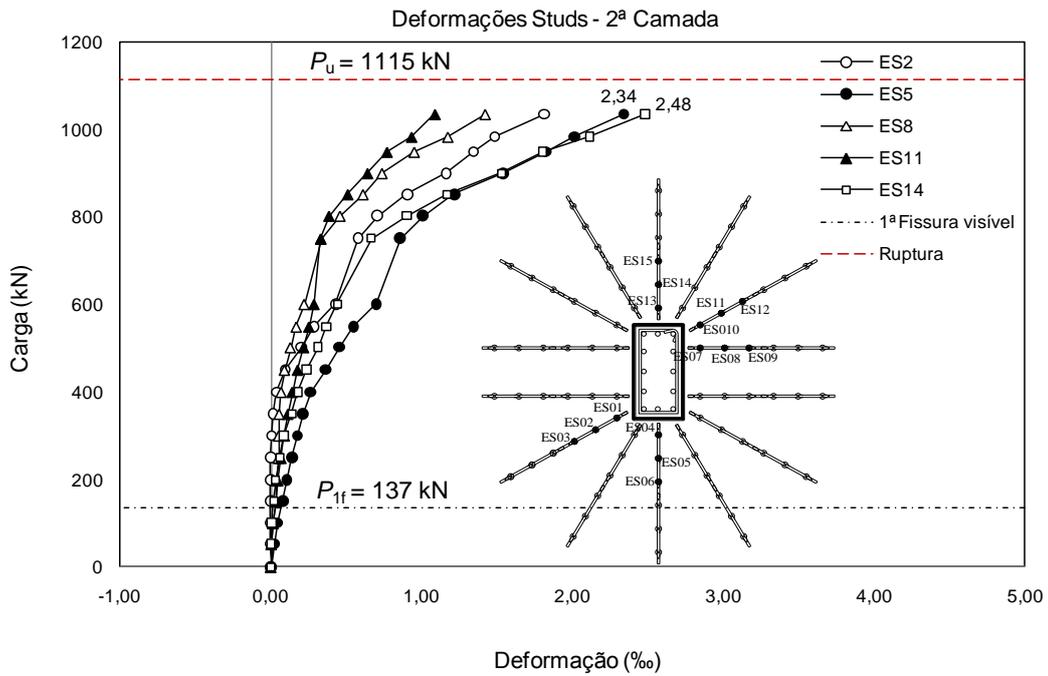


Figura 4.45 – Deformações na 2ª camada de studs do modelo LN02.

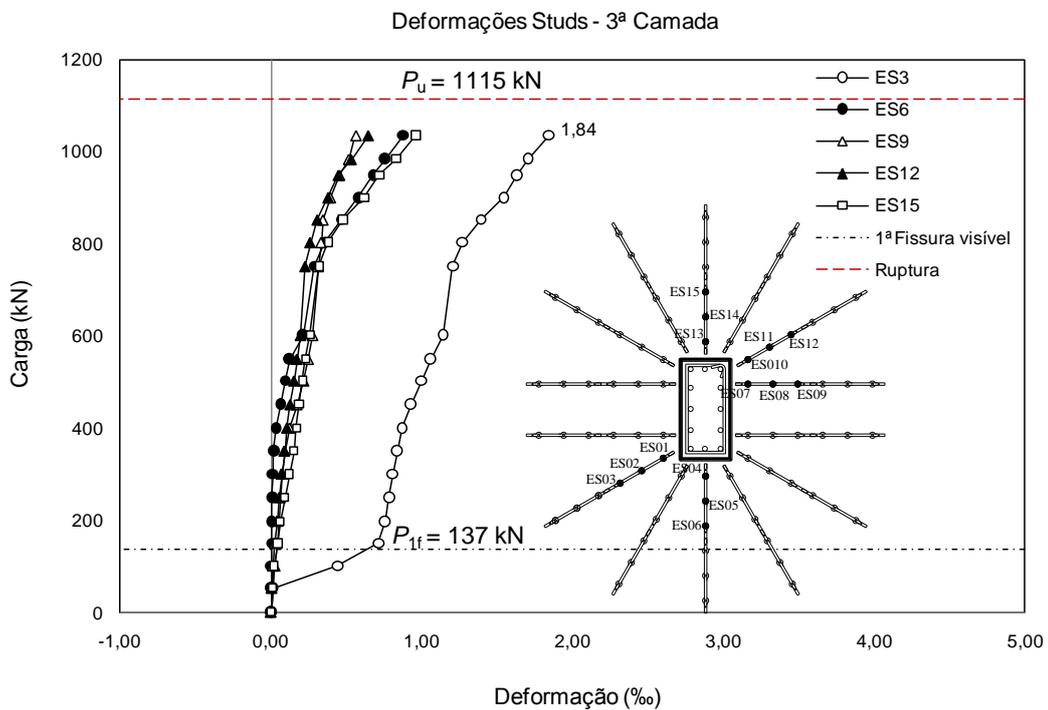


Figura 4.46 – Deformações na 3ª camada de studs do modelo LN02.

Deformações Studs - 1ª Camada

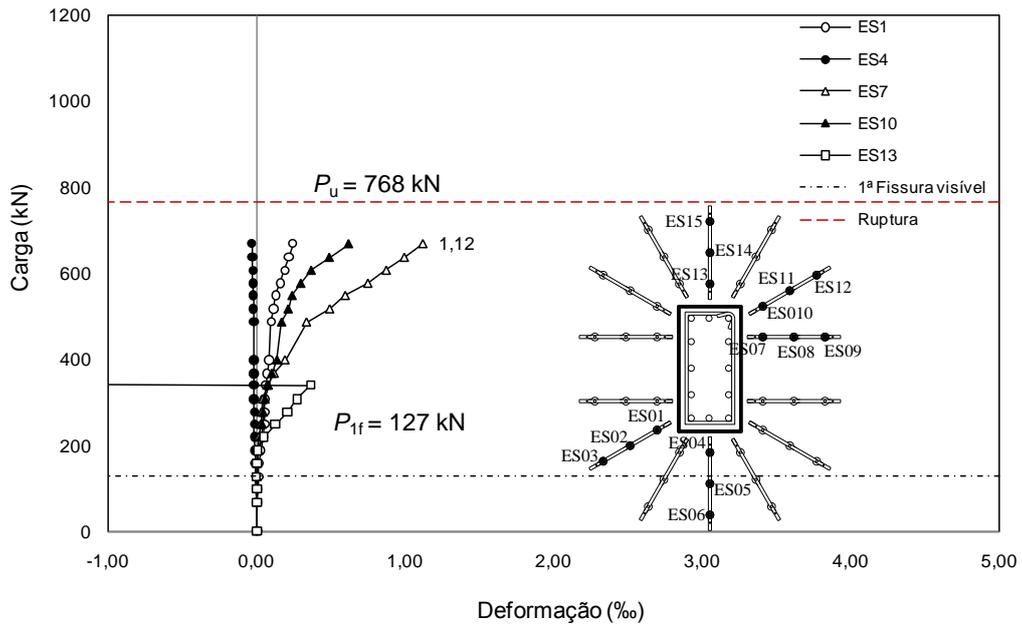


Figura 4.47 – Deformações na 1ª camada de studs do modelo LS02.

Deformações Studs - 2ª Camada

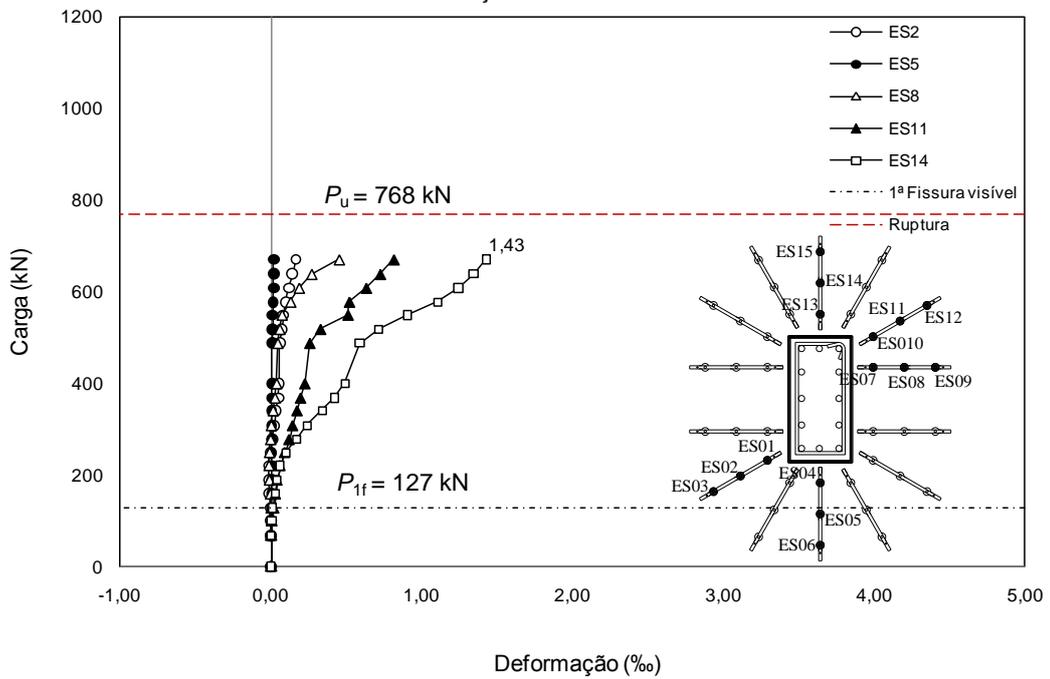


Figura 4.48 – Deformações na 2ª camada de studs do modelo LS02.

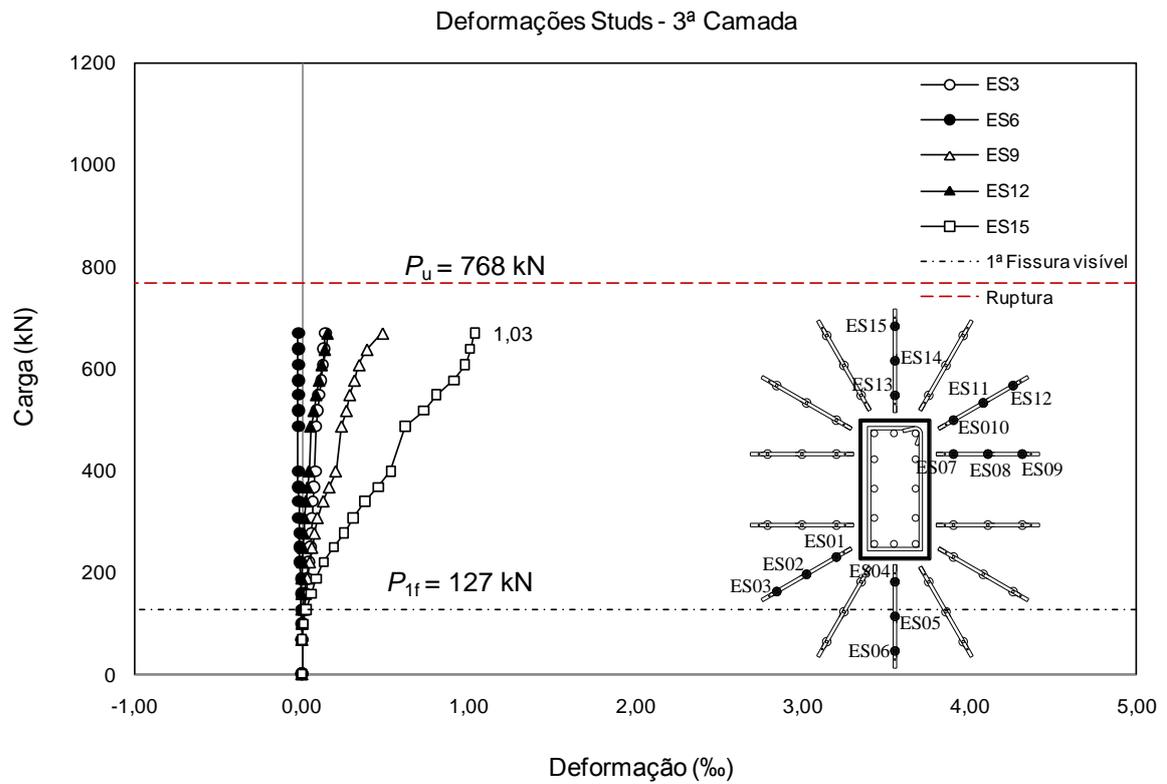


Figura 4.49 – Deformações na 3ª camada de *studs* do modelo LS02.

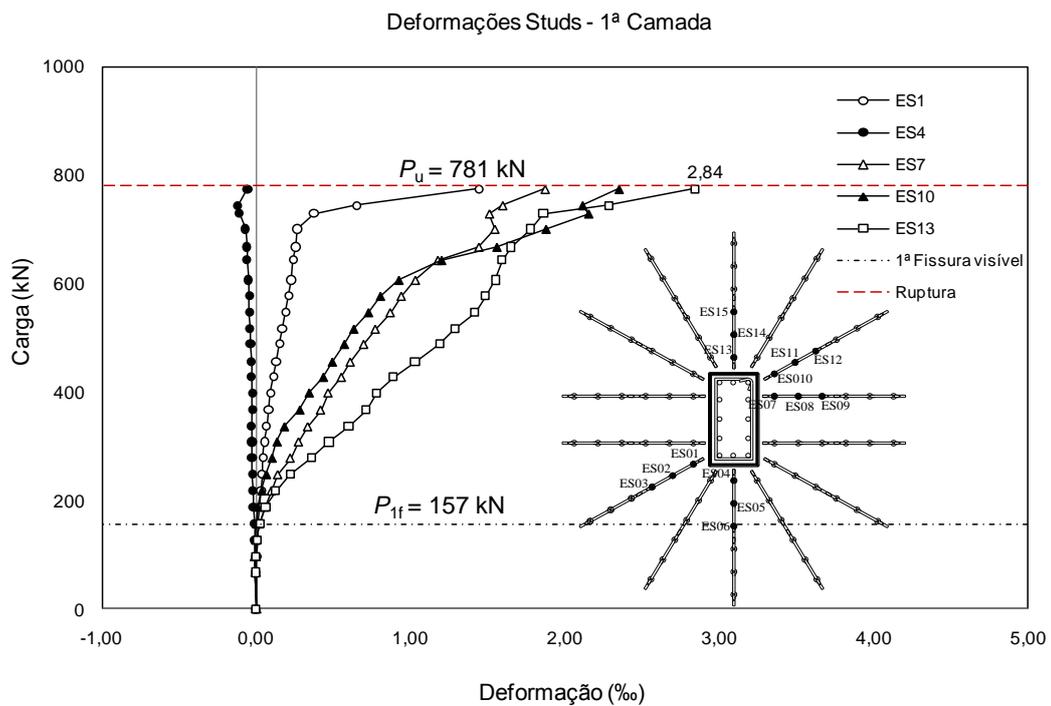


Figura 4.50 – Deformações na 1ª camada de *studs* do modelo LS03.

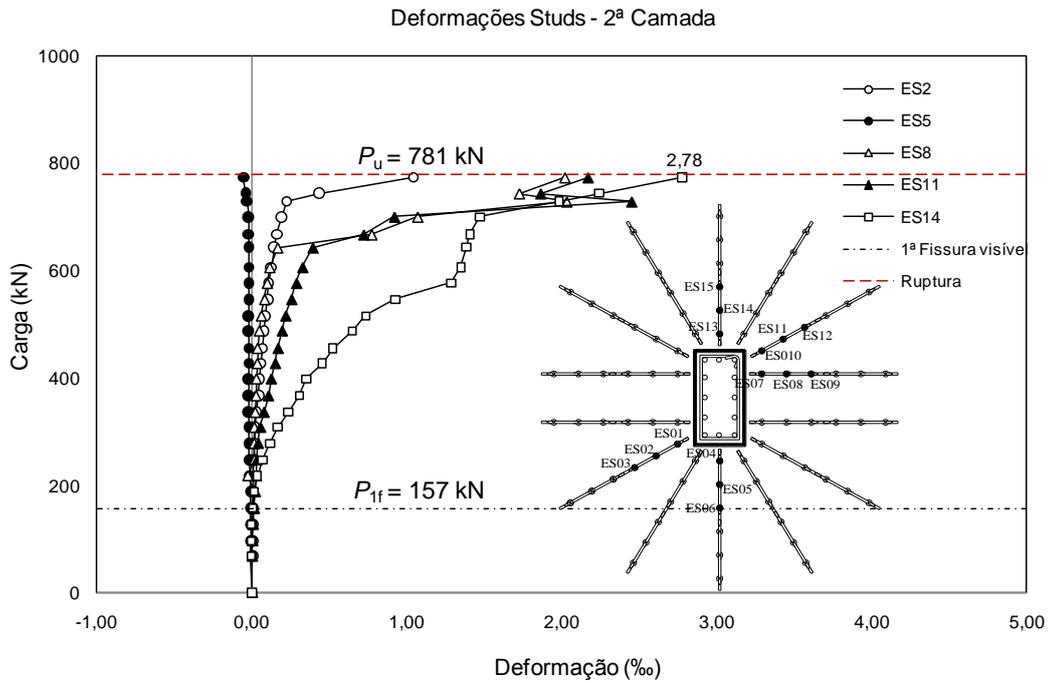


Figura 4.51 – Deformações na 2ª camada de studs do modelo LS03.

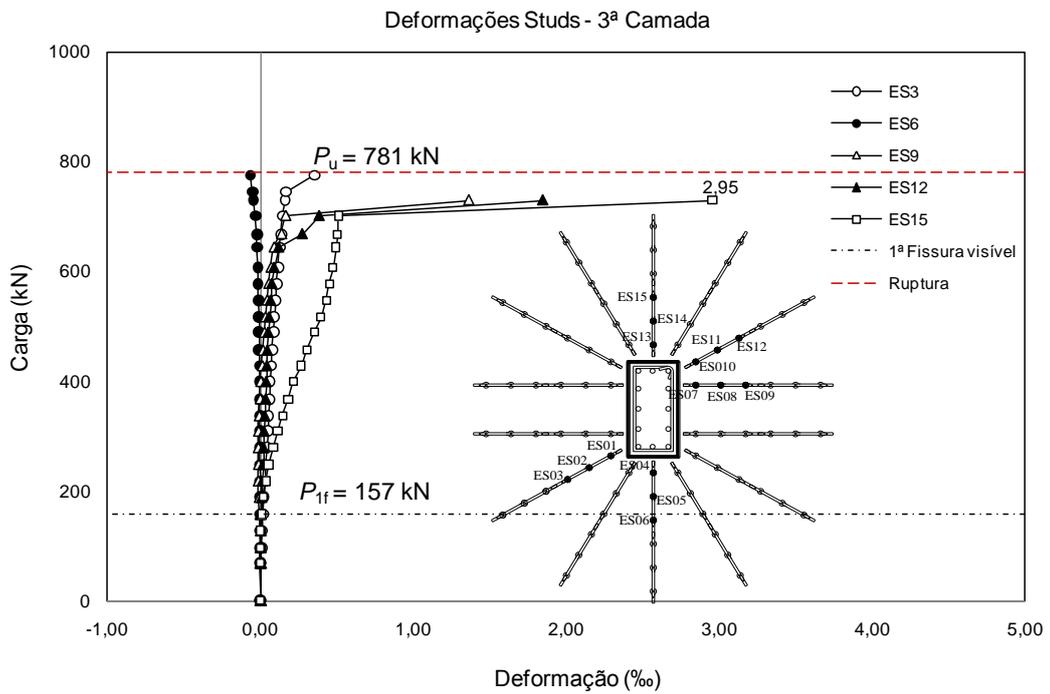


Figura 4.52 – Deformações na 3ª camada de studs do modelo LS03.

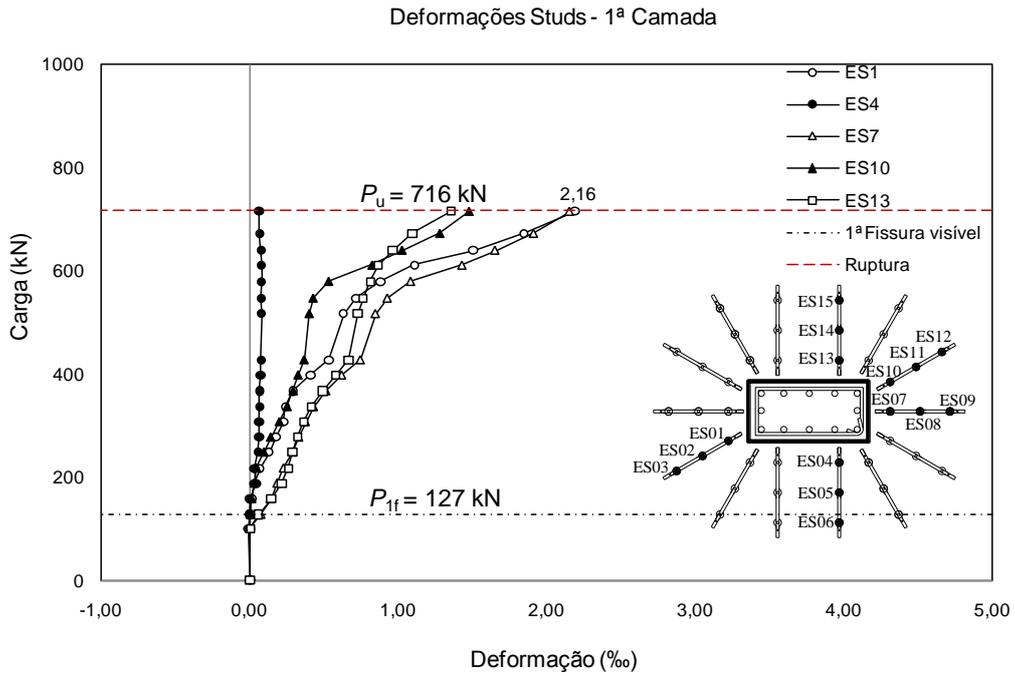


Figura 4.53 – Deformações na 1ª camada de *studs* do modelo LW02.

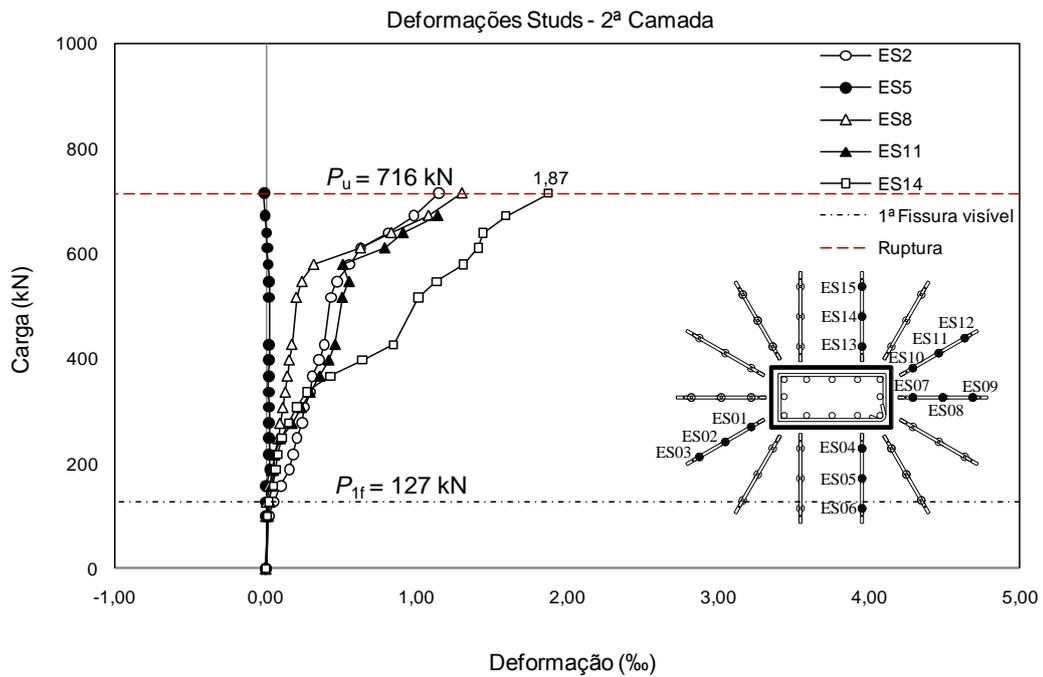


Figura 4.54 – Deformações na 2ª camada de *studs* do modelo LW02.

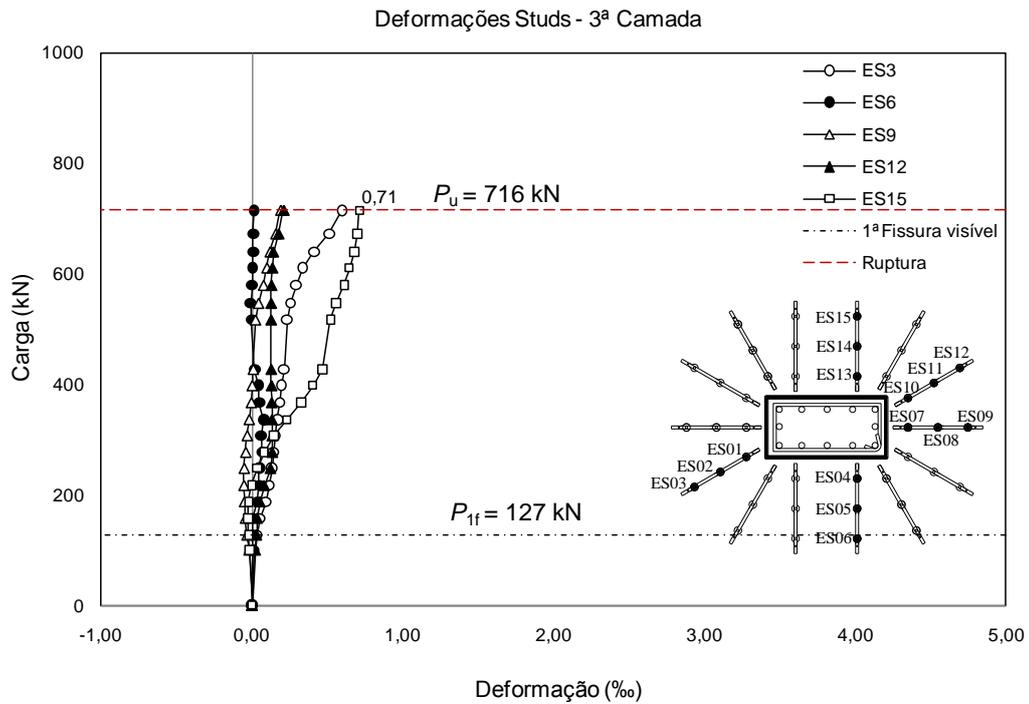


Figura 4.55 – Deformações na 3ª camada de *studs* do modelo LW02.

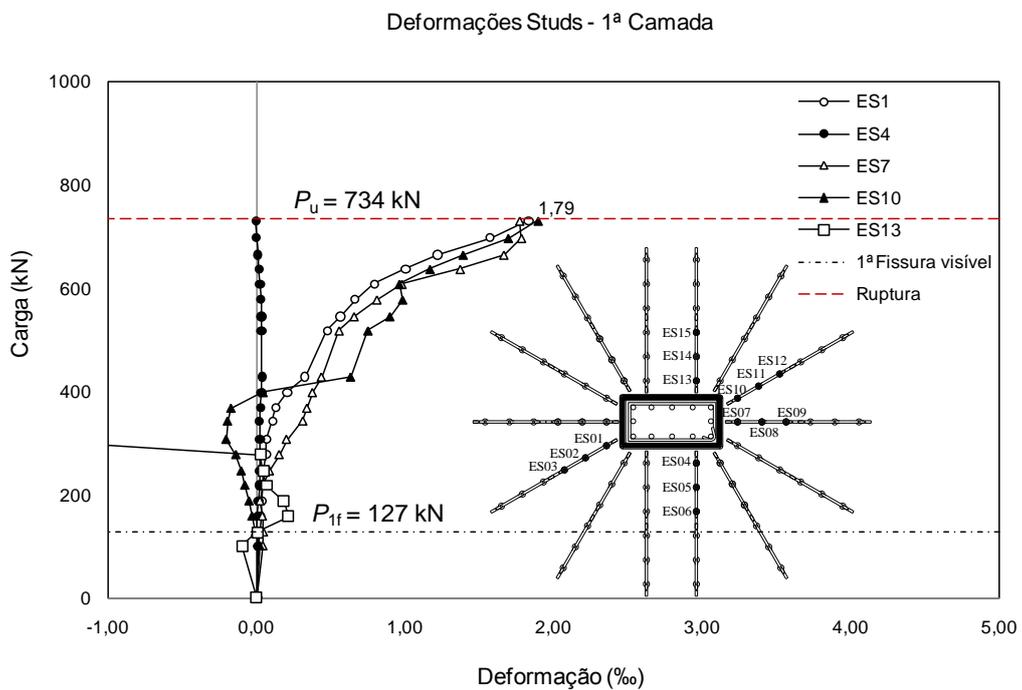


Figura 4.56 – Deformações na 1ª camada de *studs* do modelo LW03.

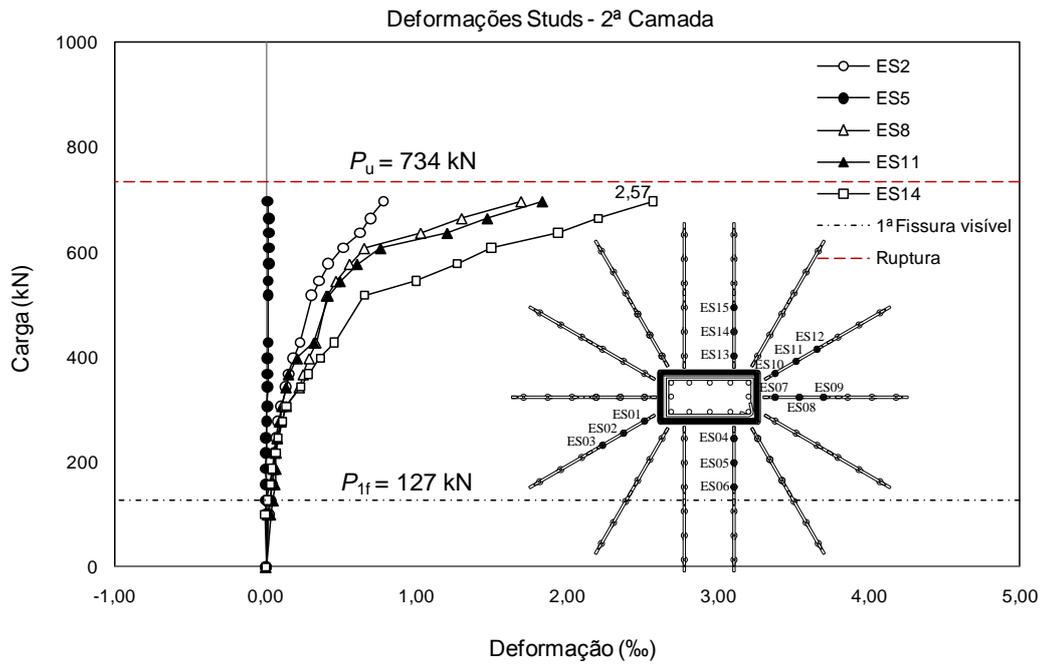


Figura 4.57 – Deformações na 2ª camada de *studs* do modelo LW03.

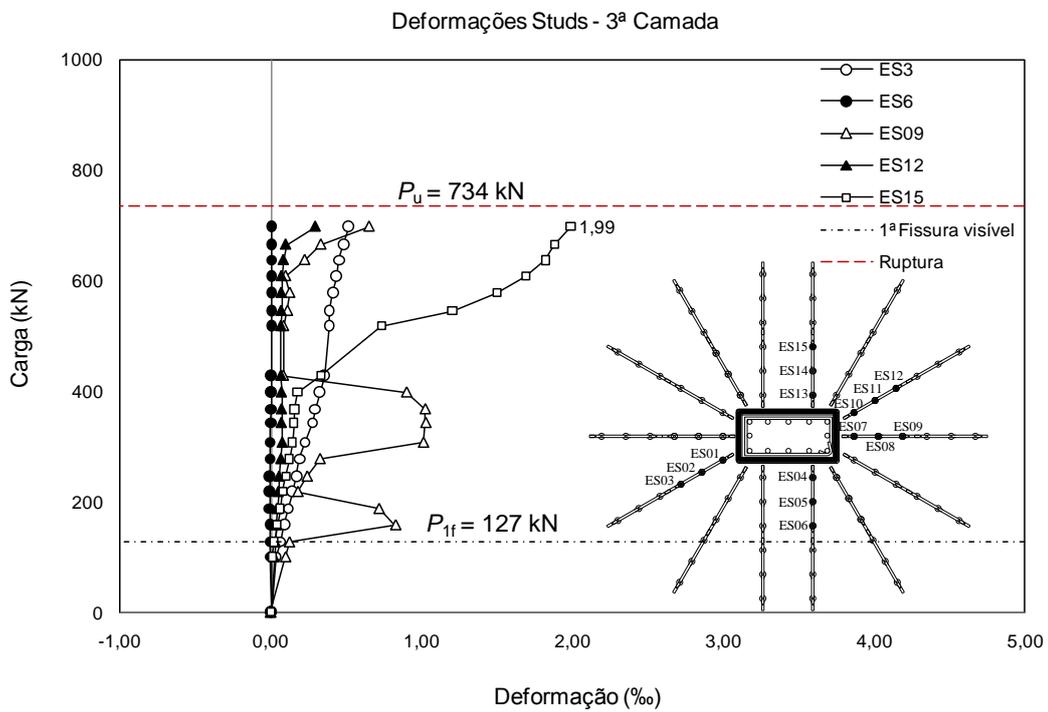


Figura 4.58 – Deformações na 3ª camada de *studs* do modelo LW03.

4.6 DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DO PILAR

Foram monitorados quatro barras em cada laje com momento desbalanceado. Serão apresentados os gráficos das deformações na armadura do pilar durante o ensaio de cada modelo, juntamente com os valores de carga no momento da primeira fissura visível e das cargas de ruptura (ver Figura 4.59 à Figura 4.64).

Quanto à deformação da armadura do pilar, será considerada a média dos dois extensômetros colados diametralmente opostos em cada barra.

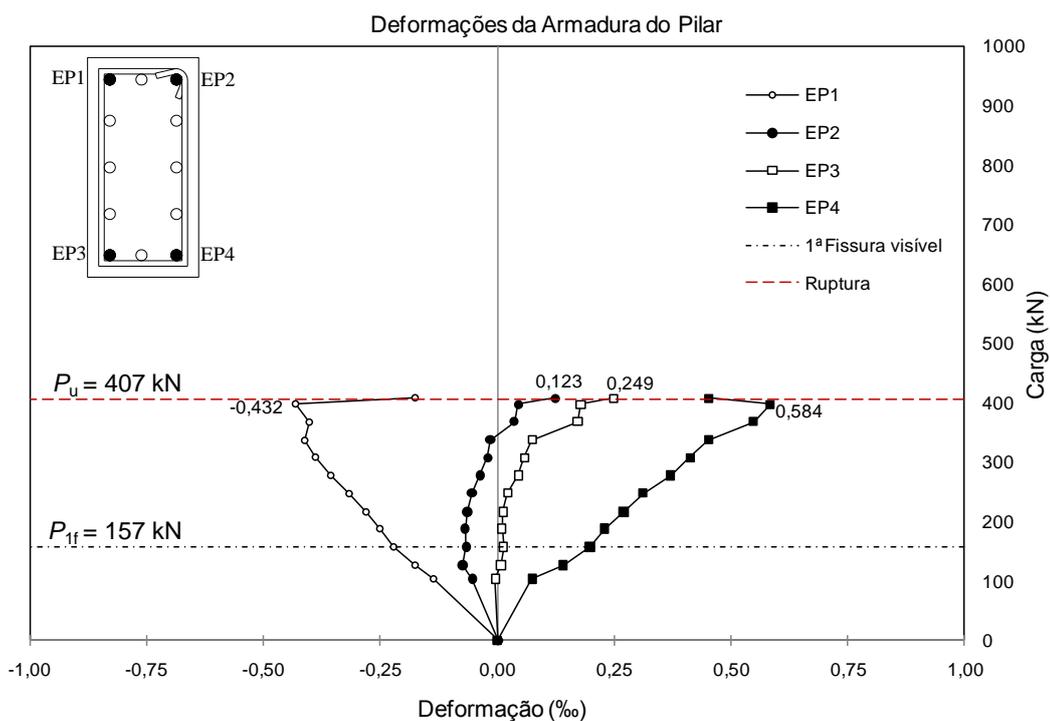


Figura 4.59 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS01.

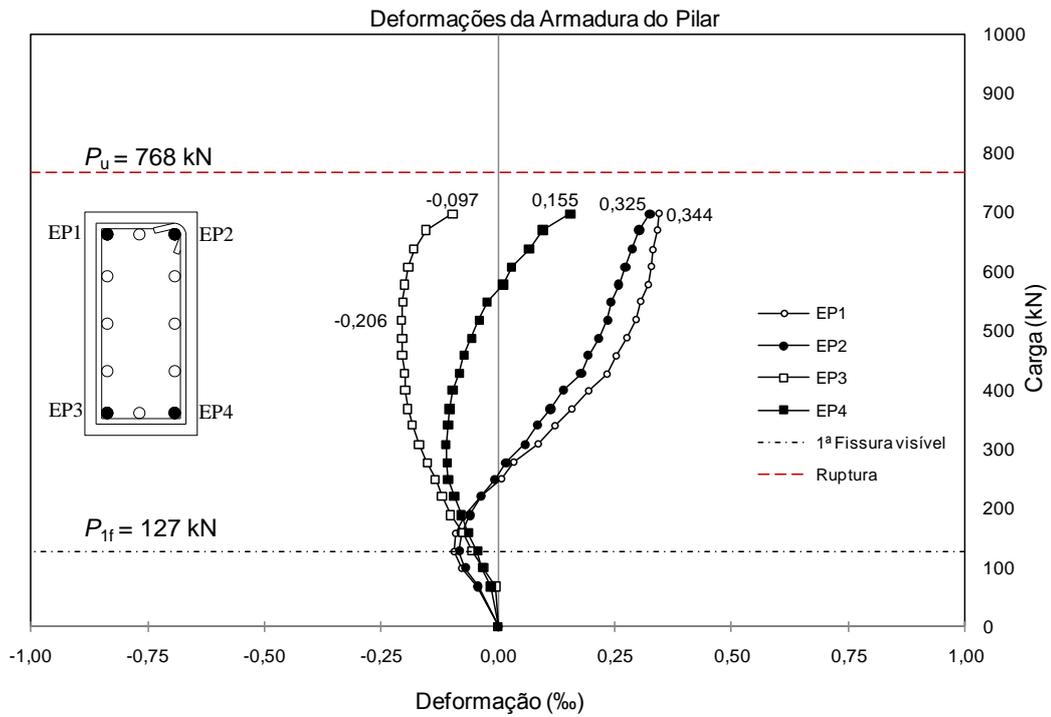


Figura 4.60 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS02.

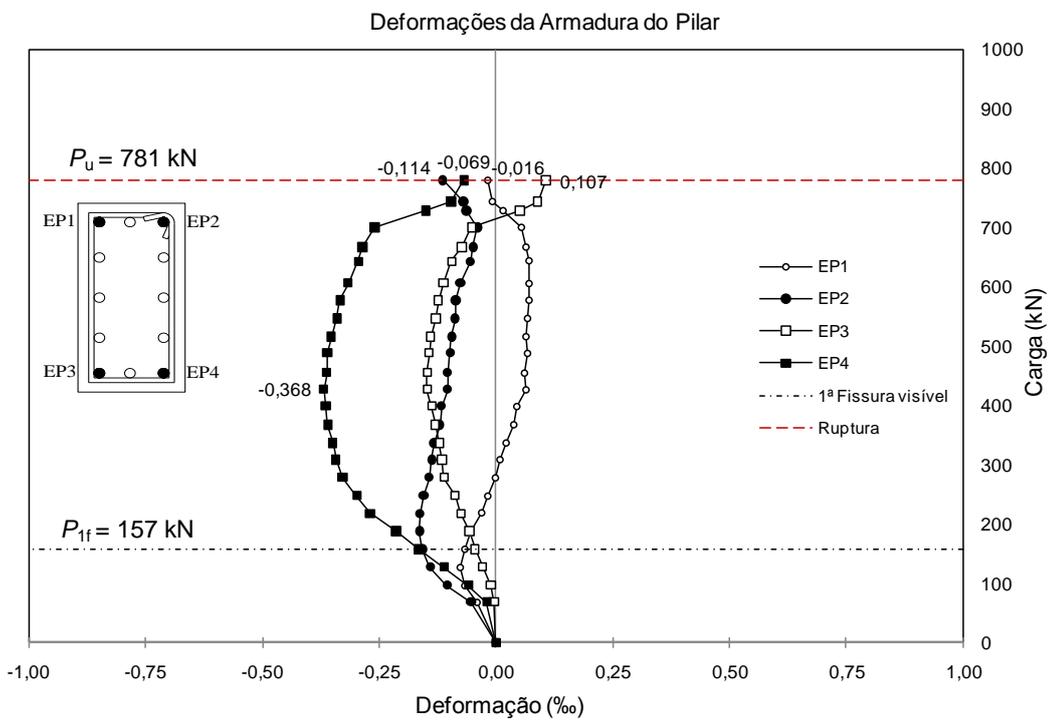


Figura 4.61 – Deformações na armadura do pilar do modelo LS03.

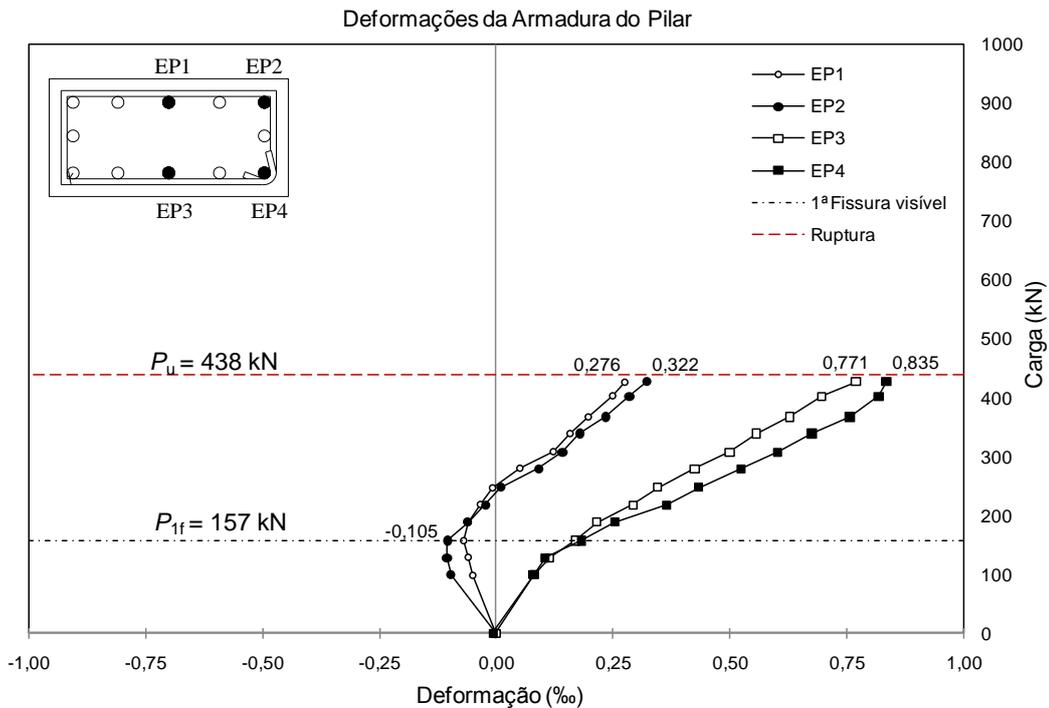


Figura 4.62 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW01.

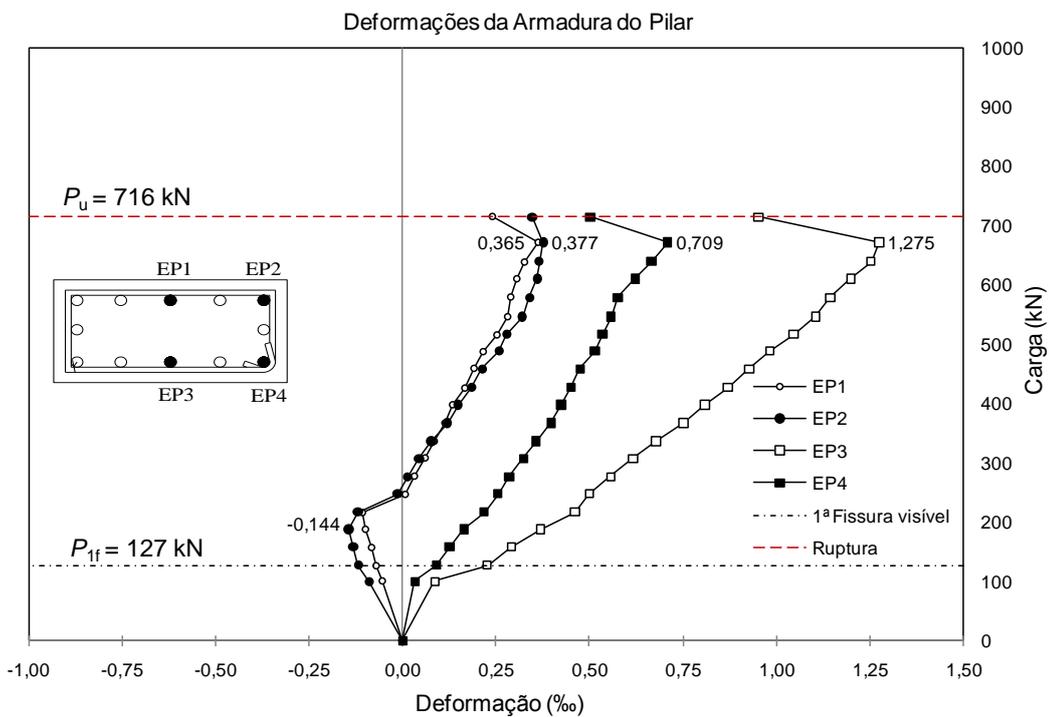


Figura 4.63 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW02.

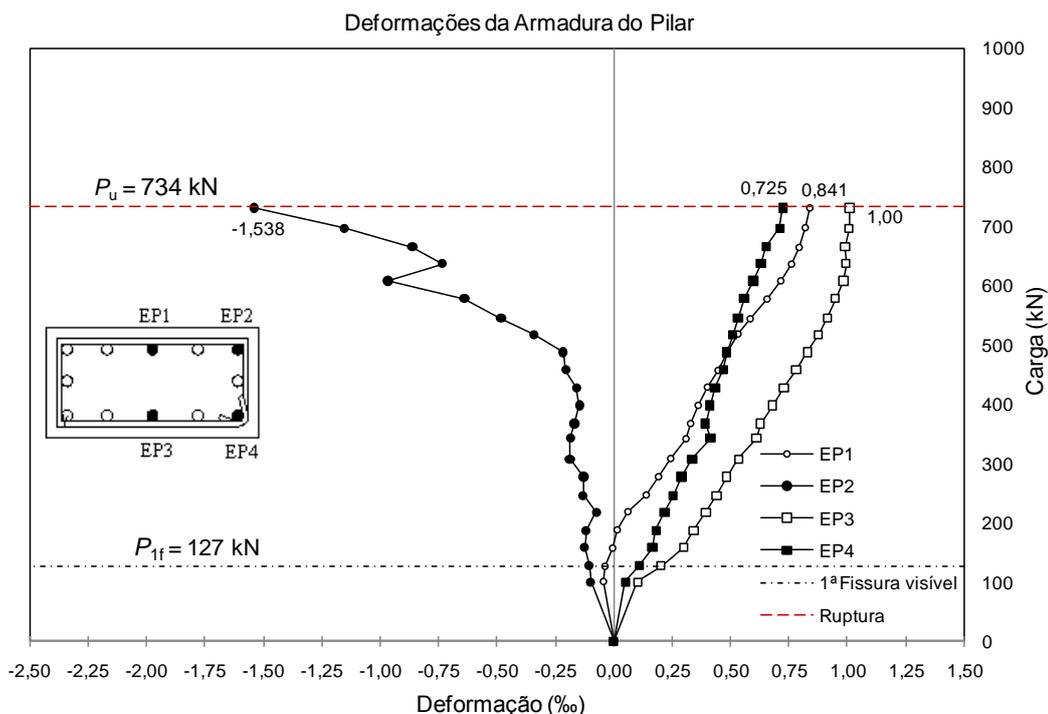


Figura 4.64 – Deformações na armadura do pilar do modelo LW03.

4.7 DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

As deformações na superfície do concreto foram monitoradas através de oito extensômetros elétricos em todos os modelos, dispostos como mostrado no Capítulo 3. Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram posicionados de modo a medir as deformações tangenciais às faces do pilar; os extensômetros EC4, EC5 e EC6 foram colocados com o objetivo de medir as deformações na direção perpendicular às faces do pilar; e os extensômetros EC7 e EC8 foram monitorados objetivando analisar as deformações a 45° com as faces nos cantos do pilar.

Neste item são apresentadas as deformações do concreto ocorridas na superfície inferior da laje próxima ao pilar juntamente com as cargas da primeira fissura visível e cargas últimas de cada modelo ensaiado. Essas deformações serão apresentadas da Figura 4.65 à Figura 4.72.

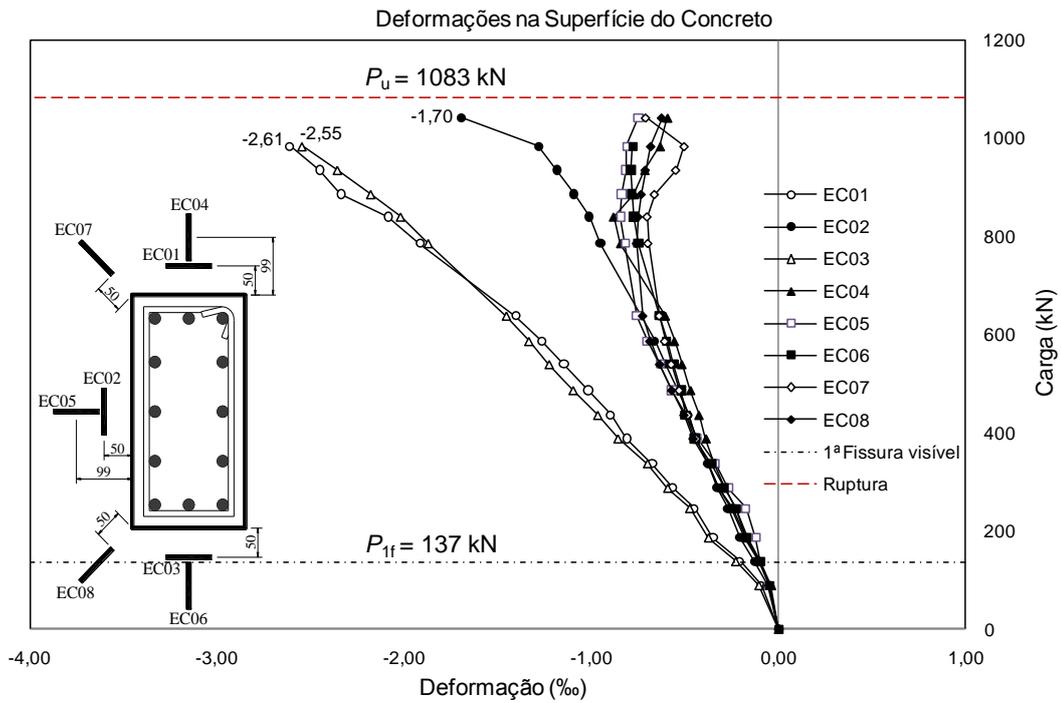


Figura 4.65 – Deformações na superfície do concreto do modelo LN01.

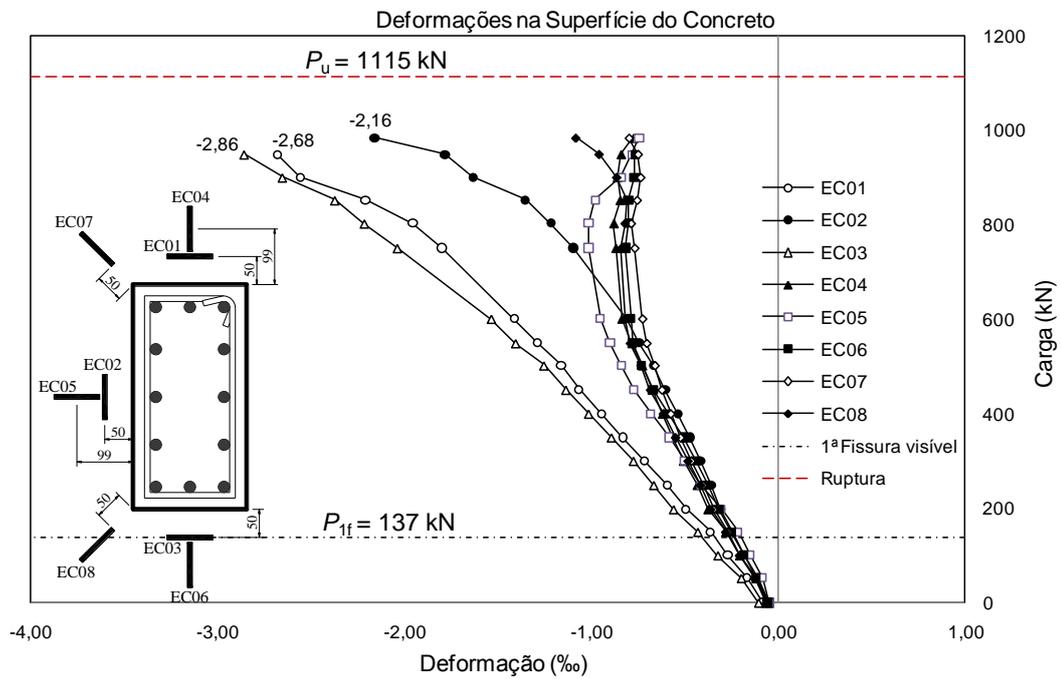


Figura 4.66 – Deformações na superfície do concreto do modelo LN02.

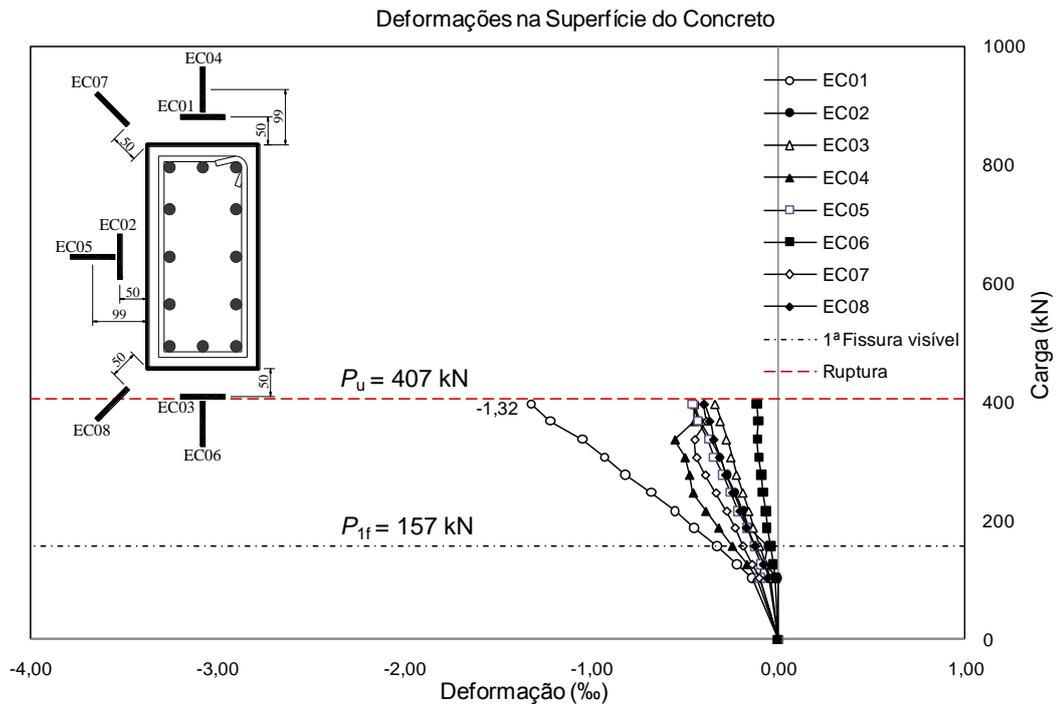


Figura 4.67 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS01.

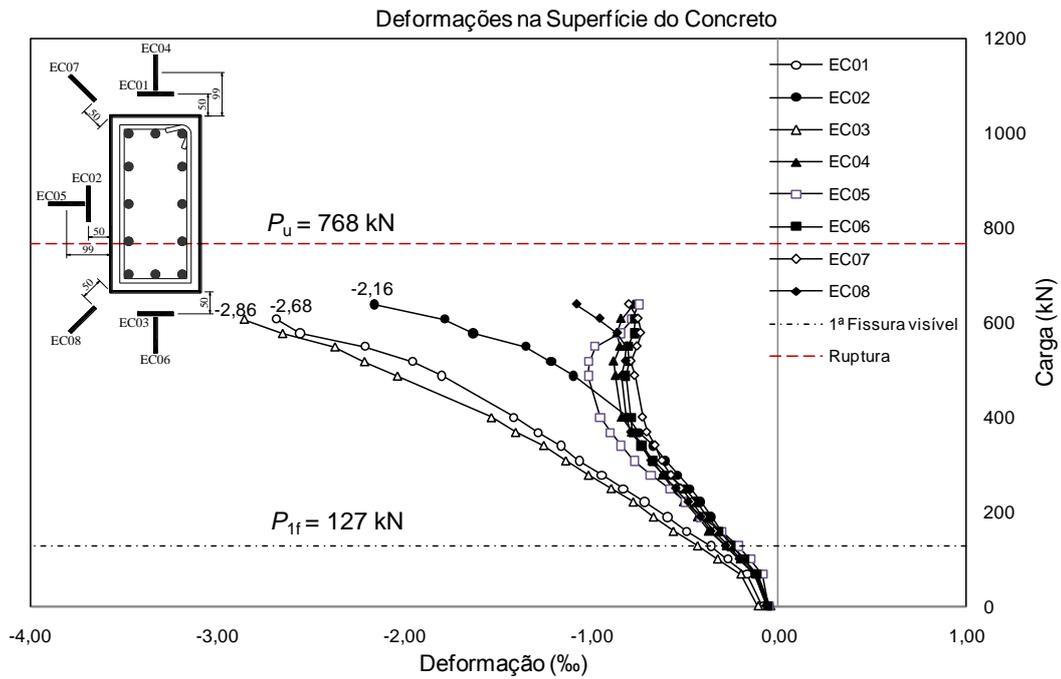


Figura 4.68 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS02.

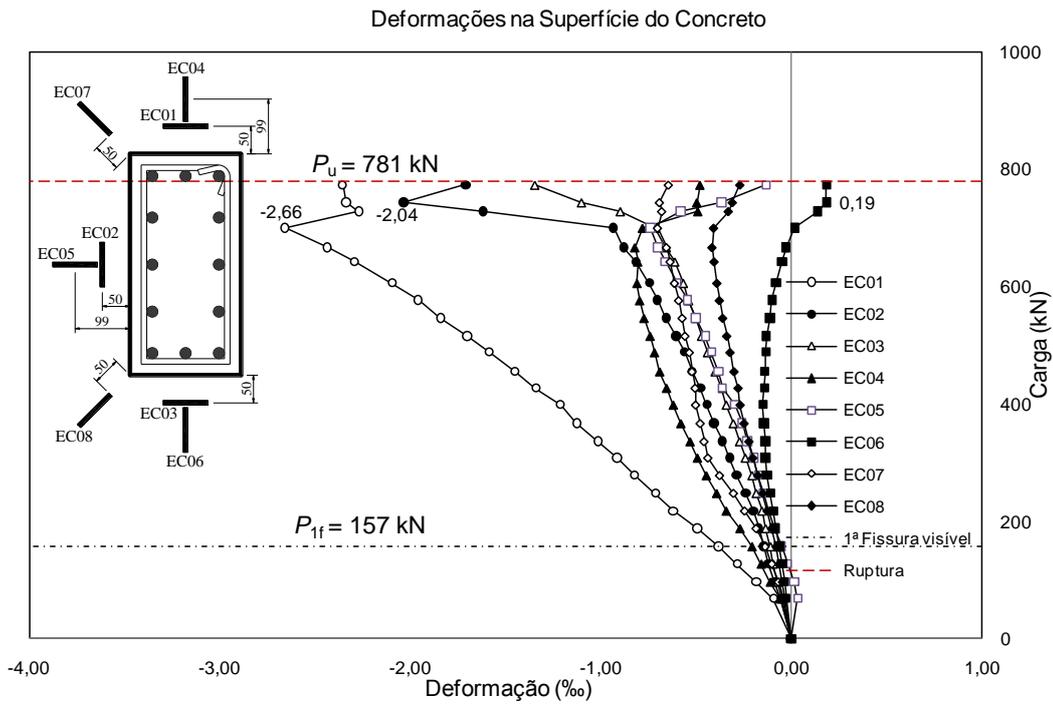


Figura 4.69 – Deformações na superfície do concreto do modelo LS03.

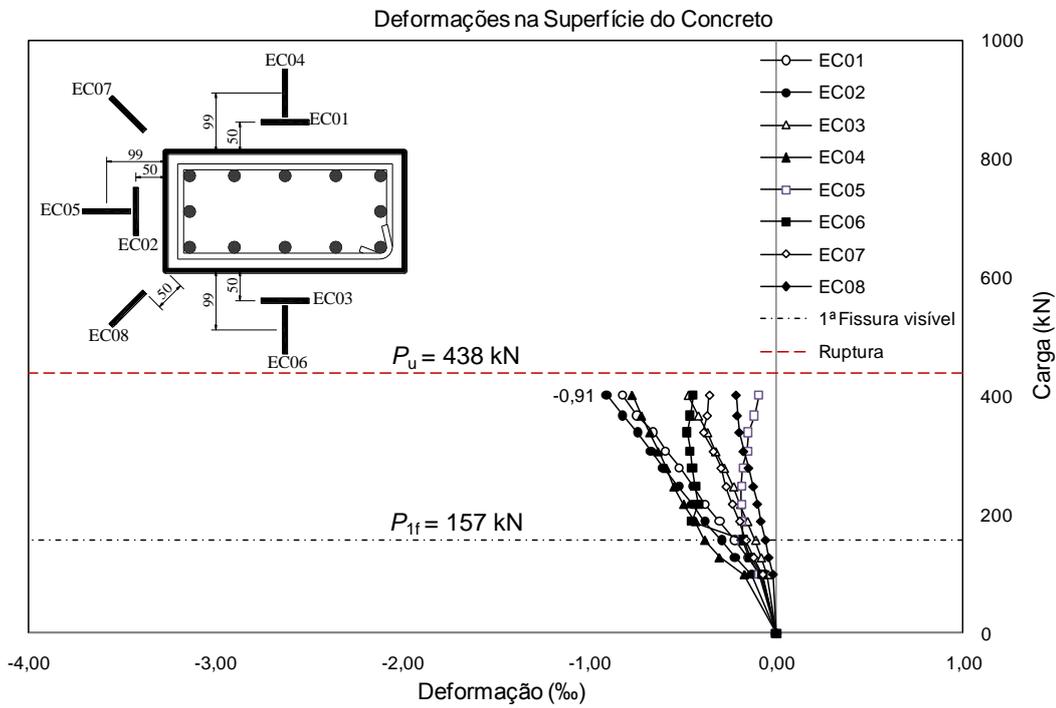


Figura 4.70 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW01.

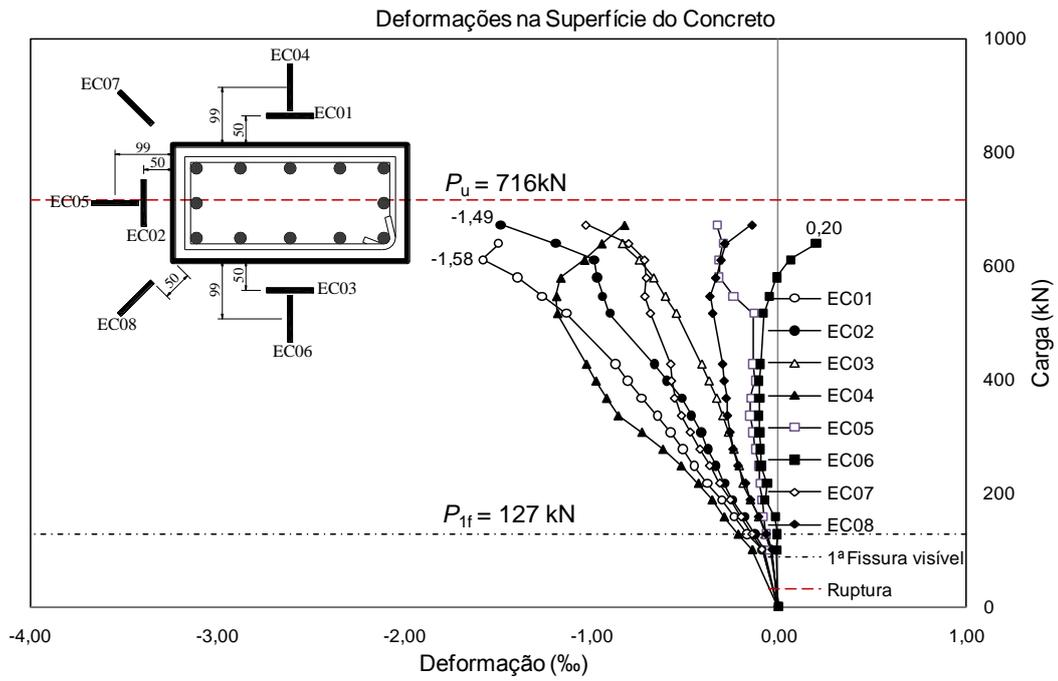


Figura 4.71 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW02.

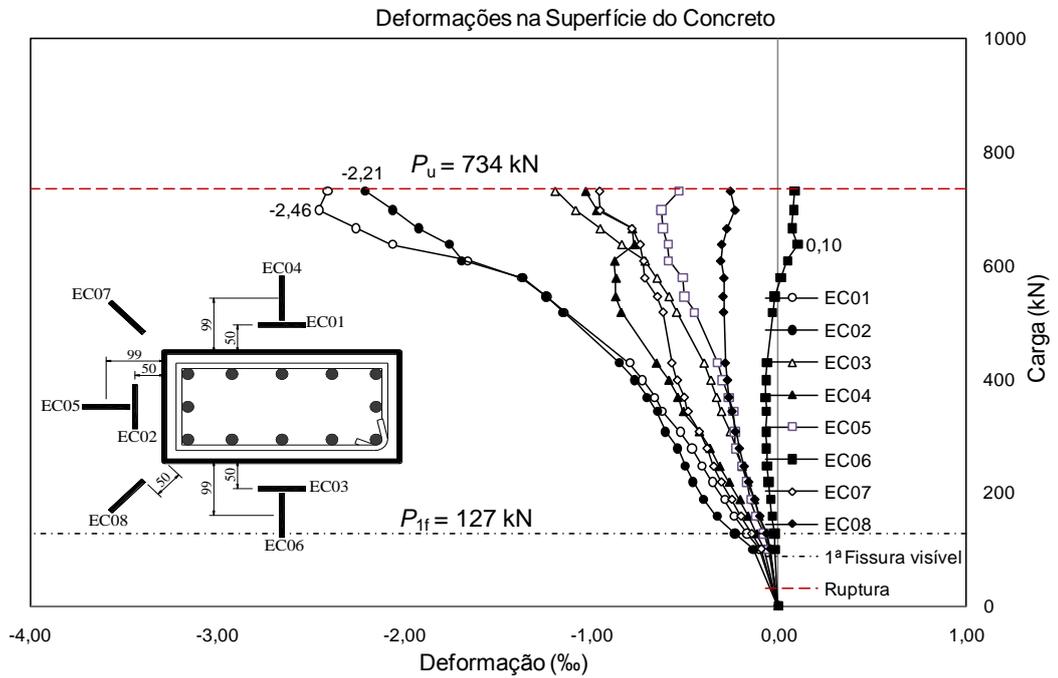


Figura 4.72 – Deformações na superfície do concreto do modelo LW03.

4.8 MAPA DE FISSURAÇÃO

No decorrer dos ensaios, o carregamento foi aplicado em passos de carga de 3 ou 5 toneladas. Após a aplicação de cada passo de carga, havia um intervalo para leitura dos resultados, onde era acompanhado o surgimento de fissuras nas lajes, o que permite entender melhor o comportamento de cada modelo. As primeiras fissuras surgiram em torno da seção do pilar, região de máximo esforço de flexão.

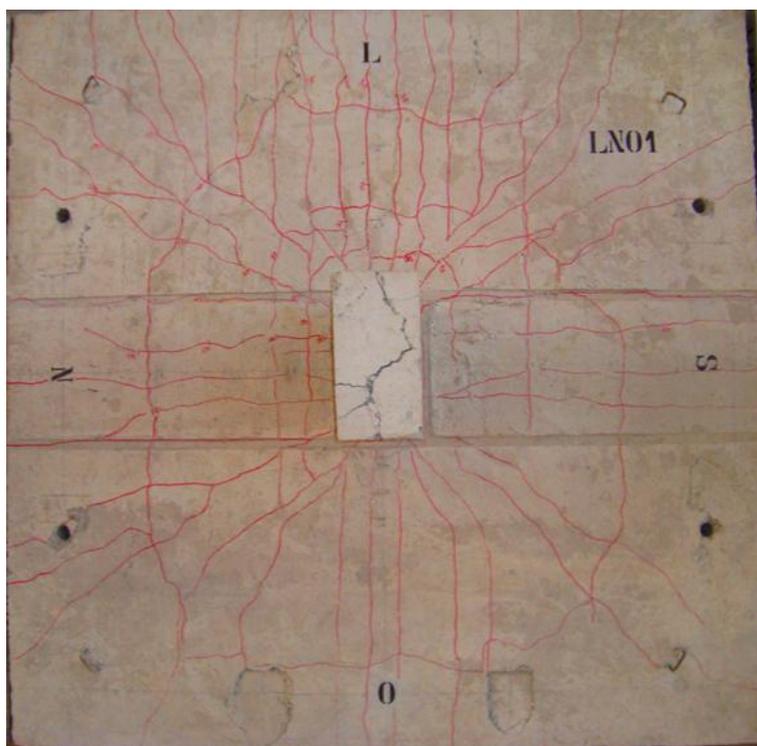


Figura 4.73 – Padrão de fissuração do modelo LN01.



Figura 4.74 – Padrão de fissuração do modelo LN02.

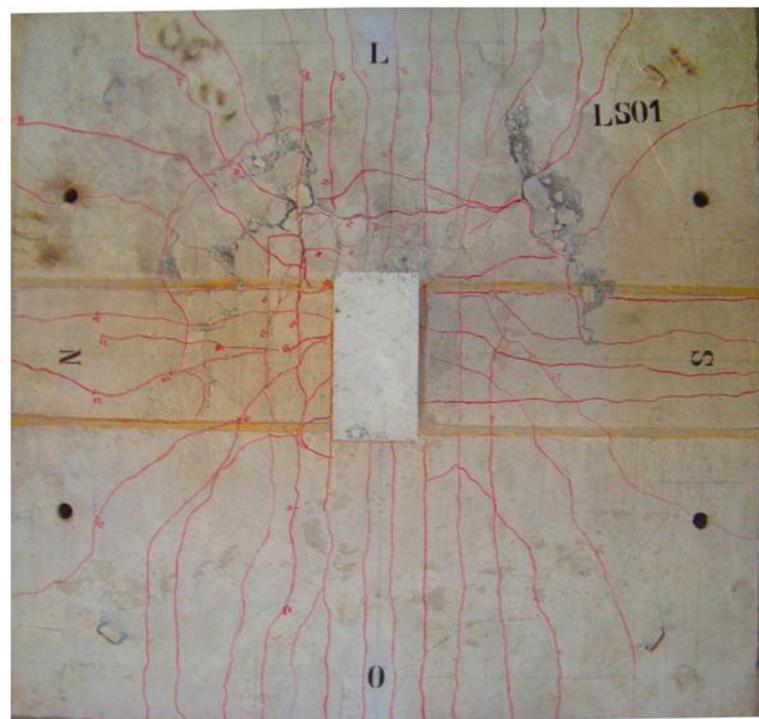


Figura 4.75 – Padrão de fissuração do modelo LS01.

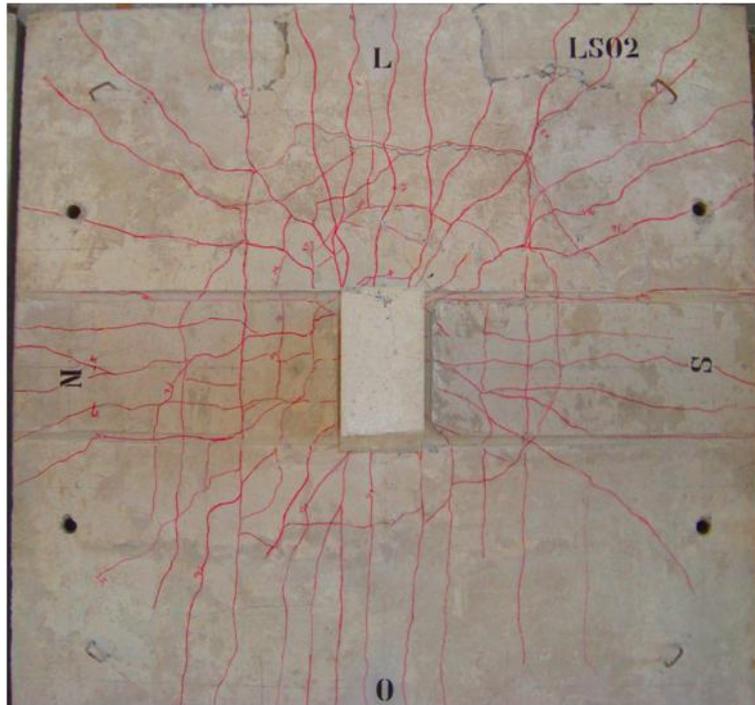


Figura 4.76 – Padrão de fissuração do modelo LS02.

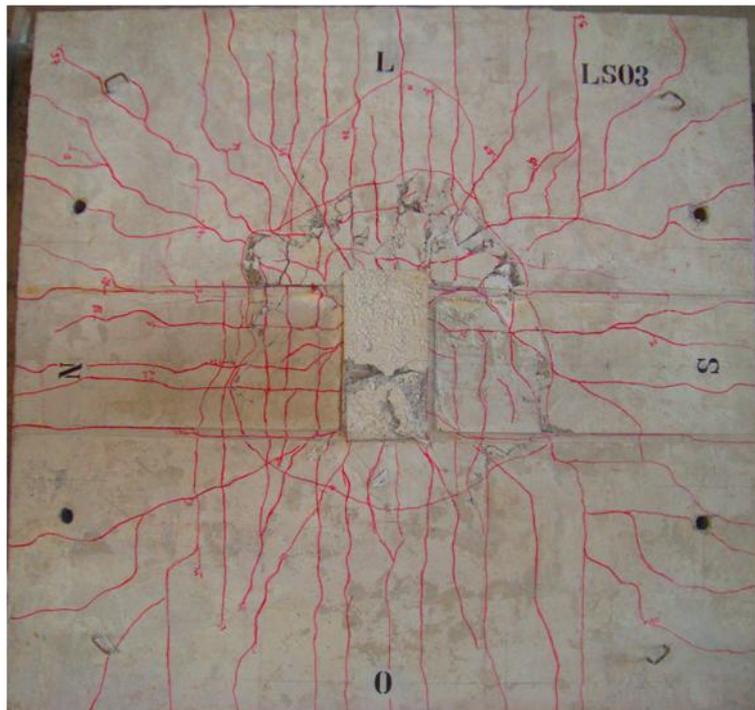


Figura 4.77 – Padrão de fissuração do modelo LS03.

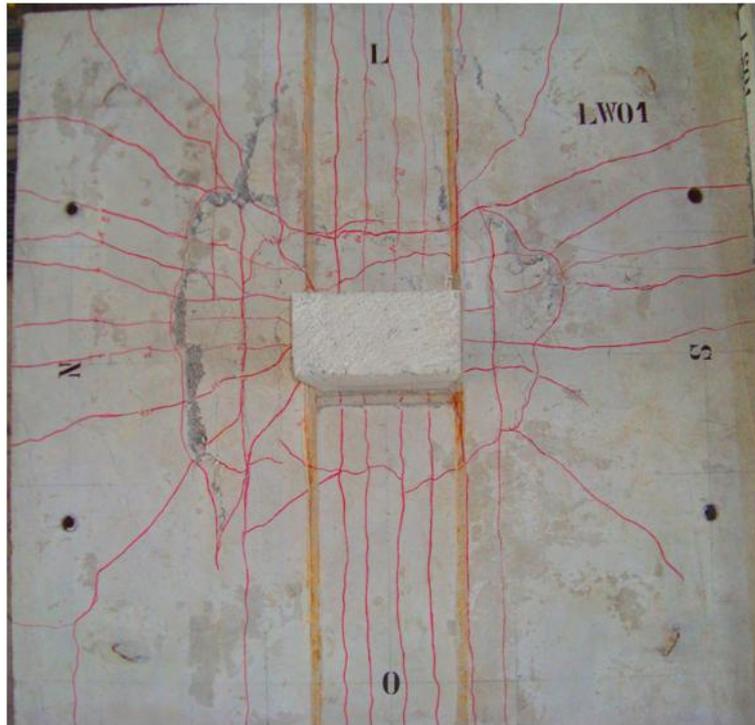


Figura 4.78 – Padrão de fissuração do modelo LW01.

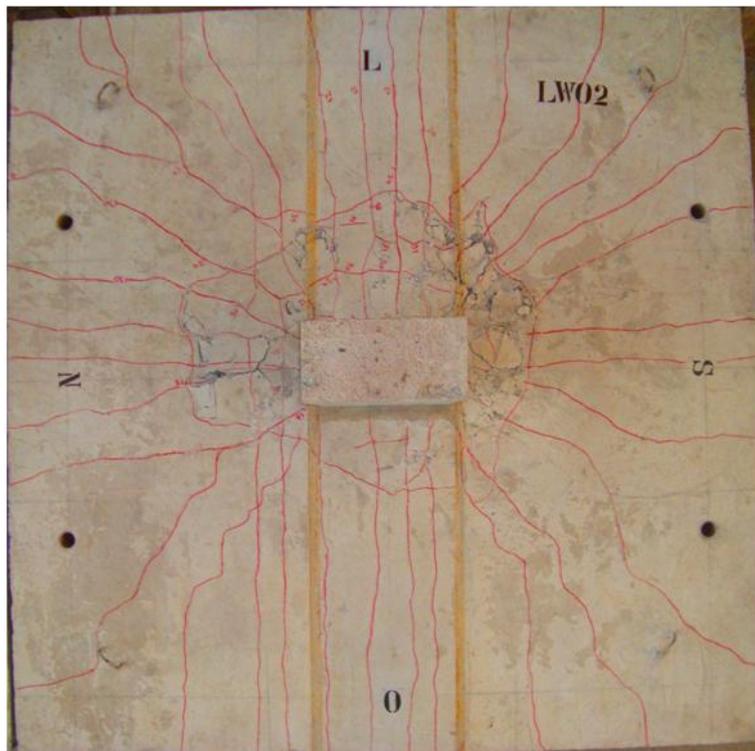


Figura 4.79 – Padrão de fissuração do modelo LW02.

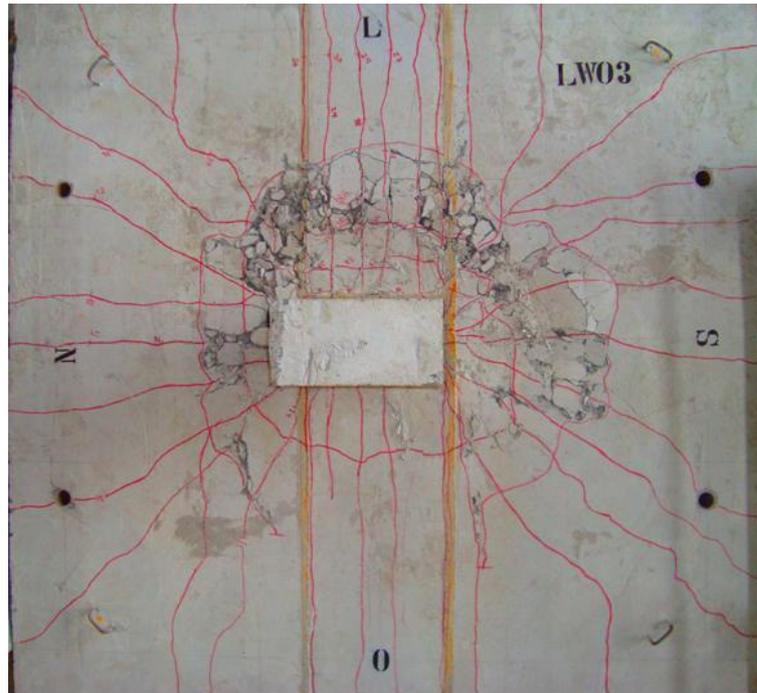


Figura 4.80 – Padrão de fissuração do modelo LW03.

4.9 RESUMO DOS RESULTADOS

Será exposto aqui um resumo dos resultados de deslocamentos máximos e deformações das armaduras máximas e mínimas de flexão na Tabela 4.3; e deformações das armaduras de cisalhamento, dos pilares e do concreto na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 – Resumo dos resultados experimentais (deslocamentos e deformação da armadura de flexão).

Laje	C ₁ /C ₂	Cam.	f _{cm} (MPa)	P _u (kN)	P _D /P _u	D1 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D14 (mm)	e _{f1,máx} (10 ⁻⁶)	e _{f2,máx} (10 ⁻⁶)
LN01	-	3	44,0	1083	0,96	-22,7	-20,8	-19,8	-17,0	2,84	2,91
LN02	-	6	44,0	1115	0,85	-15,6	-21,3	-14,1	-15,9	3,73	2,17
LS01	2	0	41,4	407	0,97	-7,4	-5,8	-13,8	+2,2	1,84	1,67
LS02	2	3	43,6	768	0,95	-14,7	-15,8	-34,4	+5,9	3,29	2,36
LS03	2	6	43,6	781	0,93	-13,7	-14,1	-33,0	+9,0	>3,26	3,28
LW01	0,5	0	41,4	438	0,98	-10,2	-7,0	-21,9	+4,4	2,29	2,38
LW02	0,5	3	41,4	716	0,76	-9,2	-9,1	-29,2	+9,9	2,91	3,63
LW03	0,5	6	41,4	734	0,87	-11,7	-13,3	-39,8	+15,4	>3,75	3,63

P_D = carga correspondente à leitura dos defletômetros.

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados experimentais (deformação da armadura de cisalhamento, dos pilares e do concreto).

Laje	C ₁ /C ₂	Cam.	f _{cm} (MPa)	P _u (kN)	e _{sc1,máx} (10 ⁻⁶)	e _{sc2,máx} (10 ⁻⁶)	e _{sc3,máx} (10 ⁻⁶)	e _{P,máx} (10 ⁻⁶)	e _{P,mín} (10 ⁻⁶)	e _{c,mín} (10 ⁻⁶)
LN01	-	3	44,0	1083	1,69	0,81	1,77	-		-2,61
LN02	-	6	44,0	1115	1,38	2,48	1,84	-		-2,86
LS01	2	0	41,4	407	-	-	-	+0,584	-0,432	-1,32
LS02	2	3	43,6	768	>>1,12	1,43	1,03	+0,344	-0,097	-2,86
LS03	2	6	43,6	781	2,84	2,78	2,95	+0,107	-0,114	-2,66
LW01	0,5	0	41,4	438	-	-	-	+0,835	+0,276	-0,91
LW02	0,5	3	41,4	716	2,16	1,87	0,71	+1,275	+0,365	-1,58
LW03	0,5	6	41,4	734	1,79	2,57	1,99	+1,00	-1,538	-2,46

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo será feita a análise dos resultados experimentais com o objetivo de fazer comparações entre os modelos no que diz respeito a seus comportamentos durante os ensaios e em relação às normas EUROCODE 2:2004, ACI 318M-08 e NBR 6118:2003, tendo como objeto de análise as variações das deformações das barras da armadura de flexão, dos *studs*, dos pilares e do concreto, dos deslocamentos verticais, das cargas últimas e modos de ruptura obtidos nos ensaios. Busca-se deste modo contribuir para o aperfeiçoamento dos métodos de estimativa de resistência de lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados.

Os modelos, para a análise das variações de parâmetros dos modelos, serão divididos em três grupos: Grupo 1 – Sem transferência de momento: serão comparados entre si os modelos LN01 e LN02, tendo como variável de ensaio o número de camadas de *studs*; Grupo 2 – Sem *studs* e com transferência de momento: serão comparados entre si os modelos LS01 e LW01, tendo como variável de ensaio a orientação do pilar em relação ao plano de aplicação do momento (relação C_1/C_2); Grupo 3 – Com *studs* e com transferência de momento: serão formados quatro subgrupos com os modelos LS02, LS03, LW02 e LW03, tendo como características em comum ou como variável de ensaio a relação C_1/C_2 ou a quantidade de camadas de *studs*. A Tabela 5.1 mostra o resumo dos grupos formados para as análises.

Tabela 5.1 – Grupos e seus parâmetros analisados.

GRUPOS	MODELOS	EM COMUM	VARIÁVEL DE ENSAIO
Grupo 1	LN01 e LN02	Sem transferência de momento	Quantidade de camadas de <i>studs</i>
Grupo 2	LS01 e LW01	Com transferência de momento e sem <i>studs</i>	Relação C_1/C_2
Grupo 3	LS02 e LS03	Relação C_1/C_2 e momento	Quantidade de camadas de <i>studs</i>
	LW02 e LW03	Relação C_1/C_2 e momento	Quantidade de camadas de <i>studs</i>
	LS02 e LW02	Quantidade de camadas de <i>studs</i> e momento	Relação C_1/C_2
	LS03 e LW03	Quantidade de camadas de <i>studs</i> e momento	Relação C_1/C_2

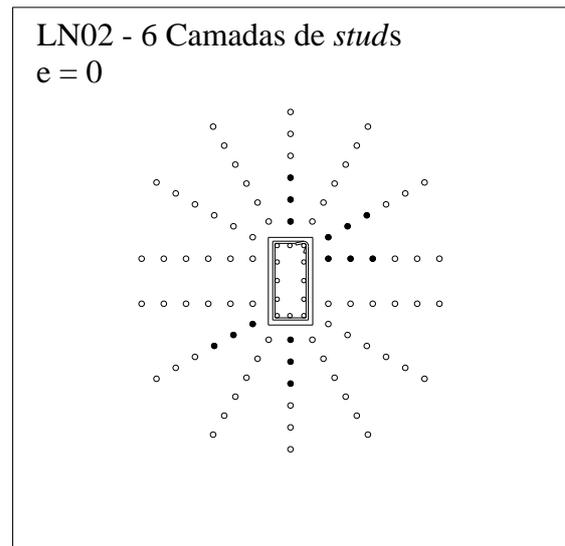
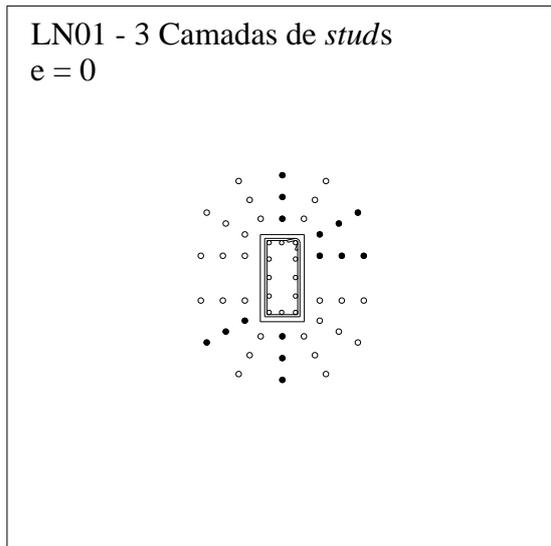


Figura 5.1 – Resumo das características dos modelos do Grupo 1.

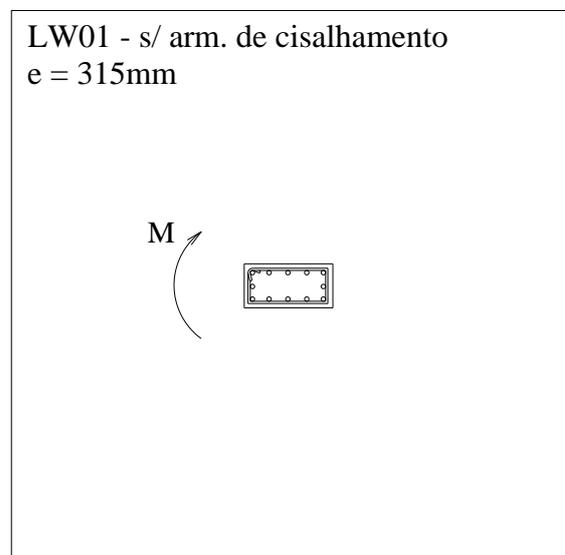
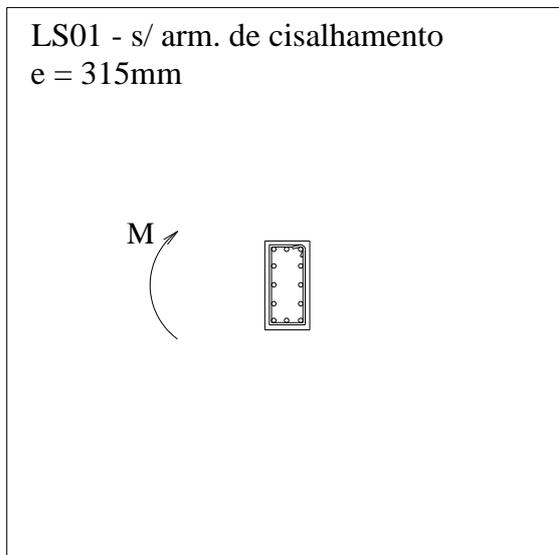


Figura 5.2 – Resumo das características dos modelos do Grupo 2.

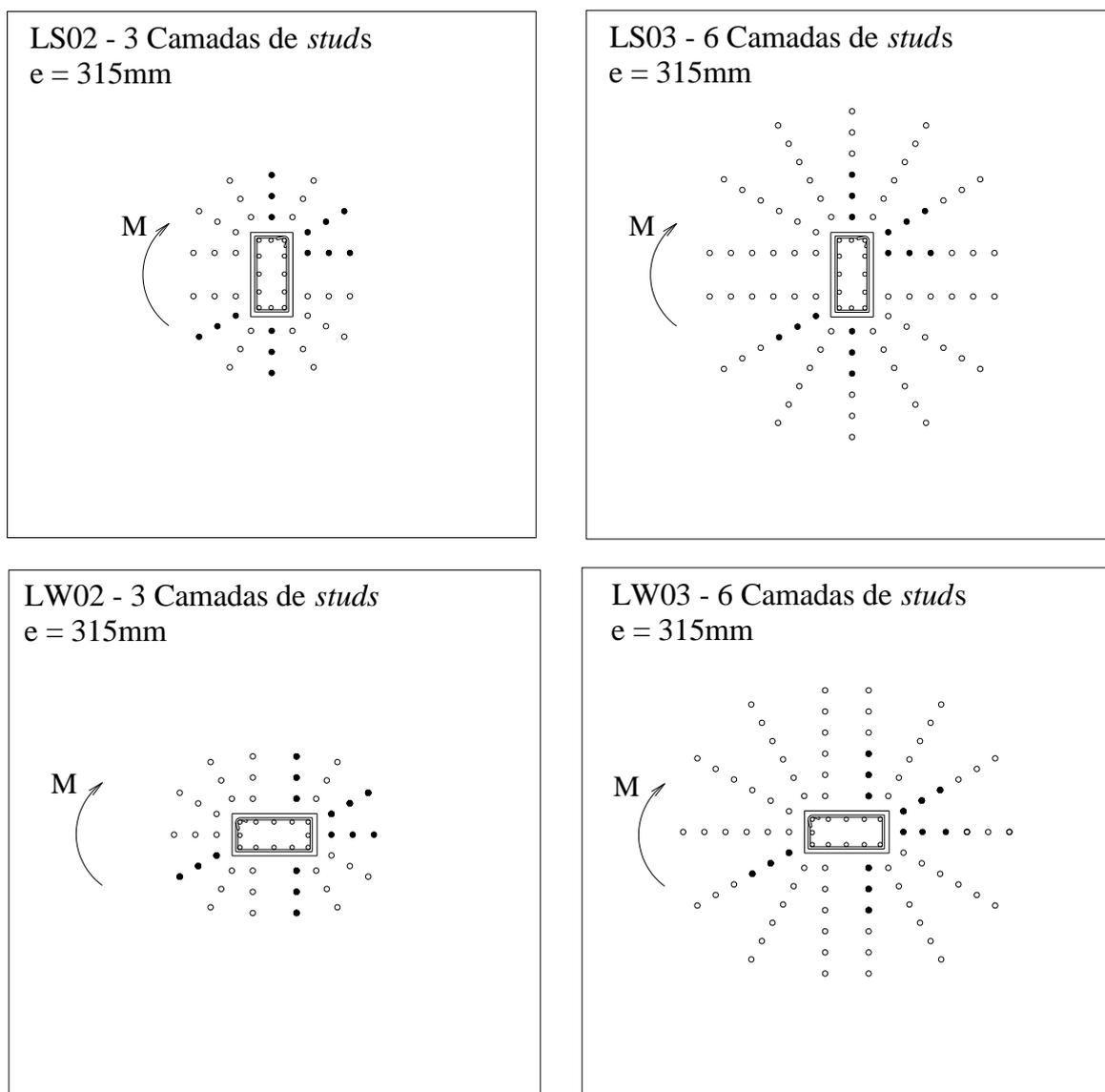


Figura 5.3 – Resumo das características dos modelos do Grupo 3.

5.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS

5.1.1 Análise do Grupo 1 – Sem Transferência de Momento – Modelos LN01 e LN02

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que ambos os modelos apresentaram os maiores deslocamentos na direção S-N, sendo o deslocamento máximo na ordem de 22,7 mm no modelo LN01 e 21,3 mm no modelo LN02. Já na direção L-O, o modelo LN01 teve maiores deslocamentos que o modelo LN02, sendo o deslocamento máximo na ordem de 19,8 mm no modelo LN01 e de 15,9 mm no modelo LN02. Como os modelos comparados foram submetidos a carregamento simétrico e

possuem características semelhantes, diferenciando-se basicamente apenas pelo número de camadas de *studs*, os deslocamentos obtidos apresentaram comportamento já esperado, notando-se uma pequena transferência de momento na direção S-N do modelo LN02.

Com relação à deformação na armadura de flexão foi possível observar que no modelo LN01 quatro das seis barras monitoradas apresentaram deformações superiores às de escoamento nominal do aço, e no modelo LN02 é possível observar o mesmo em duas das seis barras monitoradas. Isso se deve ao fato do modelo LN02 possuir maior quantidade de armadura de cisalhamento. A obtenção da deformação de escoamento do aço foi obtida com a seguinte equação:

$$\sigma_y = \varepsilon_y \cdot E_s \rightarrow \varepsilon_y = 2,38\% \quad (5.1)$$

onde:

$$f_y = 500MPa \text{ e } E_s = 210.000MPa .$$

As maiores deformações da armadura de flexão no modelo LN01 ocorreram nos extensômetros EF2 e EF4 na ordem de 2,91‰ e 2,89‰ respectivamente, localizadas próximas ao pilar. No modelo LN02 as maiores deformações observadas ocorreram nos extensômetros EF1 e EF3 na ordem de 3,75‰ e 2,97‰ respectivamente.

Quanto às deformações na armadura de cisalhamento é possível observar que no modelo LN01 as maiores deformações ocorreram na terceira camada (última), na ordem de 1,77‰ na posição do extensômetro ES15. No modelo LN02 as maiores deformações ocorreram na segunda camada de armaduras de cisalhamento, das seis presentes, na ordem de 2,48‰ no extensômetro ES14.

Quanto às deformações no concreto, nota-se que as maiores deformações ocorreram nos extensômetros EC01 e EC03 em ambos os modelos (LN01 e LN02). Isso se deve ao fato do carregamento aplicado ser simétrico. A deformação à compressão registrada no extensômetro EC01 foi de 2,61‰ no modelo LN01 e 2,86‰ no modelo LN02. Já no extensômetro EC03 foi de 2,55‰ no modelo LN01 e 2,68‰ no modelo LN02. Fazendo uma comparação entre os modelos LN01 e LN02 em relação às deformações tangenciais e radiais, observou-se que em ambos os modelos as maiores deformações ocorreram nos extensômetros EC01, EC02 e EC03 posicionados tangencialmente no pilar.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração podemos dizer que: o modelo LN01 teve carga de ruptura $P_u = 1083$ kN e o modelo LN02 teve carga de ruptura $P_u = 1115$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LN01 e LN02 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 137 kN e 127 kN (entre 10% e 15% da carga de ruptura), respectivamente, e fissuras tangenciais com carga de 387 kN e 435 kN (entre 35% e 40% da carga de ruptura), respectivamente. Grandes aberturas surgiram em torno do pilar com carga de 687 kN para ambos os modelos (entre 60% e 65% da carga de ruptura) e as fissuras radiais chegaram à borda da laje com 587 kN e 537 kN (entre 45% e 55% da carga de ruptura), respectivamente.

A ruptura do modelo LN01 foi mais perceptível que a do modelo LN02 porque ocorreu de forma brusca, com som. A maior quantidade de camadas de *studs* de LN02 deve ter afastado o cone de ruptura do pilar, diminuindo a possibilidade de ruptura brusca.

5.1.2 Análise do Grupo 2 – Com Transferência de Momento e Sem “Studs” – Modelos LS01 e LW01

Em relação aos deslocamentos verticais, nota-se que na direção L-O ambos os modelos apresentaram, na posição do deflectômetro D8, maiores deslocamentos que na direção S-N, da ordem de 13,8 mm no modelo LS01 e de 21,9 mm no modelo LW01. Esses deslocamentos maiores são justificados pelo momento aplicado ao pilar na direção L-O. Na direção S-N os modelos apresentaram deslocamentos máximos na ordem de 7,4 mm no modelo LS01 e 10,2 mm no modelo LW01. LS01 se deslocou menos que LW01 tanto na direção do momento aplicado (L-O) como na direção da carga simétrica (S-N).

Com relação à deformação da armadura de flexão, pode-se observar que o modelo LS01 apresentou deformação máxima de 1,84‰ no extensômetro EF1, e o modelo LW01 apresentou as maiores deformações nos extensômetros EF1 (2,29‰) e EF2 (2,38‰). As deformações não atingiram a deformação de escoamento nominal, e as deformações maiores em LW01 que em LS01 podem ser atribuídas à diferença na relação C_1/C_2 .

Com relação às deformações no concreto, nota-se que elas ficaram distantes da deformação de ruptura. No modelo LS01 o valor máximo medido foi de 1,32‰ no extensômetro EC01,

tangencial ao pilar na face comprimida pela transferência de momento. No modelo LW01 as deformações nos extensômetros EC01, EC02 e EC04 foram da mesma ordem de grandeza, atingindo o maior valor (0,91‰) também em EC01.

Em relação às deformações na armadura do pilar, os resultados obtidos podem parecer estranhos, mas podem ser explicados. Os extensômetros estão instalados na parte inferior do pilar, a 50 mm abaixo do fundo da laje. A parte inferior do pilar está solicitada por uma força de compressão e um momento que comprime EP1 e EP2 e traciona EP3 e EP4. Porém, os resultados mostram que no modelo LS01 o extensômetro EP2 passa a ser tracionado a partir de determinada carga, acontecendo o mesmo com EP1 e EP2 no modelo LW01. Tal comportamento pode ser explicado pela necessidade de ancoragem da força de tração desenvolvida nas barras onde estão instalados EP1 e EP2 pela solicitação da parte superior do pilar, força esta que não consegue se transferir para o concreto apenas na espessura da laje. . O mesmo efeito ocorre com as tensões de compressão na parte superior das barras onde estão instalados EP3 e EP4, afetando as deformações registradas por esses extensômetros.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em comparação, podemos dizer que: o modelo LS01 teve carga de ruptura $P_u = 407$ kN e o modelo LW01 teve carga de ruptura $P_u = 438$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LS01 e LW01 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 157 kN para ambos os modelos (entre 35% e 40% da carga de ruptura), e fissuras tangenciais com carga de 277 kN e 217 kN (entre 45% e 70% da carga de ruptura), respectivamente. As fissuras radiais chegaram à borda da laje com 307 kN e 277 kN (entre 65% e 80% da carga de ruptura), respectivamente.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo LW01 teve uma ruptura mais dúctil em relação ao modelo LS01, pois suas armaduras de flexão se deformaram mais e os seus deslocamentos foram maiores antes da ruptura da laje, e ambos os modelos não possuíam armadura de cisalhamento.

5.1.3 Análise do Grupo 3 – Com Transferência de Momento e com “Stud”.

5.1.3.1 Modelos LS02 e LS03

Nas leituras dos deslocamentos verticais dos modelos LS02 e LS03 na direção L-O, na posição do deflectômetro D8, o modelo LS02 teve o maior deslocamento, na ordem de 34,4 mm, e o modelo LS03 teve deslocamento na ordem de 33,0 mm. Esses grandes deslocamentos são justificados pela transferência de momento aplicado nessa direção e pela presença de armadura de cisalhamento. Na direção S-N o modelo LS02 também teve o maior deslocamento, na ordem de 15,8 mm na posição do deflectômetro D7, e o modelo LS03 teve deslocamento na ordem de 14,1 mm na mesma posição.

Com relação à deformação da armadura de flexão ambos os modelos apresentaram grandes deformações. Os modelos em comparação foram submetidos a carregamento desbalanceado em uma direção e possuíam características semelhantes, diferenciando-se basicamente apenas pela quantidade de armadura de cisalhamento. Esperava-se que os modelos apresentassem resultados diferentes quanto às deformações na armadura de flexão, e é justamente isso que pôde ser observado ao longo do ensaio. No modelo LS02 foi possível observar que duas das seis barras monitoradas apresentam deformações superiores às de escoamento do aço e no modelo LS03 é possível observar quatro das seis barras monitoradas com tal comportamento. As maiores deformações da armadura de flexão do modelo LS02 ocorreram nos extensômetros EF1 e EF3, na ordem de 3,29 ‰ e 2,56 ‰ respectivamente, localizadas próximas ao pilar. No modelo LS03 as maiores deformações observadas ocorreram nos extensômetros EF1, EF2 e EF3, na ordem de 3,26‰, 3,28‰ e 3,33‰ respectivamente, porém, as deformações ocorridas no modelo LS03 foram maiores do que as deformações ocorridas no modelo LS02 pelo fato de esta última ter seis camadas de armadura de cisalhamento e a primeira apenas três.

Quanto às deformações na armadura de cisalhamento é possível observar que no modelo LS02 as maiores deformações ocorreram na segunda camada, na ordem de 1,43‰, e no modelo LS03 as deformações foram maiores, na ordem de 2,95‰ na terceira camada de armaduras de *studs*, chegando a ultrapassar o dobro da deformação do modelo LS02. Apesar de LS03 ter o dobro da armadura de cisalhamento, a maior deformação pode ser explicada pelo deslocamento da superfície de ruptura inclinada de modo a interceptar o

stud em local mais próximo da posição dos EER. Vale salientar que o comportamento global foi semelhante nos dois modelos, com as maiores deformações das três camadas ocorrendo na mesma linha de *studs*, onde estão os extensômetros ES13, ES14 e ES15, paralelos a transferência de momento. A exceção ocorreu no extensômetro ES13 do modelo LS02 que foi perdido por volta do décimo primeiro passo de carga, mas que apresentou indícios de comportamento semelhante aos outros extensômetros citados.

Quanto às deformações à compressão no concreto, nota-se um comportamento semelhante com relação à deformação no extensômetro EC01, na ordem de 2,68‰ no modelo LS02 e 2,66‰ no modelo LS03, onde EC01 está posicionado tangencialmente ao pilar. Fazendo uma comparação entre os modelos LS02 e LS03 em relação às deformações tangenciais e radiais, observou-se que em ambos os modelos, as deformações tangenciais apresentaram maior intensidade que as deformações radiais, diferenciando-se pelo fato da máxima deformação do modelo LS02 estar localizada na posição do extensômetro EC03 e a máxima do modelo LS03 estar na posição EC01.

Em relação às deformações na armadura do pilar, o extensômetro EP1 do modelo LS02 teve inicialmente deformações de compressão, passando depois a deformações de tração, atingindo 0,344‰, enquanto no modelo LS03 o mesmo extensômetro também teve deformações iniciais de compressão, passando a tração e invertendo novamente a tendência, chegando a uma pequena deformação de compressão no final do ensaio (0,016‰). Os outros extensômetros apresentaram comportamento similar, com mudança no sinal da curvatura ao longo do ensaio. A explicação para as deformações na armadura do pilar é a mesma do item 5.1.2.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração das lajes em comparação, podemos dizer que: o modelo LS02 teve carga de ruptura $P_u = 768$ kN e o modelo LS03 teve carga de ruptura $P_u = 781$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LS02 e LS03 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 127 kN para ambos os modelos (entre 15% e 20% da carga de ruptura), e fissuras tangenciais com carga de 427 kN para ambos os modelos (entre 50% e 60% da carga de ruptura). Grandes aberturas surgiram em torno do pilar com carga de 427 kN e 607 kN respectivamente (entre 55% e 80% da carga de ruptura) e fissuras radiais chegaram à borda da laje com carga de 397 kN e 337 kN respectivamente (entre 40% e 50% da carga de ruptura).

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo LS03 teve uma ruptura mais dúctil em relação ao modelo LS02, pois a armadura de flexão deformou mais antes da ruptura e os deslocamentos foram maiores, suportando uma carga elevada devido à maior quantidade de armadura de cisalhamento (seis camadas).

5.1.3.2 Modelos LW02 e LW03

Com relação aos deslocamentos verticais dos modelos LW02 e LW03, na direção L-O, o modelo LW03 teve o maior deslocamento, na ordem de 39,8 mm na posição do defletoômetro D8, e o modelo LW02 teve deslocamento na ordem de 29,2 mm na mesma posição. Esses grandes deslocamentos são justificados pela transferência de momento aplicado nessa direção e pela presença de armadura de cisalhamento. Já na direção S-N os modelos apresentaram deslocamentos próximos devido ao carregamento simétrico, sendo que o modelo LW02 se deslocou menos em relação ao modelo LW03 devido à quantidade de armadura de cisalhamento que era menor, fazendo com que o modelo LW03 suportasse mais carga antes de romper. Cabe observar também que o deslocamento máximo medido no modelo LW02 foi para 76% da carga de ruptura e o do modelo LW03 para 87% da carga de ruptura.

Com relação à deformação da armadura de flexão em ambos os modelos algumas barras deformaram mais que 3,0 ‰. As lajes em comparação foram submetidas a carregamento desbalanceado em uma direção e possuem características semelhantes, diferenciando-se basicamente apenas pela quantidade de armadura de cisalhamento. Nos dois modelos foi possível observar que quatro das seis barras monitoradas apresentaram deformações superiores às de escoamento do aço em função da existência de armadura de cisalhamento. As maiores deformações da armadura de flexão no modelo LW02 ocorreram nos extensômetros EF2 e EF3, na ordem de 3,63 ‰ e 3,32 ‰, localizadas próximas ao pilar. No modelo LW03 as maiores deformações observadas ocorreram nos extensômetros EF1 e EF3, na ordem de 3,75‰ e 3,73‰ respectivamente, porém, as deformações ocorridas no modelo LW03 foram maiores do que as deformações ocorridas no modelo LW02 pelo fato de esta última ter seis camadas de armadura de cisalhamento e a primeira apenas três.

Quanto às deformações na armadura de cisalhamento é possível observar que no modelo LW02 as maiores deformações ocorreram na primeira camada, na ordem de 2,16‰ (no extensômetro ES1 e ES7), e na LW03 as deformações foram pouco maiores, na ordem de 2,57‰ (no extensômetro ES14) localizada na segunda camada de armadura de cisalhamento. Isso se deve ao fato do modelo LW03 ter mais armadura de cisalhamento do que o modelo LW02. Nota-se ainda que ambos os modelos tiveram comportamento semelhante na segunda e terceira camada, apresentando maior deformação nos extensômetros ES14 e ES15.

Em relação às deformações na armadura do pilar dos modelos analisados, pode-se notar nos dois modelos um comportamento irregular, com mudança no sinal da curvatura do diagrama carga *versus* deformação. Tal comportamento pode ser explicado em parte pela necessidade de ancoragem da força desenvolvida na parte superior da armadura pela flexão do pilar e em parte pela diferença de rigidez da laje em função do número de camadas de *studs*.

Quanto às deformações à compressão no concreto, nota-se um comportamento semelhante com deformações máximas no extensômetro EC01, na ordem de 1,58‰ no modelo LW02 e 2,46‰ no modelo LW03, onde EC01 está posicionado tangenciando a face do pilar. Fazendo uma comparação entre os modelos LW02 e LW03 em relação às deformações tangenciais e radiais, observou-se que em ambos os modelos as deformações tangenciais apresentaram maior intensidade que as deformações na direção radial, com deformações máximas nos extensômetros EC01 e EC02, ambos localizados tangenciando o pilar. Nota-se ainda que o extensômetro EC06 tracionou um pouco em ambos os modelos, na ordem de 0,20‰ no modelo LW02 e 0,10‰ no modelo LW03, provavelmente devido ao efeito Poisson (grande compressão na direção ortogonal, EC03).

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em comparação, podemos dizer que: o modelo LW02 teve carga de ruptura $P_u = 716$ kN e o modelo LW03 teve carga de ruptura $P_u = 734$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LW02 e LW03 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 127 kN para ambos os modelos (entre 15% e 20% da carga de ruptura), e fissuras tangenciais com carga de 277 kN e 307 kN (entre 35% e 45% da carga de ruptura). Grandes aberturas surgiram em torno do pilar com carga de 427 kN e 397 kN (entre 50% e 60% da carga de ruptura) e fissuras radiais

chegaram à borda da laje com carga de 337 kN e 307 kN (entre 40% e 50% da carga de ruptura).

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo LW03 teve uma ruptura mais dúctil em relação ao modelo LW02, pois as armaduras de flexão deformaram mais antes da ruptura e seu deslocamento foi maior, suportando uma carga elevada devido à maior quantidade de armadura de cisalhamento (seis camadas).

5.1.3.3 Modelos LS02 e LW02

Observando as leituras de deslocamentos verticais, os modelos LS02 e LW02 tiveram deslocamentos com comportamento parecido, mas com valores diferentes. Na direção L-O, o modelo LS02 teve o maior deslocamento, na ordem de 34,4 mm, e o modelo LW02 teve deslocamento na ordem de 29,2 mm, ambos na posição do deflectômetro D8. Essa diferença de deslocamentos deve-se à diferença de rigidez do pilar na direção da transferência de momento. Vale salientar que no ensaio do modelo LS02 as leituras dos deslocamentos foram lidas até próximo a ruptura, o que não aconteceu no ensaio do modelo LW02. Na direção S-N os modelos também tiveram comportamento parecido em função do carregamento simétrico, mas apresentaram deslocamentos diferentes, sendo que o modelo LS02 se deslocou mais em relação ao modelo LW02, na ordem de 15,8 mm e 9,2 mm respectivamente.

Com relação à deformação da armadura de flexão foi possível observar no modelo LS02 que 2 das 6 barras monitoradas apresentaram deformações superiores às de escoamento do aço em função da existência de armadura de cisalhamento e no modelo LW02 foi possível observar 4. As maiores deformações da armadura de flexão no modelo LS02 ocorreram nos extensômetros EF1 e EF3, na ordem de 3,29 ‰ e 2,56 ‰, localizados próximo ao pilar. No modelo LW02 as maiores deformações observadas ocorreram nos extensômetros EF2 e EF3, na ordem de 3,63‰ e 3,32‰ respectivamente, porém, as deformações ocorridas no modelo LW02 foram maiores do que as deformações ocorridas no modelo LS02.

Quanto às deformações na armadura de cisalhamento é possível observar que no modelo LS02 a maior deformação ocorreu na segunda camada, na ordem de 1,43‰ no extensômetro ES14, e na LW02 as maiores deformações ocorreram nos extensômetros ES1 e ES7, na ordem de 2,16‰ localizada na primeira camada de armadura de cisalhamento. Ambos os modelos tiveram maiores deformações na segunda e terceira camada nos extensômetros ES14 e ES15 respectivamente.

Em relação às deformações na armadura do pilar dos modelos analisados, o extensômetro EP1 apresentou no modelo LS02 deformação de tração 0,344‰ e no modelo LW02 deformação de tração de 0,365‰. O extensômetro EP3 apresentou deformação de compressão de 0,097‰ no modelo LS02 e deformação de tração de 1,275‰ no modelo LW02, evidenciando a influência do eixo de flexão do pilar.

Quanto às deformações no concreto, é possível observar deformações máximas no extensômetro EC03 e EC01, na ordem de 2,86‰ e 2,68‰ respectivamente no modelo LS02. Já no modelo LW02, a deformação máxima ocorreu em EC01, na ordem de 1,58‰, que está posicionado tangenciando a face do pilar. Fazendo uma comparação entre os modelos LS02 e LW02 em relação às deformações tangenciais e radiais, observou-se que em ambos os modelos as deformações tangenciais apresentaram maior intensidade que as deformações na direção radial, com deformações máximas nos extensômetros EC01 e EC03, ambos localizados tangenciando o pilar. Nota-se ainda que o extensômetro EC06 tracionou no modelo LW02, na ordem de 0,20‰, provavelmente devido ao efeito Poisson (grande compressão na direção ortogonal, EC03).

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em comparação, podemos dizer que: o modelo LS02 teve carga de ruptura $P_u = 768$ kN e o modelo LW02 teve carga de ruptura $P_u = 716$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LS02 e LW02 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 127 kN para ambos os modelos (entre 15% e 20% da carga de ruptura), e fissuras tangenciais com carga de 427 kN e 277 kN (entre 35% e 60% da carga de ruptura). Grandes aberturas surgiram em torno do pilar com carga de 427 kN e 427 kN (entre 50% e 60% da carga de ruptura) e fissuras radiais chegaram à borda da laje com 397 kN e 337 kN (entre 35% e 60% da carga de ruptura).

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo LS02 teve ruptura mais brusca, com som e para uma carga maior que a do modelo LW02, devido a uma maior rigidez do pilar na direção do momento desbalanceado.

5.1.3.4 Modelos LS03 e LW03

Observando as leituras de deslocamentos verticais, os modelos LS03 e LW03 tiveram deslocamentos com comportamento parecido, mas com valores diferentes na direção L-O. O modelo LW03 teve o maior deslocamento, na ordem de 39,8 mm, e o modelo LS03 teve deslocamento na ordem de 33,0 mm, ambos na posição do deflectômetro D8. Essa diferença de deslocamentos deve-se à diferença de rigidez do pilar na direção da transferência de momento. Na direção S-N os modelos também tiveram comportamento parecido em função do carregamento simétrico nessa direção, mas apresentaram deslocamentos diferentes, sendo que o modelo LS03 se deslocou mais em relação ao modelo LW03, na ordem de 14,1 mm e 13,1 mm respectivamente.

Com relação à deformação da armadura de flexão foi possível observar em ambos os modelos que quatro das seis barras monitoradas apresentaram deformações superiores às de escoamento do aço em função da existência de armadura de cisalhamento. As maiores deformações da armadura de flexão no modelo LS03 ocorreram nos extensômetros EF2 e EF3, na ordem de 3,28 ‰ e 3,33 ‰ respectivamente, localizadas próximas ao pilar. No modelo LW03 as maiores deformações observadas ocorreram nos extensômetros EF2 e EF3, na ordem de 3,63‰ e 3,73‰ respectivamente, porém, as deformações ocorridas no modelo LW03 foram maiores do que as deformações ocorridas no modelo LS03.

Quanto às deformações na armadura de cisalhamento é possível observar que no modelo LS03 as maiores deformações ocorreram na terceira camada na ordem de 2,95‰ no extensômetro ES15, mas nas três camadas pode-se observar um comportamento semelhante com as maiores deformações ocorrendo na mesma linha, nos extensômetros ES13, ES14 e ES15, linha esta onde ocorre a maior deformação à tração das barras devido ao momento desbalanceado. No modelo LW03 as deformações foram menores, na ordem de 2,57‰ no extensômetro ES14 localizado na segunda camada da armadura de cisalhamento.

Em relação às deformações na armadura do pilar dos modelos analisados, pode-se observar que nos dois modelos a maior deformação na tração ocorreu no extensômetro EP3, na ordem de 0,107‰ no modelo LS03 e 1,00‰ no modelo LW03. Em relação as deformação a compressão no modelo LS03 a deformação máxima ocorreu no extensômetro EP4, na ordem de 0,368‰ e 1,538‰ no modelo LW03 localizada no extensômetro EP2. A expressiva diferença entre as deformações de LS03 e LW03 mostra a grande influência do eixo de flexão do pilar.

Quanto às deformações à compressão no concreto, é possível observar a deformação máxima no extensômetro EC01 para os dois modelos, na ordem de 2,66‰ no modelo LS03 e 2,46‰ no modelo LW03. Fazendo uma comparação entre os modelos LS03 e LW03 em relação às deformações tangenciais e radiais, observou-se que em ambos os modelos as deformações tangenciais apresentaram maior intensidade que as deformações na direção radial, com deformações máximas nos extensômetros EC01 e EC02, ambos localizados tangenciando o pilar. Nota-se ainda que o extensômetro EC06 tracionou nos dois modelos, na ordem de 0,19‰ no modelo LS03 e 0,10‰ no modelo LW03, provavelmente devido ao efeito Poisson (grande compressão na direção ortogonal, EC03).

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em comparação, podemos dizer que: o modelo LS02 teve carga de ruptura $P_u = 781$ kN e o modelo LW03 teve carga de ruptura $P_u = 734$ kN. O padrão de fissuração observado nos modelos LS03 e LW03 foi o de fissuras surgindo no vértice do pilar com carga de 157 e 127 kN (entre 15% e 25% da carga de ruptura), e fissuras tangenciais com carga de 427 kN e 307 kN (entre 40% e 55% da carga de ruptura). Grandes aberturas surgiram em torno do pilar com carga de 607 kN e 397 kN (entre 50% e 80% da carga de ruptura) e fissuras radiais chegaram à borda da laje com 337 kN e 307 kN (entre 40% e 45% da carga de ruptura).

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo LS03 teve ruptura mais brusca, com som e para uma carga maior que a do modelo LW03, devido à maior rigidez do pilar na direção do momento desbalanceado.

5.2 CARGAS E MODOS DE RUPTURA

5.2.1 Cargas de Cisalhamento

Neste item é feita a comparação entre as cargas últimas de cisalhamento do ensaio de cada uma das lajes dos modelos com as estimativas da norma e dos códigos analisadas neste trabalho: NBR 6118:2003, ACI 318M-08 e EUROCODE 2:2004.

A Tabela 5.2 apresenta as cargas de ruptura dos oito modelos juntamente com o modo de ruptura das lajes, para cuja determinação foram necessárias análises dos resultados das deformações na superfície do concreto, das armaduras de flexão, das armaduras de cisalhamento, das armaduras do pilar e do padrão de fissuração.

Tabela 5.2 – Carga última e modos de ruptura dos modelos.

Laje	e (mm)	Eixo de Flexão	Nº de camadas	h (mm)	d (mm)	ρ (%)	P_u (kN)	Modo de Ruptura
LN01	0	-	3	180	143,0	1,58	1083,0	P
LN02	0	-	6	181	140,5	1,63	1115,0	P
LS01	315	forte	0	181	142,0	1,60	408,0	P
LS02	315	forte	3	180	140,5	1,63	768,0	P
LS03	315	forte	6	182	145,0	1,54	781,0	P
LW01	315	fraco	0	183	143,5	1,33	438,0	P
LW02	315	fraco	3	180	145,0	1,30	716,0	FP
LW03	315	fraco	6	180	143,0	1,34	734,0	FP
Obs.: Forte = maior inércia; Fraco = menor inércia; out = fora da zona de armadura de cisalhamento; in = dentro da zona de armadura de cisalhamento; $f_{ys} = 500$ MPa; $f_{yw} = 500$ MPa; $S_0 = 70$ mm; $S_r = 100$ mm; $\phi_w = 8,0$ mm; $A_{sw}/Cam = 703,72$ mm ² P: punção; FP: flexo-punção.								

Serão apresentadas da Tabela 5.3 à Tabela 5.5 e da Figura 5.4 à Figura 5.14 comparações entre as estimativas das normas apresentadas (NBR 6118:2003, ACI 318M-08 e EUROCODE 2:2004) e os resultados de cargas últimas obtidas experimentalmente no ensaios.

5.2.1.1 NBR 6118:2003

A comparação com a NBR 6118:2003 será feita de duas formas distintas. Na primeira será considerada a restrição quanto à tensão de escoamento do aço (f_y), será feita a interpolação da tensão de escoamento de acordo com o item 19.4.2 da NBR 6118:2003. Na segunda comparação será desconsiderada a restrição mencionada e será adotada para esta análise a nomenclatura NBR* 6118:2003 utilizando 500 MPa para tensão de escoamento.

Tabela 5.3 – Cargas de punção pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.

Laje	$F_{sk,máx}$ (kN)	F_{sk} (kN)	F_{sk}^* (kN)	$F_{sk,out}$ (kN)	P_u/F_{sk}	P_u/F_{sk}^*	$P_u/F_{sk,out}$	Provável Ruptura
LN01	1678,3	1020,8	1293,4	1076,1	1,06	0,84	1,01	fora
LN02	1649,0	1004,9	1272,7	1505,3	1,11	0,88	0,74	dentro
LS01	1244,0	404,0	310,8	406,0	1,01	1,31	1,00	-
LS02	1279,4	592,2	750,2	514,5	1,30	1,02	1,49	fora
LS03	1331,0	613,2	777,5	613,6	1,27	1,00	1,27	dentro
LW01	1335,5	431,6	332,0	432,2	1,01	1,32	1,01	-
LW02	1352,4	660,4	844,2	565,0	1,08	0,85	1,27	fora
LW03	1329,8	650,6	831,4	667,7	1,13	0,88	1,10	dentro
<p>Obs.:</p> <p>$F_{sk,máx}$ = carga máxima estimada de cisalhamento; F_{sk} = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento; F_{sk}^* = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer à restrição; $F_{sk,out}$ = carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento; P_u = carga última de ensaio;</p> <p>Restrição: f_y = interpolado.</p>								

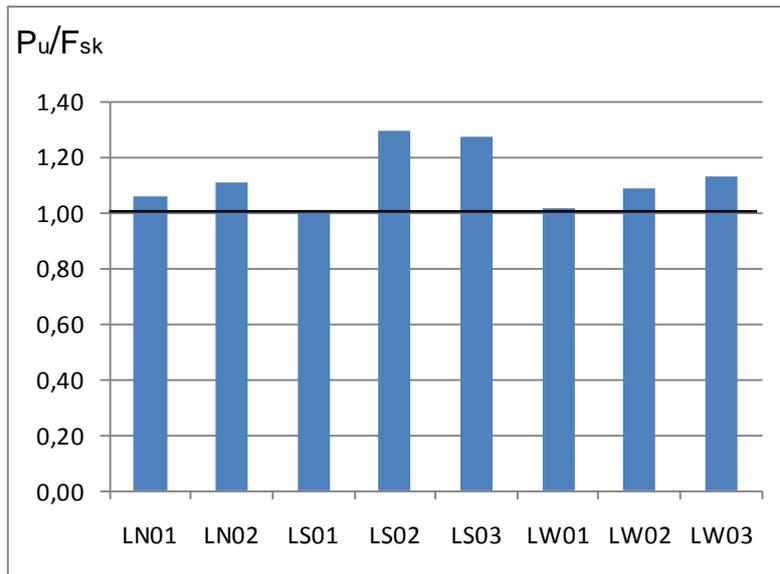


Figura 5.4 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, F_{sk} , pela NBR 6118:2003, para todos os modelos.

Na Figura 5.4 pode-se observar que os modelos LS02 e LS03 apresentaram maiores relações, ou seja, as cargas de ruptura estimadas pela NBR 6118:2003 para esses modelos foram as mais conservadoras. Isso se deve ao fato do momento ter sido aplicado na direção de maior inércia. Já os modelos LS01 e LW01 estão com valores próximos a um, com nenhuma segurança devido à inexistência de armadura de cisalhamento nos mesmos.

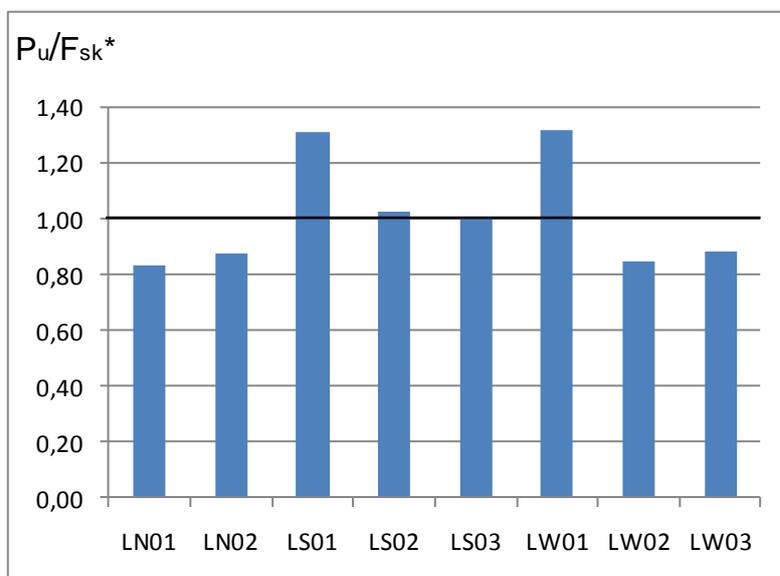


Figura 5.5 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem restrição, F_{sk}^* , pela NBR* 6118:2003 para todos os modelos.

Na Figura 5.5 pode-se observar que apenas os modelos LS01 e LW01 apresentaram relações entre as cargas de ruptura de ensaio e previstas pela norma superiores a 1,0, ou seja, a favor da segurança, as maiores dentre os modelos analisados. Tal mudança ocorreu quando não foi obedecida a restrição da norma, interpolar a tensão de escoamento sendo utilizado a tensão de 500 MPa. Em seguida, os modelos LS02 e LS03 apresentaram valores próximos a 1,0, com pouco ou nenhum fator de segurança. Os outros modelos ficaram contra a segurança devido a desconsideração da exigência da norma.

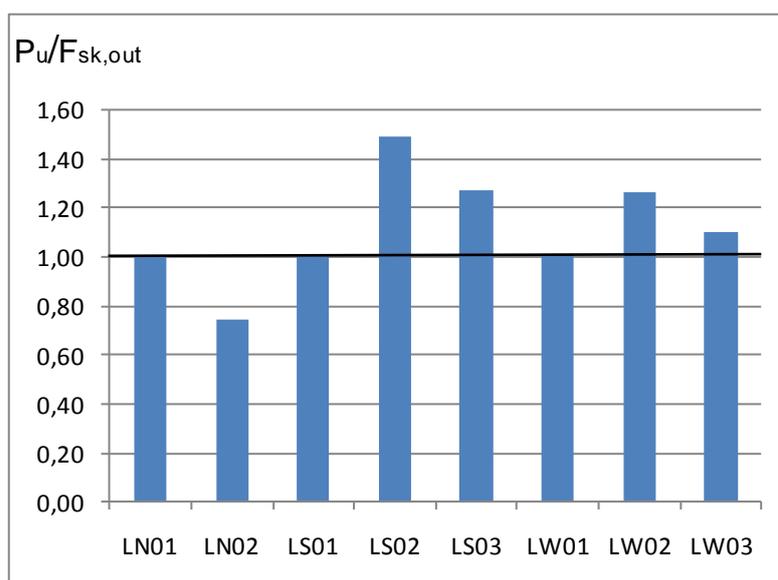


Figura 5.6 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $F_{sk,out}$, pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.

Na Figura 5.6 pode-se observar que as lajes LS02, LS03 e LW02 apresentaram as maiores relações, ou seja, as cargas de ruptura na zona fora da armadura de cisalhamento estimadas pela NBR 6118:2003 estão a favor da segurança. Já o modelo LN02 está contra a segurança devido à desconsideração da norma em relação ao número de camadas de armadura de cisalhamento. Os modelos LS02 e LS03 tiveram comportamento parecido com o dos modelos LW2 e LW3 respectivamente, devido ao modelo LS02 ter três camadas de cisalhamento como o modelo LW02 e o modelo LS03 ter seis camadas de cisalhamento como o modelo LW03, diferenciando-se basicamente pelo eixo de flexão, onde os maiores valores de relação de cargas de ruptura entre a de ensaio e a prevista correspondem aos modelos com momento no eixo de maior rigidez.

5.2.1.2 EUROCODE 2:2004

A comparação com o EUROCODE 2:2004 será feita de duas formas distintas, na primeira serão consideradas as restrições quanto à tensão de escoamento do aço (f_y) e ao parâmetro

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$. Na segunda comparação serão desconsideradas as duas restrições mencionadas e adotaremos para esta análise a nomenclatura EUROCODE* 2:2004 utilizando $f_y = 500$ MPa e $k \geq 2,0$.

Tabela 5.4 – Cargas de punção pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.

Laje	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,cs}^*$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	$V_{Rk,out}^*$ (kN)	$P_u / V_{Rk,cs}$	$P_u / V_{Rk,cs}^*$	$P_u / V_{Rk,out}$	$P_u / V_{Rk,out}^*$	Provável Ruptura
LN01	972,0	1274,1	880,0	960,4	1,11	0,85	1,23	1,13	fora
LN02	953,4	1208,6	1263,1	1385,1	1,17	0,92	0,88	0,81	dentro
LS01	365,4	365,4	365,4	399,5	1,11	1,11	1,11	1,02	-
LS02	561,9	712,5	513,7	563,3	1,37	1,08	1,49	1,36	fora
LS03	585,6	741,0	759,2	825,4	1,33	1,05	1,03	0,95	dentro
LW01	391,5	391,5	391,5	426,8	1,12	1,12	1,12	1,03	-
LW02	632,4	806,3	545,2	592,8	1,13	0,89	1,31	1,21	fora
LW03	621,3	792,8	782,6	854,0	1,18	0,93	0,94	0,86	dentro

Obs.:

$V_{Rk,cs}$ = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento;
 $V_{Rk,cs}^*$ = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições;
 $V_{Rk,out}$ = carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento;
 $V_{Rk,out}^*$ = carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições;
 P_u = carga última de ensaio;

Restrições:

$$f_{ywd,ef} = 1,15 \cdot (250 + 0,25 \cdot d) \leq f_{yws}$$

$$k \leq 2,0$$

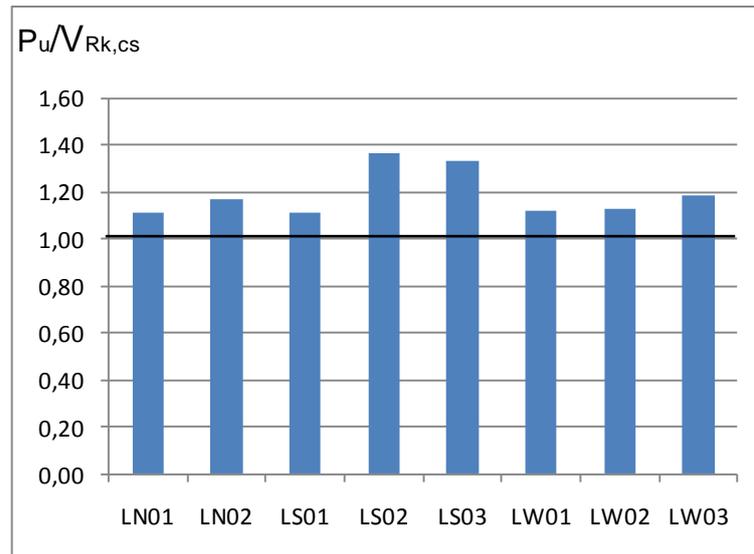


Figura 5.7 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, $V_{Rk,cs}$, pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.

Na Figura 5.7 pode-se observar que os modelos LS02 e LS03 apresentaram as maiores relações entre as cargas de ruptura de ensaio e as estimadas pelo EUROCODE 2:2004 devido ao fato do momento ter sido aplicado na direção de maior inércia. Já os modelos LS01 e LW01 estão com os valores menores, com menor segurança dentre os modelos analisados devido à inexistência de armadura de cisalhamento nos mesmos.

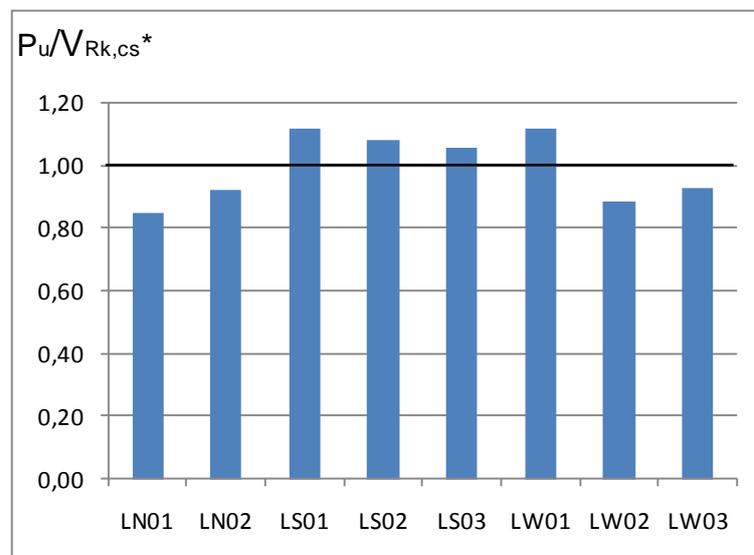


Figura 5.8 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{Rk,cs}^*$, pelo EUROCODE* 2:2004 para todos os modelos.

Na Figura 5.8 pode-se observar que os modelos LS01 e LW01 apresentaram as maiores relações entre as cargas de ruptura de ensaio e previstas pelo EUROCODE* 2:2004, superiores a 1,0, ou seja, a favor da segurança. Tal mudança ocorreu quando não foram obedecidas as restrições do código, $f_{ywd,ef} = 1,15.(250 + 0,25.d) \leq f_{yws}$ e $k \leq 2,0$. Em seguida, os modelos LS02 e LS03 apresentaram valores próximos a 1,0, a favor da segurança e os outros modelos ficaram contra a segurança devido à desconsideração das exigências do código.

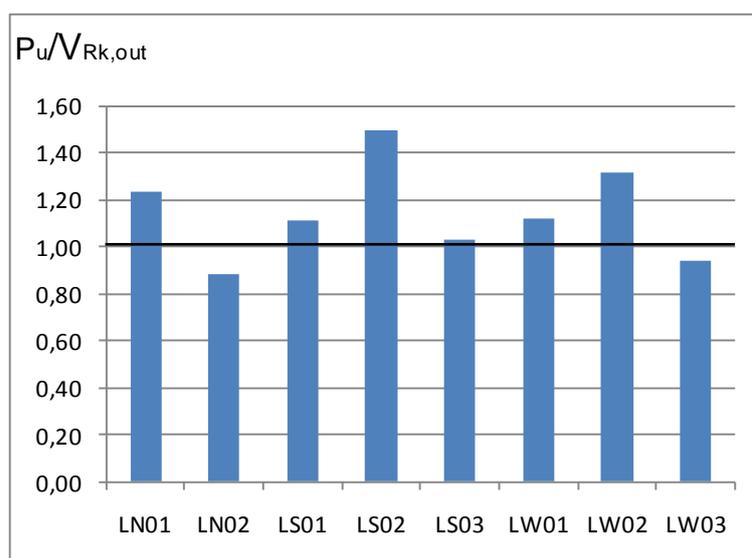


Figura 5.9 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $V_{Rk,out}$, pelo EUROCODE 2:2004 para todos os modelos.

Na Figura 5.9 pode-se observar que as lajes LS02, LW02 e LN01 apresentaram as maiores relações, ou seja, as cargas de ruptura na zona fora da armadura de cisalhamento estimadas pelo EUROCODE 2:2004 estão a favor da segurança devido todos esses modelos possuírem três camadas de armadura de cisalhamento. Já os modelos LN02 e LW03 estão contra a segurança devido à desconsideração do código em relação ao número de camadas de armadura de cisalhamento ao mesmo tempo em que o perímetro fora da armadura considerado localiza-se depois da última camada de armadura. Os modelos LS02 e LS03 tiveram comportamento parecido com o dos modelos LW2 e LW3 respectivamente, devido ao modelo LS02 ter três camadas de cisalhamento como o modelo LW02 e o modelo LS03 ter seis camadas de cisalhamento como o modelo LW03, diferenciando-se basicamente pelo eixo de flexão, onde os maiores valores de relação de cargas de ruptura entre a de ensaio e a prevista correspondem aos modelos com momento no eixo de maior rigidez.

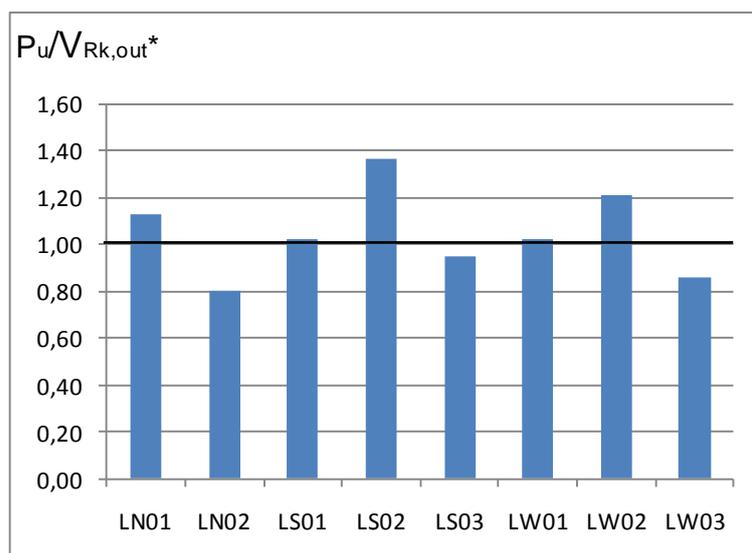


Figura 5.10 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{Rk,out}^*$, pelo EUROCODE* 2:2004 para todos os modelos.

Na Figura 5.10 pode-se observar que as lajes LS02, LW02 e LN01 apresentaram as maiores relações entre a carga de ruptura de ensaio e a carga de ruptura na zona fora da armadura de cisalhamento estimada pelo EUROCODE 2:2004, ficando a favor da segurança. Todos esses modelos possuíam três camadas de armadura de cisalhamento. Já os modelos LN02, LS03 e LW03 estão contra a segurança devido a consideração de um perímetro crítico maior em função do maior número de camadas de armadura de cisalhamento. Os modelos LS01 e LW01 tiveram relação próxima de 1,0 para as cargas de ruptura, tendo pouco ou nenhum fator de segurança devido a inexistência de armadura de cisalhamento.

5.2.1.3 ACI 318M-08

A comparação com o ACI 318M-02 também será feita de duas formas distintas, na primeira será considerada a restrição quanto à resistência a compressão do concreto (f'_c). Na segunda comparação será desconsiderada a restrição mencionada e adotaremos para esta análise a nomenclatura ACI* 318M-08 utilizando $f'_c > 35$ MPa.

Tabela 5.5 – Cargas de punção pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.

Laje	$V_{u,k}$ (kN)	$V_{u,k}^*$ (kN)	$V_{uk,out}$ (kN)	$V_{uk,out}^*$ (kN)	$P_u/V_{u,k}$	$P_u/V_{u,k}^*$	$P_u/V_{uk,out}$	$P_u/V_{uk,out}^*$	Provável Ruptura
LN01	997,8	1057,5	910,2	1020,0	1,09	1,02	1,19	1,06	fora
LN02	977,7	1036,0	1405,5	1575,0	1,14	1,08	0,79	0,71	dentro
LS01	259,1	281,8	260,3	283,1	1,57	1,45	1,57	1,44	-
LS02	516,0	545,6	472,0	526,9	1,49	1,41	1,63	1,46	fora
LS03	538,0	569,1	769,6	859,1	1,45	1,37	1,01	0,91	dentro
LW01	269,3	292,9	269,6	293,2	1,63	1,49	1,62	1,49	-
LW02	550,4	574,3	500,9	544,8	1,30	1,25	1,43	1,31	fora
LW03	540,3	563,8	774,6	842,5	1,36	1,30	0,95	0,87	dentro

Obs.:

$V_{u,k}$ = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento;

$V_{u,k}^*$ = carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições;

$V_{uk,out}$ = carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento;

$V_{uk,out}^*$ = carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições;

P_u = carga última de ensaio;

Restrições:

$$f_{ck} \leq 35,0MPa$$

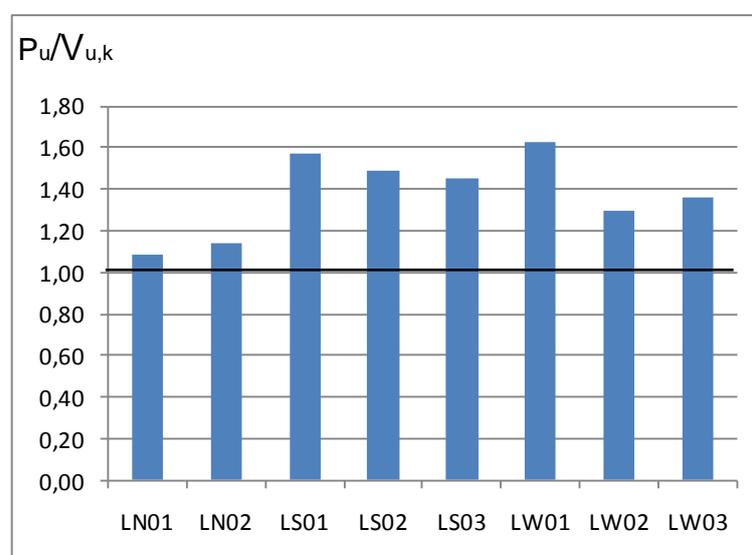


Figura 5.11 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento, $V_{u,k}$, pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.

Na Figura 5.11 pode-se observar que todos os modelos tiveram relações de cargas de ruptura entre as de ensaio e as estimadas pelo ACI 318M-08 valores consideráveis superior a 1,0 devido à limitação das formulações do código quanto à contribuição do aço e do concreto principalmente, fato esse notado ao perceber que os modelos LS01 e LW01, sem armadura de cisalhamento, apresentaram as maiores relações.

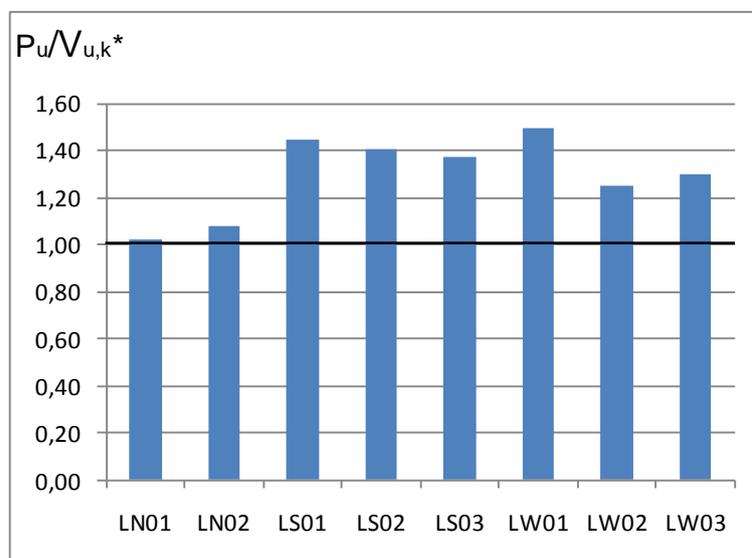


Figura 5.12 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada dentro da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, V_{u,k^*} , pelo ACI* 318M-08 para todos os modelos.

Na Figura 5.12 pode-se observar que todos os modelos tiveram relações de as cargas de ruptura entre as de ensaio e as estimadas pelo ACI* 318M-08 valores consideráveis superior a 1,0 com comportamento semelhante ao gráfico anterior, diferenciando-se apenas pela desconsideração do código na restrição de $f_{ck} \leq 35,0MPa$ diferenciando-se pelos menores valores nas relações, ou seja, os valores de carga de ruptura estimados aproximaram-se mais dos valores de ensaio.

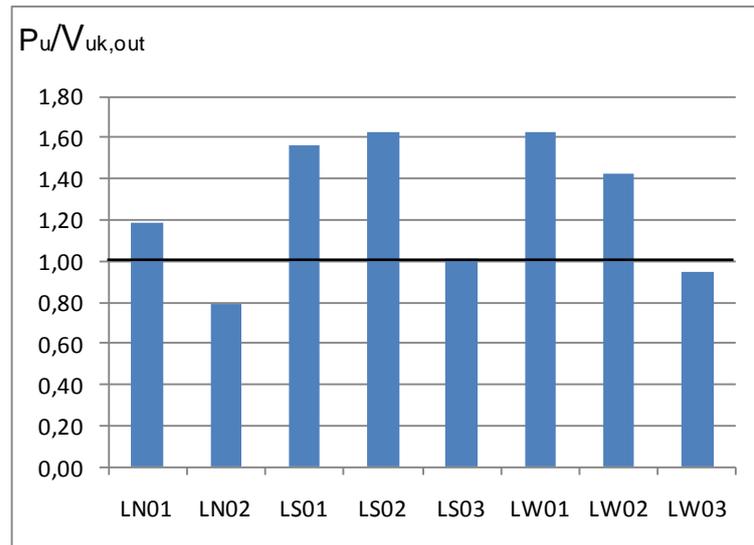


Figura 5.13 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento, $V_{uk,out}$, pelo ACI 318M-08 para todos os modelos.

Na Figura 5.13 pode-se observar que as lajes LS01, LS02 e LW01 apresentaram as maiores relações entre as cargas de ruptura na zona fora da armadura de cisalhamento estimadas pelo ACI 318M-08 e as cargas de ruptura de ensaio estão a favor da segurança. Já os modelos LN02 e LW03 estão contra a segurança devido à desconsideração do código em relação ao número de camadas de armadura de cisalhamento ao mesmo tempo em que o perímetro fora da armadura considerado localiza-se depois da última camada de armadura. Os modelos LS02 e LS03 tiveram comportamento parecido com o dos modelos LW2 e LW3, devido ao modelo LS02 possuir três camadas de cisalhamento como o modelo LW02 e o modelo LS03 ter seis camadas de cisalhamento como o modelo LW03, diferenciando-se basicamente pelo eixo de flexão, onde os maiores valores de relação de cargas de ruptura entre a de ensaio e a prevista correspondem aos modelos com momento no eixo de maior rigidez.

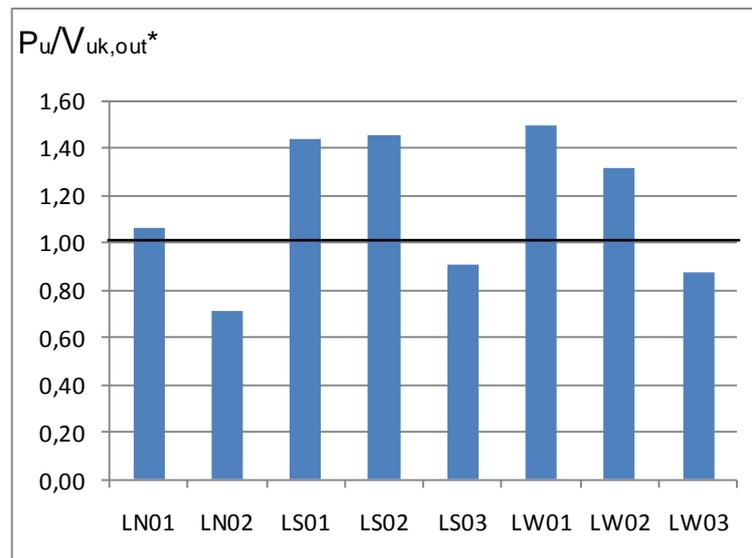


Figura 5.14 – Relação carga última de ensaio, P_u , dividida pela carga estimada fora da zona de armadura de cisalhamento sem obedecer restrições, $V_{uk,out}^*$, pelo ACI* 318M-08 para todos os modelos.

Na Figura 5.14 pode-se observar um comportamento semelhante ao gráfico anterior, diferenciando-se apenas pela desconsideração do código na restrição de $f_{ck} \leq 35,0MPa$ notando-se menores valores nas relações, ou seja, os valores de carga de ruptura fora da zona de armadura de cisalhamento estimados pelo código aproximaram-se mais dos valores de ensaio.

5.2.1.4 Comparação dos resultados das prescrições normativas para cada modelo

Serão apresentados da Figura 5.15 à Figura 5.22, gráficos que mostram em cada laje dos modelos o desempenho dos códigos analisados neste trabalho.

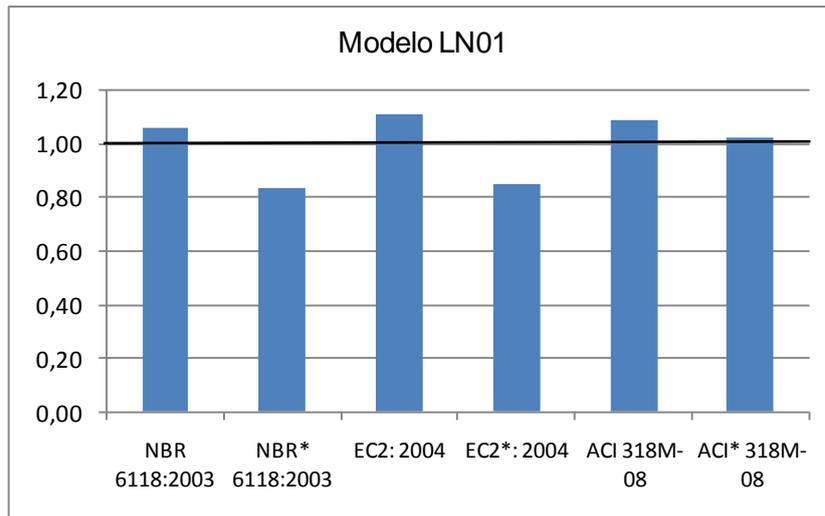


Figura 5.15 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LN01.

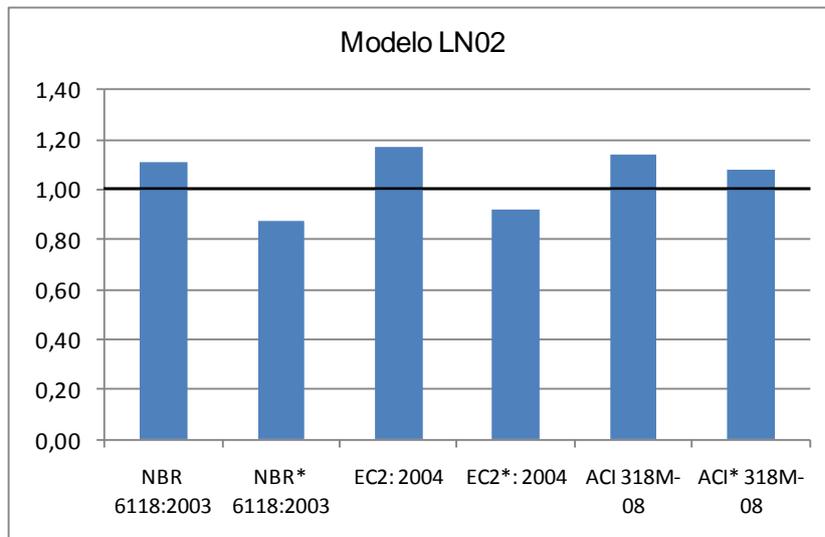


Figura 5.16 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LN02.

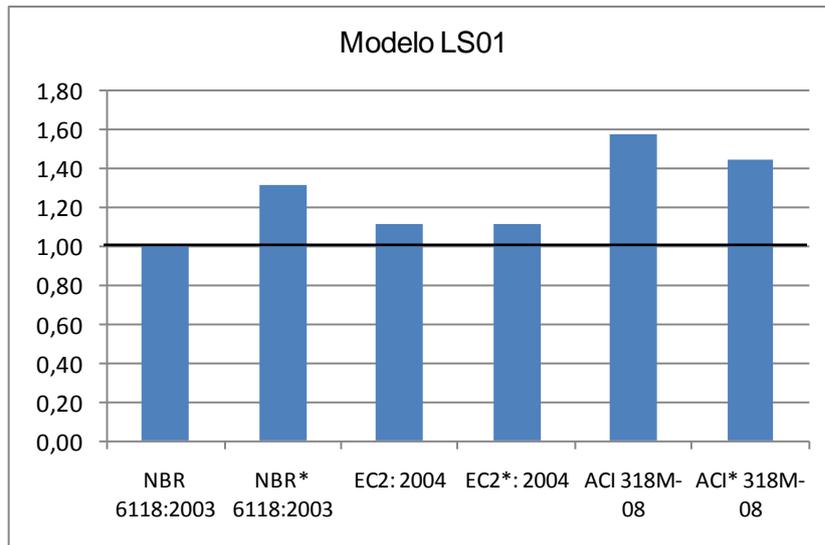


Figura 5.17 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS01.

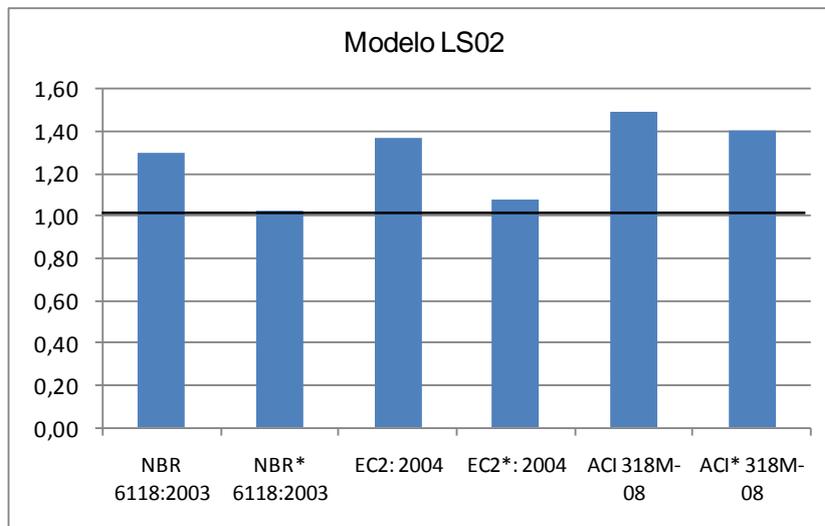


Figura 5.18 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS02.

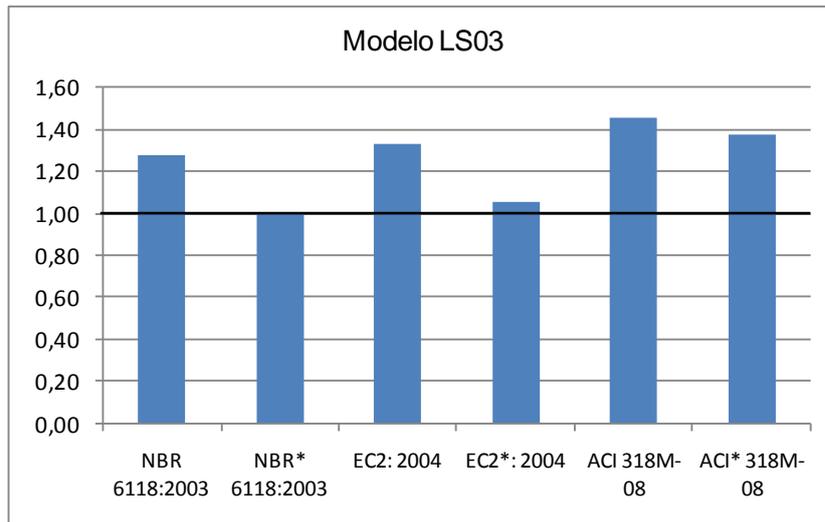


Figura 5.19 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LS03.

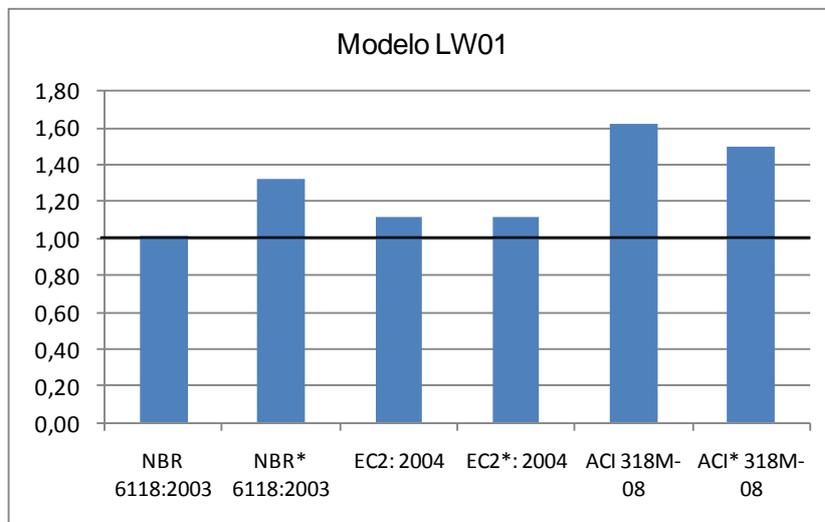


Figura 5.20 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW01.

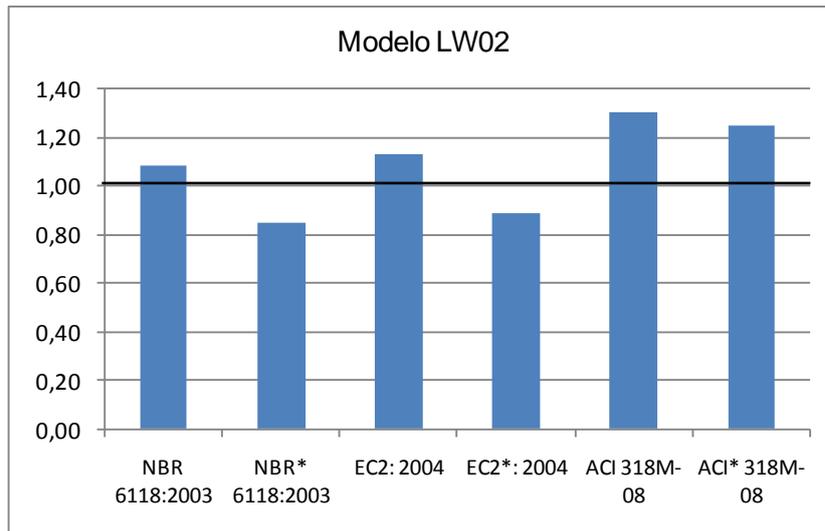


Figura 5.21 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW02.

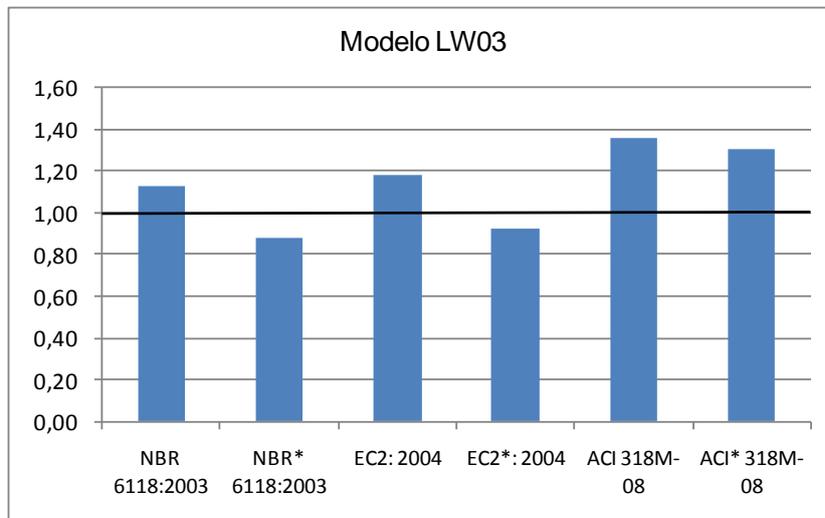


Figura 5.22 – Relação de carga última de ensaio e carga última estimada em todas as normas para o modelo LW03.

Com os gráficos, observa-se que o ACI 318M-08 apresentou maior conservadorismo para todos os modelos em suas estimativas em relação aos demais códigos, com exceção dos modelos LN01 e LN02 que tiveram maior conservadorismo com as estimativas do EUROCODE 2:2004, mas com valores próximos dos estimados pelo ACI 318M-08. Em contrapartida apenas os códigos EUROCODE* 2:2004 e NBR* 6118:2003 apresentaram-se contra a segurança dentre os códigos analisados. Os outros códigos tiveram desempenhos próximos um do outro, sendo o EUROCODE 2:2004 e a NBR 6118:2003 pouco menos conservadores e com melhores estimativas diante dos outros códigos.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões relativas aos resultados experimentais deste trabalho, apresentados e analisados em capítulos anteriores juntamente com estimativas de carga última baseadas em algumas normas de uso corrente. Foram ensaiados oito modelos de laje lisa apoiada em pilar retangular de centro, tendo como variáveis a transferência de momento para o pilar, a quantidade de camadas de armadura de cisalhamento tipo *stud* e a relação C_1/C_2 entre o lado do pilar paralelo à direção da transferência de momento e o lado perpendicular a essa direção.

6.2 CONCLUSÕES

6.2.1 Comportamento das lajes dos modelos

6.2.1.1 Deslocamentos verticais

Para todos os modelos o deslocamento aumentou de forma similar e quase linear. A mudança da inclinação da curva está relacionada ao surgimento das primeiras fissuras radiais. A partir deste nível de carregamento os deslocamentos continuaram praticamente lineares, mas com acréscimos maiores de deslocamentos para um mesmo incremento de carga.

Os deslocamentos verticais no modelo com a relação $C_1/C_2=2,0$ e com três camadas de armadura de cisalhamento (LS03) foram menores em torno de 20,6% na direção de atuação do momento em relação ao modelo com relação $C_1/C_2=0,50$ (LW03).

Nos modelos com transferência de momento e armadura de cisalhamento, os deslocamentos verticais foram maiores comparados aos modelos sem transferência de momento e com armadura de cisalhamento, para cargas de ruptura menores.

6.2.1.2 Deformação da armadura de flexão e dos *studs*

As deformações na armadura de flexão nos modelos com armadura de cisalhamento foram maiores em relação aos modelos sem armadura de cisalhamento, sendo estas localizadas nos extensômetros próximo ao pilar, na maioria dos casos: EF1, EF2, EF3 e EF4. Os modelos LN02, LS03 e LW03 com a maior quantidade de camadas de armadura de cisalhamento foram os que apresentaram maiores deformações.

É possível observar que apenas no modelo LS03 as três camadas de armadura de cisalhamento apresentaram deformações superiores as de escoamento. Nos modelos LN02 e LW03 apenas a segunda camada apresentou *studs* que escoaram. Os demais modelos não apresentaram escoamento em sua armadura de cisalhamento.

6.2.1.3 Deformação da armadura do pilar e do concreto

O comportamento da armadura dos pilares pode ser explicado pela necessidade de ancoragem da armadura do pilar, pois o momento fletor na parte superior do pilar gera uma força de tração nas barras EP1 e EP2 que não consegue ser ancorada apenas na espessura da laje. O mesmo acontece com a força de compressão nas barras EP3 e EP4.

Nos modelos LN01 e LN02 é importante notar pela proximidade dos resultados das deformações medidas pelos extensômetros EC1 e EC3 que os carregamentos foram aplicados efetivamente de modo simétrico nas lajes. Na comparação entre as deformações tangenciais e radiais, observou-se em todos os modelos que as deformações tangenciais apresentam maior intensidade. Destaca-se ainda o elevado nível de deformações observado na superfície do concreto, chegando próximo a 3,0 ‰ em modelos como LN02 e LS02. Com exceção das lajes LS01 e LW01 que tiveram deformações baixas por não ter presença de armadura de cisalhamento; os outros modelos tiveram deformações entre 2,4‰ e 2,9‰ com exceção do modelo LW02 que teve deformação de 1,58‰.

6.2.1.4 Carga última

Dentre os modelos ensaiados, os modelos LN01 e LN02, submetidos a carregamento simétrico, foram os que apresentaram cargas de ruptura maiores, devido à presença de armadura de cisalhamento juntamente com o fato de não terem sido submetidos a carregamento assimétrico. Dos modelos submetidos a momento, os modelos LS02 e LS03, com momento no eixo de maior inércia, obtiveram maior carga de ruptura devido à maior rigidez. Já os modelos com menor carga de ruptura foram os modelos LS01 e LW01 devido à inexistência de armadura de cisalhamento. O modelo LS02, com três camadas de armadura de cisalhamento, teve capacidade de carga 88,5% a mais em relação ao modelo LS01, sem armadura de cisalhamento. O modelo LS03, com seis camadas de armadura de cisalhamento, teve capacidade de carga 91,6% a mais em relação ao modelo LS01, sem armadura de cisalhamento. O modelo LW02, com três camadas de armadura de cisalhamento, teve capacidade de carga 63,5% a mais em relação ao modelo LW01, sem armadura de cisalhamento. O modelo LW03, com seis camadas de armadura de cisalhamento, teve capacidade de carga 67,6% a mais em relação ao modelo LW01, sem armadura de cisalhamento.

6.2.1.5 Comparação entre as estimativas das normas e os resultados experimentais

Porém, a NBR 6118:2003 se mostrou menos conservadora do que o ACI, apresentando melhor estimativa dentre as normas analisadas com média das relações cargas atuantes e resistentes igual a 1,12 com desvio padrão de 0,11. Na segunda comparação normativa com base na formulação apresentada pela NBR 6118:2003 foram desconsideradas as duas restrições mencionadas no capítulo anterior e a NBR* 6118:2003, como foi chamada, ainda continuou sendo o código com melhor desempenho de todos os códigos analisados apresentando média das relações cargas atuantes e resistentes igual a 1,01 com desvio padrão de 0,20, mas quatro dos modelos ficaram contra a segurança.

O EUROCODE 2:2004 se mostrou conservador com média das relações cargas atuantes e resistentes igual a 1,19 com desvio padrão de 0,10. Na segunda comparação normativa com base na formulação apresentada pelo EUROCODE 2:2004 foram desconsideradas as duas restrições mencionadas anteriormente e o EUROCODE* 2:2004, apresentou

resultados contra a segurança com média das relações cargas atuantes e resistentes igual a 0,99, abaixo do desejado.

O ACI 318M-08 apresentou-se mais conservador em relação a todas as normas avaliadas, apresentando média das relações cargas atuantes e resistentes igual a 1,38, com desvio padrão de 0,19. Em parte esse conservadorismo é devido à simplicidade dos parâmetros usados na formulação, ou seja, restrição quanto à resistência característica do concreto. Na segunda comparação normativa com base na formulação apresentada pelo ACI 318M-08 foi desconsiderada a restrição mencionada no Capítulo 5 e o ACI* 318M-08, como foi chamado, ainda continuou sendo mais conservador de todos os códigos analisados apresentando média entre das relações cargas atuantes e resistentes igual a 1,30 com desvio padrão de 0,17.

6.2.1.6 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio se mostrou eficiente com as restrições no pilar cumprindo sua função e garantindo estabilidade e indeslocabilidade das extremidades do pilar.

O sistema hidráulico empregado na aplicação das cargas apresentou bom desempenho na medida em que se desenvolviam os passos de carga. Entretanto, ainda pode-se melhorar o sistema de ensaio em alguns pontos, como por exemplo: na aplicação de carga de modo a reduzir ou eliminar a queda de carga e melhorar a precisão da carga aplicada; na leitura dos deslocamentos, que foram realizadas por deflectômetros analógicos, podendo melhorar com a utilização de deflectômetros digitais.

O sistema de aquisição de dados Spider 8/ CATMAN 4.5 se mostrou satisfatório quanto às leituras de extensômetros e células de carga durante o ensaio.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar ensaios para analisar o efeito da concentração de armadura em uma faixa estreita perto do pilar. Em algumas publicações do ACI, a resistência à flexão de barras dentro de uma largura $1.5d$ do pilar para cada lado pode ser usado para reduzir a parte da transferência de momento que tem que ser tomada pelo cisalhamento desigual;

Analisar o comportamento das lajes em relação à proximidade da ruptura por flexão objetivando melhorar as estimativas para ruptura por puncionamento;

Realizar ensaios com momento em duas direções variando a excentricidade M/V , com objetivo de analisar a influência da concentração de forças cortantes nos cantos da seção transversal na resistência ao puncionamento;

Variar disposição, quantidade, diâmetro e tipo de armadura de cisalhamento para determinar o posicionamento mais adequado para estas armaduras e analisar a influência de cada parâmetro citado em relação ao perímetro crítico;

Variar o tipo e posição do pilar na laje para analisar a influência do mesmo quanto à punção e o tipo de ruptura que ocorre.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and Commentary (ACI 318RM-08)**. Farmington Hills, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido – procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222 - Argamassa e concreto – Determinação da resistência a tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522/8 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1984.

AZEVEDO, A.P. (1999). **Resistência e Ductilidade das Ligações Laje-Pilar em Lajes Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Armado com Fibras de Aço e Armadura Transversal de Pinos**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BORGES, L. L. J. (2004). **Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 002A/2004, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 367 p.

CATMAN 4.5 User's Manual for Windows 95/98/NT en.

CEB-FIP – **Model Code 1990 – Design Code**. Thomas Telford, 1993.

COLLINS, P. M.; MITCHELL, D.; MACGREGOR, J. **Structural design consideration for high-strength concrete**. Concrete International, May, 1993, p. 27-34.

CORDOVIL, Fábio Armando Botelho. **Lajes de Concreto Armado: punção** / Fábio Armando Botelho Cordovil. – Florianópolis : Ed. da UFSC, 1997.

EUROCODE 2 – EUROPEAN STANDARD. **Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization. Brussels, 2004.

GUANDALINI, Stefano. **Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios**. ACI Structural Journal, January-February 2009. Nº 106-S10.

HBD PUNCHING SHEAR REINFORCEMENT **Halfen Punching Shear Reinforcement Concrete**. November 2007.

MELO, G. S. S. A., **Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure**. PhD Thesis, Polytechnic of Central London, London, England, 1990, 214p.

NBR 6118:2003 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras em concreto armado e protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

OLIVEIRA, D. R. C. (2003). **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto com Pilares Retangulares**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 001A/2003, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 214 p.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. **Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement**. ACI Structural Journal, July-August 2009. Nº 106-S46.

SOUZA, V. C. M. e CUNHA, A. J. P., **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. Niterói, EdUFF, 1994, 584 p

SPIDER 8 Operating Manual en.

TECHNICAL INFORMATION SCHÖCK BOLE. The Schöck Bole Punching Shear Reinforcement System. Schöck: Build Simply Better.

TRAUTWEIN, L. M. (2001). **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento “Stud” Interno e Tipo Estribo Inclinado**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 165 p.

TRAUTWEIN, L. M. *et al.* **Comportamento de Lajes-Cogumelos com Armadura de Cisalhamento do Tipo “Stud” Interno**. Revista IBRACON de Estruturas, Volume 3, Nº 1, p.62-92, São Paulo, 2007.

VAZ, A. P. R.; GOMES, R. B.; SHEHATA, L. C. D. **Estudo sobre Armadura Mínima de Cisalhamento de Lajes-Cogumelo de Concreto Armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Volume 2, Nº 1, p.1-24, São Paulo, Março, 2009.

Wood, J. G. M. **Pipers Row Car Park** – Wolverhampton Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997.