



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**INFLUÊNCIA DA MESA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE LAJES
NERVURADAS UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO**

ENGº CIVIL WALLACE MAIA DE SOUZA

**BELÉM/PA
2013**



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**INFLUÊNCIA DA MESA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE LAJES
NERVURADAS UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO**

ENGº CIVIL WALLACE MAIA DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Co-orientador: Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira

**Belém/PA
2013**



INFLUÊNCIA DA MESA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO

AUTOR:

WALLACE MAIA DE SOUZA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: / /

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Co-orientador

Prof. Dr. Alcebiades Negrão Macêdo
Membro Interno

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes
Membro Externo

Visto:

Prof. CLAUDIO JOSÉ CAVALCANTE BLANCO, Ph.D.
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

**Belém/PA
2013**

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA, Wallace Maia

Influência da Mesa na Resistência ao Cisalhamento de Lajes Nervuradas Unidirecionais de Concreto Armado

Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Pará. Instituto de Tecnologia. Faculdade de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Belém, Pará, 2013.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Co-orientador: Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira

1. Lajes Nervuradas 2. Cisalhamento 3. Mesas.

I. PPGEC/ UFPA . II. Título

Dedico este trabalho ao meus pais Samuel e Aldenora, por seus exemplos e acreditarem em mim. Á minha noiva Suellem, que sempre esteve ao meu lado incentivando-me neste árduo trajeto.

E, principalmente, a DEUS, o meu SENHOR, que sempre me amparou com seu amor e sua presença.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador e professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira por sua orientação.

Aos professores Maurício Ferreira, Ronaldson Carneiro e Sandoval, pelos conhecimentos transmitidos, bem como pelas sugestões valiosas durante o exame de qualificação.

Aos amigos do PPGEC, que estiveram na mesma labuta e dividiram as mesmas dificuldades, em especial a: Marlon Araújo, Graziela Merícias, Felipe Reis, Bruna Carrielo, Leonyce Santos e Leila Nunes.

Aos amigos do GAEMA, pelo esforço e amizade: Aarão Ferreira, Manoel, Rafael, Hamilton, Priscila, Helder, Paulo Victor, Orivaldo. Agradeço, em especial ao Pedro pela participação em todas as fazes experimentais.

Aos técnicos e aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil pelas realizações dos ensaios de caracterização dos materiais e pelas ajudas referentes ao progresso para a finalização do trabalho.

Ao PPGEC e a CAPES pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa na Universidade Federal do Pará.

Aos meus pais Samuel e Aldenora, pelo apoio e exemplos de vida e caráter que me marcaram indelevelmente nesta etapa de vida. Agradecer a minha noiva Suellem Vilhena que tem demonstrado paciência, amor e companheirismo.

Agradecer a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão deste trabalho.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	v
<i>RESUMO</i>	xiii
<i>ABSTRACT</i>	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 Objetivo Geral	3
1.3.2 Objetivos Específicos	4
1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
2.2 TIPOS DE LAJES NERVURADAS	9
2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	11
2.3.1 Vigas de Concreto Armado com Estribo	12
2.3.2 Vigas de Concreto Armado sem Estribo	13
2.3.3 Fatores Significativos para a Capacidade de Carga ao Cisalhamento	18
2.3.4 Tipos de Ruptura por Força Cortante	20
2.4 TRABALHOS REALIZADOS	22
2.4.1 BIRGISSON (2011)	22
2.4.2 BRANCO (2011)	25
2.4.3 NGHIEP (2011)	29
2.4.4 PEIXOTO & MELO (2006)	32
2.4.5 TEIXEIRA (2012)	34
2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	38

2.5.1	Considerações Iniciais	38
2.5.2	Códigos Normativos	39
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	46
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	46
3.1.1	Princípio do Ensaio	46
3.2	CARACTERÍSTICAS DAS LAJES	47
3.2.1	Execução das lajes	53
3.3	INSTRUMENTAÇÃO DAS LAJES	57
3.3.1	Medições de Deformações	57
3.4	SISTEMA DE ENSAIO	61
3.5	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	63
3.5.1	Aço	63
3.5.2	Concreto	63
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	67
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	67
4.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	67
4.3	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	68
4.4	DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO E DE DISTRIBUIÇÃO	74
4.5	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	78
4.6	PADRÃO DE FISSURAÇÃO	81
4.7	CARGAS ÚLTIMAS E MODO DE RUPTURA	86
4.8	RESULTADOS TEÓRICOS	88
4.8.1	Análises das expressões e prescrições normativas	88
5	ANÁLISE NUMÉRICA	90
5.1	MODELAGEM COMPUTACIONAL	90
5.2	RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	92
6	CONCLUSÕES	98

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	98
6.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	98
6.3 DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO E DE DISTRIBUIÇÃO	98
6.4 DEFORMAÇÕES DO CONCRETO	99
6.5 PADRÃO DE FISSURAÇÃO	99
6.6 CARGAS ÚLTIMAS E MODO DE RUPTURA	100
6.7 ANÁLISES NORMATIVAS	100
6.8 ANÁLISE NUMÉRICA	101
6.9 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
APÊNDICE	105
RESULTADOS TEÓRICOS	105
Considerações iniciais	105
Expressões e prescrições normativas	105

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1.1 – Lajes nervuradas convencionais.....	1
Figura 1.2 – Laje nervurada pré-moldada unidirecional	2
Figura 2.1 – Laje nervuradas com a colocação de EPS (http://www.isoares.com.br/produtos)6	6
Figura 2.2 – Laje nervurada patenteada por Wilkinson, na Inglaterra, em 1854 (LIMA <i>et al</i> , 2005).....	7
Figura 2.3 – Painel nervurado em duplo T (http://www.olmetitaly.com/public/).....	8
Figura 2.4 – Lajes nervuradas treliçadas unidirecional e bidirecional (VIZOTTO & SARTOTI, 2010).....	9
Figura 2.5 – Laje nervurada apoiada diretamente em pilares (TESORO, 1991)	10
Figura 2.6 – Evolução da fissuração (PINHEIRO, 2003).	11
Figura 2.7 – Modelo de treliça para uma viga (BRANCO, 2011).	12
Figura 2.8 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (MACGREGOR, 1997).....	13
Figura 2.9 – Ruptura por flexão e dentes de concreto (KANI, 1964).	16
Figura 2.10 – Efeito da relação a/d na capacidade resistente de vigas sem estribos (MACGREGOR, 1997).....	17
Figura 2.11 – Resistência relativa da viga $M_{última}/M_{flexão}$ versus a/d e ρ (KANI, 1966).....	19
Figura 2.12 – Modelos de ruptura (SÜSSEKIND, 1985).....	20
Figura 2.13 – Sistema de ensaio 1 (BRIGISSON, 2011)	23
Figura 2.14 – Sistema de ensaio 2 (BRIGISSON, 2011)	23
Figura 2.15 – Sistema de ensaio 3 (BRIGISSON, 2011)	24
Figura 2.16 – Armadura longitudinal das vigas (BRANCO, 2011).....	27
Figura 2.17 – Armadura de flexão, composição da mesa e reforço (BRANCO, 2011).....	27
Figura 2.18 – Dimensões geométricas de 18 (2x9) vigas (NGHIEP, 2011).	30
Figura 2.19 – Elemento componente da laje (PEIXOTO & MELO, 2006).....	32
Figura 2.20 – Detalhe da ligação dos elementos da laje nervura pré-moldada (PEIXOTO & MELO, 2006).	33
Figura 2.21 – Laje do modelo I em planta e vista lateral da faixa central a ser estudada (TEIXEIRA, 2012).	35
Figura 2.22 – Vista inferior e corte do modelo reduzido de PL-01 (TEIXEIRA, 2012).....	36

Figura 2.23 – Vista inferior e corte do modelo reduzido de PL-02 (TEIXEIRA, 2012).....	37
Figura 2.24 – Sistema de ensaio para as faixas de laje (TEIXEIRA, 2012).....	37
Figura 2.25 – Sistema de ensaio para painéis reduzidos (TEIXEIRA, 2012).	38
Figura 2.26 - Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme a NBR 6118 (2007) .	39
Figura 2.27 – Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme o ACI 318 (2008)....	43
Figura 2.28 - Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme o EUROCODE 2 (2002)	44
Figura 3.1 – Laje contínua pré-fabricada unidirecional (FLÓRIO, 2004).	46
Figura 3.2 – Armadura longitudinal nas nervuras	48
Figura 3.3 – Dimensões da Laje L1300-30	49
Figura 3.4 –Dimensões da Laje 1300-50.....	49
Figura 3.5 –Dimensões da Laje L1300-80	50
Figura 3.6 –Dimensões da Laje L1300-100	50
Figura 3.7 –Dimensões da Laje 2000-30.....	51
Figura 3.8 –Dimensões da Laje 2000-50.....	51
Figura 3.9 – Dimensões da Laje 2000-80.....	52
Figura 3.10 – Dimensões da Laje 2000-100.....	52
Figura 3.11 – Montagem da armadura da laje nervurada.....	53
Figura 3.12 – Armadura da laje nervurada.....	54
Figura 3.13 – Destaque da armadura da nervura central da laje nervurada	54
Figura 3.14 – Disposição das lajes nervuradas para a concretagem.....	54
Figura 3.15 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (Slump Test).....	56
Figura 3.16 – Transporte, concretagem, vibração do concreto e regularização da superfície das lajes	56
Figura 3.17 – Laje nervura após desfôrma e retirada das folhas de EPS	56
Figura 3.18 – Planta de instrumentação do aço do grupo L1300	57
Figura 3.19 – Planta de instrumentação do aço do grupo L2000.	58
Figura 3.20 – Planta de instrumentação do concreto do grupo L1300.	58
Figura 3.21 - Planta de instrumentação do concreto do grupo L2000.....	59
Figura 3.22 – Relógio comparador	59
Figura 3.23 – Planta de disposição dos deflectômetros em lajes do grupo L1300.....	60

Figura 3.24 - Planta de disposição dos deflectômetros em lajes do grupo L2000	60
Figura 3.25 – Desenho do sistema de ensaio das lajes nervuradas	61
Figura 3.26 – Detalhe do sistema de ensaio	62
Figura 3.27 – Sistema de aquisição de dados	62
Figura 3.28 – Ensaio de tração do aço.....	63
Figura 3.29 – Ensaio de compressão do concreto	64
Figura 3.30 – Ensaio de tração do concreto	65
Figura 3.31 – Ensaio de módulo de elasticidade do concreto	65
Figura 4.1 – Curva tensão-deformação média das barras.....	67
Figura 4.2 – Propriedade mecânicas do concreto	68
Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-30	70
Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-50	70
Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-80	71
Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-100	71
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-30	71
Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-50	72
Figura 4.9 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-80	72
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-100	72
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais máximo no ponto central (D3) na nervura central nas Lajes L1300	73
Figura 4.12 – Deslocamentos verticais máximos no ponto central (D4) na mesa nas Lajes L1300.....	73
Figura 4.13 - Deslocamentos verticais máximo no ponto central (D3) na nervura central nas Lajes L2000	73
Figura 4.14 - Deslocamentos verticais máximos no ponto central (D4) na mesa nas Lajes L2000.....	74
Figura 4.15 – Deformações na armadura de flexão da nervura externa nas Lajes L1300	76
Figura 4.16 - Deformações na armadura de flexão da nervura central nas Lajes L1300	76
Figura 4.17 - Deformações na armadura de distribuição da mesa nas Lajes L1300	77
Figura 4.18 - Deformações na armadura de flexão da nervura externa nas Lajes L2000	77
Figura 4.19 - Deformações na armadura de flexão da nervura central nas Lajes L2000	77

Figura 4.20 - Deformações na armadura de distribuição da mesa nas Lajes L2000	78
Figura 4.21 - Deformações no concreto da nervura externa nas Lajes L1300	79
Figura 4.22 - Deformações no concreto da nervura central nas Lajes L1300	80
Figura 4.23 - Deformações no concreto da mesa nas Lajes L1300	80
Figura 4.24 - Deformações no concreto da nervura externa nas Lajes L2000	80
Figura 4.25 - Deformações no concreto da nervura central nas Lajes L2000	81
Figura 4.26 - Deformações no concreto da mesa nas Lajes L2000	81
Figura 4.27 – Padrão de fissuração da Laje L1300-30	82
Figura 4.28 – Padrão de fissuração da Laje L1300-50	83
Figura 4.29 – Padrão de fissuração da Laje L1300-80	83
Figura 4.30 – Padrão de fissuração da Laje L1300-100	84
Figura 4.31 – Padrão de fissuração da Laje L2000-30	84
Figura 4.32 – Padrão de fissuração da Laje L2000-50	85
Figura 4.33 – Padrão de fissuração da Laje L2000-80	85
Figura 4.34 – Padrão de fissuração da Laje L2000-100	86
Figura 4.35 – Destacamento da fissura de ruptura	87
Figura 4.36 – Relação P_u/P_{NBR}	89
Figura 4.37 – Relação P_u/P_{ACI}	89
Figura 4.38 – Relação P_u/P_{EC2}	89
Figura 5.1 – Configurações das lajes nervuradas do grupo L1300	91
Figura 5.2 – Configurações das lajes nervuradas do grupo 2000	92
Figura 5.3 – Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-30	93
Figura 5.4 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-50	93
Figura 5.5 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-80	94
Figura 5.6 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-100	94
Figura 5.7 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-30	95

Figura 5.8 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-50	95
Figura 5.9 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-80	96
Figura 5.10 - Distribuição de tensão de cisalhamento na direção longitudinal e transversal na laje L2000-100.....	96

LISTAS DE TABELAS

Tabela 2.1 – Identificação dos modelos de vigas (BIRGISSON, 2011)	22
Tabela 2.2 – EC-2:2004 <i>versus</i> valores experimentais (BRIGISSON, 2011).....	24
Tabela 2.3 – ENV 1992-1-1:1991 <i>versus</i> valores experimentais (BRIGISSON, 2011)	24
Tabela 2.4 – ACI 318 <i>versus</i> valores experimentais (BRIGISSON, 2011)	24
Tabela 2.5 – Características gerais da viga (BRANCO, 2011)	26
Tabela 2.6 – Denominação das vigas e grupos de vigas: mesa colaborante (BRANCO, 2011)	26
Tabela 2.7 – Cargas e modos de ruptura (BRANCO, 2011)	28
Tabela 2.8 – Sumário dos resultados (NGHIEP, 2011).....	31
Tabela 2.9 – Características das armaduras das lajes (PEIXOTO & MELO, 2006).....	33
Tabela 2.10 – Cargas últimas e modos de ruptura das lajes (PEIXOTO & MELO, 2006).....	34
Tabela 3.1 – Características principais das lajes ensaiadas	48
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do aço	67
Tabela 4.2 – Flechas máximas nas lajes ensaiadas.....	69
Tabela 4.3 – Deformações máximas do aço de flexão nas lajes ensaiadas	76
Tabela 4.4 – Deformações máximas do concreto nas lajes ensaiadas.....	79
Tabela 4.5 – Características, cargas e modos de rupturas das lajes.....	87
Tabela 4.6 – Estimativas normativas	88
Tabela 4.7 – Comparações entre estimativas e resultados experimentais	88

LISTAS DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

São apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta dissertação, aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionado no texto.

A_c – Área da seção de concreto [mm²].

A_s – Área da seção de aço da armadura de flexão [mm²].

a – Distância entre as nervuras, segundo ACI 318/08 [mm].

b_f – Dimensão da largura da nervura [mm].

b_w – Dimensão da largura da mesa [mm].

d – Altura útil [mm].

E_c – Módulo de elasticidade do concreto [GPa].

E_s – Módulo de elasticidade das armaduras de flexão [MPa].

EPS – Poliestireno Expandido.

f'_c – Resistência à compressão do concreto [MPa].

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto [MPa].

f_u – Tensão de ruptura das armaduras de flexão [MPa].

f_{yd} – Tensão de escoamento do aço da armadura de flexão [MPa].

ϕ – Diâmetro nominal da barra [mm].

h – Altura total da laje [mm].

h_f – Altura total da mesa de concreto (flange) [mm].

h_b – Altura total da alma, segundo ACI 318/08 [mm].

I – Momento de Inércia da seção [mm⁴].

l_o – Distância entre os eixos de nervuras [mm].

P_u – Carga última experimental [kN].

P_{flex} – Resistência à flexão [kN].

P_{ys} – Carga ao atingir escoamento da armadura [kN].

θ – Ângulo de inclinação das bielas de concreto [°].

ρ – Taxa de armadura de flexão [%].

τ – Tensão de cisalhamento [MPa].

V – Esforço Cortante [kN].

RESUMO

SOUZA, W.M. (2013). *Influência da Mesa na Resistência ao Cisalhamento de Lajes Nervuradas Unidirecionais de Concreto Armado*. Belém, Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

A resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado sem armadura transversal em suas nervuras é avaliada através de seu comportamento estrutural ao cisalhamento. Para quantificar a participação da altura da mesa e da mesa colaborante na resistência característica ao cisalhamento, foram confeccionados 8 painéis de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado com variações da altura das mesas, visando avaliar as recomendações das normas NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011) e EUROCODE 2 (2002) no que se refere ao desempenho das lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado ao cisalhamento. As lajes, simplesmente apoiadas nas bordas, apresentaram-se em dois grupos, buscando abranger os limites prescritos pela norma brasileira: o primeiro com 4 lajes de (2000 x 1300) mm² com distância entre os eixos de nervuras de 610 mm e o segundo com 4 lajes de (2000 x 2000) mm² com distância entre eixos de nervuras de 960 mm, sendo que houve uma variação da altura da mesa de 30, 50, 80 e 100 mm. A armadura de flexão foi mantida constante em todos os casos e a armadura de cisalhamento foi suprimida, para que todas as lajes tivessem rupturas por cisalhamento. As lajes apresentaram aumento da resistência com o aumento da altura da mesa, indicado pelo considerável ganho de contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento, bem como a grande deformação das armaduras longitudinais e de distribuição, e pelos elevados valores das flechas. Portanto, no cálculo de resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas, poderia ser repensada a falta da utilização da altura da mesa como variável, visto que sua contribuição à resistência ao cisalhamento é real.

Palavras-Chave: Lajes Nervuradas, Cisalhamento, Mesa.

ABSTRACT

SOUZA, W. M. (2013). *Influence of the Table in the Shear Strength of One-Way Ribbed Slabs of Reinforced Concrete*. M.Sc. Dissertation – Masters Degree Program in Civil Engineering, Institute of Technology, Federal University of Para, Brazil.

The shear strength of one-way ribbed slabs of reinforced concrete without transverse reinforcement in their ribs is evaluated through structural behavior shear. For to quantify the contribution of the height of the table and the flange characteristic resistance shear were fabricated 8 panels one-way ribbed slabs of concrete with variations of the height of the tables, in order to evaluate the recommendations of NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011) and EUROCODE 2 (2002) with consider to the performance of one-way ribbed slabs of reinforced concrete shear. The slabs, simply supported edges, presented in two groups, seeking cover the limits prescribed by the brazilian standard: the first with 4 slabs (2000 x 1300) mm² with distance between the axis of the ribs of 610 mm and the second with 4 slabs (2000 x 2000) mm² with distance between the axis of the ribs of 960 mm, and there was a variation of the table height of 30, 50, 80 and 100 mm. The flexural reinforcement was kept constant in all cases and the shear reinforcement has been removed, for that all the slabs had fracture shear. The slabs showed increased resistance with increased height of the table, indicated by considerable increase in the contribution of the concrete shear strength, as well as the large deformation of the longitudinal reinforcement and distribution, and to the high values of the arrows. Therefore, in the calculation of shear strength of one-way ribbed slabs, could be rethought the lack of use of the height of the table as a variable, since its contribution to the shear strength is real.

Keywords: Ribbed Slabs, Shear, Tables.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos maiores desafios relacionados à concepção de projetos de pavimentos múltiplos em concreto armado é garantir a utilização de sistemas seguros e econômicos para transpor grandes vãos.

A busca por projetos e soluções mais econômicas, sofisticadas e eficazes, em relação às convencionais, tornou-se uma preocupação para os projetistas. Enquanto as estruturas eram construídas com vãos relativamente pequenos e sujeitas apenas a cargas distribuídas, o emprego de lajes maciças não acarretava maiores problemas.

Contudo, mesmo atendendo a viabilidade técnica, as lajes maciças apresentam espessuras antieconômicas à medida que os vãos cresceram e as alvenarias foram sendo apoiadas diretamente sobre as lajes. Este quadro provocou o surgimento de novos sistemas estruturais, tais como lajes nervuradas, pré-moldadas, protendidas, entre outras (Figura 1.1), que visaram suprir a deficiência econômica presente em lajes maciças.



Figura 1.1 – Lajes nervuradas convencionais

Dentre esses novos sistemas, uma opção que ganhou grande difusão foi as lajes nervuradas (Figura 1.2), porém o meio técnico tradicionalmente apresentou grande resistência ao emprego deste tipo de tecnologia, em virtude do alto consumo de fôrmas exigido na sua

construção. Sobretudo pela criação de novos materiais e métodos construtivos, hoje este panorama está se modificando, e atualmente estas lajes estão cada vez mais presentes na construção de pavimentos de edifícios de múltiplos pisos com estruturas em concreto armado.



Figura 1.2 – Laje nervurada pré-moldada unidirecional

Segundo BOCHI JÚNIOR (1995), a utilização desta tecnologia, em virtude da minimização dos custos e prazos, supriu a crescente necessidade de racionalização na construção civil. O uso deste tipo de laje tem grande relevância no campo técnico e econômico, em virtude da eliminação do concreto tracionado, pois pouco acrescenta no que diz respeito à resistência da estrutura, e, desta forma, leva ao agrupamento das armaduras de tração nas nervuras.

Além do critério econômico, há outros fatores que pesam na escolha das lajes nervuradas como uma solução estrutural para pisos de pavimentos. São elas: a liberdade arquitetônica (já que permitem a utilização de grandes vãos) e a simplificação na execução da obra, em termos de fôrmas e escoramentos, quando aplicado em sistemas sem vigas (*ex.* lajes lisas).

No que diz respeito à escolha desta tecnologia, há um presente conservadorismo, com relação à capacidade resistente ao cisalhamento das nervuras, devido o código normativo brasileiro levar em conta a altura útil da peça, porém não considera a colaboração da mesa no aumento da resistência ao cisalhamento.

Pelas razões acima expostas, percebe-se a grande vantagem em se utilizar lajes nervuradas, o que leva a buscar um maior entendimento da resposta deste sistema diante das

solicitações. Para isto, procura-se entender a influência das variações crescente das mesas e da variação da distância entre nervuras em lajes nervuradas sem armadura de cisalhamento.

1.2 JUSTIFICATIVA

As lajes nervuradas têm sido muito utilizadas em edifícios residenciais, comerciais e industriais, em virtude de sua viabilidade técnica e econômica, devido ao bom desempenho funcional da estrutura, a relativa facilidade na execução e considerável economia de custos. Portanto, vê-se a necessidade de cooperar com novos estudos para o enriquecimento do conhecimento com relação ao funcionamento desta estrutura.

Na fase de projeto das lajes nervuradas é evidente, tendo por base outras pesquisas com mesas em compressão, o conservadorismo da norma brasileira vigente para com a resistência da estrutura, subestimando a capacidade resistente ao cisalhamento do concreto comprimido das estruturas. Desta forma, BRANCO (2011) em seus estudos, denotou real contribuição da mesa, em vigas T, com relação à resistência ao cisalhamento.

Para tal, a presente pesquisa, visa avaliar o desempenho estrutural em laboratório do sistema de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado, propondo acrescentar considerável colaboração no campo técnico desta tecnologia.

O estudo se concentrará na análise dos resultados de esforços, deformações e deslocamentos, pretendendo ampliar o conhecimento quanto ao comportamento resistente ao cisalhamento das nervuras e mesas, considerando-se a variação da altura das mesas e variação entre os eixos de nervuras, com ausência de armadura de cisalhamento nas mesmas, procurando qualificar e quantificar a contribuição do sistema para o ganho de resistência ao cisalhamento.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho pretende contribuir para o avanço do conhecimento acerca do comportamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado, buscando maior viabilidade técnica e econômica, dado a frequência com que esta estrutura é utilizada nas construções civis. Busca-se avaliar os mecanismos resistentes participantes nas lajes

nervuradas de concreto armado não armada ao cisalhamento, a partir de estudos experimentais e numéricos em painéis de diferentes configurações de seção transversal, com variações da altura das mesas e da distância entre eixos de nervuras, pontuando-se a influência destas variações sobre o comportamento antes e depois da ruptura. Dessa maneira, pretende-se investigar o nível de precisão do código normativo em relação à resistência ao cisalhamento das estruturas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- ✓ Contribuição com análises experimentais;
- ✓ Análise de simulações realizadas em modelos numéricos;
- ✓ Comparação dos resultados experimentais com a previsão de diferentes códigos normativos, quais são NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011) e EUROCODE 2 (2004);
- ✓ Verificação do desempenho das diferentes configurações da seção transversal, com variações da altura da mesa e da distância entre eixos de nervuras.

1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação será composta de seis capítulos, apresentados sucintamente a seguir.

No *Capítulo 1* apresentam-se as considerações iniciais, uma breve justificativa deste trabalho, os objetivos que se pretende alcançar com a pesquisa e a descrição do conteúdo dos demais capítulos.

No *Capítulo 2* tem-se a revisão bibliográfica, que consta dos resultados de pesquisas pertinentes publicadas por outros autores sobre o tema principal e outros relacionados, bem como aspectos gerais sobre o comportamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado. Este capítulo, também mostra a metodologia de cálculo proposta pelas normas NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011) e EUROCODE 2 (2004), indicando também valores limites para lajes nervuradas.

No *Capítulo 3* apresenta-se o programa experimental, sendo descritos os modelos, as variáveis estudadas, a instrumentação e os procedimentos de ensaio.

No *Capítulo 4* são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios, sendo também avaliados e discutidos. As previsões de capacidade de carga estimadas pelas

normas avaliadas para as lajes ensaiadas são apresentadas, comparando-as aos valores experimentais.

No *Capítulo 5* são efetuadas as análises numéricas nos modelos dos painéis de laje, sendo avaliada a distribuição dos esforços na estrutura utilizando-se o software SAP2000®.

No *Capítulo 6* encontram-se as conclusões, onde foram resumidas as principais contribuições da dissertação, além de propostas para novas possibilidades de investigação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A norma brasileira para estruturas de concreto armado, NBR 6118 (2007), define lajes nervuradas como placas cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais podem ser colocados materiais inertes, com a finalidade de tornar plana a superfície externa (Figura 2.1).

No espaço entre as nervuras, costuma-se colocar materiais inertes, de peso próprio reduzido em comparação com o do concreto, com a finalidade de permitir um acabamento plano ao teto e, dependendo do material, servir de fôrmas para as nervuras. Estes materiais inertes podem ser tijolos de argila, caixas de fibrocimento ou papelão, placas de gesso, blocos de poliestireno expandido (EPS), etc.



Figura 2.1 – Laje nervuradas com a colocação de EPS (<http://www.isoares.com.br/produtos>)

As lajes nervuradas tiveram origem em 1854, conforme LIMA *et al.* (2005), quando um fabricante inglês de gesso e cimento chamado William Boutland Wilkinson obteve a patente, na Inglaterra, de um sistema que já demonstrava o domínio dos princípios básicos de funcionamento do concreto armado ao dispor barras de aço nas regiões tracionadas das vigas (Figura 2.2). Wilkinson percebeu que a rigidez da laje podia ser aumentada por meio da inserção de vazios utilizando-se moldes de gesso regularmente espaçados e separados por

nervuras, onde barras de aço eram colocados na sua porção inferior no meio do vão e subiam para a parte superior da viga nas proximidades dos apoios.

As lajes nervuradas foram idealizadas para permitir um aproveitamento mais eficiente do concreto e diminuir o peso próprio da estrutura (KLEIN & SELISTRE, 1997). Sabe-se que as regiões tracionadas dos elementos de concreto armado submetidos a esforços de flexão apresentam-se quase sempre fissuradas, em virtude da baixa resistência mecânica à tração do concreto. Por esta razão, as teorias de concreto armado desprezam a resistência do concreto à tração, atribuindo-lhe, tão somente, funções de proteção da armadura, de ligação da mesma com as zonas comprimidas e de participação nos mecanismos de resistência aos esforços cortantes e momentos torçores. Desta forma, dentro das possibilidades técnicas, é conveniente limitar seu volume ao mínimo indispensável, com o propósito de reduzir o peso próprio da estrutura bem como os custos.

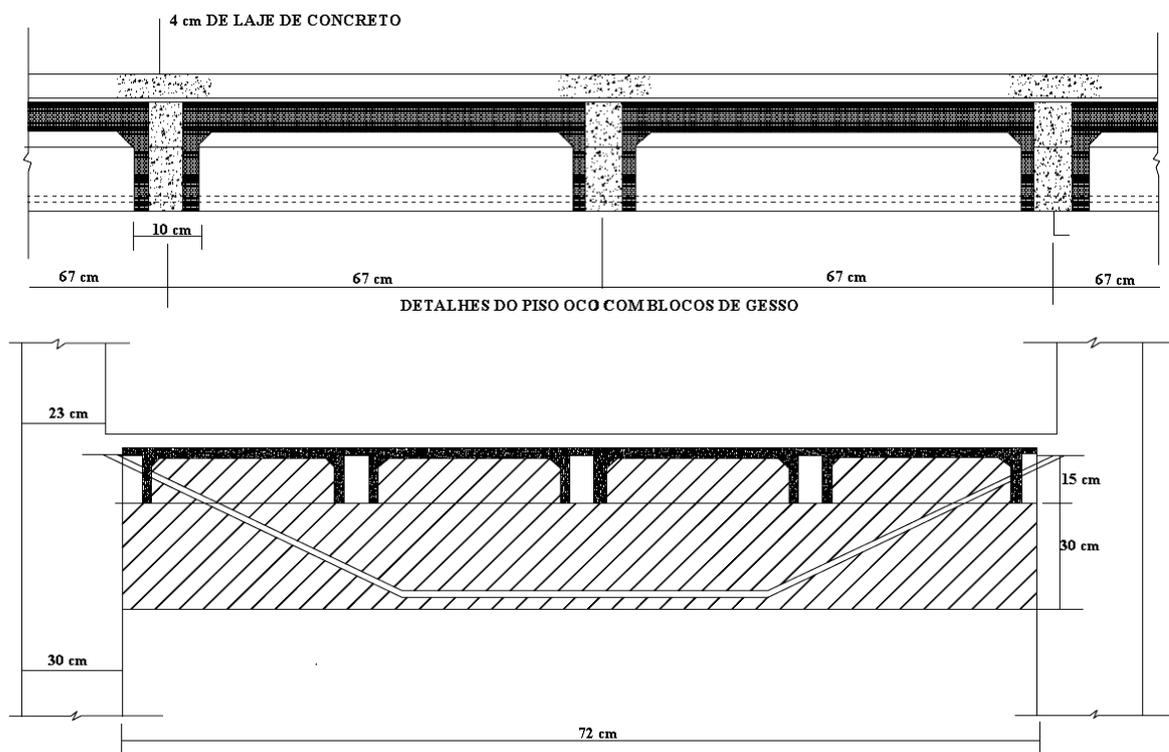


Figura 2.2 – Laje nervurada patenteada por Wilkinson, na Inglaterra, em 1854 (LIMA *et al.*, 2005)

As lajes nervuradas são projetadas como um conjunto de vigas T pouco distanciadas entre si (Figura 2.3). Estas são constituídas por nervuras ligadas entre si por placas de pequena espessura que se encontram comprimidas quando atuam momentos positivos e são responsáveis pela solidarização das nervuras e compatibilização dos seus deslocamentos.



Figura 2.3 – Pannel nervurado em duplo T (<http://www.olmetitaly.com/public/>)

A utilização das lajes nervuradas apresenta algumas vantagens, tais como:

- ✓ Obtenção de estruturas mais leves para lajes que vencem grandes vãos, por apresentarem pequenos deslocamentos transversais, quando comparados às lajes maciças;
- ✓ O material de enchimento, quando existente, normalmente é melhor isolante térmico que o concreto;
- ✓ Apresentam uma construção mais racionalizada, com uso de telas para a armadura de distribuição e a utilização de instalações elétricas embutidas;
- ✓ O isolamento acústico oferecido pelo material de enchimento, quando for utilizado, é superior ao do concreto;
- ✓ A estrutura, para grandes vãos, é normalmente mais econômica que as lajes maciças ou as lajes cogumelo.

As lajes nervuradas podem apresentar as seguintes desvantagens ou exigir cuidados especiais na execução:

- ✓ Quando são utilizados tijolos, se os mesmos não forem suficientemente molhados antes da concretagem, eles absorvem a água presente no concreto, tornando mais difícil o adensamento. Contudo, se a molhagem dos tijolos ocorrer de forma contínua e repetitiva, há um aumento do fator água/cimento no traço durante a execução, e, conseqüentemente, a diminuição da resistência do concreto;
- ✓ A distribuição das cargas concentradas não é feita de forma tão eficiente quanto nas lajes maciças;

- ✓ Em virtude de a laje nervurada ser menos monolítica que a maciça, certas reservas de segurança existente nesta (embora não computadas no cálculo) ocorrem com menor intensidade na laje nervurada;
- ✓ Aumentam as dificuldades de compatibilização com outros subsistemas (alguns tipos de instalações, vedações etc);
- ✓ Normalmente aumentam a altura total da edificação.

2.2 TIPOS DE LAJES NERVURADAS

As lajes nervuradas resultam em famílias de vigas (nervuras), em uma ou duas direções, solidarizados pela mesa, com comportamento intermediário entre grelha e laje maciça. Elas apresentam, em relação às lajes maciças, maior rigidez, resistem a maiores esforços e vencem vãos maiores, com um aproveitamento mais eficiente do aço e do concreto.

As lajes nervuradas, quanto a sua execução, podem ser moldadas no local ou ser executadas com nervuras pré-moldadas.

As lajes nervuradas moldadas no local são construídas em sua totalidade na própria obra, onde as nervuras e mesa que as constituem são posicionadas no local definitivo em que serão utilizadas; as nervuras normalmente são posicionadas inferiores à mesa, e podem ser armadas em uma direção (laje nervurada unidirecional) ou em duas direções (laje nervurada bidirecional), como bem ilustra a Figura 2.4.

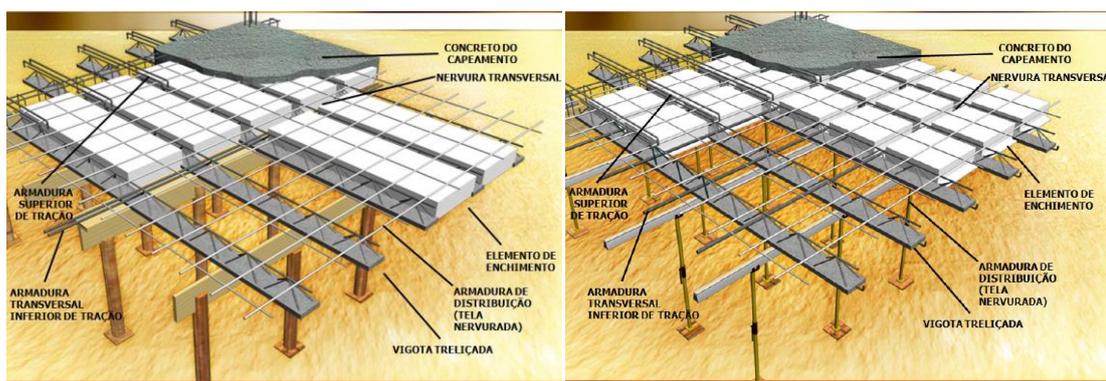


Figura 2.4 – Lajes nervuradas treliçadas unidirecional e bidirecional (VIZOTTO & SARTOTI, 2010)

As lajes nervuradas armadas em duas direções podem ser usadas quando a relação entre a dimensão do maior e do menor vão teórico da laje não é superior a dois. As lajes nervuradas armadas em uma direção podem ser usadas quando a relação entre a dimensão do maior e do menor vão teórico da laje é superior a dois.

Nas lajes nervuradas armadas em uma direção as nervuras normalmente são dispostas na direção do menor vão teórico e admite-se que apresentem comportamento estrutural de vigas simplesmente apoiadas, e, dependendo das dimensões deste vão, utilizam-se nervuras transversais (nervuras na direção do maior vão teórico) com a função de travamento das nervuras principais. Quando existem ações concentradas ou parcialmente distribuídas (peso de paredes, por exemplo) nessas lajes, com a função de distribuí-las entre as nervuras principais, também se utiliza nervuras transversais.

As lajes nervuradas moldadas no local de concreto armado podem apoiar-se em paredes de concreto ou alvenaria estrutural, em vigas ou diretamente em pilares.

As lajes apoiadas em paredes ou vigas podem ter bordas simplesmente apoiadas ou engastadas. Caso queira uma laje nervurada engastada no contorno pode ser necessário criar uma mesa de compressão inferior, ou então eliminar, nas regiões de contorno, o material de enchimento, criando-se aí uma região maciça; embora se saiba dos benefícios da continuidade – redução dos momentos fletores positivos e das flechas. Deve-se ressaltar que estas duas soluções, podem acarretar, dependendo da situação, grande aumento no consumo de formas.

No caso de serem apoiadas diretamente em pilares (lajes nervuradas sem vigas), com a finalidade de diminuir as tensões de cisalhamento e evitar a possibilidade de puncionamento, na ligação entre estas lajes e os pilares, devem ser criadas regiões maciças, obtidas a partir do engrossamento da laje (Figura 2.5). Deve-se ressaltar que este tipo de apoio tem sido utilizado apenas para as lajes nervuradas armadas em duas direções.



Figura 2.5 – Laje nervurada apoiada diretamente em pilares (TESORO, 1991)

2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A engenharia estrutural busca melhorar a qualidade dos procedimentos de projetos de concreto armado com relação ao esforço de cisalhamento. Ao contrário da ruptura por flexão, as rupturas por cisalhamento em estruturas de concreto armado são frágeis e súbitas. Quando ocorrem, elas geralmente o fazem com pouco ou nenhum aviso. Além disso, elas tendem a ser menos previsíveis que as rupturas por flexão, devido aos mecanismos de ruptura, consideravelmente, mais complexos. As análises estruturais à flexão tem como base o pressuposto racional de que seções planas permanecem planas, e esta suposição provou ser precisa sobre uma vasta gama de elementos de concreto armado. No entanto, há uma busca contínua para as disposições de concepção, igualmente, precisas de cisalhamento.

As lajes nervuradas unidirecionais apresentam, caracteristicamente, uma configuração de viga T com mesas unidas, sendo necessário o entendimento das tensões de cisalhamento e esforços cortantes que surgirão por solicitações externas. Segundo RÜSCH (1960), as fissuras de cisalhamento podem ser originadas a partir de fissuras de flexão. Nestes casos, estas fissuras de flexão, assim que surgem, desencadeiam uma considerável redistribuição de tensões internas com consequências difíceis de calcular e que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento como mostrado na Figura 2.6.

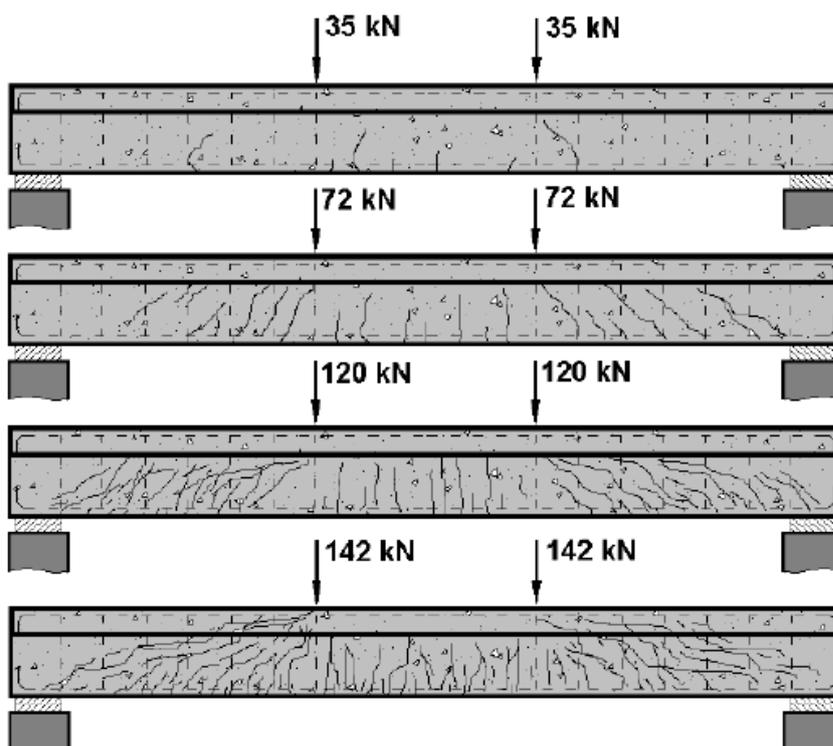


Figura 2.6 – Evolução da fissuração (PINHEIRO, 2003).

Quando uma viga de concreto armado é submetida a um carregamento progressivo, surgem momentos fletores e, por consequência, tensões normais variáveis com relação à altura da peça. Havendo a variação de momento fletor ao longo do eixo de uma estrutura, há o aparecimento de forças cortantes, que por sua vez originam tensões de cisalhamento variáveis ao longo da altura da seção, dependendo da seção transversal da peça.

2.3.1 Vigas de Concreto Armado com Estribo

Uma solução que descreve relativamente bem o comportamento de uma viga de concreto armado com estribos, principalmente nas últimas etapas do Estádio II (que se inicia quando a carga solicitante atinge um valor onde a tensão de tração supera a resistência à tração do concreto, o que inicia o comportamento do concreto fissurado), e que satisfaz as condições de equilíbrio é o modelo de treliça (Figura 2.7), que foi inicialmente proposto por Ritter, em 1899, e ampliado por Emil Mörsch, já no início do século passado. No modelo proposto por Mörsch as barras da armadura de cisalhamento constituem as diagonais de tração e os prismas de concreto entre as fissuras de cisalhamento, as diagonais de compressão ou bielas. O modelo clássico foi baseado em três hipóteses descritas abaixo, de acordo com CARELLI (2002):

- ✓ A treliça é isostática e possui banzos (tracionado e comprimido) paralelos;
- ✓ As bielas ou diagonais comprimidas têm uma inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça;
- ✓ A inclinação da armadura transversal pode variar entre 45° e 90° .

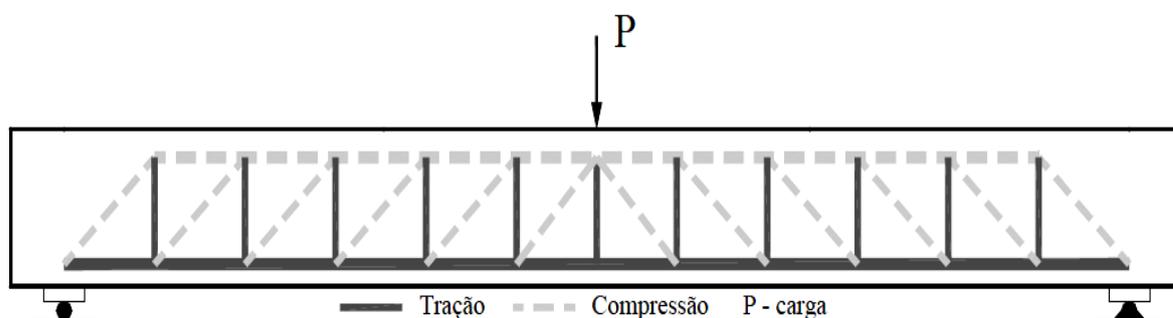


Figura 2.7 – Modelo de treliça para uma viga (BRANCO, 2011).

2.3.2 Vigas de Concreto Armado sem Estribo

A determinação da capacidade de resistência ao cisalhamento de estruturas de concreto armado sem armaduras transversais é um clássico problema de lajes. Apesar desta, a maioria das pesquisas e experimentações, até agora, concentram-se em vigas simplesmente apoiadas ou em lajes abrangendo faixas ($b/d < 4$) com cargas aplicadas sobre a largura total (ROMBACH e LATTE, 2008).

Os estudos experimentais mostram que a capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas: uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares que será abordada neste item e outra resistida pela armadura transversal. Ou seja, uma viga, mesmo sem estribos apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante.

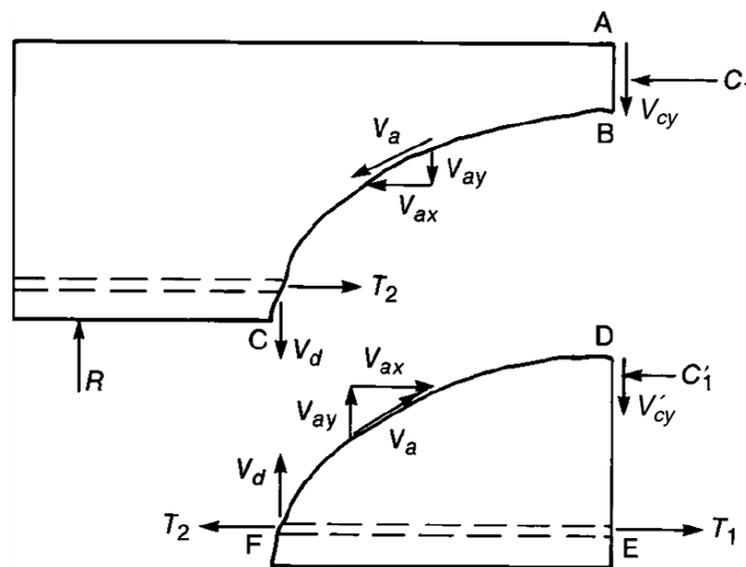


Figura 2.8 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (MACGREGOR, 1997).

Onde:

C_1 : Resultante de compressão do concreto (banzo comprimido);

T_1 : Resultante de tração na armadura longitudinal (banzo tracionado);

R : Reação de Apoio;

V_{cy} : Contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao concreto não fissurado;

V_a : Contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao engrenamento dos agregados;

V_d : Contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao efeito de pino.

A Figura 2.8 mostra as várias componentes dos mecanismos das resistências ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco. Quando a estrutura é solicitada o cisalhamento é transferido na peça através da linha ABC pelos mecanismos de resistência do concreto: concreto não fissurado (V_{cy}), engrenamento dos agregados (V_a) e encavilhamento da armadura longitudinal (V_d). Imediatamente, após o inclinamento das fissuras de flexão, entre 40% e 60% da resistência total ao cisalhamento é resistida pelo trabalho conjunto de V_d e V_{cy} .

Considerando a parte DEF da estrutura fissurada e assumindo os momentos com relação ao ponto E, tem-se que V_d e V_a causam momento em relação ao ponto E, que deve ser equilibrado pela força de compressão C'_1 . O equilíbrio da resultante horizontal na seção ABDE mostra que $T_1 = C_1 + C'_1$, e finalmente, $T_1 = C_1 + C'_1$ devem equilibrar o momento externo desta seção.

Com o progresso da fissura diagonal, a parcela V_a decresce, aumentando a fração resistida por V_{cy} e V_d . O encavilhamento, V_d , conduz a separação do concreto ao longo da armadura. Quando ocorre a fissura, V_d cai, aproximando-se de zero. Quando V_a e V_d desaparecem, então faz V_{cy} e C_1 , com que o resultado de todo o cisalhamento e compressão seja transmitido para a profundidade AB acima da fissura. Neste momento da vida útil da estrutura, a seção AB sendo muita rasa, não resistirá às forças de compressão necessárias para o equilíbrio. Como resultado esta seção esmaga para cima, não trazendo qualquer resistência a solicitação.

COLLINS *et. al.* (2008) apresenta uma análise de revisão de 60 anos de pesquisa sobre o comportamento de vigas curtas de concreto armado sem estribos, onde se concluiu que a maior parcela de resistência ao cisalhamento não se encontra na resistência característica de concreto, mas é afetada pela altura da estrutura, pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito pino da armadura longitudinal.

De acordo com a ACI-ASCE Committee 426 (1973), para estruturas de concreto armado submetidas a esforços cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos mecanismos capazes de transmitir esforços entre as seções como:

✓ *Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)*: este mecanismo ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies;

✓ *Efeito de arco (arching action)*: este mecanismo ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos;

✓ *Concreto não fissurado (cantilever action)*: este mecanismo ocorre em trechos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada).

✓ *Efeito de encavilhamento da armadura (dowel action-effect)*: a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura.

A resistência ao cisalhamento causada pelo efeito de pino é inversamente proporcional à área da armadura transversal. Consequentemente, o efeito de pino tem grande relevância em membros quando há ausência de armadura cisalhante. Quando fissuras inclinadas atravessam a armadura longitudinal, forças agem sobre ela, devido, por exemplo, à deflexão da barra na face tracionada. Agregados ao redor da barra tentam resistir à deformação através do engrenamento e o restante de resistência resume-se ao efeito de pino.

2.3.2.1 Engrenamento dos agregados

Um aspecto particular do comportamento de cisalhamento do concreto armado que é digno de atenção adicional é o efeito do tamanho máximo do agregado sobre a resposta de cisalhamento em seções de concreto armado. Isto é, particularmente, verdadeiro para vigas de concreto armado e lajes construídas sem estribos, uma vez que o engrenamento dos agregados é, geralmente um mecanismo dominante de transferência de cisalhamento nestes tipos de elementos. O aumento do tamanho do agregado graúdo produz fendas mais ásperas que provavelmente seriam mais capazes de transferir tensões de cisalhamento. Da mesma forma, reduzindo o máximo tamanho de agregados, decresce a resistência ao cisalhamento de uma seção de concreto.

SWAMY *et al*, apud PENDYALA e MENDIS (2000), tentaram experimentalmente determinar a contribuição de cada um dos componentes da resistência ao cisalhamento do concreto. Este trabalho mostrou que onde a resistência dos agregados é relativamente maior que a do concreto, as fissuras contornam os agregados criando uma superfície dentada (irregular) que destaca a componente de resistência ao cisalhamento do concreto devido ao engrenamento dos agregados. Ou seja, a parcela que compõe V_a , referente ao engrenamento

dos agregados, varia muito em função das características dos materiais, o que torna difícil uma análise teórica do assunto.

Em elementos de concreto construídos com concreto de alta resistência, agregados de má qualidade ou agregados leves, a capacidade de engrenamento dos agregados pode ser grandemente reduzido, porque as partículas de agregados graúdos tendem a fraturar, resultando em fissuras com superfícies lisas, o que reduz grandemente a capacidade de engrenamento dos agregados.

A importância do engrenamento do agregado deve, portanto, ser compreendido, e esta compreensão devem ser refletidos em códigos normativos de projetos estruturais. Uma razão adicional para a importância de compreender o engrenamento dos agregados é que ele tem sido proposto como um grande mecanismo que rege o “size effect”. O size effect é um fenômeno exibido em elementos estruturais esbeltos de concreto armado, construídos sem armadura transversal em que a tensão de ruptura ao cisalhamento diminui à medida que a altura útil da peça aumenta.

2.3.2.2 *Efeito de Arco*

Este efeito confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente e está presente principalmente nas vigas com vãos reduzidos (vigas curtas). Segundo KANI (1964), o efeito de arco ocorre da seguinte forma: “Sob carga crescente uma viga de concreto armado se transforma em uma estrutura semelhante a um pente. Na zona de tração as fissuras criam ‘dentes’ verticais no concreto, enquanto que na zona de compressão há uma ‘espinha dorsal’ do pente de concreto. A análise deste sistema estrutural revelou que dois mecanismos bastante diferentes são possíveis: desde que a capacidade dos ‘dentes de concreto’ não seja excedida esta região governa o comportamento; após a destruição da resistência dos ‘dentes’, o arco que os liga, possuindo diferentes propriedades, permanece e comanda o comportamento”. A Figura 2.9 ilustra a explicação de KANI (1964).



Figura 2.9 – Ruptura por flexão e dentes de concreto (KANI, 1964).

Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade deste efeito de arco está ligada à relação a/d da viga, onde “ a ” é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e “ d ” é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração como pode ser verificado na Figura 2.10 (a).

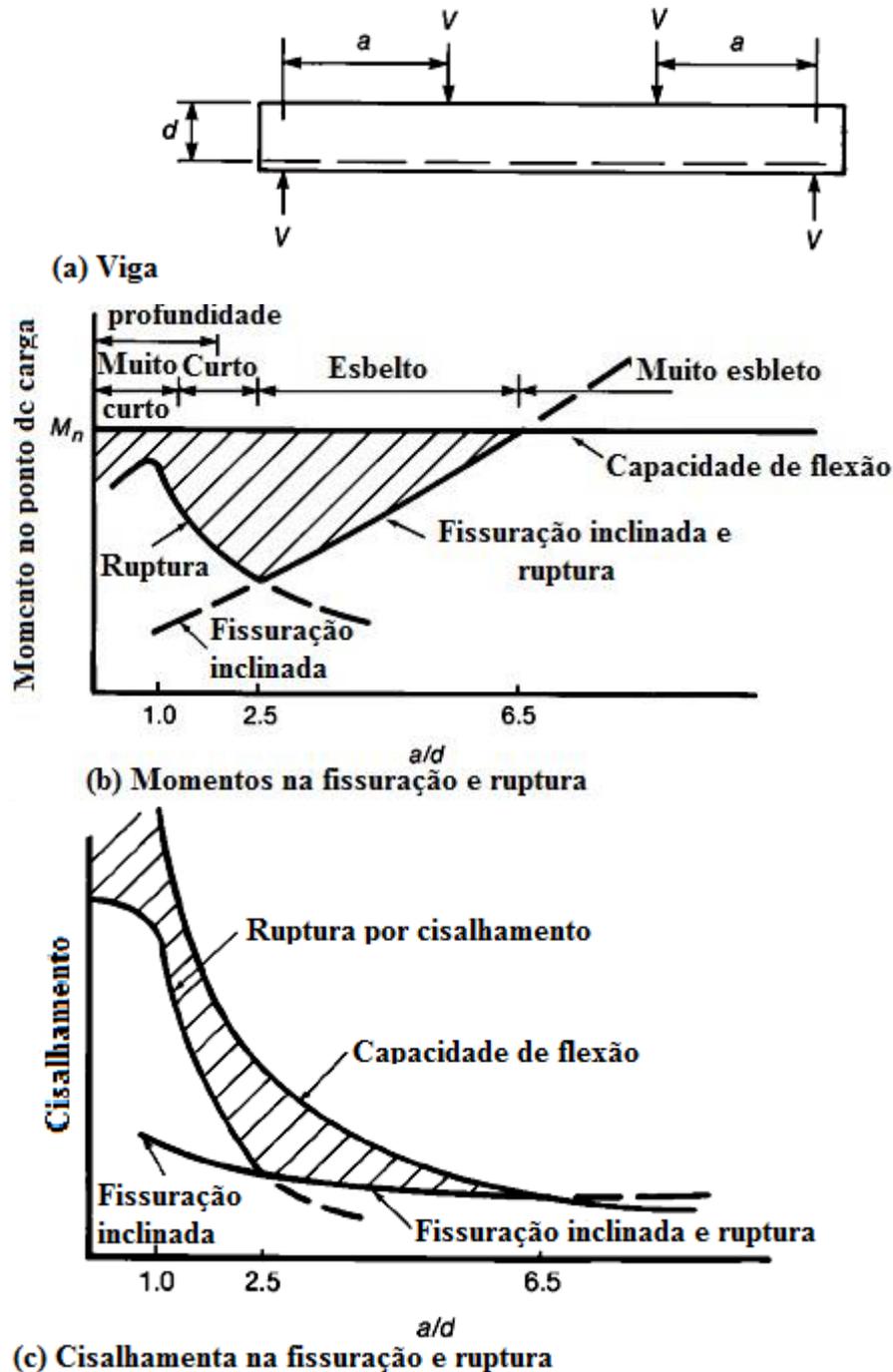


Figura 2.10 – Efeito da relação a/d na capacidade resistente de vigas sem estribos (MACGREGOR, 1997)

Nas Figuras 2.10 (b) e (c), as vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras impedem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga.

Vigas que apresentam relação a/d entre 1 e 2,5, desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento. Este comportamento deve-se em parte ao efeito de arco. A ruptura final destas vigas ocorrerá por perda de aderência da armadura longitudinal, divisão da peça ou ruptura de pino ao longo da armadura longitudinal de tração, ou ainda, por esmagamento do concreto do banzo comprimido da viga.

Para vigas com a/d entre 2,5 e 6,5 a fissura inclinada causa um desequilíbrio na região em que surgiu e a ruptura ocorre nesta região.

E para vigas com a/d acima de 6 predomina a ruptura por flexão.

Portanto, o efeito de arco em vigas com a/d superior a 2,5 torna-se desprezível.

Outras referências também propõem valores, como LEONHARDT E MÖNNIG (1977), por exemplo, que propõem que o efeito de arco seja desprezível quando a relação a/h seja superior a 3, onde “ h ” é a altura da viga.

2.3.3 Fatores Significativos para a Capacidade de Carga ao Cisalhamento

Estudos analíticos e experimentais tem revelado que a capacidade de carga ao cisalhamento em estruturas de concreto é contralada pelos parâmetros a seguir: **(1)** resistência característica do concreto à compressão f'_c (ou f_{ck}), **(2)** size effect d , **(3)** taxa de armadura longitudinal ρ , **(4)** relação entre vão e altura efetiva a/d e **(5)** força axial [ASCE-ACI Committee 445 (1998)]. Contudo, a relevância de cada parâmetro para a capacidade de carga ao cisalhamento de estruturas de concreto ainda é bastante debatida.

2.3.3.1 Resistência Característica do Concreto à Compressão (f_{ck})

Normalmente, estruturas de concreto de alta resistência possuem alta capacidade de carga ou, em outras palavras, maior resistência ao cisalhamento. Como a capacidade de resistência do concreto é representada pela soma da capacidade de resistência a compressão e tração, então o uso de cada parcela de resistência irá implicar no mecanismo de ruptura da estrutura. Como se supõe que a fissuração do concreto é causada pelas tensões principais de tração, logo a resistência à tração do concreto terá influência decisiva na capacidade de carga

ao cisalhamento das estruturas de concreto. Esta hipótese tem sido defendida por muitos pesquisadores e tem governado a maioria dos códigos normativos.

2.3.3.2 Size Effect

KANI (1967), em seus estudos com vigas sem estribos, confirmou que a resistência ao cisalhamento destas estruturas diminui à medida que aumenta a profundidade da viga. Para tal fenômeno, entende-se que a largura das fissuras é proporcional à profundidade da viga, ou seja, quanto mais larga for a fissura, mais baixa será a capacidade de transferência de atrito entre os agregados, uma vez que a largura das fissuras diminui a capacidade de transferência de cisalhamento entre os agregados devido o seu engrenamento.

COLLINS & KUCHAMA (1999) apresenta em seus estudos em estruturas de concreto armado ausentes de armadura transversal, concluindo que estruturas que possuem maiores alturas, rompem com baixas cargas solicitantes. Esta conclusão é mais intensa em estruturas confeccionadas com concreto de alta resistência, pois são mais sensíveis a tal efeito.

2.3.3.3 Taxa de Armadura Longitudinal

KANI (1966), estudando 133 vigas retangulares sem estribos, concluiu que a influência da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento é considerável, como mostra a Figura 2.11.

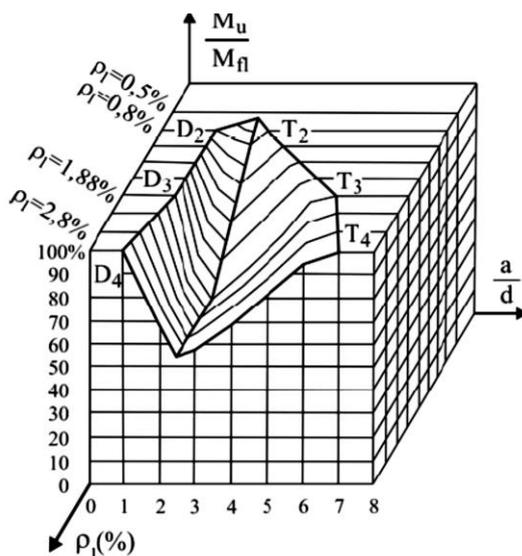


Figura 2.11 – Resistência relativa da viga $M_{última}/M_{flexão}$ versus a/d e ρ (KANI, 1966)

Já foi demonstrado que a porcentagem de taxa de armadura longitudinal regula a altura da resultante de compressão e tensão à tração do concreto. O aumento da taxa de armadura

longitudinal aumenta a altura da zona de compressão, bem como diminui a largura das fissuras, e, como resultado, há um aumento na resistência ao cisalhamento da estrutura. Esta tem sido amplamente aceita pela comunidade científica e é por isso que a taxa de armadura longitudinal aparece nas fórmulas de resistência ao cisalhamento da maioria dos códigos normativos.

2.3.3.4 Força Axial

É amplamente aceito que a força de tração axial reduz a resistência ao cisalhamento das estruturas de concreto e que a força de compressão axial, devido à aplicação de cargas normais ou de protensão, aumentam a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto. Já que a força de tração axial reduz a altura da zona de compressão do concreto, bem como aumenta a largura das fissuras, logo há uma redução da resistência ao cisalhamento da zona de compressão e de transferência nas interfaces das fissura.

2.3.4 Tipos de Ruptura por Força Cortante

Segundo SÜSSEKIND (1985), podemos relacionar vários tipos de ruptura possíveis de ocorrer em uma estrutura com a sollicitação transversal externa, como mostrado na Figura 2.12:

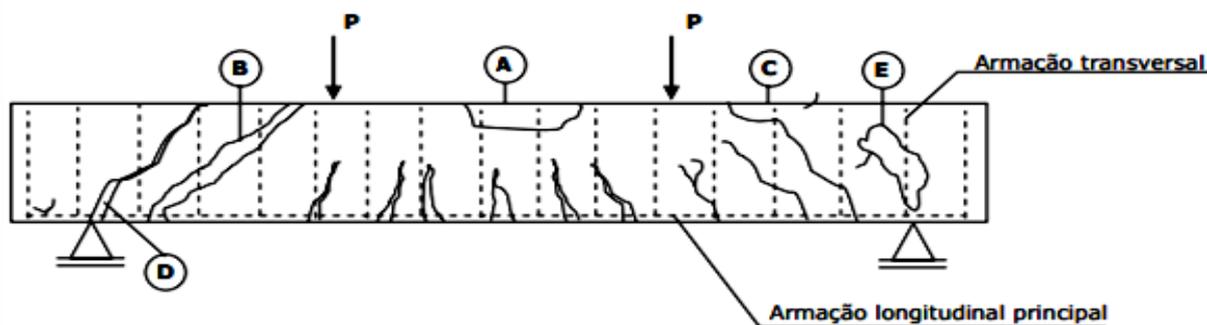


Figura 2.12 – Modelos de ruptura (SÜSSEKIND, 1985)

2.3.4.1 Ruptura por flexão – Região A

2.3.4.1.1 Vigas subarmadas

Concreto dimensionado em excesso. O processo de ruptura se inicia pelo aço, ao ultrapassar seu limite de escoamento. Grande acréscimo de deformação na fibra tracionada. Diminuição da área comprimida, até que a mesma entra em processo de ruptura por excesso de compressão.

2.3.4.1.2 Vigas superarmadas

Armadura dimensionada em excesso. A ruptura se dará, diretamente, pelo esmagamento das fibras comprimidas de concreto. O colapso se dará antes que o aço das fibras tracionadas tenha entrado em escoamento. Não será antecedida de grandes deformações, sendo chamada “**Ruptura sem aviso prévio**”.

2.3.4.2 *Ruptura de cisalhamento por tração – Região B*

É o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, resultante da deficiência na armadura transversal destinada a absorver as trações que surgem por influência dos esforços cortantes. Este tipo de ruptura é esperado para as nervuras das lajes que serão instrumentadas neste trabalho, buscando quantificar sua capacidade resistente. A peça tende a se dividir em duas partes, ficando caracterizada uma linha borda a borda.

2.3.4.3 *Ruptura por compressão da mesa devido ao esforço cortante – Região C*

A deficiência da armadura transversal de tração, além da ruptura típica de tração (armadura de cisalhamento insuficiente) pode ocorrer uma ruptura por compressão na mesa superior. Ruptura esta explicável pelo fato de que sendo baixa a armação de cisalhamento o aço atinge logo a limite de escoamento. O que acarreta intensa fissuração do concreto (fissuras inclinadas) ao longo de seu comprimento, penetrando as fissuras na região da mesa comprimida pela flexão que assim debilitada, pode entrar em processo de ruptura por esmagamento do concreto, apesar da seção a que pertence estar submetida a momento fletor inferior àquele que atua no meio do vão da viga.

2.3.4.4 *Ruptura por ancoragem deficiente da armadura principal (longitudinal) – Região D*

Armação principal de tração da viga está solicitada sobre o apoio (onde teoricamente se pensaria em solicitação nula), de modo que precisa ser convenientemente ancorada, sob pena de ocorrência de um tipo de ruptura em que a peça entra bruscamente em colapso devido a um deslizamento da armadura longitudinal, usualmente se propagando e provocando também uma ruptura ao longo da altura da viga.

2.3.4.5 Ruptura de cisalhamento por esmagamento da biela comprimida – Região E

Em vigas com larguras b_w muito reduzidas, face às solicitações atuantes, as tensões principais de compressão poderão atingir valores excessivamente elevados, incompatíveis com a capacidade de resistência do concreto por compressão, quando solicitado, simultaneamente, por tração perpendicular (estado duplo). Teremos, então, uma ruptura por esmagamento de concreto.

2.4 TRABALHOS REALIZADOS

Este trabalho baseia-se em pesquisas experimentais de outros autores que buscaram analisar, em seus estudos, a resposta dos elementos na ausência da armadura transversal nas nervuras. Alguns dos autores referendados nesta revisão fizeram análises em lajes nervuradas e outros em vigas, sendo essenciais fomentadores da presente pesquisa em lajes nervuradas unidirecionais.

2.4.1 BIRGISSON (2011)

O autor, a fim de estudar a resistência ao cisalhamento de vigas sem estribos, confeccionou 6 diferentes grupos de vigas, sendo que cada grupo possuía a quantidade de 3 vigas, resultando em um total de 18 vigas.

Todas as vigas tiveram um comprimento total de 1250 mm e um vão efetivo de 1130 mm. A largura de 200 mm foi igual para todas as vigas. As vigas tiveram diferentes alturas, de acordo com suas características e, conseqüentemente, variáveis relações a/d . A fim de comparar os resultados, decidiu-se manter a taxa de armadura longitudinal constante em 1,2%. As vigas tiveram um cobrimento de 20 mm. A caracterização das vigas encontra-se na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Identificação dos modelos de vigas (BIRGISSON, 2011)

Identificação	a/d	Diâmetro (mm)	Nº de barras	Área (mm²)
BS-335	1,14	16	4	804,2
BS-236	1,86	12	5	565,5
BS-189	2,4	12	4	452,4
BS-164	2,81	10	5	392,7
BS-131	3,68	10	4	314,2
BS-105	4,83	8	5	251,3

O concreto apresentou um f_{ck} de 29 MPa e o aço utilizado para a armadura longitudinal foi apresentado um f_{yk} de 550 MPa. O autor comparou os resultados experimentais com os valores obtidos através das seguintes normas: EC2:2004, ACI318-08 e ENV-1992.

O autor apresentou três disposições de sistemas de ensaios para as vigas. Portanto, para as vigas BS-105, BS-131, BS-164, BS-189 e BS-236, o sistema de ensaio foi realizado segundo a Figura 2.13.

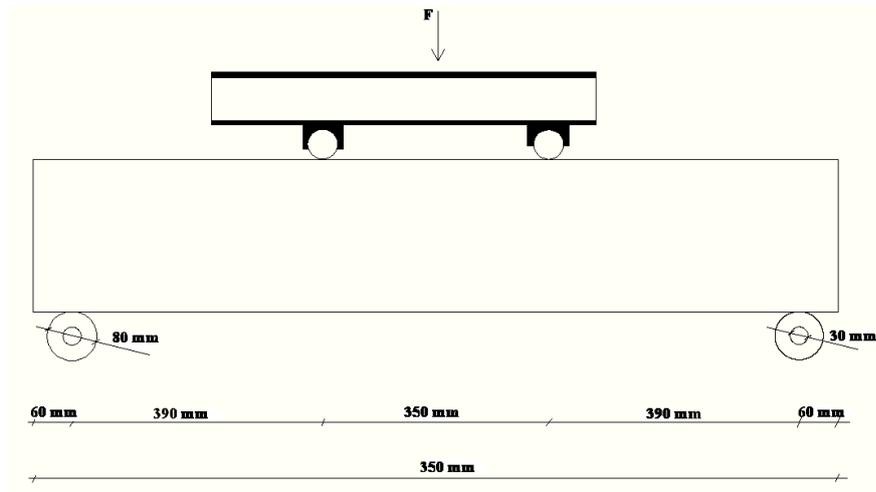


Figura 2.13 – Sistema de ensaio 1 (BRIGISSON, 2011)

Para a viga BS-335-B, o sistema de ensaio foi realizado segundo a Figura 2.14

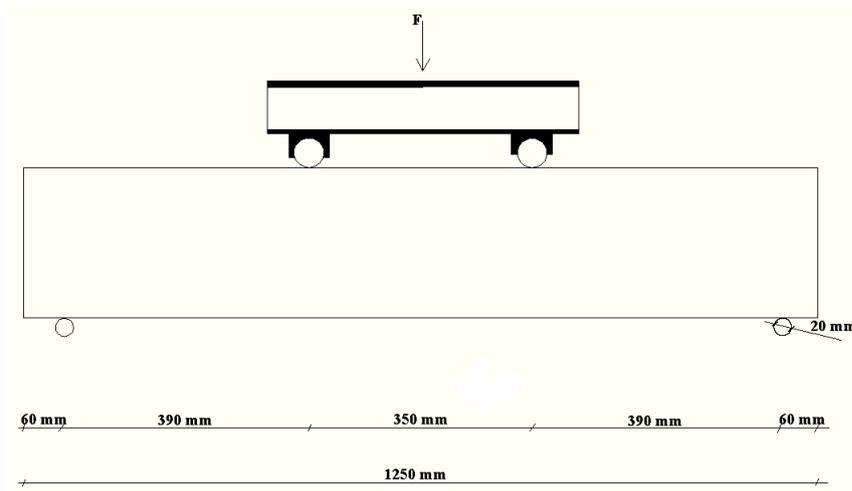


Figura 2.14 – Sistema de ensaio 2 (BRIGISSON, 2011)

Para as vigas, BS-335-A, BS-335-B e BS-335-C, o sistema de ensaio foi realizado segundo a Figura 2.15.

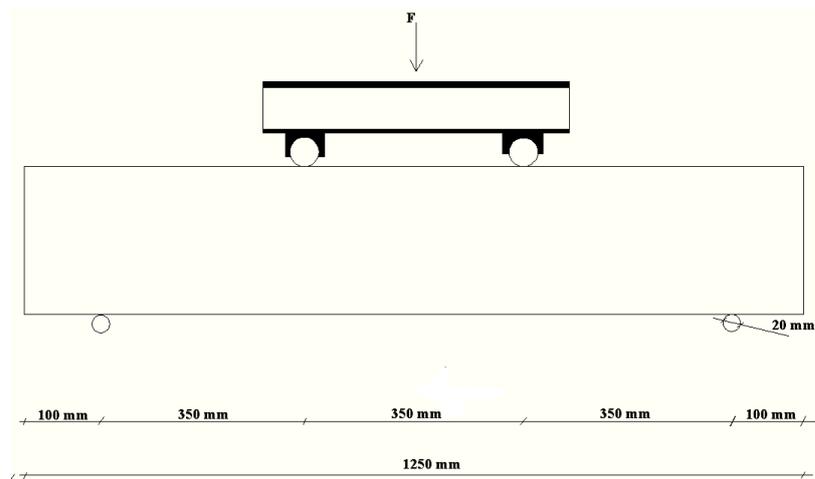


Figura 2.15 – Sistema de ensaio 3 (BRIGISSON, 2011)

Nas Tabela 2.2, 2.3 e 2.4 o autor mostra a carga de ruptura de cada.

Tabela 2.2 – EUROCODE-2:2004 *versus* valores experimentais (BRIGISSON, 2011)

Identificação	A (kN)	B (kN)	C (kN)	P_{pred}	P_A/P_{pred}	P_B/P_{pred}	P_C/P_{pred}
BS-335	150,0	187,3	-	120,99	1,24	1,55	-
BS-236	63,2	70,1	60,5	56,06	1,13	1,25	1,08
BS-189	50,0	50,7	44,9	41,31	1,21	1,23	1,09
BS-164	41,4	42,3	57,2	35,44	1,17	1,19	1,61
BS-131	33,9	34,0	37,3	27,46	1,23	1,24	1,36
BS-105	26,5	25,8	25,5	21,31	1,24	1,21	1,20

Tabela 2.3 – ENV 1992-1-1:1991 *versus* valores experimentais (BRIGISSON, 2011)

Identificação	A (kN)	B (kN)	C (kN)	P_{pred}	P_A/P_{pred}	P_B/P_{pred}	P_C/P_{pred}
BS-335	150,0	187,3	-	224,20	0,67	0,84	-
BS-236	63,2	70,1	60,5	102,07	0,62	0,69	0,59
BS-189	50,0	50,7	44,9	64,17	0,78	0,79	0,70
BS-164	41,4	42,3	57,2	53,55	0,77	0,79	1,07
BS-131	33,9	34,0	37,3	42,42	0,80	0,80	0,88
BS-105	26,5	25,8	25,5	33,47	0,79	0,77	0,76

Tabela 2.4 – ACI 318 *versus* valores experimentais (BRIGISSON, 2011)

Identificação	A (kN)	B (kN)	C (kN)	P_{pred}	P_A/P_{pred}	P_B/P_{pred}	P_C/P_{pred}
BS-335	150,0	187,3	-	57,37	2,61	3,26	-
BS-236	63,2	70,1	60,5	30,25	1,61	1,78	1,54
BS-189	50,0	50,7	44,9	30,46	1,64	1,66	1,47
BS-164	41,4	42,3	57,2	25,98	1,59	1,63	2,20
BS-131	33,9	34,0	37,3	19,81	1,71	1,72	1,88
BS-105	26,5	25,8	25,5	15,14	1,75	1,70	1,68

O autor observou uma correlação entre os valores previstos pelos códigos normativos e os resultados experimentais, e conclui que o EC-2:2004 e ENV-1:1992 prevê o colapso real da viga, enquanto a ACI318 a ruptura diagonal da peça.

O mecanismo de transferência de cisalhamento é conhecido e alguns pesquisadores têm chegado à conclusão de que é possível determinar a contribuição de cada fator de resistência ao cisalhamento de uma peça sem estribos. A contribuição de cada um dos fatores V_d , V_a e V_{cy} é referida como sendo entre 15-25%, 33-50% e 20-40%.

O vale da diagonal de ruptura de Kani, que é um indicador da resistência relativa das vigas, foi criado com sucesso utilizando-se resultados do ensaio e não se apresentou tão discrepante quando comparado ao vale criado com resultados de Kani.

2.4.2 BRANCO (2011)

BRANCO (2011) ensaiou 10 vigas de concreto armado, onde 9 vigas ensaiadas foram de seção T e 1 viga de seção retangular para servir como viga de referência, com o objetivo de demonstrar a colaboração da largura colaborante da mesa na resistência ao cisalhamento para elementos sem armadura de cisalhamento.

As vigas foram classificadas de acordo com suas dimensões em comum, ambas moldadas inicialmente com $(120 \times 250 \times 2200)$ mm³ com um vão ensaiado de 2000 mm, sofrendo variação na mesa: espessuras de 40, 60 e 80 mm; e largura de 280, 440 e 600 mm. O material utilizado para fabricação das formas foi o compensado de madeira de 10 mm com espaçadores de concreto de 15 mm para garantir o cobrimento da armadura longitudinal.

Todas as vigas foram armadas com a mesma armadura longitudinal, constituindo uma área de aço de aproximadamente 245 mm², o que foi traduzido em $2\phi 12,5$ mm de aço CA-50, suficientes para garantir a resistência à flexão das vigas no procedimento de ensaio, com isso a taxa de armadura longitudinal foi de $\rho = 0,89\%$, com uma altura útil determinada em $d = 229$ mm, a altura total $h = 250$ mm, a largura da alma $b_w = 120$ mm, a relação $a/d = 2,62$, o cobrimento $cob = 15$ mm. A resistência à compressão do concreto foi de 47 MPa aos 28 dias para todas as vigas. Com os parâmetros variáveis mostrados na Tabela 2.5.

As vigas foram compostas por baixas taxas geométricas de armadura de flexão e destituídas das armaduras de combate ao esforço cortante, a fim de evitar a colaboração na resistência, para admitir que pudesse ser desenvolvido o modo de ruína ao cisalhamento.

A Tabela 2.5 apresenta as principais informações sobre as características das vigas ensaiadas, com valores de dimensões h_f e b_f classificadas por grupos denominados: H4, H6 e H8 para h_f ; e B28, B44 e B60 para b_f , de acordo com suas dimensões em comum da mesa, enquanto que a Tabela 2.6 classifica as vigas em grupos em função da mesa colaborante.

Em função da ausência da armadura de cisalhamento, havia a possibilidade de ocorrer esmagamento localizado do concreto decorrente das concentrações de tensões nas regiões de apoio e aplicação da carga e, desta forma, optou-se por reforçar estes locais utilizando 2 ϕ 5,0 mm distantes 100 mm entre si na região dos apoios e aplicação de carga, além de facilitar a montagem das armaduras longitudinais, mostrado na Figura 2.16.

Tabela 2.5 – Características gerais da viga (BRANCO, 2011)

VIGA	h_f (mm)	b_f (mm)	I (mm ⁴ x 10 ⁸)	A_c (mm ²)	$\rho_{retangular}$ (%)	$\rho_{seção T}$ (%)
VREF	-	-	1,563	30000	0,89	0,89
V28H4	40	280	2,153	36400		0,67
V28H6	60	280	2,248	39600		0,62
V28H8	80	280	2,279	42800		0,57
V44H4	40	440	2,569	42800		0,57
V44H6	60	440	2,677	49200		0,5
V44H8	80	440	2,697	55600		0,44
V60H4	40	600	2,879	49200		0,5
V60H6	60	600	2,975	58800		0,42
V60H8	80	600	2,984	68400		0,36

Tabela 2.6 – Denominação das vigas e grupos de vigas: mesa colaborante (BRANCO, 2011)

	h_f	40 mm	60 mm	80 mm
b_f	GRUPOS	h4	h6	h8
280 mm	b28	V28H4	V28H6	V28H8
440 mm	b44	V44H4	V44H6	V44H8
600 mm	b60	V60H4	V60H6	V60H8

Uma armadura complementar foi disposta na mesa de todas as vigas, igualmente nas direções longitudinais e transversais, sendo constituída de uma malha de 100×100 mm de ϕ 5,0 mm na parte inferior das mesas colaborantes representando uma possível costura entre laje e viga. Tal procedimento buscou representar uma situação mais realista baseada na superposição das armaduras de uma laje com o elemento de viga, e ainda para combater a

flexão transversal da mesa devido à aplicação do carregamento. A Figura 2.17 mostra a armadura de flexão, malha da mesa e estribos utilizados para reforço das regiões de apoio, representativas das vigas do experimento.

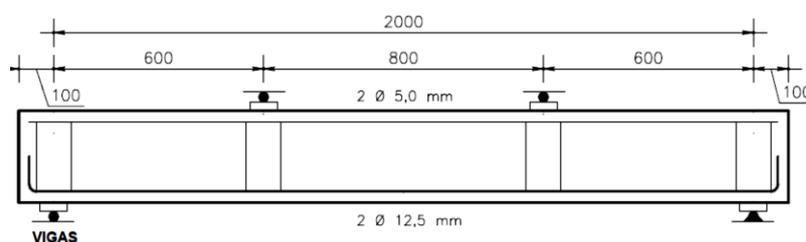


Figura 2.16 – Armadura longitudinal das vigas (BRANCO, 2011)

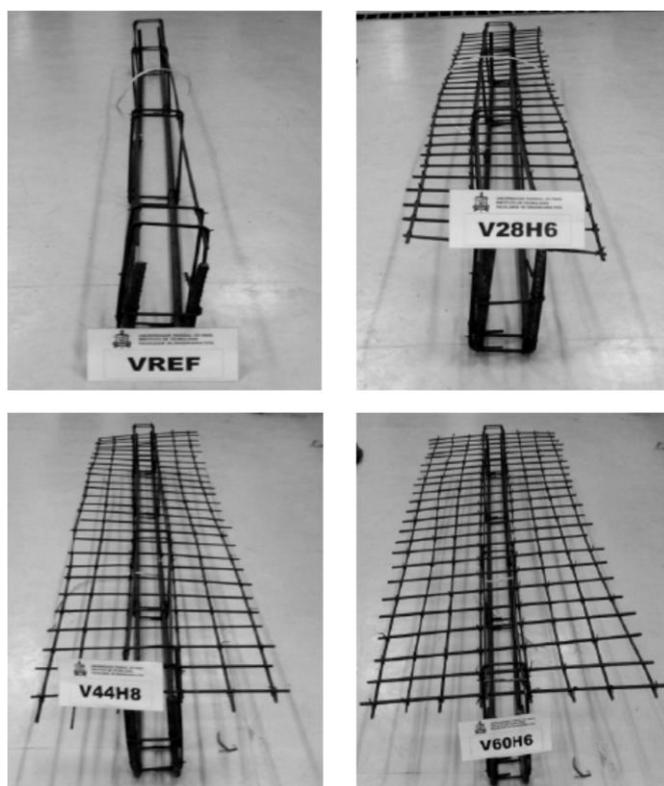


Figura 2.17 – Armadura de flexão, composição da mesa e reforço (BRANCO, 2011)

No decorrer dos ensaios, algumas das vigas ensaiadas alcançaram a carga de escoamento da armadura de flexão entre 60 kN e 100 kN e atingiram o colapso por cisalhamento em seguida.

Como esperado, verificou-se clara influência da geometria e das dimensões da seção transversal. O aumento das abas da seção T proporcionou ganhos significativos à capacidade resistente da peça, apresentando acréscimos de até 3 vezes a carga de ruptura de referência (da

viga VREF) e redução de deslocamentos verticais de até 63% para cada viga, quando comparado também com os resultados da viga de referência VREF.

A Tabela 2.7 apresenta o quadro de cargas para todas as vigas ensaiadas, com suas respectivas áreas, momentos de inércia e cargas teóricas e experimentais, sendo possível notar que de acordo com a variação da largura da mesa até um b_f de 600 mm por um h_f de 60 mm de espessura a viga atingiu a maior carga última como ocorrido com a viga V60H6. É apresentada ainda a comparação entre a carga última experimental (P_u) com a carga de ruptura por flexão (P_{flex} calculada pela teoria de tensões e deformações de acordo com NBR 6118, 2007) para cada viga, juntamente com os modos de ruptura observados durante os ensaios e estimados, seguindo o critério de que a ruptura por flexão ocorreu em vigas que se aproximaram ou ultrapassaram a carga de flexão com relações $P_u/P_{flex} \geq 0,95$.

Tabela 2.7 – Cargas e modos de ruptura (BRANCO, 2011)

VIGA	Área (mm ²)	I (mm ⁴ x10 ⁸)	P_u (kN)	M_{flex} (kN)	P_{flex} (kN)	P_u/P_{flex}	Modo de ruptura observado	Modo de ruptura estimado
VREF	30000	1,563	45	30,6	102	0,44	C	C
V28H4	33280	2,153	63	31,6	105,4	0,6	C	C
V28H6	36480	2,569	78	31,6	105,4	0,74	C	C
V28H8	39680	2,879	91	31,6	105,4	0,86	C e E	C
V44H4	39680	2,248	87	32,2	107,3	0,81	C	C
V44H6	46080	2,677	120	32,2	107,3	1,12	C e E	F
V44H8	52480	2,975	127	32,2	107,3	1,18	C e E	F
V60H4	46080	2,279	83	32,8	109,3	0,76	C e E	C
V60H6	55680	2,697	140	32,8	109,3	1,28	C e E	F
V60H8	65280	2,984	123	32,8	109,3	1,13	C e E	F

Modos de ruptura: C (cisalhamento), C e E (cisalhamento com escoamento da armadura longitudinal de tração) e F (flexão).

Após os ensaios das vigas foi possível entender que a parcela de contribuição do concreto V_c é fortemente influenciada pela forma da seção transversal, quando solicitada à força cortante. A variação da forma retangular tradicional para a forma T influencia, consideravelmente, a resistência aos cisalhamentos de vigas de concreto armado, mantidas as propriedades do concreto e suprimidas as armaduras transversais. O aumento da resistência última foi significativo nas vigas com abas e, mais ainda, nas vigas com largura (b_f) de 400 e 600 mm, nas quais a contribuição da mesa foi capaz de modificar o modo de ruptura das peças cujas armaduras de flexão entraram em regime de escoamento e a viga alcançou o

momento resistente de flexão. Desta forma, a consideração da forma das vigas, torna-se indispensável para a produção de estruturas cada vez mais econômicas.

Os ensaios mostraram também que a inclinação das fissuras ou das diagonais comprimidas varia com a relação b_f / b_w , onde essa inclinação situa-se em torno de 45° para $b_f / b_w = 1$ e cresce para cerca de 55° para $b_f / b_w \geq 5$.

No âmbito das estimativas de resistência ao esforço cortante as normas NBR 6118 (2007) e ACI 318 (2011) superestimaram a capacidade resistente das vigas uma vez que seus resultados foram o dobro e 1,47 vezes a carga de ruptura da viga de referência retangular sem estribos. O mesmo ocorreu com a expressão de MUTTONI e RUIZ (2008) em que a previsão foi 17% maior que o esperado. Diferentemente dos resultados anteriores, a previsão da norma EUROCODE 2 (2002) convergiu com o resultado experimental da viga de referência VREF com taxa de 98%, indicando-se a mais precisa para o cálculo da resistência ao esforço cortante de vigas retangulares de concreto armado sem estribos.

Ambas as normas e expressões não apresentam prescrições com relação à resistência de vigas T ao cisalhamento e não tiveram boa correlação com os resultados experimentais das vigas de seção T sem estribos. Comparando-se pelos grupos de mesma largura colaborante b_f em comum, destaca-se o aumento da tensão cisalhante com o aumento da altura h_f das vigas, ficando implícito que o alívio de tensões é perceptível com o aumento de b_f das mesmas.

2.4.3 NGHIEP (2011)

O autor realizou a pesquisa objetivando aperfeiçoar o entendimento do comportamento de estruturas ao cisalhamento, identificar os significativos mecanismos de resistência ao cisalhamento e desenvolver novos modelos de distribuição de tensão nas peças para uso prático, com relação a vigas convencionais e escalonadas (oblíquas) de concreto sem estribos.

Para este estudo, o autor analisou o comportamento de 18 membros de concreto armado sem armadura transversal, com diferentes dimensões e com inclinações, sujeitas a elevados carregamentos. As vigas de ensaios foram confeccionadas para terem geométrica semelhante a lajes de decks de pontes na prática. Em tais estruturas adotou-se $a/d=5$. As profundidades efetivas das vigas foram $d = 0,3$ m, $0,2$ m e $0,15$ m.

Consequentemente, ângulos de inclinação das vigas foram, aproximadamente, iguais a 0° , 4° e 6° correspondentemente (Vigas de Teste 1L, 2L e 3L da Figura 2.18). Outra viga com inclinação de 4° é também adicionada neste grupo para comparar com a viga 2L que tem o mesmo ângulo. A profundidade efetiva desta viga é $d = 0,24$ m (Vigas 2K da Figura 2.18).

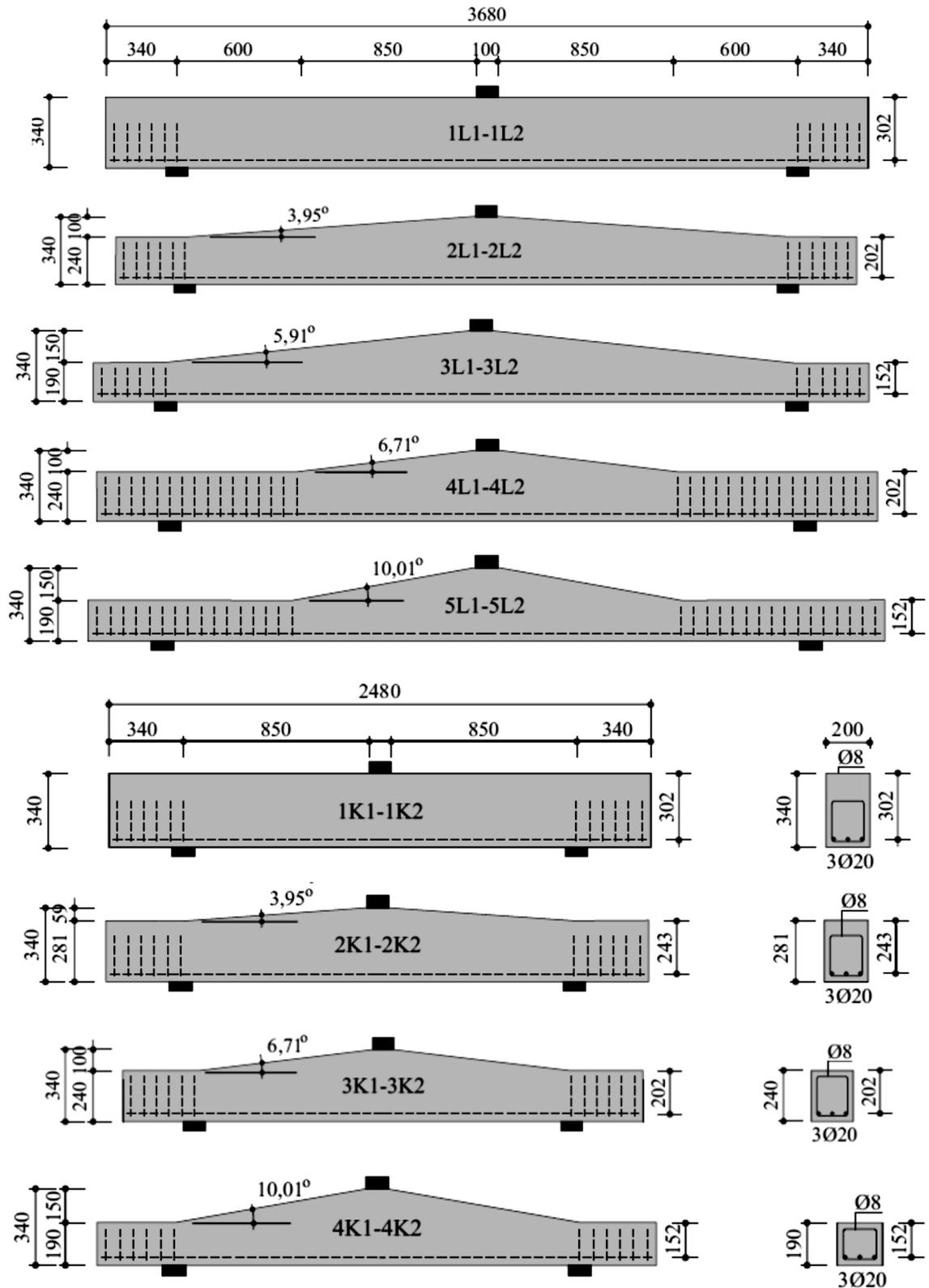


Figura 2.18 – Dimensões geométricas de 18 (2x9) vigas (NGHIEP, 2011).

A fim de avaliar a influência do momento de resistência ao cisalhamento das vigas escalonadas, duas vigas 2D e 5D foram confeccionadas com características idênticas a 3K e 4K, com $a/d = 5$, em vez de $a/d = 3$. A região entre o suporte e o fim da viga é reforçada por

estribos para aumentar a força de resistência ao cisalhamento nestas regiões (Vigas 4L e 5L da Figura 2.18). Assim, o programa experimental inclui 9 vigas de concreto sem estribo com ângulos de inclinação que variam de 0° a 10° , em que 5 vigas tem $a/d = 5$ e os outros têm $a/d = 3$. As vigas foram confeccionadas com armaduras longitudinal com $f_{yk} = 500$ MPa e concreto com $f_{ck} = 30$ MPa.

As características e as cargas críticas de ruptura das vigas estão apresentadas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Sumário dos resultados (NGHIEP, 2011)

Vigas	d (mm)	b (mm)	a/d	α ($^\circ$)	ρ (%)	f_{ck} (MPa)	F_{rup}	Modo de ruptura
1L-1	300-300	200	5	0	1,57-1,57	48,11	151	Cisalhamento
1L-2	300-300	200	5	0	1,57-1,57	49,24	158	Cisalhamento
2L-1	200-300	200	5	3,95	2,36-1,57	49,45	150	Cisalhamento
2L-2	200-300	200	5	3,95	2,36-1,57	49,99	149	Cisalhamento
3L-1	150-300	200	5	5,91	3,14-1,57	50,21	133	Cisalhamento
3L-2	150-300	200	5	5,91	3,14-1,57	50,98	139	Cisalhamento
4L-1	200-300	200	5	6,71	2,36-1,57	52,21	207	Flexão
4L-2	200-300	200	5	6,71	2,36-1,57	52,44	207	Flexão
5L-1	150-300	200	5	10,01	3,14-1,57	53,3	206	Flexão
5L-2	150-300	200	5	10,01	3,14-1,57	53,25	207	Flexão
1K-1	300-300	200	3	0	1,57-1,57	53,86	151	Cisalhamento
1K-2	300-300	200	3	0	1,57-1,57	53,95	139	Cisalhamento
2K-1	240-300	200	3	3,95	1,96-1,57	54,18	167	Cisalhamento
2K-2	240-300	200	3	3,95	1,96-1,57	54,22	170	Cisalhamento
3K-1	200-300	200	3	6,71	2,36-1,57	54,26	159	Cisalhamento
3K-2	200-300	200	3	6,71	2,36-1,57	54,31	160	Cisalhamento
4K-1	150-300	200	3	10,01	3,14-1,57	54,78	170	Cisalhamento
4K-2	150-300	200	3	10,01	3,14-1,57	54,82	168	Cisalhamento

Os resultados dos testes mostraram típicos modos de ruptura ao cisalhamento em vigas de concreto sem estribos. Em geral, estes modos de ruptura são uma combinação de tensão diagonal de ruptura, ruptura cisalhante por compressão, ruptura cisalhante por tração.

Um fenômeno geral dessas rupturas é que o colapso frágil ocorre logo após a formação da fissura diagonal crítica ao cisalhamento. Em seguida, as vigas de ensaios não podem resistir a qualquer carga a mais.

A análise dos resultados confirma a influência de alguns fatores significativos, especialmente, o efeito do ângulo de inclinação na resistência ao cisalhamento de vigas sem

estribos. Os ângulos de inclinação trouxeram efeitos positivos no aumento da resistência ao cisalhamento em vigas curtas.

A resistência ao cisalhamento de vigas curtas com uma inclinação de 10° pode ser 18% maior do que em vigas diretas. No entanto, os efeitos de inclinação tornaram-se muito negativos para longas vigas de concreto armado. A resistência ao cisalhamento em vigas longas com inclinação de 6° é 16% menor do que para vigas retas.

2.4.4 PEIXOTO & MELO (2006)

Visando contribuir para o aprimoramento do sistema pré-moldado, os autores analisam os resultados experimentais de 4 lajes nervuradas pré-moldadas unidirecionais de concreto armado, constituídas de faixas de lajes justapostas, ligadas através de um grauteamento armado.

O objetivo da pesquisa foi o de analisar o comportamento das lajes propostas à flexão, considerando taxas geométricas variáveis de armadura à flexão. E, visando a avaliação do comportamento das ligações transversais sob tensões mais elevadas, duas lajes foram dimensionadas para romper por flexão e duas para romper por cisalhamento nas nervuras.

Foram ensaiadas 4 lajes pré-moldadas com largura de 1080 mm, comprimento de 2500 mm, nervuras com 70 mm de largura média e 150 mm de altura, espaçadas de 531 mm e mesas com 30 mm de espessura. Sendo que cada uma das lajes é composta por 2 elementos pré-moldados. Cada elemento representa um trecho autoportante de laje, onde a mesa está monoliticamente ligada à nervura, como mostra a Figura 2.19. Os detalhes da ligação dos elementos são mostrados na Figura 2.20.

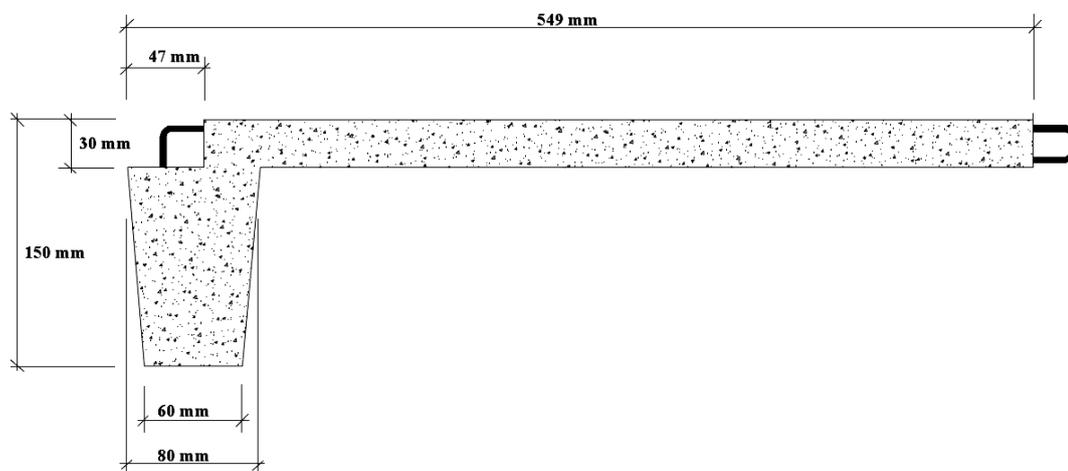


Figura 2.19 – Elemento componente da laje (PEIXOTO & MELO, 2006)



Figura 2.20 – Detalhe da ligação dos elementos da laje nervura pré-moldada (PEIXOTO & MELO, 2006).

A armadura de flexão das nervuras foi composta de uma barra de 8,0 mm de diâmetro, duas de 8,0 mm, uma de 12,5 mm e duas de 12,5 mm para as lajes L1, L2, L3 e L4, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 2.9. Todas as lajes apresentavam a mesma armadura de cisalhamento e de distribuição com diâmetro de 4,2 mm.

Tabela 2.9 – Características das armaduras das lajes (PEIXOTO & MELO, 2006)

Laje	Armadura de Flexão		d (mm)	ρ (%)
	Nº de barras	A_s (mm ²)		
L1	1 ϕ 8.0 mm	50	136	0,53
L2	2 ϕ 8.0 mm	100	136	1,05
L3	1 ϕ 12.5 mm	125	134	1,33
L4	2 ϕ 12.5 mm	250	134	2,66

O concreto utilizado nas lajes atingiu a resistência à compressão de 35 MPa. Para o grauteamento da ligação, foi utilizado um concreto com seixo rolado de granulometria 5 mm. Os aços utilizados nas lajes foram de um mesmo lote, com diâmetros de 8,0 mm e 12,5 mm de CA-50, e 4,2 de CA-60. O sistema de ensaio consistiu da aplicação de cargas linearmente distribuídas sobre as mesas das lajes

A Tabela 2.10 apresenta as cargas de ruptura previstas (P) considerando as resistências ao cisalhamento (P_{cis}), de acordo com a NBR 6118 (2007), e flexão (P_{flex}), as cargas de ruptura observadas (P_u) e os modos de ruptura observados nos ensaios das lajes. Não foram observadas, pelo menos visualmente, qualquer fissura nos trechos de ligação/engastamento das placas devida ao carregamento aplicado. As lajes romperam como modos de ruptura concordando com aqueles estimados pela norma brasileira.

Apenas a laje L1 rompeu por flexão, todas as outras romperam por cisalhamento nas nervuras, como esperado. Os resultados apresentaram satisfatória concordância com os estimados para as cargas e modos de ruptura, o que corrobora a previsibilidade do comportamento deste tipo de laje nervurada pré-moldada de concreto armado, compatível com o observado para lajes monolíticas convencionais.

O código americano ACI 318 (2008), pode ser considerado conservador para as lajes ensaiadas, apresentando resistências aos esforços cortantes iguais para todas as lajes, e bastante inferiores às observados experimentalmente e às estimadas pelas demais normas. As normas CEP-FIP MC90 e NBR 6118 (2003) forneceram resultados muito próximos das cargas últimas observadas.

Tabela 2.10 – Cargas últimas e modos de ruptura das lajes (PEIXOTO & MELO, 2006)

Laje	ρ (%)	P_{flex} (kN)	P_{cis} (kN)		P (kN)	P_u (kN)	P_u/P	Modo de ruptura observado
			$\theta=45^\circ, \alpha=90^\circ$	$\theta=30^\circ, \alpha=90^\circ$				
L1	0,53	26,8	55,0	63,0	26,8	30,0	1,12	Flexão por tração nas nervuras
L2	1,05	53,0	55,0	63,0	53,0	50,0	0,94	Cisalhamento nas nervuras
L3	1,33	66,0	54,0	62,0	57,1	55,0	0,96	Cisalhamento nas nervuras
L4	2,66	130,0	54,0	62,0	57,1	60,0	1,05	Cisalhamento nas nervuras

2.4.5 TEIXEIRA (2012)

Este trabalho apresenta um estudo experimental para a determinação da largura colaborante em mesas de lajes nervuradas de concreto armado. Esta largura é definida utilizando-se as recomendações contidas nas diversas normas e procedimentos já consagrados de estruturas de concreto armado. Visando a determinação da largura da mesa que efetivamente contribui na capacidade resistente da seção de lajes nervuradas, foram instrumentados e ensaiados modelos que buscaram reproduzir faixas de nervuras e painéis de laje.

Foram confeccionados 6 peças, onde 4 delas são faixas localizadas no centro das lajes, sendo agrupadas nos modelos I e II; enquanto, as outras 2 peças são painéis de laje em escala 1:2 variando-se a quantidade de nervuras secundárias, sendo agrupadas nos modelos III e IV.

O dimensionamento das armaduras foi feito considerando a laje no ELU (Estado Limite Último), e para tal, todos os coeficientes de segurança utilizados no programa de

cálculo estrutural foram lançados como unitários. Após o processamento do modelo estrutural proposto foram obtidas as armaduras (A_s) para toda a estrutura, sendo apenas apresentada armadura da laje nervurada, por se tratar do real interesse deste trabalho.

O modelo I e II são faixas provenientes de lajes nervuradas, que foram confeccionadas com cubas semicilíndricas. A laje nervurada que gera a faixa para o modelo I, possui $4,5 \times 4,5$ m², com altura total de 17 cm, conforme mostrada na Figura 2.21. O mesmo ocorre com o modelo II, onde a laje nervurada geradora da faixa possui as seguintes dimensões: $3,0 \times 6,0$ m² e altura total de 17 cm, sendo que as dimensões da faixa estudada são as mesmas do modelo I. Das 4 faixas de laje nervuradas, uma faixa de cada modelo foi confeccionada com conduíte em sua mesa.

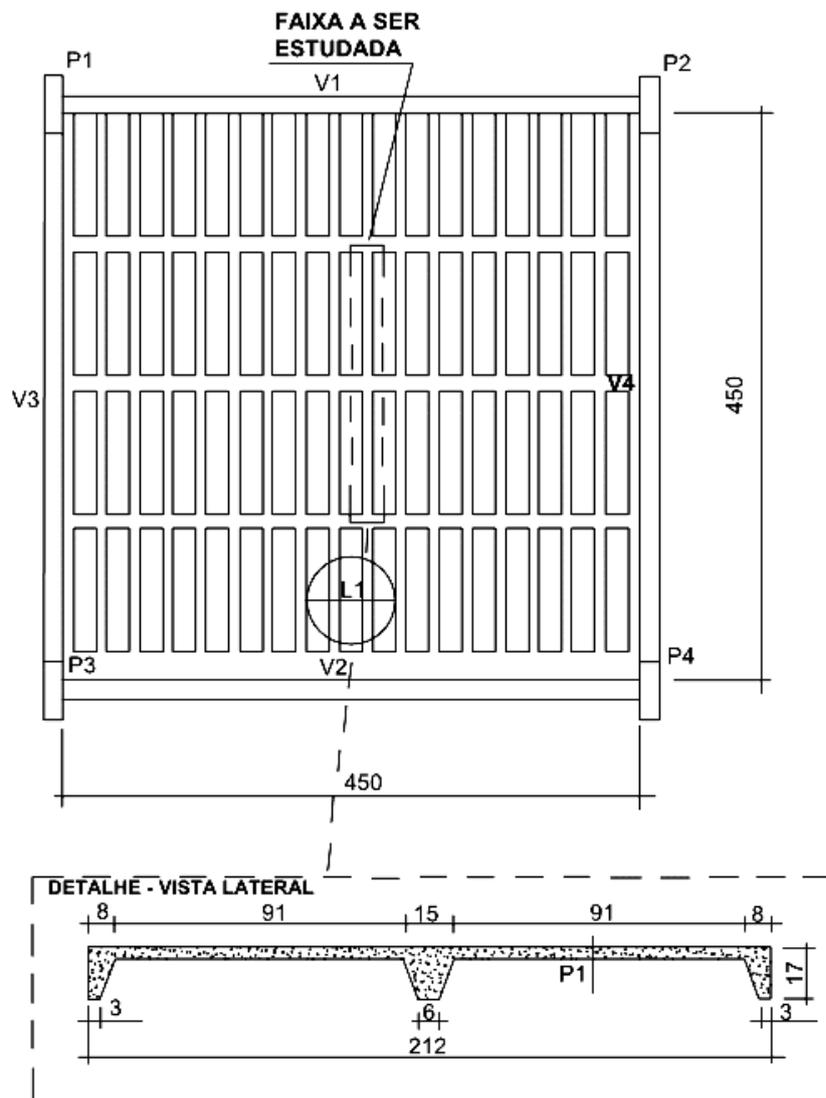


Figura 2.21 – Laje do modelo I em planta e vista lateral da faixa central a ser estudada (TEIXEIRA, 2012).

Para o modelo III ou PL-01, foi idealizado como um painel de laje modelo de cubas semicilíndricas, isolado, composto por meio-barrote.

O objetivo do elemento PL-01 foi a criação de um protótipo que servisse para a elaboração de um modelo reduzido em escala 1:2. As dimensões da laje nervurada de PL-01 consistiram num painel retangular medindo 1,10 x 1,18 x 0,17 m³.

A partir da modelagem feita na laje nervurada PL-01, obteve-se um fator de redução de escala que levou a confecção de uma laje reduzida com as seguintes dimensões 0,55 x 0,59 x 0,085 m³, como mostrada na Figura 2.22.

O mesmo procedimento ocorreu para o modelo IV ou PL-02, o que levou a confecção de uma laje reduzida com as seguintes dimensões 0,55 x 0,87 x 0,085 m³, como mostrada na Figura 2.23.

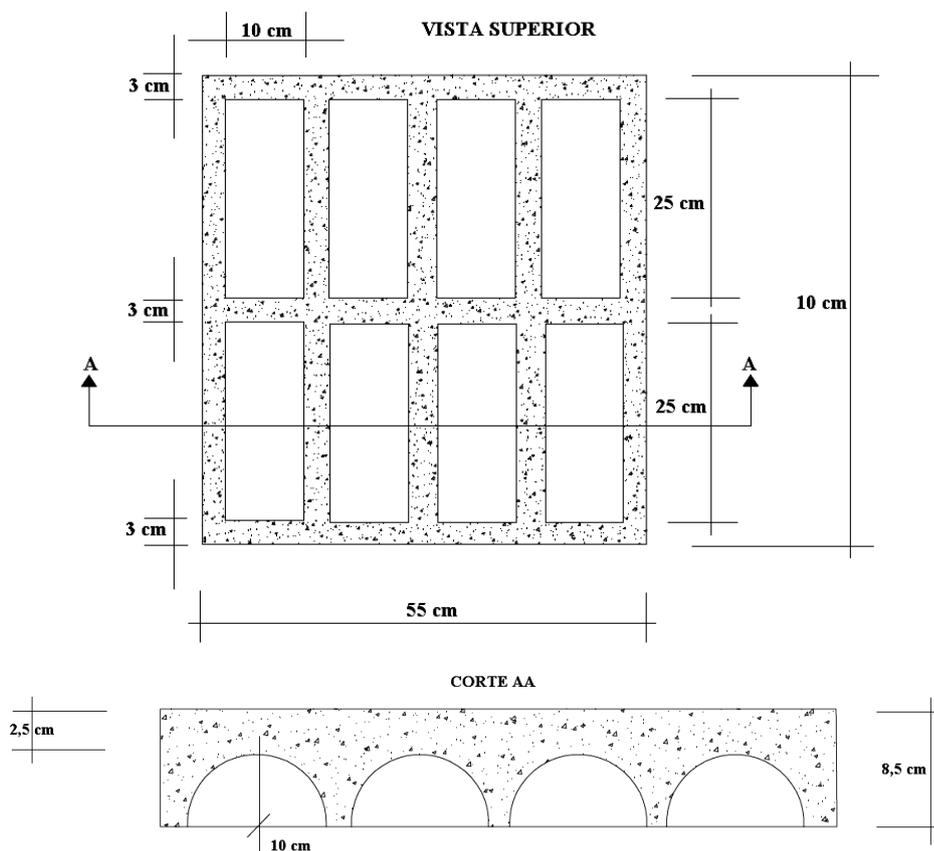


Figura 2.22 – Vista inferior e corte do modelo reduzido de PL-01 (TEIXEIRA, 2012).

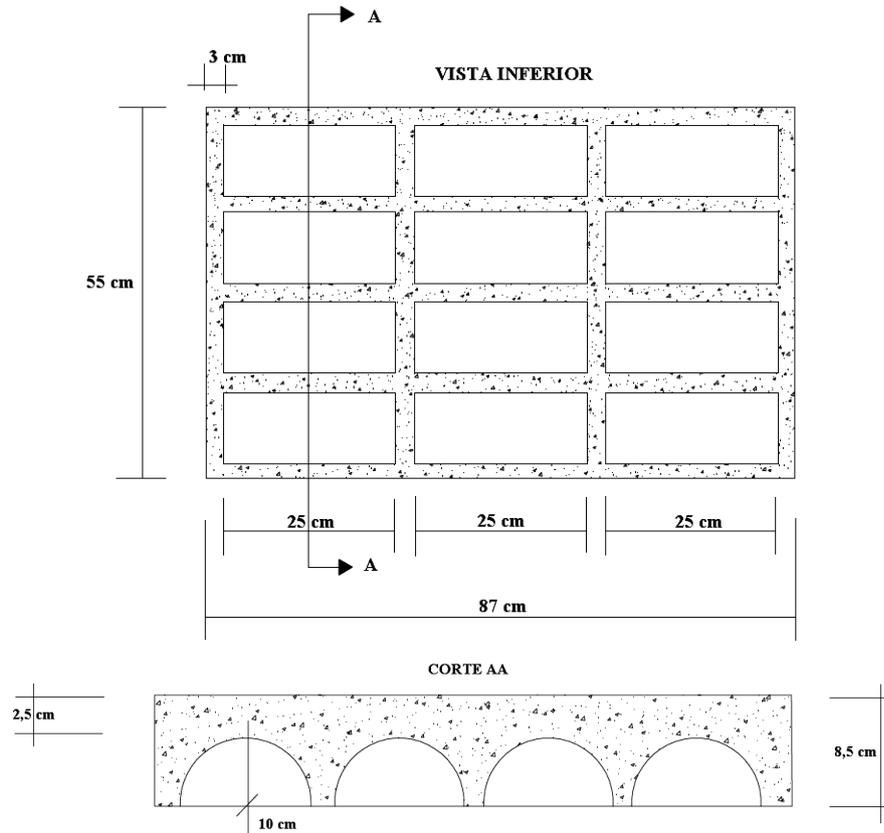


Figura 2.23 – Vista inferior e corte do modelo reduzido de PL-02 (TEIXEIRA, 2012).

Com relação ao sistema de ensaios houve diferenças entre a disposição da carga para com as faixas e os painéis reduzidos. Para a realização dos ensaios das vigas foram aplicadas cargas concentradas, que eram transferidas para as vigas através de perfil metálico com seção “I”. O perfil apoiava-se em dois pontos ao longo da mesa da viga, em berços compostos por suportes e roletes, conforme Figura 2.24. Enquanto, que para a realização dos ensaios nos painéis reduzidos, a fim de obter valores da largura colaborante, foi feita a aplicação de carga parcialmente distribuída em chapa posicionada no centro das lajes, conforme Figura 2.25.

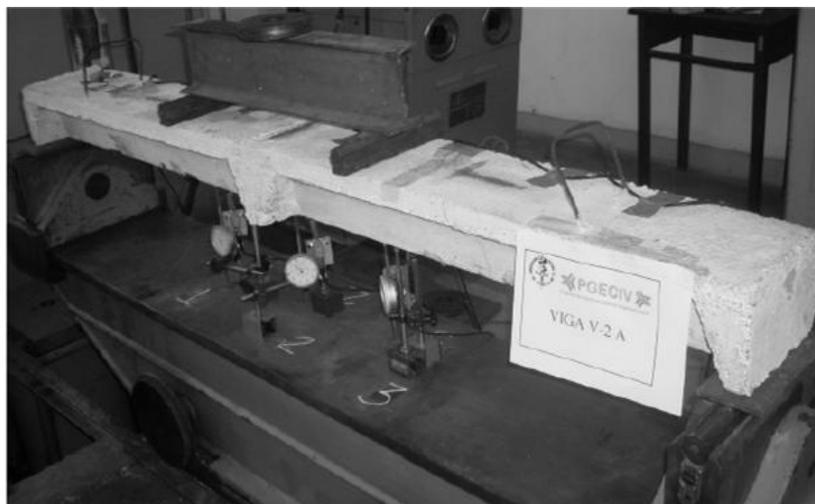


Figura 2.24 – Sistema de ensaio para as faixas de laje (TEIXEIRA, 2012).

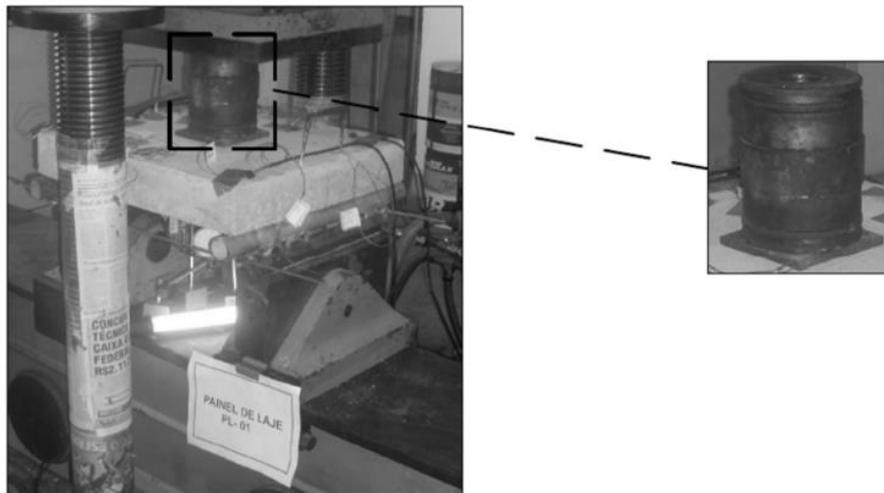


Figura 2.25 – Sistema de ensaio para painéis reduzidos (TEIXEIRA, 2012).

Após os ensaios foi possível obter algumas conclusões:

- ✓ Constatou-se que a presença do conduíte não acarretou fissuras entre a alma e mesa das faixas de laje nervurada, mesmo situando-se no limite entre as duas, o que demonstra sua baixa influência na resistência da faixa;
- ✓ A maior inércia da nervura secundária nas faixas acarretou na distribuição de tensões nas regiões das mesas;
- ✓ A largura colaborante calculada para estes modelos de viga alcançou valores próximos à largura total da mesa para cargas próximas a carga de fissuração, devido à distribuição de tensões por toda a largura da mesa;
- ✓ A largura colaborante experimental nos painéis reduzidos aumentou à medida que os valores das alturas equivalentes diminuem, demonstrando que as expressões utilizadas só tiveram validades para o concreto não fissurado;
- ✓ Como neste trabalho foram ensaiados apenas dois painéis, não foi possível verificar de forma mais ampla o comportamento largura colaborante no concreto após a fissuração. Para uma maior confirmação da validade das expressões seriam necessários mais ensaios com painéis de laje.

2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

2.5.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são analisados importantes códigos estruturais, tais como a NBR 6118 (2007), o ACI 318 (2008) e o EUROCODE 2 (2002), com o objetivo de comparar os

resultados estimados com os resultados experimentais e discutir a precisão das expressões normativas para estas estimativas.

Assim, serão abordadas algumas considerações a respeito das dimensões máximas e mínimas de elementos em lajes nervuradas, além da descrição dos procedimentos de dimensionamento ao cisalhamento, tratando-se somente do caso de peças não protendidas desprovidas de armadura cisalhamento nas nervuras, já que os modelos em estudo dispensam a análise das armaduras transversais como mecanismo resistente.

As previsões de capacidade resistente estimadas serão avaliadas e comparadas entre si para essas situações no Capítulo 4.

2.5.2 Códigos Normativos

2.5.2.1 NBR 6118 (2007)

2.5.2.1.1 Dimensões limites

A norma brasileira traz recomendações distintas para lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais. Lajes nervuradas unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, sendo desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção.

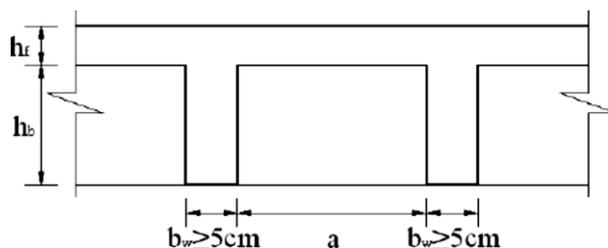


Figura 2.26 - Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme a NBR 6118 (2007)

A prescrição da norma para as lajes nervuradas bidirecionais é de que as mesmas podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças. E, para tanto, são estabelecidas certas limitações pela norma para a laje nervurada, a fim de que possa ser calculada como laje maciça (Figura 2.26). Dentre elas, destacam-se:

✓ A espessura da mesa h_f , quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre nervuras e não menor que 30 mm; existindo tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5 mm, o valor mínimo deve ser 40 mm;

- ✓ A espessura das nervuras b_w não deve ser inferior a 50 mm;
- ✓ Nervuras com espessura b_w menor que 80 mm não devem conter armadura de compressão;
- ✓ Se a distância entre eixos de nervuras l_0 for maior que 650 mm, estas devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas. Nesse caso, as nervuras deverão ter estribos. Nesta situação, a verificação da resistência à flexão da mesa deverá ser verificada, calculando-se a armadura da mesa como no caso de lajes maciças com espessura h_f simplesmente apoiadas nas nervuras;
- ✓ Se a distância entre eixos de nervuras l_0 for menor ou igual a 650 mm, o critério de lajes pode ser utilizado para verificar o cisalhamento. Neste caso, os estribos podem ser dispensados se

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wul} = 0,038 \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

Sendo que,

$$k = 1,6 - d, \text{ com } d \text{ em m.}$$

Onde, para esta situação, pode-se adotar armadura mínima para a mesa;

- ✓ A verificação como laje também é permitida se $650 \text{ mm} < l_0 + b_w < 900 \text{ mm}$;
- ✓ Os estribos das nervuras, quando necessários, devem ter espaçamento máximo de 200 mm;
- ✓ Nas lajes unidirecionais, sempre que houver cargas concentradas ou quando o vão teórico l for superior a 4m, devem ser utilizadas nervuras de distribuição.

2.5.2.1.2 Verificação ao Cisalhamento

Na NBR 6118 (2007) prescreve que as lajes nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir às tensões de tração causadas pela força cortante quando o valor solicitante de cálculo obedecer (Equação 1).

$$V_{Sd} = V_{Rd1} \tag{Equação 1}$$

Onde,

V_{Sd} é a força cortante de cálculo; e

V_{Rd1} é a resistência de cálculo ao cisalhamento.

A resistência de cálculo ao cisalhamento para elementos sem armadura transversal é dada pela Equação 2.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2}$$

onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02; \quad e \quad k = (1,6 - d) \geq 1, \quad d \text{ em m.}$$

sendo,

τ_{Rd} a tensão de cisalhamento resistente limite de cálculo;

f_{ctd} a resistência de cálculo do concreto à tração;

$f_{ctk,inf}$ a resistência característica à tração do concreto com o valor inferior;

A_{s1} a área da armadura de tração; e

b_w a largura mínima da seção ao longo da altura útil d .

A verificação da compressão diagonal do concreto (biela comprimidas) em elementos sem armadura de cisalhamento, de acordo com a NBR 6118 (2007), deve ser feita comparando a força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} com a resistência de cálculo V_{Rd2} , dada pela Equação 3.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3}$$

sendo,

V_{Rd2} a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, em elementos sem armadura de cisalhamento; e

$$\alpha_{v1} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ o coeficiente de efetividade para o concreto, com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Para que as lajes possam resistir às tensões de tração oriunda da força cortante, as diagonais tracionadas são verificadas aplicando-se os critérios de estado limite último ao cisalhamento em elementos lineares com $b_w < 5 \cdot d$ (vigas). Assim, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificada a condição expressa pela Equação 4 e 5.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{Equação 4}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad \text{Equação 5}$$

sendo,

V_{Sd} a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto; e

$V_{Rd3} = V_c$ a força cortante resistente de cálculo para lajes sem armadura de cisalhamento, relativa à ruína por tração diagonal, com a parcela de força cortante absorvida por mecanismo complementares ao de treliça, na flexo-compressão, determinada pela Equação 6:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,max}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad \text{Equação 6}$$

Com V_{c0} determinação pela Equação 7

$$V_{c0} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 7}$$

2.5.2.2 ACI 318 (2008).

2.5.2.2.1 Dimensões limites

As dimensões limites estabelecidas pelo código norte-americano para o projeto de lajes nervuradas são as seguintes, conforme ilustrado na Figura 2.27.

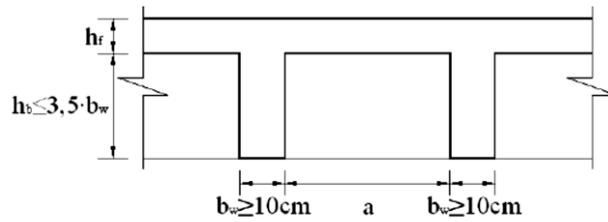


Figura 2.27 – Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme o ACI 318 (2008)

- ✓ A espessura mínima da mesa varia entre $a/12 \leq h_f \leq 50$ mm;
- ✓ A largura deve ser maior que $b_w \geq 100$ mm e altura das nervuras $h_b \leq 3,5 \cdot b_w$;
- ✓ Em caso de tubulações horizontais embutidas, a laje deve ter, no mínimo, 25 mm a mais de espessura até a extremidade em qualquer ponto;
- ✓ O espaçamento entre as faces das nervuras não deve exceder 750 mm, exigindo-se a verificação da flexão da mesa e cisalhamento na região das nervuras;
- ✓ São permitidas as considerações dos critérios de laje ou de viga, respeitando-se os limites de taxa de armadura mínima.

2.5.2.2.2 Verificação ao Cisalhamento

De acordo com a ACI 318 (2008), a resistência ao cisalhamento de peças de concreto armado, é baseada na tensão de cisalhamento média da superfície transversal efetiva $b_w \cdot d$, determinada em função das parcelas resistentes do concreto V_c e da armadura de cisalhamento V_s , como indicado na Equação 8.

$$V_u \leq V_n = V_c + V_s \quad \text{Equação 8}$$

Para o cálculo de peças sem armadura de cisalhamento, como $V_n = V_c$, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela Equação 9.

$$V_c = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 9}$$

onde,

$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$ é a taxa geométrica de armadura longitudinal;

b_w é a menor largura da seção em mm;

$f_c < 70$ MPa é a resistência à compressão do concreto;

M_u é o momento fletor último em N.mm.

No entanto, o código indica um método de cálculo simplificado que adota $V_c = 0,01 \cdot \sqrt{f_c}$, levando-se em consideração o efeito pino e à relação a/d , dado pela Equação 10.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 10}$$

2.5.2.3 EUROCODE 2 (2002)

2.5.2.3.1 Dimensões limites

A norma europeia recomenda que lajes nervuradas não precisem ser dimensionadas a partir da discretização de seus elementos, capa e nervura, desde que o conjunto possua rigidez torsional.

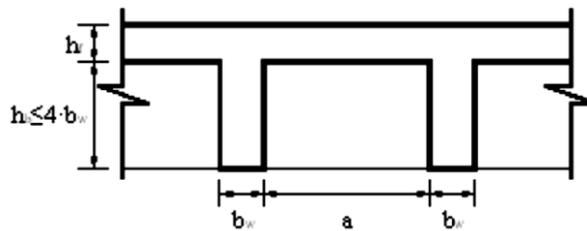


Figura 2.28 - Dimensões da seção transversal das nervuras, conforme o EUROCODE 2 (2002)

O código europeu permite que lajes nervuradas sejam dimensionadas com uma analogia a lajes maciças de inércia equivalente (Figura 2.28), desde que sejam satisfeitas as seguintes exigências:

- ✓ O espaçamento entre as nervuras a não deve exceder a 150 mm;
- ✓ A altura da nervura abaixo da capa h_n não deve exceder a 4 vezes sua largura b_w ;
- ✓ A espessura da capa h_f deve ser igual a, pelo menos, 1/10 da distância entre as nervuras a ou 50 mm (o que for maior). Este valor pode ser reduzido para 40 mm quando os blocos de enchimento não forem retirados da estrutura;
- ✓ No caso de lajes nervuradas unidirecionais, devem ser previstas nervuras transversais, cujo espaçamento não deve exceder a 10 vezes a altura da laje nervurada;

Torna-se importante ressaltar que esta norma permite a análise de lajes nervuradas através da utilização de métodos no regime plástico, desde que a mesma tenha um

comportamento semelhante ao de uma laje maciça de inércia equivalente, principalmente no que se refere à rigidez torsional.

2.5.2.3.2 Verificação ao Cisalhamento

O EUROCODE 2 (2002) prescreve equações também derivadas da analogia de treliça, onde deve ser verificadas as parcelas de resistência do mecanismo de distribuição de forças de cisalhamento. Dividas entre vigas que requerem ou não o uso de armadura transversal.

Para as seções que não requerem armadura transversal, inicialmente, deve ser verificada a condição abaixo, demonstrada pela Equação 11, caso contrário o elemento necessitará de armadura transversal.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad \text{Equação 11}$$

onde,

$V_{Rd,c}$ é a força cortante de cálculo de elementos sem armadura transversal;

V_{Ed} é a força cortante solicitante máxima devido o estado limite último;

Assim sendo a resistência ao esforço cortante do elemento é dada pela Equação 12:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 12}$$

Com um valor mínimo dado pela Equação 13:

$$V_{Rd,c-min} = 0,035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 13}$$

onde,

$$\rho_1 \text{ é a taxa de armadura longitudinal } \left(\frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \right)$$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo descreve-se o programa experimental da pesquisa, que consiste no desenvolvimento dos ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará. O experimento constitui de um total de oito painéis de lajes nervuradas unidirecionais, sem a presença de armadura transversal, avaliando a contribuição da mesa na resistência ao cisalhamento.

Os modelos ensaiados em laboratório não apresentam as mesmas condições de contorno de uma estrutura real, conforme a Figura 3.1, pois esta apresenta uma continuidade na mesa colaborante o que levaria ao aparecimento de solicitações diferentes das de laboratório.

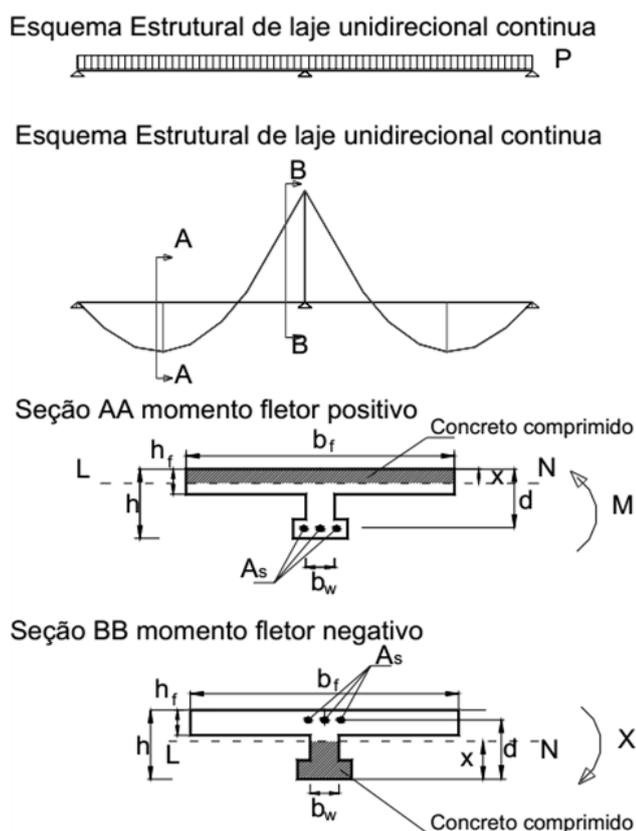


Figura 3.1 – Laje contínua pré-fabricada unidirecional (FLÓRIO, 2004).

3.1.1 Princípio do Ensaio

A revisão bibliográfica mostrou que muitas pesquisas em estruturas de concreto armado (vigas e lajes) sem armadura transversal foram realizadas, na busca de melhorias na área técnica e econômica. Contudo, fundamentado na pesquisa de BRANCO (2011), que

observou a contribuição da mesa na capacidade resistente ao cisalhamento de vigas T, acredita-se que tal contribuição possa trazer características paralelas no que tange as lajes nervuradas unidirecionais, que não deixam de ser vigas T com mesas colaborantes unidas, e, desta forma, investigar experimentalmente as situações que não constam nos procedimentos analíticos das recomendações normativas de dimensionamentos, pois, segundo os resultados de BRANCO (2011), há uma subestima com relação à contribuição de resistência da mesa ao cisalhamento.

Através do ensaio houve a verificação, quantificação e descrição à contribuição da mesa quanto à capacidade resistente ao cisalhamento dos sistemas estruturais que não possuem armadura transversal, sendo a altura da mesa h_f a principal variável a ser considerada. Serão estudados, por conseguinte, os efeitos das variações da altura da mesa h_f e da distância entre os eixos das nervuras l_0 , sendo que as variações adotadas de h_f basearam-se nas dimensões usuais na construção civil, enquanto que as variações de l_0 foram adotadas baseado nos limites normativos, acima e abaixo de 650 mm.

3.2 CARACTERÍSTICAS DAS LAJES

Foram ensaiadas até a ruptura oito painéis de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado. Os painéis são retangulares e quadrados, onde o grupo L1300, composto de quatro painéis, apresenta dimensões (1300 x 2000) mm² variando-se a altura da mesa h_f em 30, 50, 80 e 100 mm, enquanto o grupo L2000, composto de quatro lajes, apresenta dimensões (2000 x 2000) mm² variando-se a altura da mesa h_f em 30, 50, 80 e 100 mm. A altura total da laje é de 300 mm.

As nervuras componentes das lajes possuem 80 mm de largura, distando $l_0 = 610$ mm no grupo L1300 e $l_0 = 960$ mm no L2000 entre eixos – abaixo e acima do limite normativo de 650 mm – e o material do núcleo é composto por compensado de madeira de 10 mm para ambos os grupos.

O cobrimento adotado foi de 15 mm. Todos os painéis apresentam as mesmas disposições para as armaduras de flexão, constituídas por 2 Ø 12,5 mm na direção da nervura, a uma altura útil $d = 277$ mm, sendo adotada $\rho_{flexão} = 1,1\%$ para utilizar a colaboração da armadura longitudinal em sua totalidade e intensificar a participação da altura da mesa na resistência ao cisalhamento, e com relação $a/d = 2,15$.

Não foram usadas armaduras de cisalhamento nas nervuras, com o objetivo de quantificar a contribuição da mesa na resistência. Em função da ausência da armadura de

cisalhamento, havia a possibilidade de ocorrer esmagamento localizado do concreto decorrente das concentrações de tensões nas regiões de apoio e aplicação da carga e, desta forma, optou-se por reforçar estes locais utilizando 2 Ø 5,0 mm, distantes 100 mm entre si na região dos apoios e aplicação de carga, além de facilitar a montagem das armaduras longitudinais, mostrado na Figura 3.2.

Uma armadura de distribuição foi confeccionada e disposta na mesa de todas as lajes, representando a solidarização entre nervura e mesa. Este procedimento visa combater a flexão transversal da mesa devido à aplicação do carregamento, bem como representar a situação mais realista baseada na superposição das armaduras de uma laje com o elemento de viga, principalmente nas lajes do grupo L2000, que tiveram mesas verificadas à flexão segundo norma brasileira. Algumas características das lajes que serão ensaiadas estão Tabela 3.1. Os painéis foram denominados L1300-30, L1300-50, L1300-80, L1300-100, L2000-30, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, como indicados nas Figuras 3.3 a 3.10.

Tabela 3.1 – Características principais das lajes ensaiadas

LAJE	l_0 (mm)	h_f (mm)	I (mm ⁴ x 10 ⁸)	$\rho_{flexão}$ (%)
L1300-30	610	30	5,423	1,1
L1300-50		50	5,511	
L1300-80		80	5,852	
L1300-100		100	6,283	
L2000-30	960	30	5,439	
L2000-50		50	5,583	
L2000-80		80	6,151	
L2000-100		100	6,866	

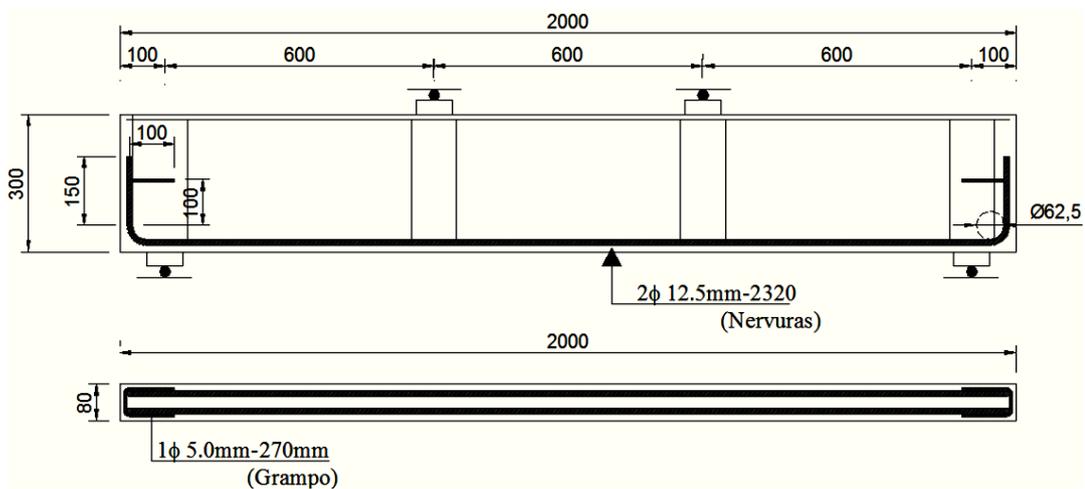


Figura 3.2 – Armadura longitudinal nas nervuras

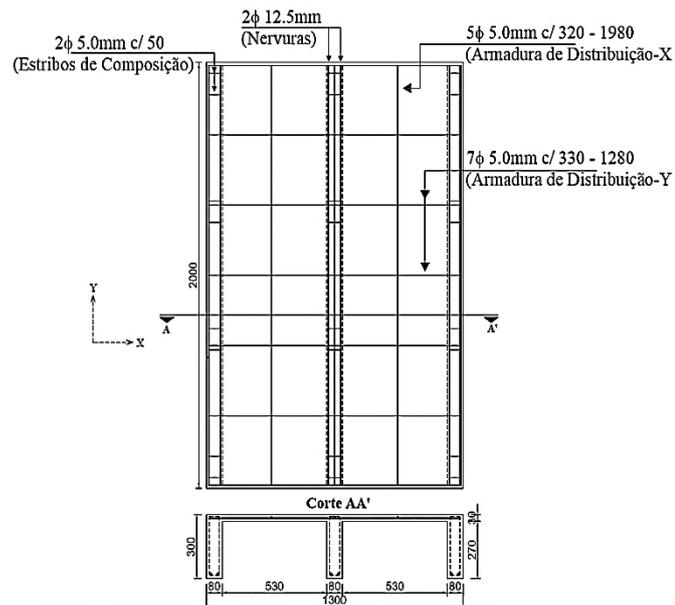


Figura 3.3 – Dimensões da Laje L1300-30

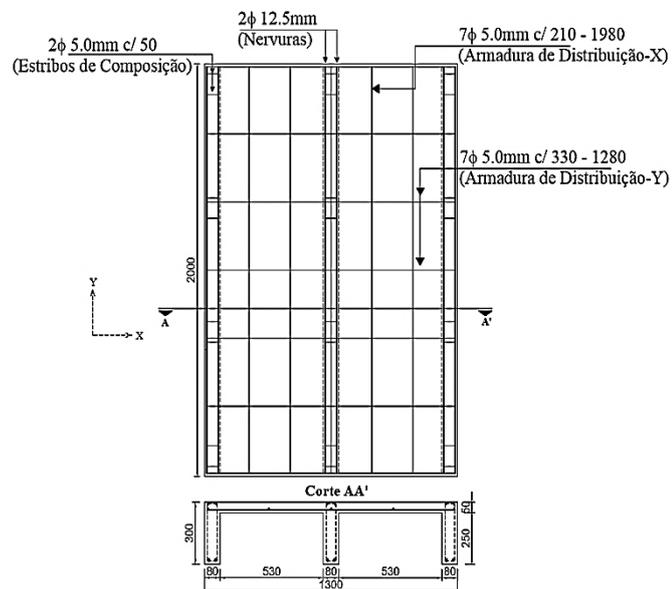


Figura 3.4 – Dimensões da Laje 1300-50

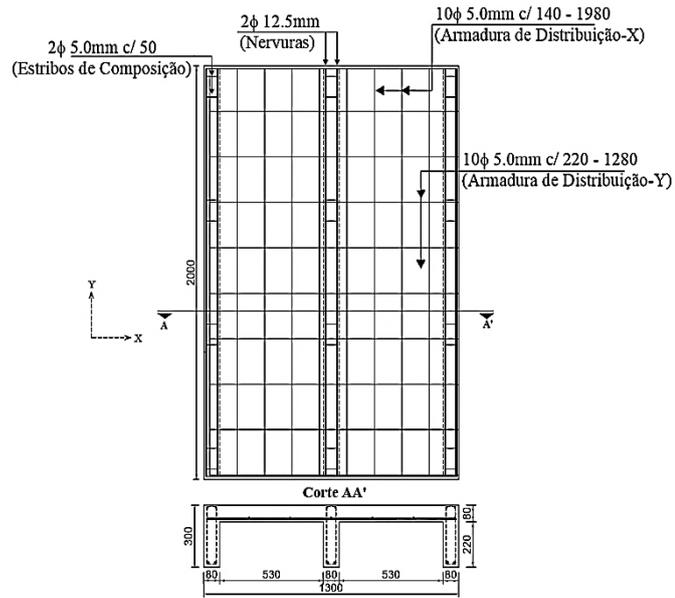


Figura 3.5–Dimensões da Laje L1300-80

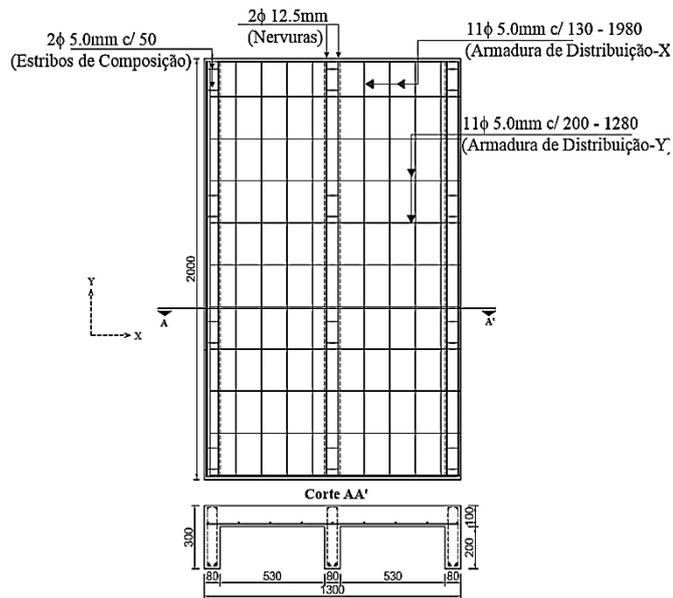


Figura 3.6–Dimensões da Laje L1300-100

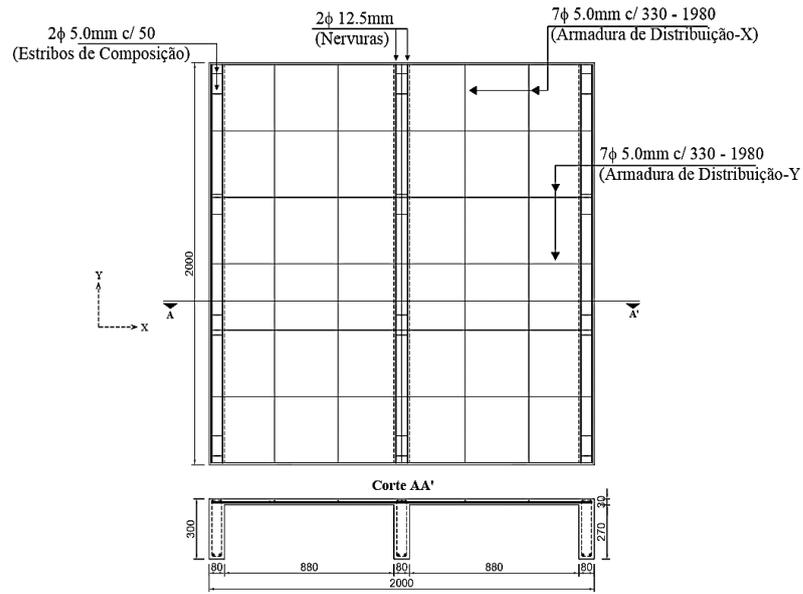


Figura 3.7–Dimensões da Laje 2000-30

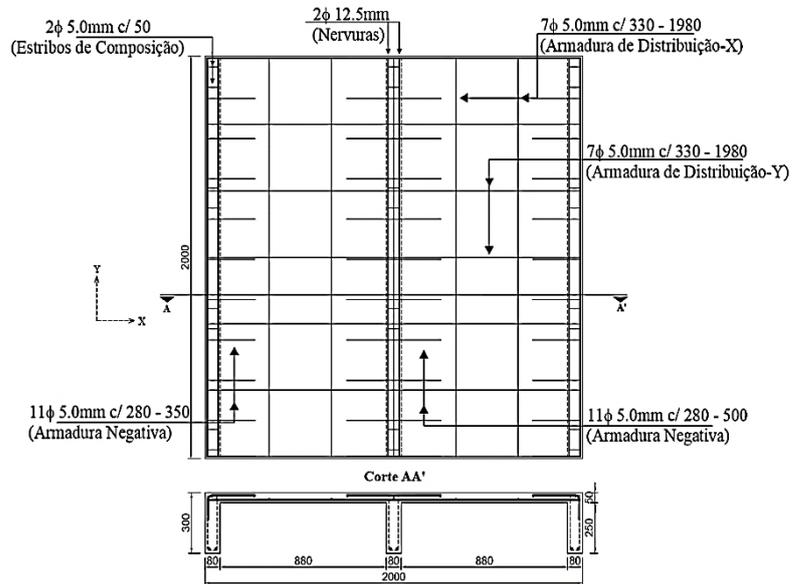


Figura 3.8–Dimensões da Laje 2000-50

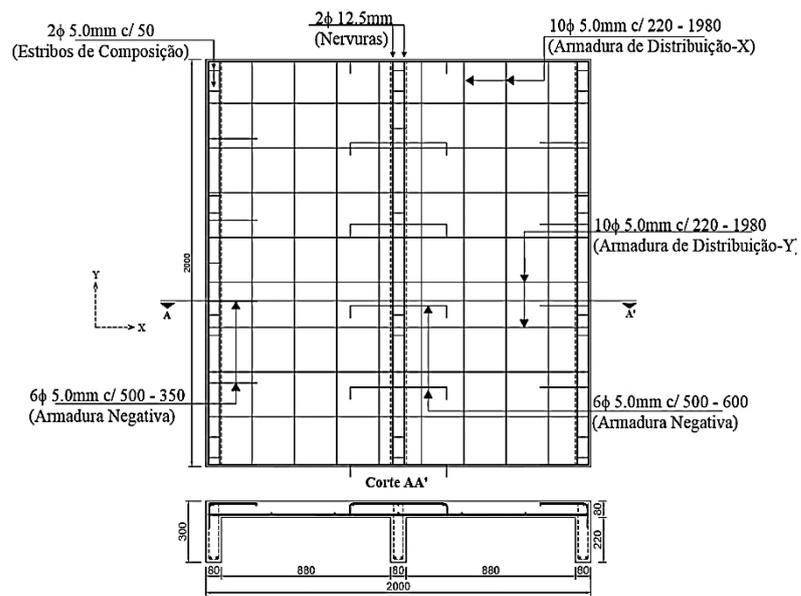


Figura 3.9 – Dimensões da Laje 2000-80

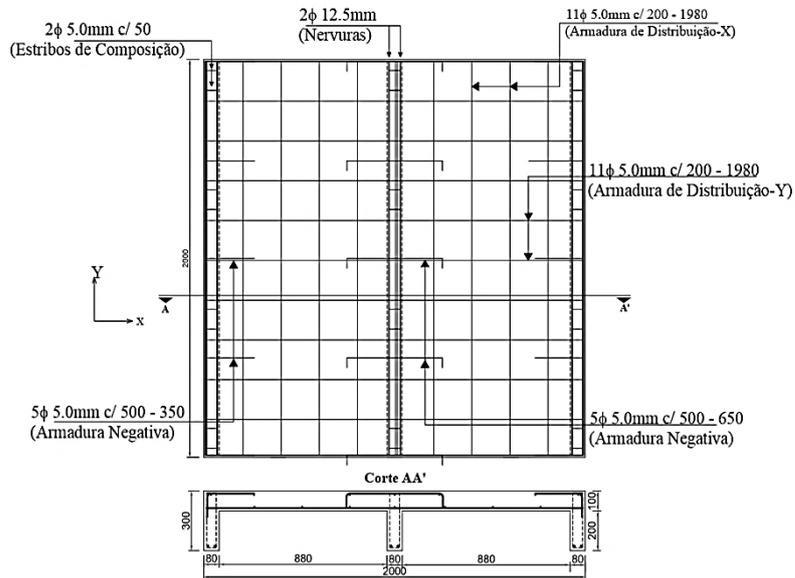


Figura 3.10 – Dimensões da Laje 2000-100

3.2.1 Execução das lajes

As lajes nervuradas foram confeccionadas em duas etapas: confecção das lajes do grupo L1300 e, após, as lajes do grupo L2000. As lajes foram confeccionadas utilizando compensado de madeira de 10 mm como fôrmas para as nervuras, que foram cortadas e pregadas nas alturas da alma de projeto. Ambos os grupos tiveram um gabarito externo que limitava as dimensões das lajes. As folhas de compensados de madeira foram retiradas durante a preparação dos ensaios.

A montagem das armaduras das lajes foi iniciada com o corte das armaduras longitudinais nos comprimentos e quantidades definidos em plantas, sendo, após isso, dobrados e amarrados (Figura 3.11).



Figura 3.11 – Montagem da armadura da laje nervurada

Em seguida, as armaduras foram dispostas em suas devidas posições. Após o transporte e posicionamento das armaduras nas formas de madeira, procede-se a colocação de espaçadores plásticos à armadura negativa e armadura de montagem (estribos de composição e grampos), visando à altura útil constante para todas as lajes. A Figura 3.12 mostra a armadura da laje nervurada. Destaca-se a armadura da nervura central da laje nervurada na Figura 3.13. A disposição das lajes nervuradas para a concretagem está representada na Figura 3.14.



Figura 3.12 – Armadura da laje nervurada



Figura 3.13 – Destaque da armadura da nervura central da laje nervurada

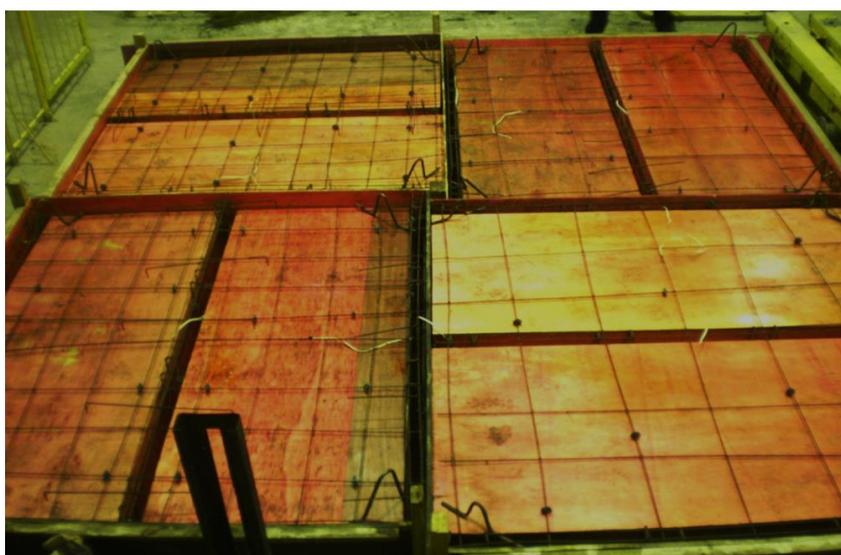


Figura 3.14 – Disposição das lajes nervuradas para a concretagem

A extensometria das armaduras longitudinais das nervuras e de distribuição da mesa foi realizada nos pontos definidos de acordo com as especificações de projeto, recebendo um prévio preparo à colagem para remoção das irregularidades superficiais realizadas no esmeril e posterior uniformização manual com lima. Após a limpeza superficial, os extensômetros foram colados com adesivos à base de epóxi e, após a realização da soldagem dos terminais de conexão aos fios dos cabos, foram protegidos com resina também à base de epóxi para, posteriormente, serem envolvidos por fita de autofusão. As armaduras longitudinais monitoradas não foram incluídas na montagem, visto que seriam posicionadas posteriormente, a fim de proteger a integridades dos extensômetros diante das constantes movimentações.

A moldagem das lajes foi realizada a partir de concreto usinado fornecido comercialmente, cuja resistência a compressão contratada foi de 30 MPa aos 28 dias, com seixo de 19 mm de diâmetro máximo. Foi necessário um volume aproximado de 3 m³, suficiente para executar o lançamento nas lajes – concretagem das nervuras e capa – e nos corpos-de-prova, considerando-se também as eventuais perdas. O transporte do concreto até o local de lançamento foi realizado por meio de carrinhos-de-mão. Simultaneamente ao início da concretagem das lajes, realizou-se o ensaio de abatimento do tronco de cone, ou Slump Teste, com o objetivo de verificar a consistência inicial do concreto, conforme a Figura 3.15. O concreto foi lançado nas fôrmas e adensado com o auxílio de um vibrador tipo agulha, sendo as superfícies regularizadas através da régua de madeira, conforme a Figura 3.16.

A concretagem foi finalizada com a regularização da superfície e retirada do excesso de material. Simultaneamente à concretagem das lajes, foram moldados 30 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento para realização dos ensaios para caracterização das propriedades mecânicas do concreto.

Para evitar fissuração por retração, a água de hidratação do concreto deve permanecer em seu interior e a água superficial deve evaporar lentamente para evitar tensões internas. Portanto, a cura do concreto se deu em ambiente de laboratório durante 7 dias, feita com sacos de aniagem submetidos à molhagem regular, assim que a superfície das lajes apresentou resistência à ação da água (aproximadamente 5 horas após a concretagem). A desfôrma foi efetuada no 5º dia após a concretagem.

No período próximo aos ensaios das lajes, procedeu-se a retiradas dos compensados de madeira, a fim de possibilitar a visualização das fissuras na superfície inferior (capa e nervuras). A Figura 3.17 mostra o aspecto de uma laje nervurada após a desfôrma e retirada das folhas de madeirite.



Figura 3.15 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (Slump Test)



Figura 3.16 – Transporte, concretagem, vibração do concreto e regularização da superfície das lajes



Figura 3.17 – Laje nervura após desfôrma e retirada das folhas de EPS

3.3 INSTRUMENTAÇÃO DAS LAJES

Na instrumentação dos painéis foi utilizado sensores – 24 extensômetros elétricos no aço, 24 extensômetros elétricos no concreto e 4 deflectômetros por laje – com os quais se observou a evolução do comportamento que conduziu à ruína. Os extensômetros de deformação foram localizados nas regiões onde apresentavam maiores solicitações de tração para as armaduras de flexão e armaduras de distribuição, e de compressão na face superior do concreto nas lajes, enquanto que as medições de deslocamentos foram obtidas a partir de sensores colocados na parte inferior das lajes.

3.3.1 Medições de Deformações

3.3.1.1 Aço

As deformações da armadura de flexão foram monitoradas utilizando-se extensômetros elétricos de resistência (EERs) fabricados pela Excel Sensores, com grelha de dimensões (3,18 x 3,18) mm² – modelo PA-06-125AA-120L, que foram fixados nas barras, segundo o padrão indicado nas Figuras 3.18 e 3.19.

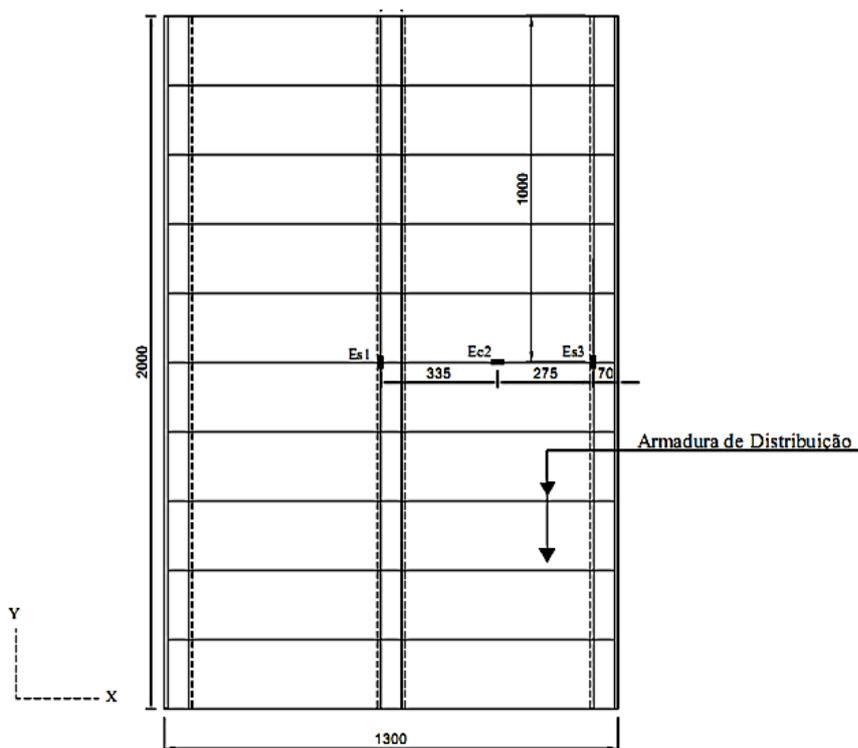


Figura 3.18 – Planta de instrumentação do aço do grupo L1300

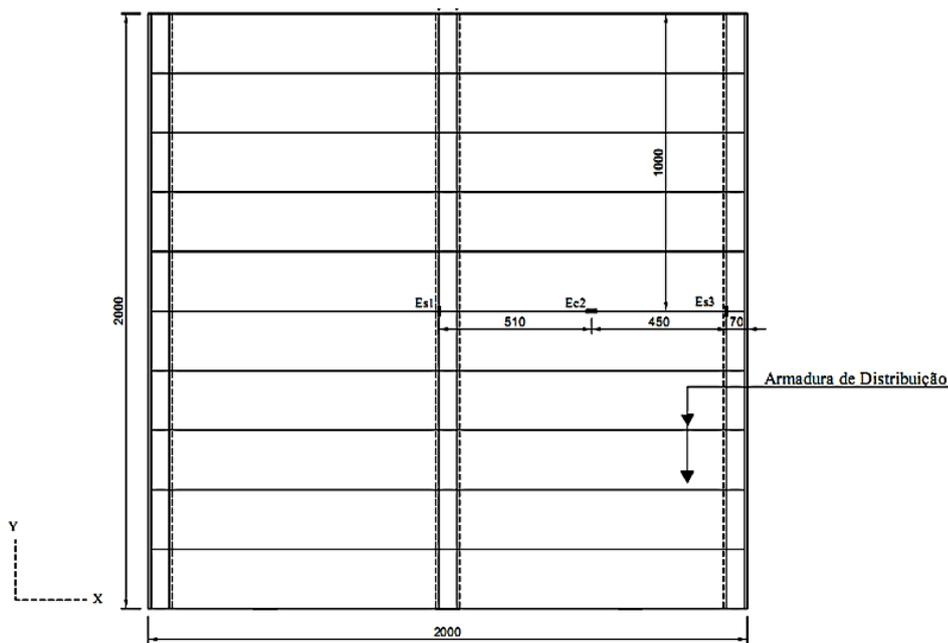


Figura 3.19 – Planta de instrumentação do aço do grupo L2000.

3.3.1.2 Concreto

As deformações na superfície superior das lajes foram monitoradas com extensômetros elétricos de resistência (EERs) fabricados pela Excel Senores, – modelo PA-06-201BA-120L – fixados com adesivo a base de cianoacrilato (Super Bonder). Foram monitoradas as deformações nas nervuras no sentido longitudinal, no meio do vão, e na mesa na direção transversal. As Figuras 3.20 e 3.21 indicam os pontos de medição das deformações no concreto.

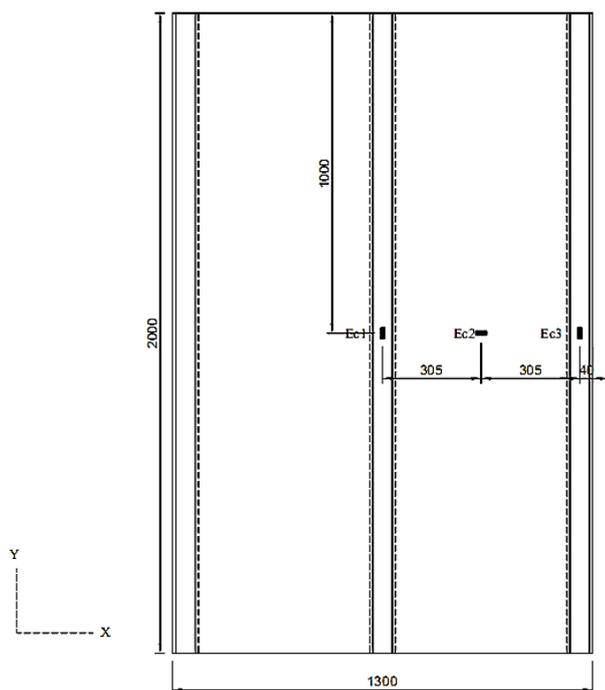


Figura 3.20 – Planta de instrumentação do concreto do grupo L1300.

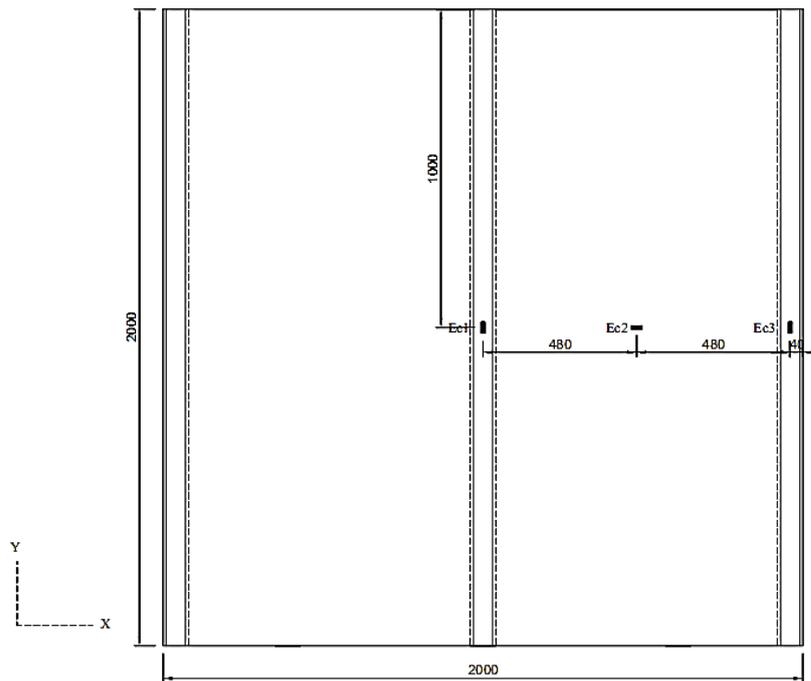


Figura 3.21 - Planta de instrumentação do concreto do grupo L2000.

3.3.1.3 Medição dos Deslocamentos

As flechas foram obtidas através de deflectômetros analógicos da Digimess, com curso máximo de leitura de 50 mm e precisão de 0,01 mm (Figura 3.22). Eles foram distribuídos na superfície inferior dos painéis, conforme indicado nas Figuras 3.23 e 3.24. Os relógios foram apoiados em estruturas auxiliares, sem vínculos à estrutura de ensaio, presos pelas bases magnéticas e devidamente calibrados.



Figura 3.22 – Relógio comparador .

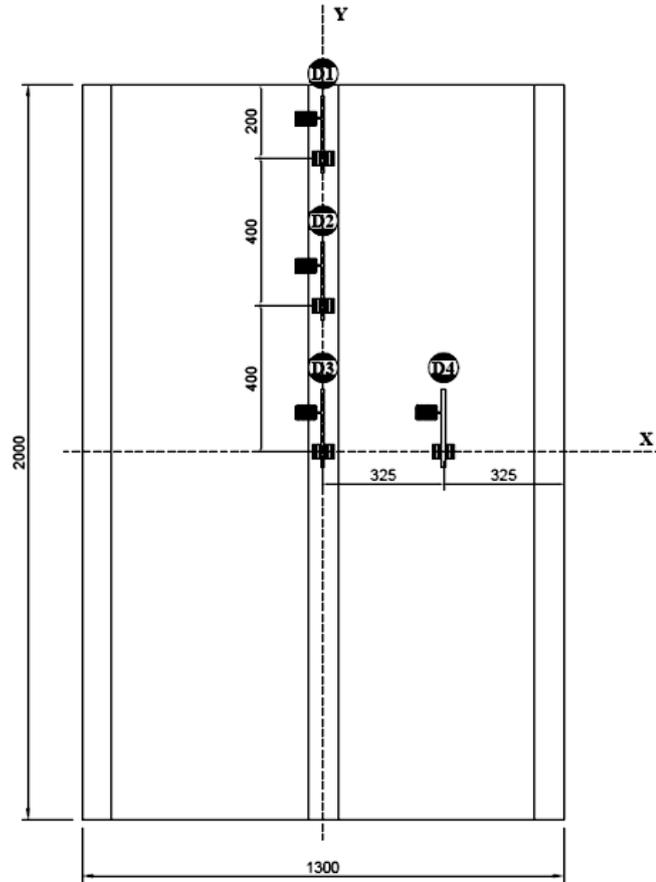


Figura 3.23 – Planta de disposição dos deflectômetros em lajes do grupo L1300

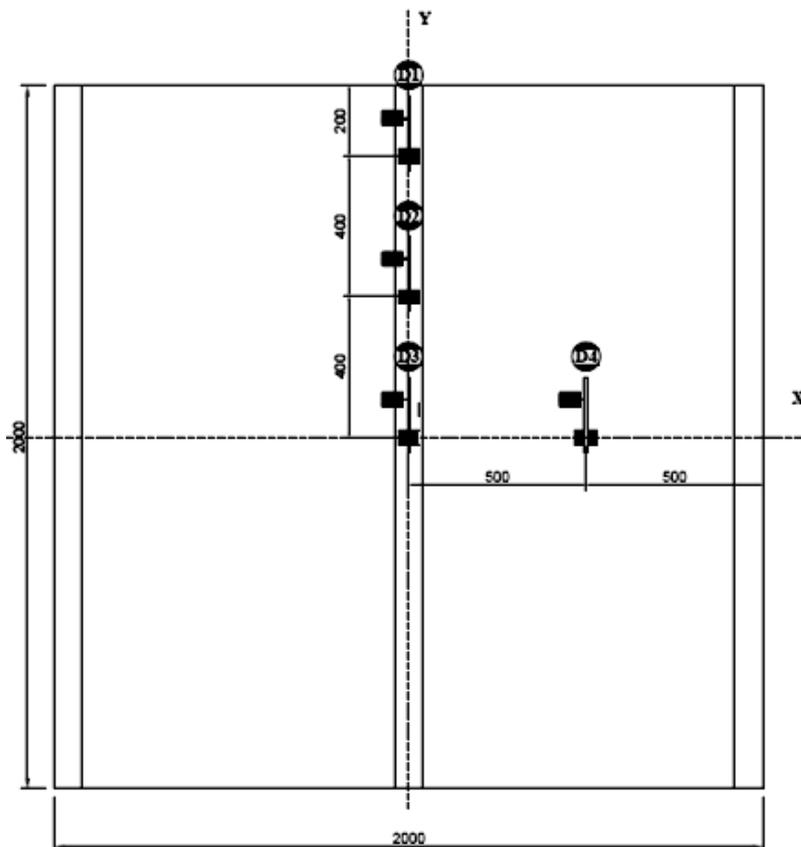


Figura 3.24 - Planta de disposição dos deflectômetros em lajes do grupo L2000

3.4 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio foi montado sobre a laje de reação do Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) tendo como principal objetivo obter a resposta da estrutura ao carregamento distribuído, aplicado transversalmente às nervuras. Sendo assim, as lajes foram ensaiadas em sistemas simplesmente apoiado em roletes sobre blocos de apoio, suportando o carregamento aplicado perpendicularmente ao eixo longitudinal das nervuras (direção horizontal), na face superior do painel, através de um perfil metálico biapoiado utilizado para distribuição do carregamento em dois pontos simulando uma situação de flexão simples, acoplados ao pórtico de reação fixo à laje do pavimento. O dispositivo de carregamento consistiu em um cilindro hidráulico de comando manual com capacidade de carga de 1000 kN, acoplado a uma bomba hidráulica que o aciona, apoiados sobre uma célula de carga com capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN ligada a um indicador digital de carga. (Figura 3.26).

Os carregamentos foram estabelecidos por passos de carga a cada 5 kN. Antecedendo ao início de ensaio, as lajes foram submetidas a um pré-carregamento de 0,5 kN com o objetivo de estabilizar o sistema. A montagem do sistema de ensaio foi realizada com o auxílio de uma empilhadeira de capacidade de aproximadamente 50 kN.

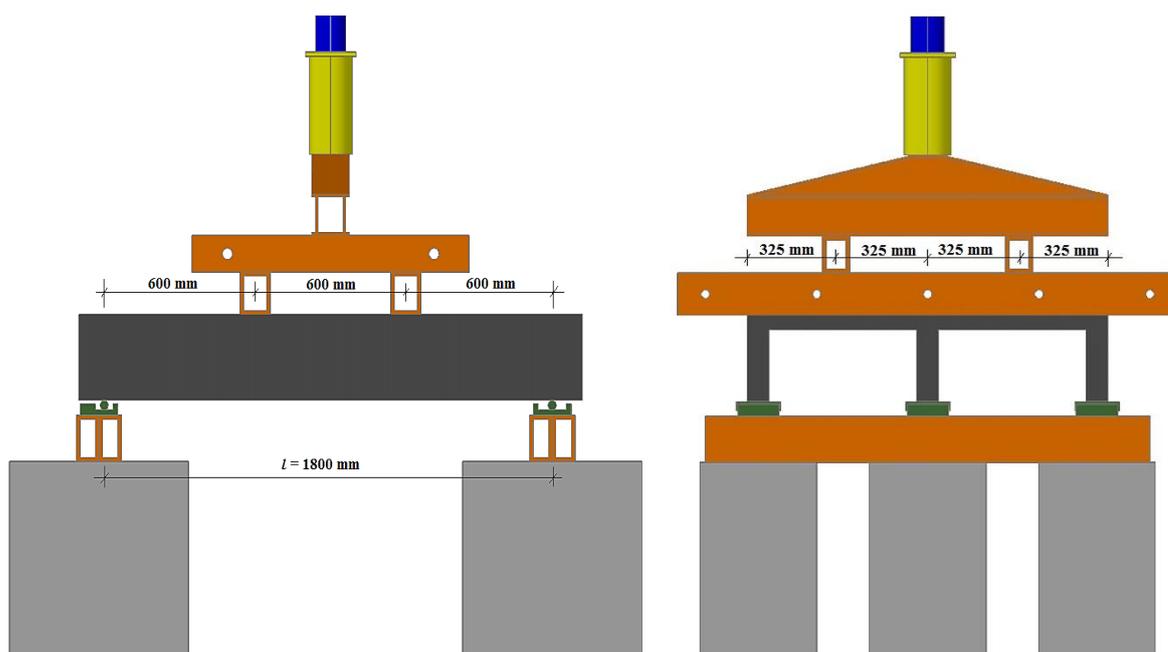


Figura 3.25 – Desenho do sistema de ensaio das lajes nervuradas



Figura 3.26 – Detalhe do sistema de ensaio

As informações de deformação foram obtidas utilizando-se um sistema modular de aquisição de dados: *ALMEMO* ®5690-2 *m*, da *Ahlborn*, compatível com o software *AMRWinControl*, que procedeu a leitura dos extensômetros posicionados no aço e no concreto. Os intervalos de incremento de carga para cada coleta de dados, bem como para a devida efetivação da leitura dos extensômetros, deflectômetros e marcação de fissuras foram adotados em intervalos constantes sempre que possível, a fim de se alcançar um número satisfatório de leituras para a confecção dos gráficos que representarão o comportamento das lajes. A Figura 3.27 mostra os equipamentos de monitoramento e controle.

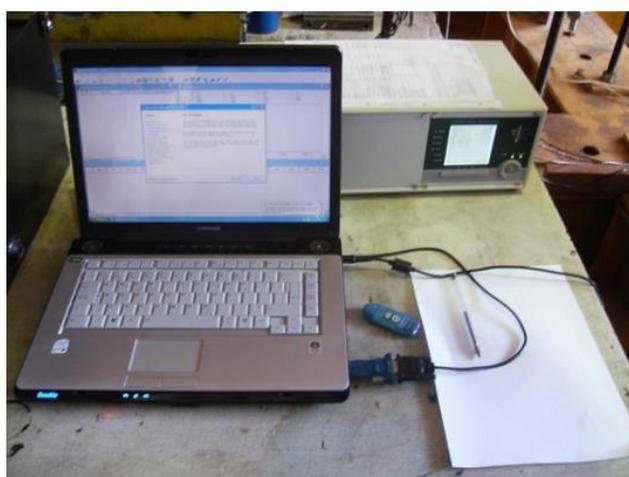


Figura 3.27 – Sistema de aquisição de dados

3.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.5.1 Aço

A resistência característica do aço à tração foi obtida através de ensaios padronizados e curva de distribuição normal. Foram extraídos seis corpos-de-prova com 600 mm de comprimento para os ensaios de tração, todas de mesmo lote, sendo três com 5,0 mm (CA-60) e três com 12,5 mm de diâmetro (CA-50) a fim de determinar as propriedades mecânicas do aço – resistência à tração, módulo de elasticidade, tensão de escoamento e de ruptura – na máquina universal de ensaio do Laboratório de Engenharia Civil da UFPa. As deformações foram medidas com extensômetros mecânicos e os ensaios seguiram as recomendações da NBR 6152 (1980). A Figura 3.28 mostra o ensaio realizado nas amostras de aço.

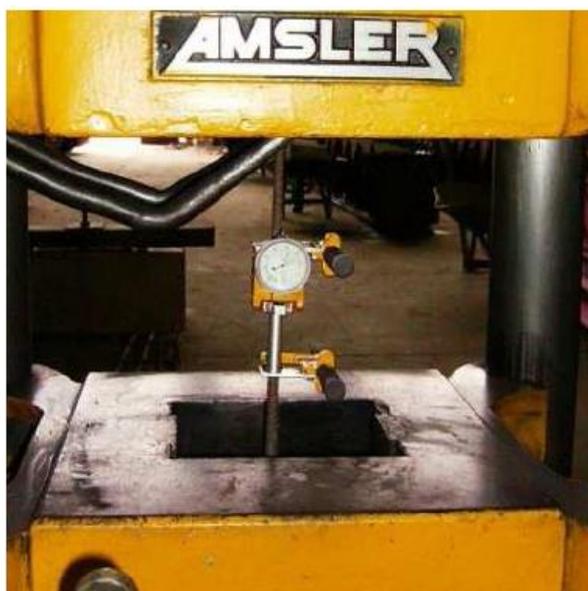


Figura 3.28 – Ensaio de tração do aço

3.5.2 Concreto

3.5.2.1 Resistência à compressão (f_c)

A resistência à compressão do concreto (f_c) foi determinada através de ensaio à compressão simples de três corpos de prova cilíndricos padronizados de (100 x 200) mm², para cada uma das oito lajes, moldando-se um total 24 corpos de prova. Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 5739 (1994), no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPa, conforme a Figura 3.29.



Figura 3.29 – Ensaio de compressão do concreto

3.5.2.2 Resistência à tração

Para a determinação da resistência à tração do concreto, também foram utilizados três corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm² para cada laje, submetidos ao ensaio de compressão diametral de acordo com a NBR 7222 (1994), realizado no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA, conforme a Figura 3.30.

A partir dos ensaios de compressão diametral, a resistência à tração f_{ctk} foi determinada pela norma brasileira NBR 7222 (1994), utilizando-se a Equação 14:

$$f_{ctk} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot l \cdot d} \quad \text{Equação 14}$$

onde,

F é a força máxima obtida no ensaio;

L é a altura do corpo-de-prova;

d é o diâmetro do corpo-de-prova.

Embora se objetive a realização do ensaio nesta pesquisa, a NBR 6118 (2007) recomenda que, na ausência de dados experimentais, a resistência à tração seja estimada de acordo com a Equação 15.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação 15}$$



Figura 3.30 – Ensaio de tração do concreto

3.5.2.3 *Módulo de Elasticidade*

O módulo de elasticidade do concreto, foi obtido através do ensaio de 3 corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm² para cada laje, como é apresentado na Figura 3.31.



Figura 3.31 – Ensaio de módulo de elasticidade do concreto

Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 8522 (1984) e os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com os resultados estimados através das normas NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011) e EUROCODE 2 (2004), expressas pelas Equações 16 a 18 , respectivamente.

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_c'}$$

Equação 16

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'}$$

Equação 17

$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{8 + f_c'}$$

Equação 18

onde,

f_c' é a resistência à compressão do corpo-de-prova.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta os resultados e análises obtidos, experimentalmente, referentes aos modelos propostos nesta pesquisa. A caracterização do comportamento dos modelos experimentais foi realizada através da execução dos ensaios, procedendo-se comparação entre os resultados dos ensaios, analisando a influência do aumento da altura da mesa na resistência ao cisalhamento das nervuras, em grupos diferentes com relação à distância entre eixos de nervuras. É importante lembrar que os ensaios foram realizados com nervuras sem armadura de cisalhamento, na intenção de favorecer o desenvolvimento de ruptura por cisalhamento.

4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

A Tabela 4.1 apresenta os valores médios das tensões de escoamento e de ruptura, da deformação de escoamento e do módulo de elasticidade das seis amostras de aço de diâmetro 5,0 mm e 12,5 mm. Na Figura 4.1, observa-se as curvas médias obtidas durante os ensaios das barras.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do aço

ϕ (mm)	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5,0	670	700	4,6	257,7
12,5	570	685	2,3	248,0

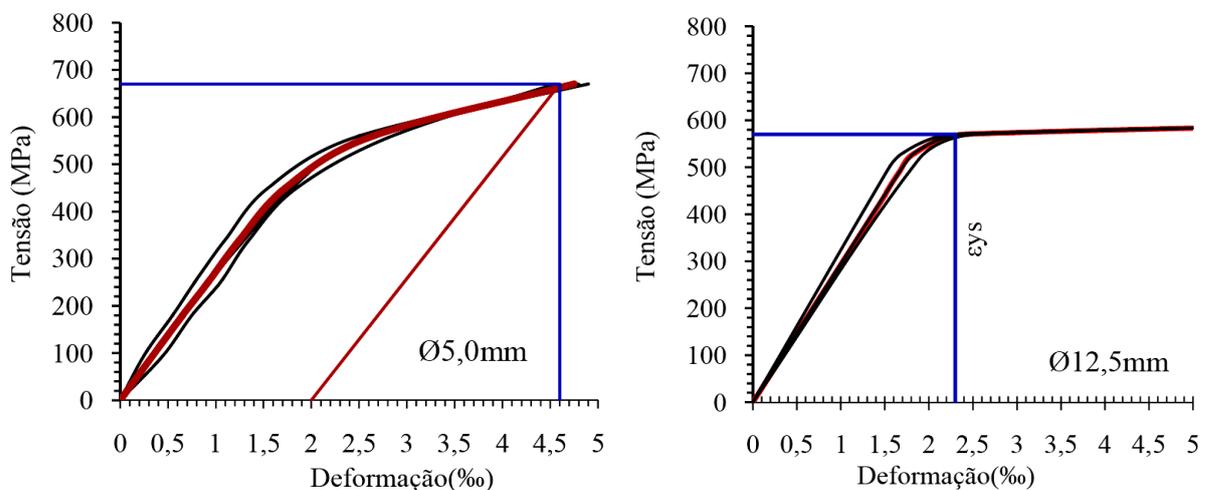


Figura 4.1 – Curva tensão-deformação média das barras

Os gráficos plotados em vermelhos contêm informações sobre as propriedades mecânicas do aço, que agregam todos os resultados obtidos para o aço de flexão, e por apresentarem variação menor que 10%, há uma indicação de pouca discrepância entre estes resultados. O valor médio do módulo de elasticidade foi obtido através da determinação da inclinação média em cada passo de carga imposto. Portanto, os critérios de ductilidade da NBR 7480 (1996) foram atendidos em todas as amostras, o que admite que a tensão de ruptura do aço f_u utilizada seja, no mínimo, igual a $1,10 \cdot f_{ys}$ para aços com patamar de escoamento.

Com relação ao concreto, foi realizado ensaios nos corpos-de-prova aos 28 dias de idade, onde os resultados das 15 amostras cilíndricas de dimensões (100 x 200) mm² para as resistências à compressão (f_c), tração por compressão diametral (f_{ct}) e módulo de elasticidade (E_c), bem como as previsões normativas calculadas, são apresentados na Tabela 4.2

Figura 4.2 – Propriedade mecânicas do concreto

Dimensões (mm)	EXPERIMENTAL			TEÓRICO			
	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_{sc} (MPa)	f_{ct} NBR 6118 (MPa)	E_c NBR 6118 (MPa)	E_c ACI 318 (MPa)	E_c EC2 (MPa)
100 X 200	35,2	2,3	26,5	3,2	33,2	27,8	33,3

4.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A medição dos deslocamentos verticais das lajes foi realizada utilizando 4 deflectômetros analógicos posicionados na superfície inferior da peça. Foram obtidas flechas crescentes através dos resultados de deslocamentos verticais, com leituras efetuadas a cada passo de carga no ponto monitorado, sendo que sempre as maiores flechas foram observadas no meio do vão da nervura central das lajes, em virtude de ser a nervura mais solicitada nos ensaios.

As Figuras 4.3 a 4.10 representam graficamente as leituras obtidas pelos deflectômetros em todas as lajes, sendo indicado também o limite da flecha em serviço de $l/250$ para aceitabilidade visual e sensorial, recomendado pela NBR 6118 (2007). As figuras 4.11 a 4.14 apresentam gráficos de curvas de comparação entre as defleções D3 e D4, que ocorrem no meio do vão da nervura central e no meio do vão entre eixos de nervuras na mesa, respectivamente. Os dados de deslocamentos das lajes registrados pelos relógios de deflexão

correspondentes às cargas de ruptura, bem como a inércia da seção transversal são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Flechas máximas nas lajes ensaiadas

Laje	h_f (mm)	I (mm ⁴ x 10 ⁸)	ρ (%)	f_{ck} (MPa)	P_u (kN)	$w_{m\acute{a}x}$ (mm)
L1300-30	30	5,423	1,1	35,2	200	1,81
L1300-50	50	5,511			210	3,56
L1300-80	80	5,852			290	7,38
L1300-100	100	6,283			360	11,32
L2000-30	30	5,440			160	9,54
L2000-50	50	5,583			220	12,69
L2000-80	80	6,151			330	14,08
L2000-100	100	6,867			370	15,41

As lajes do grupo L1300 apresentaram um crescimento de deflexão muito próximo com relação aos seus pontos, vindo a divergir apenas na laje L1300-100, onde há um acentuado distanciamento entre as curvas. Contudo, as lajes do grupo L2000 apresentam de forma constante este distanciamento, mesmo nas lajes como mesas menos espessas. Com relação à laje L1300-100 isto ocorreu em virtude da estrutura apresentar maior rigidez do que as outras lajes do seu grupo, mostrando maior resistência e permitindo que a mesma deformasse de forma mais típica, ou seja, o ponto D3 fletisse mais que as outras. Contudo, para as lajes do grupo L2000 há uma maior definição das curvas dos pontos de aplicação, em virtude do aumento da mesa colaborante, o que permite maior resistência à deformação e, conseqüentemente, maior distanciamento das curvas entre si.

Quase todas as lajes ultrapassaram o limite de flecha prevista em norma, onde apenas as lajes L1300-30 e L1300-50 não o fizeram, em virtude de apresentarem menor rigidez que as demais e, conseqüentemente, menor resistência à solicitação externa. Isto vem confirmar que o aumento da mesa colaborante somado ao aumento da espessura da mesma, enrijece de tal forma a laje, que sua resistência aumenta a ponto de influenciar um crescimento relevante na sua ductilidade. Logo, é possível notar que o aumento de dimensões da laje influencia na sua ductilidade, o que é muito interessante quando destacado que as lajes não apresentam armadura transversal. Ou seja, se foi possível aumentar a ductilidade, em estrutura sem estribos, logo tais variáveis aumentadas são de fundamental importância para a resistência ao cisalhamento de estruturas de concreto armado.

Os gráficos referentes aos deslocamentos nos pontos D3 e D4 mostram que dentro dos grupos, as curvas plotadas apresentam uma mesma configuração, demonstrando que os deslocamentos são semelhantes tanto na nervura como na mesa, ou seja, é possível definir um monolitismo entre essas duas partes da estrutura: mesa e nervura.

Conclui-se que, o aumento da espessura da mesa, ligado a rigidez da peça, influencia a ductilidade da mesma de forma bastante intensa, pois como o aumento da área de concreto há um ganho da resistência da zona comprimida, conduzindo a um reequilíbrio das forças resistentes (aço e concreto), o que permite que a armadura longitudinal deforme de tal forma que o seu escoamento seja alcançado. Portanto, aumentar a espessura da mesa, permite o aumento da ductilidade das lajes e, conseqüentemente, o escoamento da armadura longitudinal, que se traduz em maiores flechas.

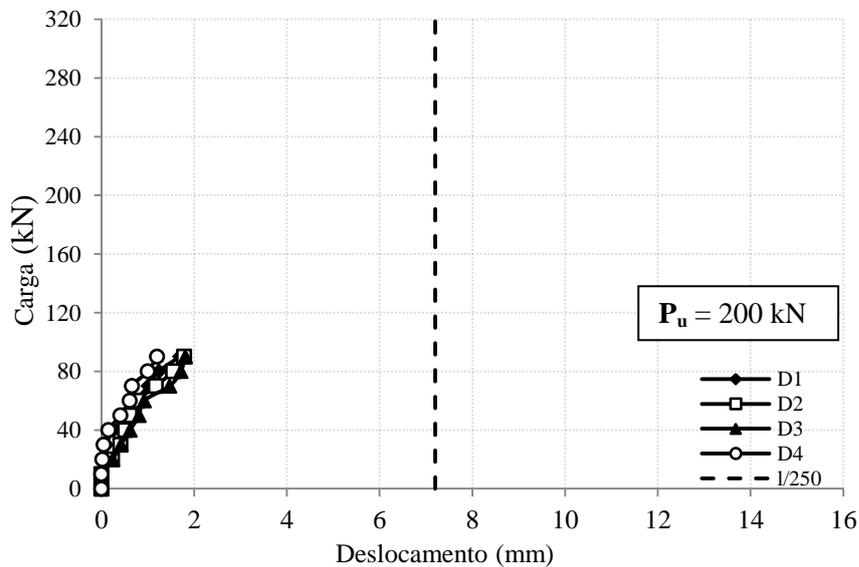


Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-30

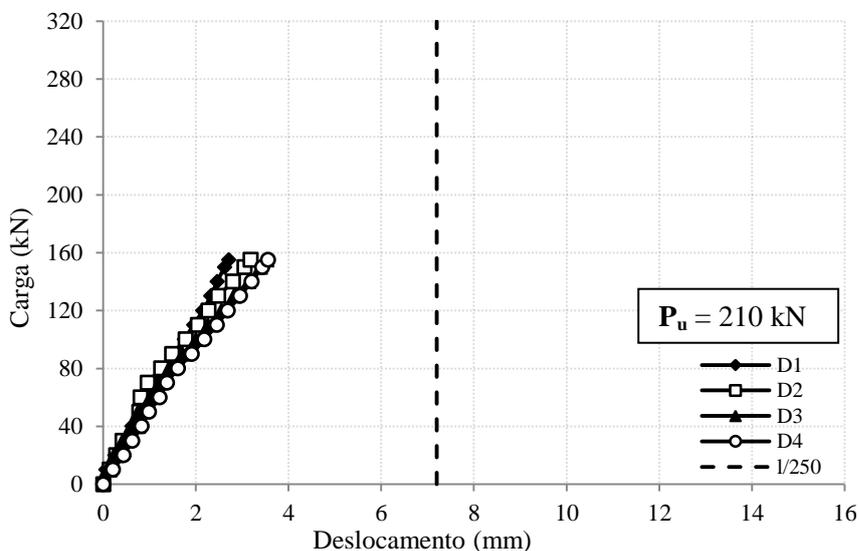


Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-50

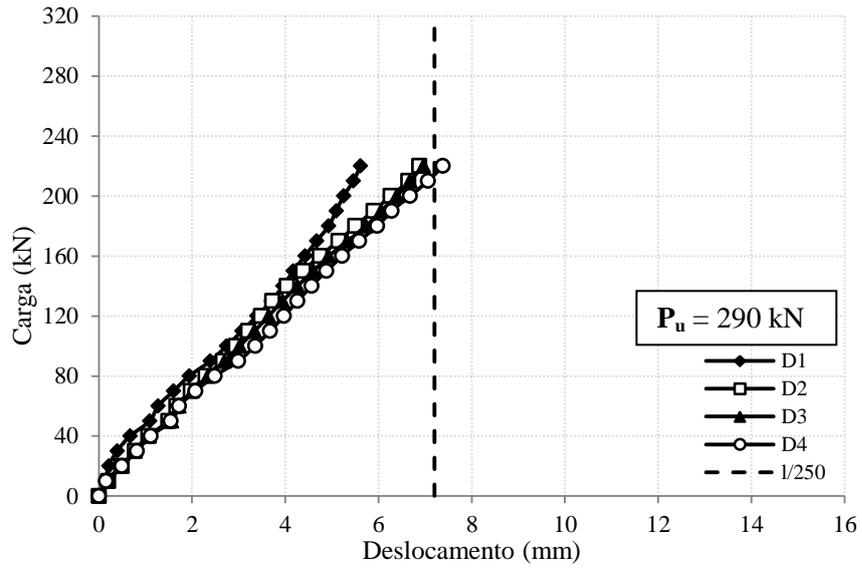


Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-80

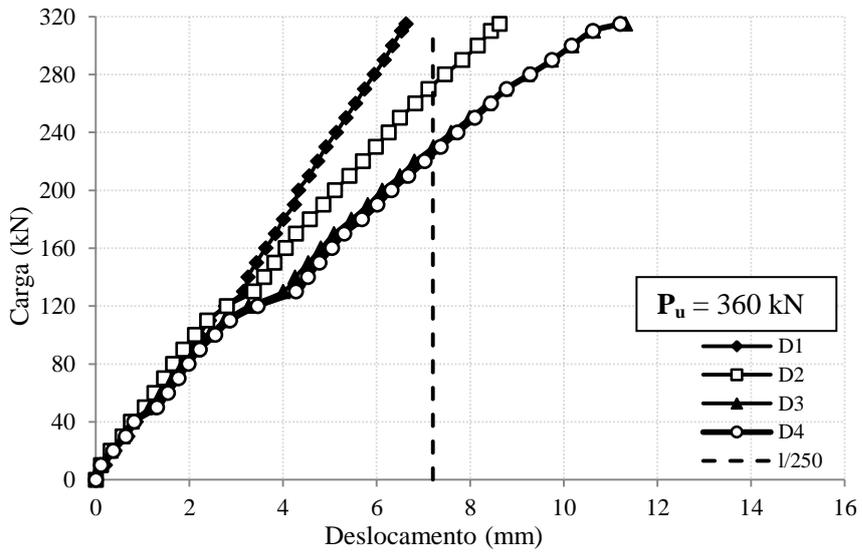


Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na Laje L1300-100

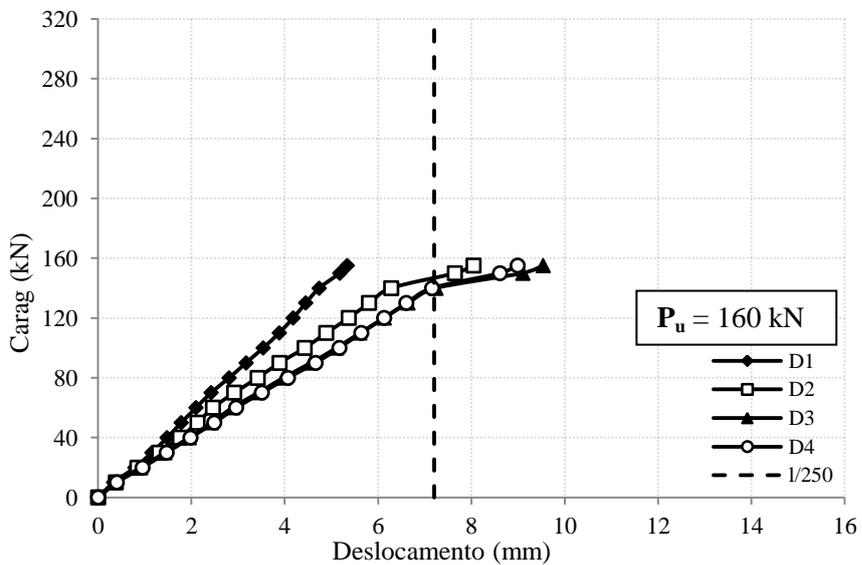


Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-30

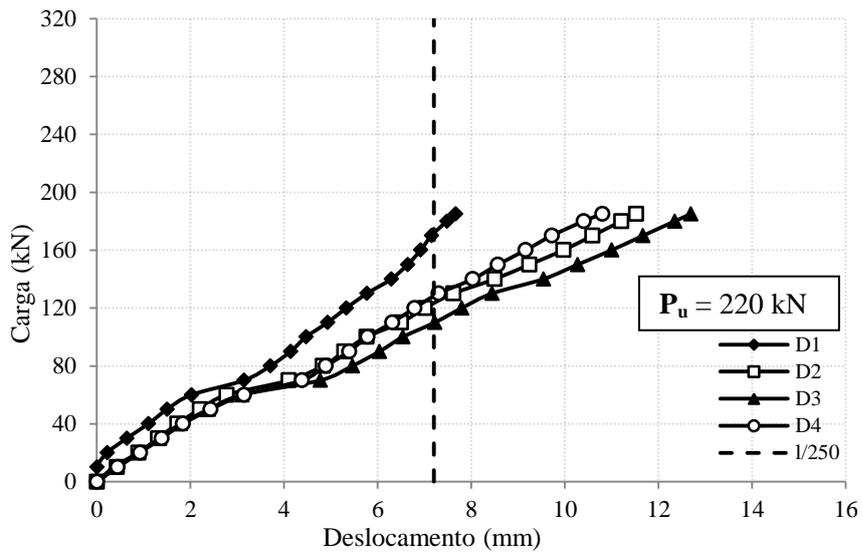


Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-50

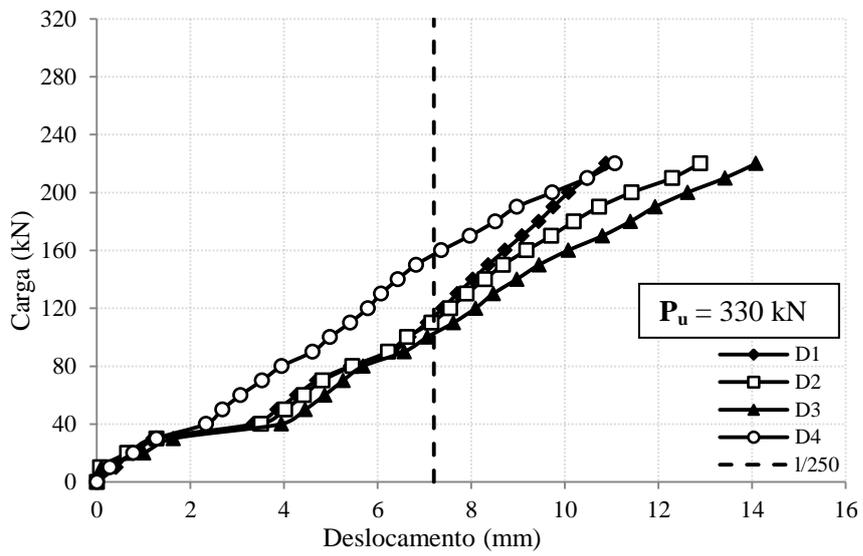


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-80

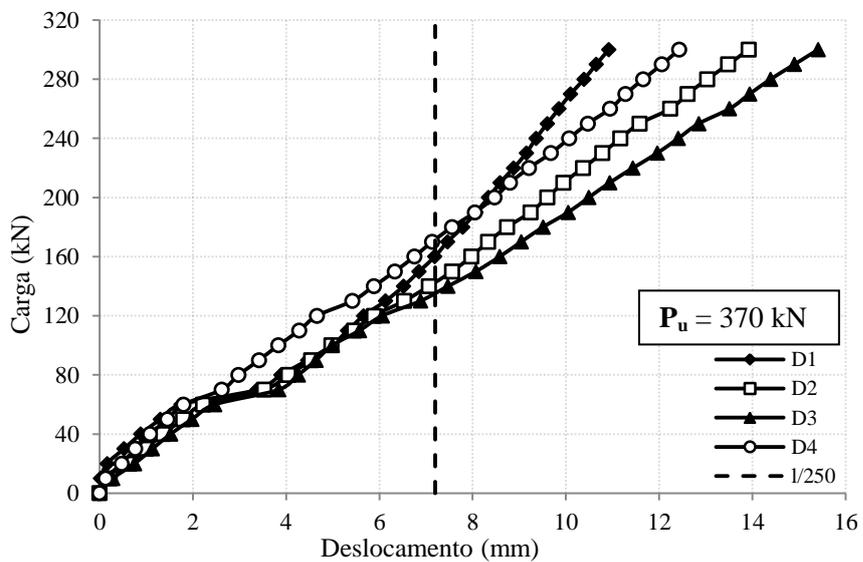


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais na Laje L2000-100

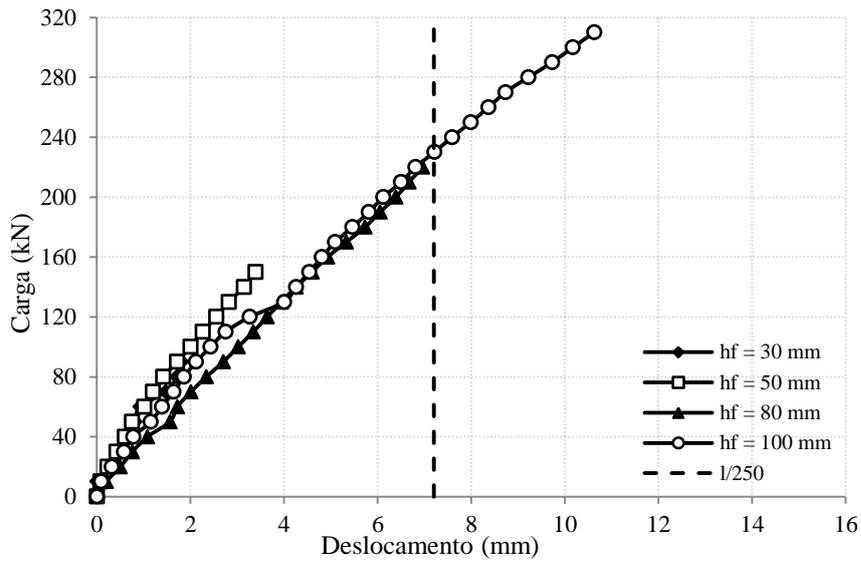


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais máximo no ponto central (D3) na nervura central nas Lajes L1300

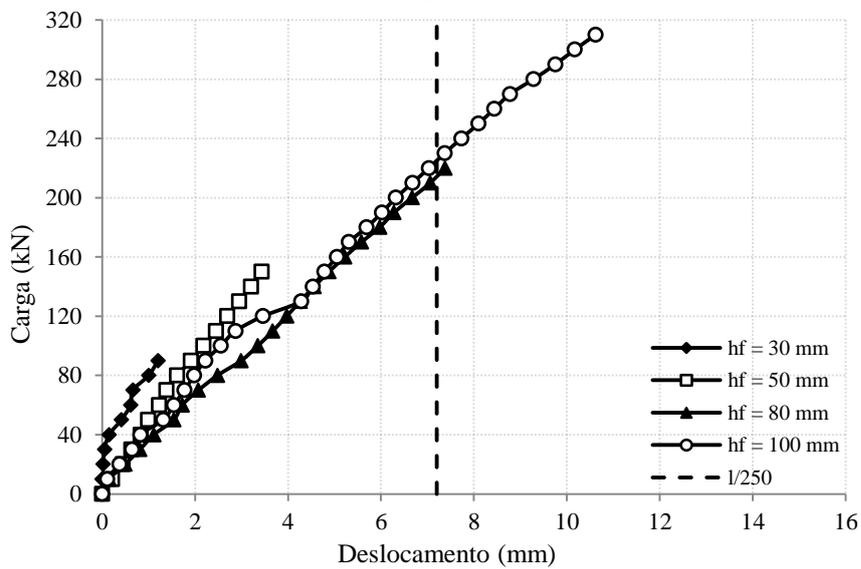


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais máximos no ponto central (D4) na mesa nas Lajes L1300

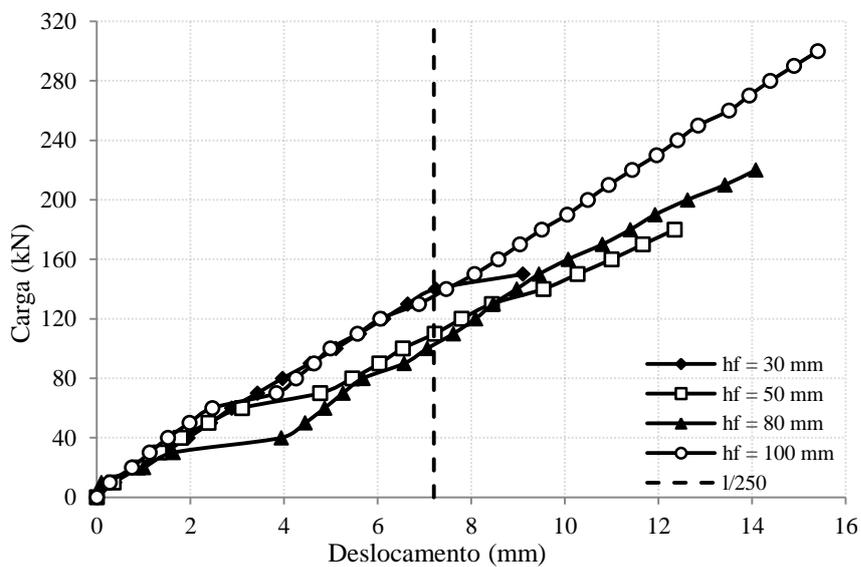


Figura 4.13 - Deslocamentos verticais máximo no ponto central (D3) na nervura central nas Lajes L2000

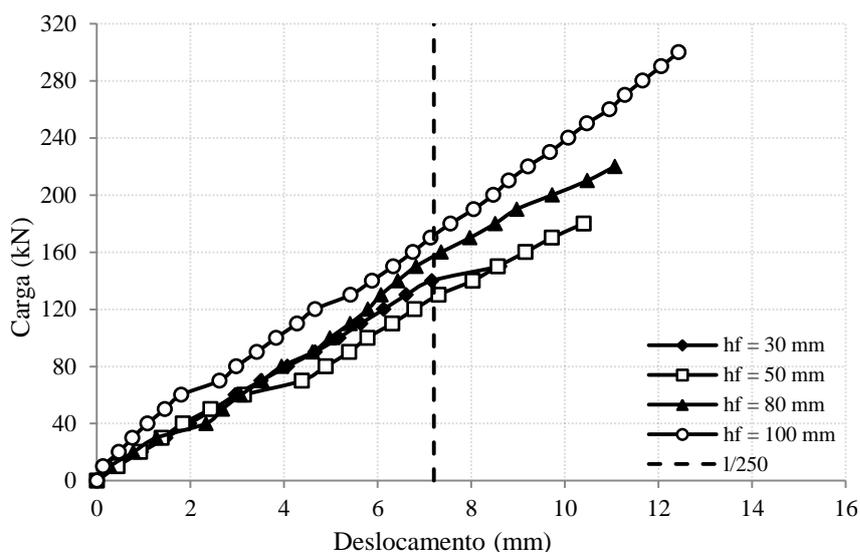


Figura 4.14 - Deslocamentos verticais máximos no ponto central (D4) na mesa nas Lajes L2000

4.4 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO E DE DISTRIBUIÇÃO

As análises das deformações são plotadas nos gráficos levando em conta os extensômetros dispostos nas nervuras externa e central, bem como na mesa de cada laje. As deformações maiores nas barras, onde 75% destas ocorreram na nervura central, foram de 1,8‰, 2,1‰, 2,7‰, 4,2‰, 1,6‰, 2,5‰, 5,6‰ e 4,5‰ para as lajes L1300-30, L1300-50, L1300-80, L1300-100, L2000-30, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, respectivamente. Nas figuras 4.15 e 4.20 estão plotadas as curvas de deformações da armadura de flexão e de distribuição das lajes nervuras. Os gráficos são criados tendo por base as deformações das armaduras longitudinais nas nervuras externa e central, bem como das armaduras de distribuição. Na Tabela 4.3 são apresentadas as deformações máximas e cargas de escoamento.

A nervura central apresentou maior deformação na armadura longitudinal, em virtude do sistema de ensaio direcionar a aplicação de carga diretamente sobre esta nervura, porém é possível identificar que mesmo com tal disposição as demais nervuras e a mesa colaboraram com a resistência à sollicitação externa, sendo que em algumas lajes, como L1300-100, L2000-80 e L2000-100, as armaduras de distribuição chegaram muito próximo de suas deformações de escoamento, demonstrando a relevante contribuição da mesa na resistência.

As lajes apresentaram um aumento nas deformações das armaduras de flexão proporcionais ao aumento da espessura da mesa, sendo que isto ocorre em virtude do aumento da área comprimida de concreto redistribuir a resistência da seção transversal, permitindo que a estrutura se desloque para domínios mais dúcteis, o que admite que a armadura longitudinal

deforme com maior liberdade, atingindo assim a sua deformação de escoamento, sendo que as deformações das armaduras de flexão das lajes L1300-80, L1300-100, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, ultrapassam 17%, 82%, 8%, 143% e 91% a deformação de escoamento da armadura da barra de $\phi = 12,5$ mm, respectivamente.

Analisando os gráficos com relação às nervuras externas e central é possível perceber que no grupo de lajes L1300 as nervuras apresentam curvas bem similares, sendo que a nervura central tem maiores deformações, enquanto que no grupo de lajes L2000 as nervuras apresentam curvas bem dispare, devido a nervura externa apresentar deformações que atingem o escoamento da armadura longitudinal, para as lajes com $h_f = 80$ mm e $h_f = 100$ mm. Isto ocorre porque as lajes L1300 apresentam uma distância entre eixos de nervuras menor que o limite normativo, o que faz como que ela seja calculada como uma laje, ou seja, as nervuras externa e central trabalham quase que conjuntamente frente a solicitação. Contudo, isto não ocorre nas lajes L2000, em virtude destas apresentarem uma distância entre eixos de nervuras maior que 65 cm, o que leva a ser calculada como vigas, ou seja, as almas são tais quais vigas e as mesas tais quais lajes apoiadas sobre as almas. Portanto, as nervuras centrais das lajes L2000 absorvem maior carregamento, transmitindo através das mesas menor intensidade de solicitação para as nervuras externas. Por isso, a norma brasileira aponta a necessidade da análise da mesa à flexão, a fim de evitar a ruptura por momentos negativos excessivos, na interface mesa-nervura, o que foi bem visível nas lajes ensaiadas.

Os gráficos que plotam curvas com relação à deformação da armadura de distribuição mostram que as lajes de ambos os grupos seguem inicialmente deformações muito próximas, e, aproximadamente, após 200 kN seguem um direcionamento proporcional ao aumento da espessura da capa. Isto ocorre devido o valor ser muito próximo da carga de escoamento da armadura longitudinal das lajes, fazendo com que o carregamento que antes era absorvido pela armadura de flexão (agora plastificada), seja desviada para a contribuição dos mecanismos de resistência do concreto e da armadura de distribuição da mesa, impedindo que esta rotacione e rompa por flexão na interface mesa-nervura.

Então, é possível perceber que o aumento da espessura da mesa das lajes nervuradas, bem como o aumento da largura colaborante, permite uma redistribuição de resistência dos materiais, o que leva ao acréscimo da deformação das armaduras longitudinais, conduzindo às deformações de escoamento e à resistência pelos mecanismos de resistência do concreto, bem como pelas armaduras de distribuição da mesa, o que permite um aumento geral da

ductilidade para estruturas com maiores mesas, mesmo sem a presença de armaduras transversais.

Tabela 4.3 – Deformações máximas do aço de flexão nas lajes ensaiadas

Laje	ϵ_s (‰)			$\epsilon_{s,m\acute{a}x}$ (‰)	P_{ys} (kN)
	ϵ_{ex}	ϵ_{ce}	ϵ_{di}		
L1300-30	1,8	1,2	0,04	1,8	-
L1300-50	1,6	2,1	1,7	2,1	-
L1300-80	1,9	2,7	1,7	2,7	220
L1300-100	4,0	4,2	3,2	4,2	240
L2000-30	0,8	1,6	0,6	1,6	-
L2000-50	1,5	2,5	0,3	2,5	180
L2000-80	2,8	5,6	3,1	5,6	270
L2000-100	2,4	4,4	4,5	4,5	350

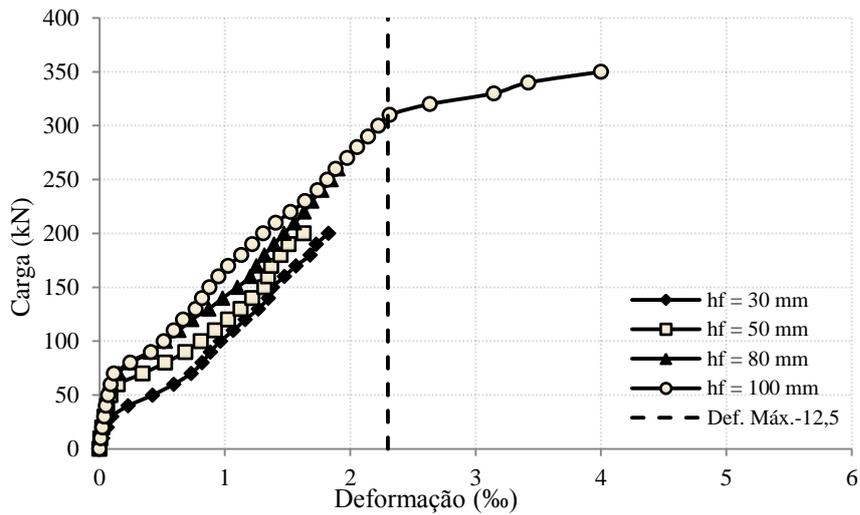


Figura 4.15 – Deformações na armadura de flexão da nervura externa nas Lajes L1300

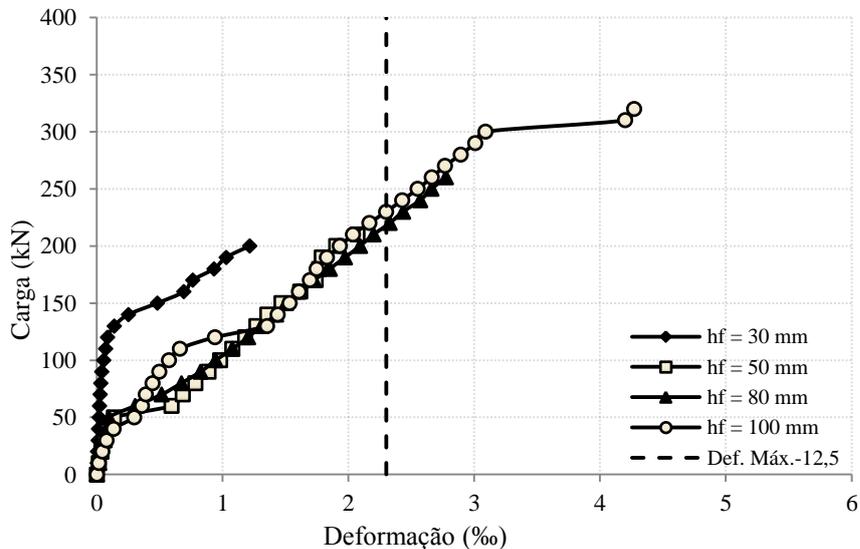


Figura 4.16 - Deformações na armadura de flexão da nervura central nas Lajes L1300

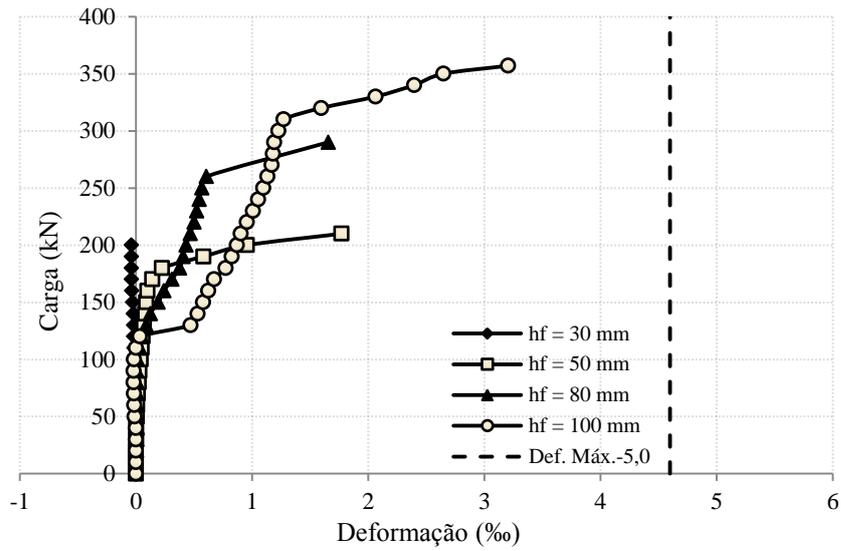


Figura 4.17 - Deformações na armadura de distribuição da mesa nas Lajes L1300

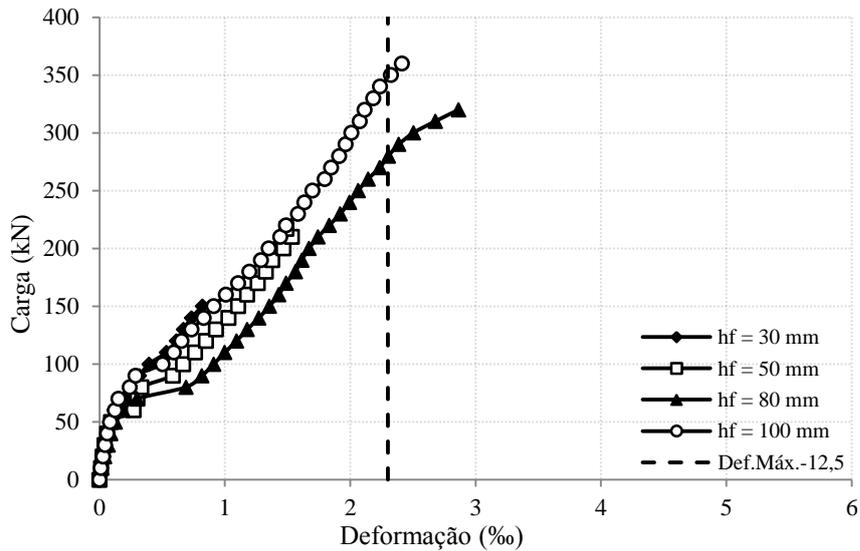


Figura 4.18 - Deformações na armadura de flexão da nervura externa nas Lajes L2000

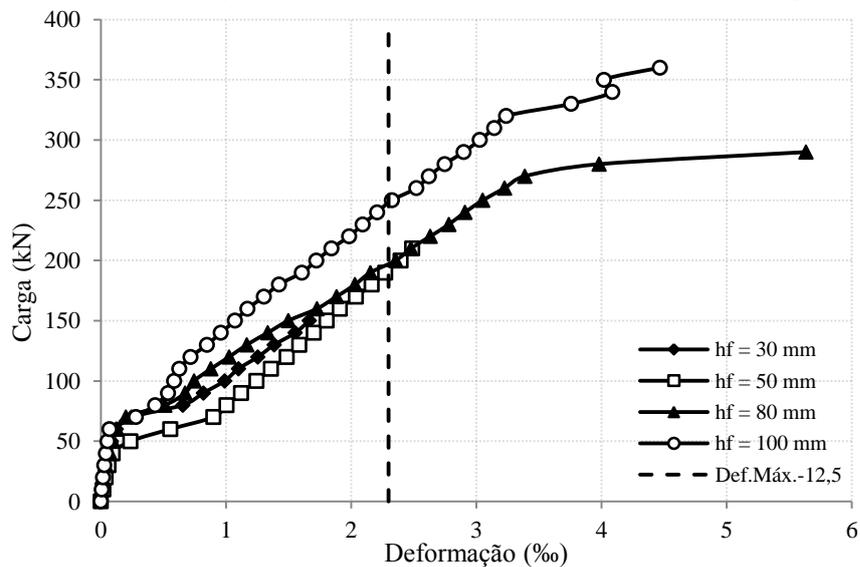


Figura 4.19 - Deformações na armadura de flexão da nervura central nas Lajes L2000

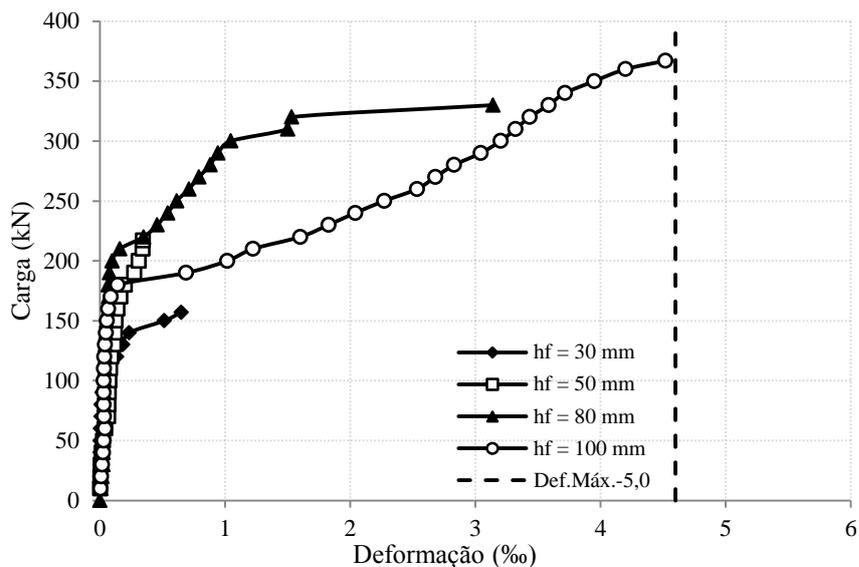


Figura 4.20 - Deformações na armadura de distribuição da mesa nas Lajes L2000

4.5 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

As análises das deformações são plotadas nos gráficos levando em conta os extensômetros dispostos no concreto na superfície superior das nervuras externa e central, bem como na mesa de cada laje. As maiores deformações de compressão do concreto foram de -0,46‰, -0,48‰, -0,39‰, -0,82‰, -0,35‰, -0,44‰, -0,67‰ e -1,02‰ para as lajes L1300-30, L1300-50, L1300-80, L1300-100, L2000-30, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, respectivamente. Nas figuras 4.21 a 4.26 estão plotadas as curvas de deformações do concreto comprimido nas lajes nervuradas. Os gráficos são criados tendo por base as deformações do concreto nas nervuras externa e central, bem como as da mesa das lajes. Em todos os gráficos apresentam um valor de -3,5‰, que é o limite de deformação máxima do concreto com relação à norma. Na Tabela 4.4 são apresentadas as deformações máximas e cargas últimas.

A nervura central apresentou maior deformação no concreto comprimido em quase todas as lajes, em virtude do sistema de ensaio direcionar a aplicação de carga diretamente sobre esta nervura, porém é possível identificar que mesmo com tal disposição as demais nervuras e a mesa colaboraram com a resistência à sollicitação externa, provando considerável monolitismo nesta estrutura.

As lajes apresentaram um aumento nas deformações do concreto proporcionais ao aumento da espessura da mesa, sendo que isto ocorre em virtude do aumento do valor da resultante de compressão, permitindo que a estrutura apresente maior ductilidade, o que é visualizado na contribuição dos mecanismos de resistência do concreto sem armadura transversal. Os gráficos referentes às deformações do concreto nas nervuras externas e central,

plotam curvas bastante semelhantes, onde todos os gráficos apresentam valores iguais até 50 kN e divergem a partir deste valor seguindo a característica proporcional a espessura correspondente, sendo dispares em poucos valores com relação a espessura $h_f = 100$ mm.

As lajes apresentam considerável aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da espessura das mesas e da largura colaborante, demonstrando que a presença da variável h_f tem sua parcela de representatividade no que tange a resistência ao cisalhamento. A presença do aumento de espessura fortalece a zona comprimida da estrutura, bem como majora a rigidez da seção transversal, fortalecendo a ductilidade da peça frente à ausência de estribos, o que demonstra a relevância da contribuição à resistência do conjunto mesa-nervura.

Tabela 4.4 – Deformações máximas do concreto nas lajes ensaiadas

Laje	ϵ_c (‰)			$\epsilon_{c,m\acute{a}x}$ (‰)	P_u (kN)
	ϵ_{ex}	ϵ_{ce}	ϵ_{cm}		
L1300-30	-0,25	-0,46	-0,12	-0,46	200
L1300-50	-0,38	-0,48	-0,10	-0,48	210
L1300-80	-0,39	-0,39	-0,10	-0,39	290
L1300-100	-0,57	-0,32	-0,82	-0,82	360
L2000-30	-0,10	-0,35	-0,10	-0,35	160
L2000-50	-0,21	-0,44	-0,11	-0,44	220
L2000-80	-0,67	-0,62	-0,67	-0,67	330
L2000-100	-0,53	-1,02	-0,67	-1,02	370

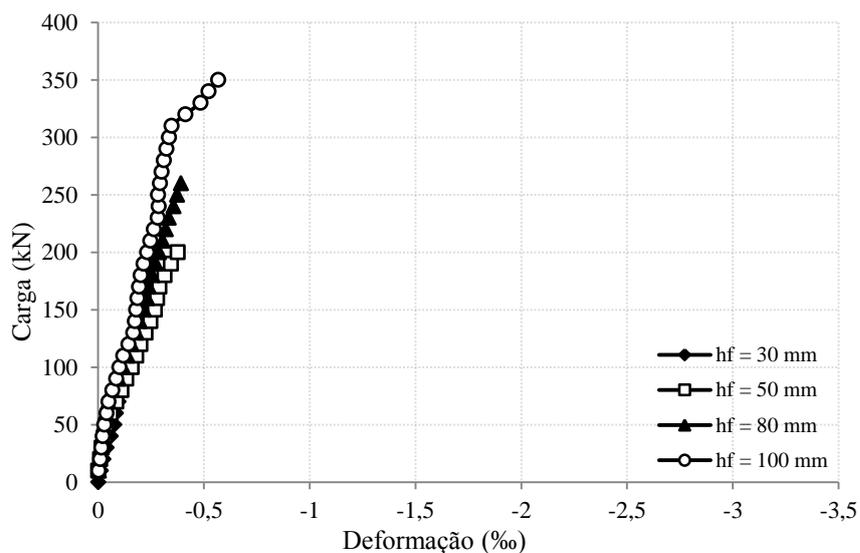


Figura 4.21 - Deformações no concreto da nervura externa nas Lajes L1300

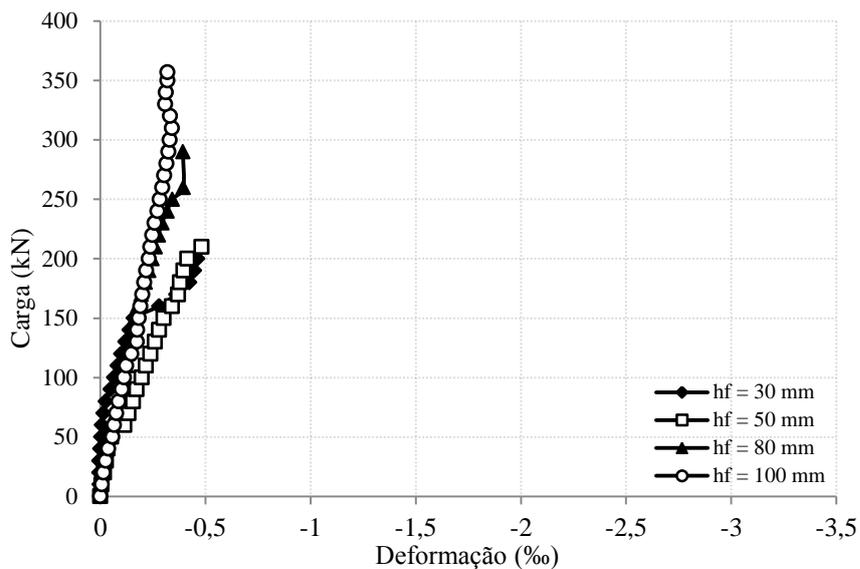


Figura 4.22 - Deformações no concreto da nervura central nas Lajes L1300

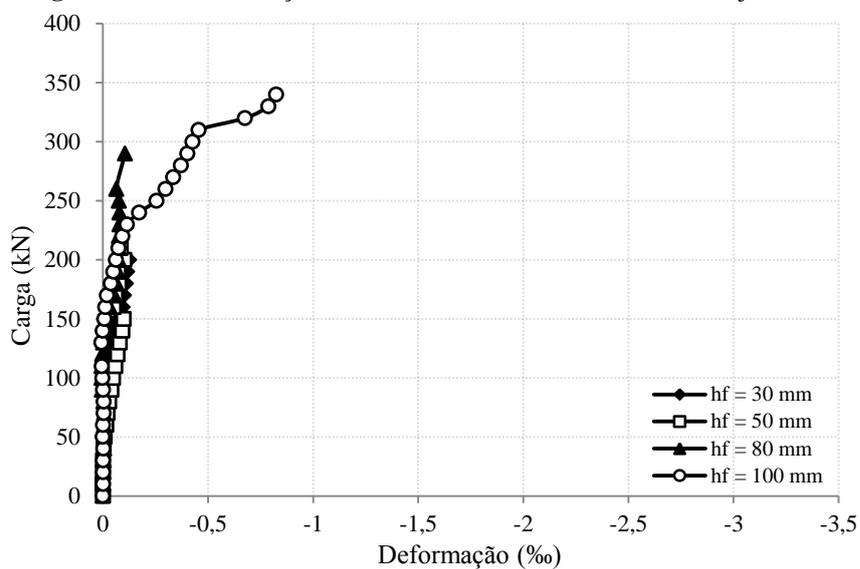


Figura 4.23 - Deformações no concreto da mesa nas Lajes L1300

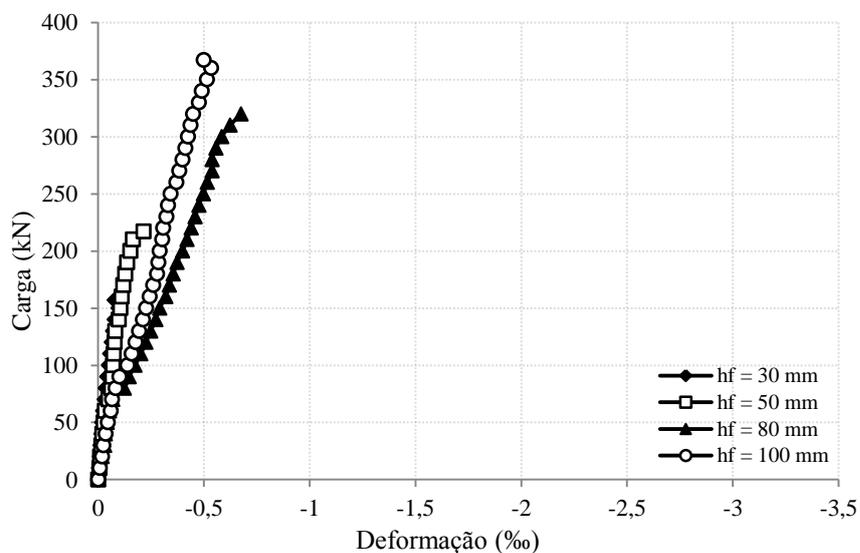


Figura 4.24 - Deformações no concreto da nervura externa nas Lajes L2000

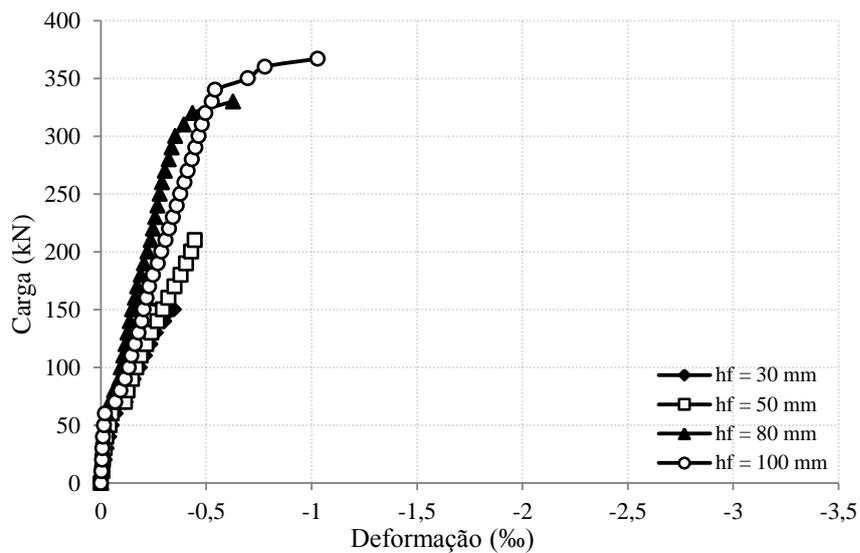


Figura 4.25 - Deformações no concreto da nervura central nas Lajes L2000

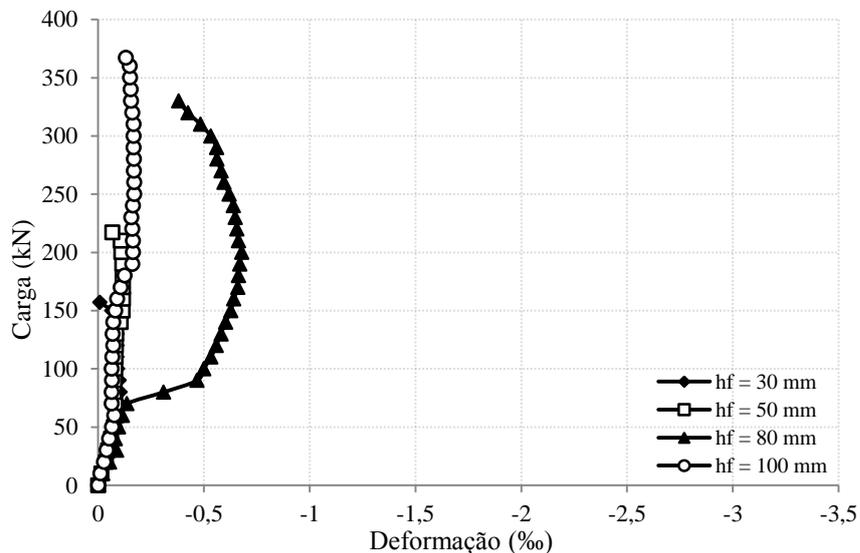


Figura 4.26 - Deformações no concreto da mesa nas Lajes L2000

4.6 PADRÃO DE FISSURAÇÃO

O padrão de fissuração foi semelhante para todas as lajes, onde o seu início se deu com a fissuração excessiva das nervuras. Inicialmente, ocorreram fissuras de flexão, conduzindo a inclinação destas próximas aos apoios o que configurou a presença do cisalhamento, sendo que após determinada carga houve a ruptura, na maioria das lajes, da nervura externa, seguida da nervura central, onde a superfície de ruptura prolongou-se à mesa, levando a um destacamento. Esta forma de ruptura ocorreu devido a nervura central apresentar seção transversal T bem definida, enquanto que as nervuras externas apresentavam seção transversal L, que é traduzido em maior rigidez para a nervura central, ou seja, esta nervura é mais resistente do que a nervura externa. Enquanto que, o destacamento de parte da mesa confirma a atividade resistente desta em monolitismo com a nervura.

Na superfície superior da laje houve um padrão de fissuração no encontro entre mesa-nervura, o que indica a presença de momento negativo, sendo que em algumas lajes esta fissuração atingiu a seção transversal com relação à alma. Esta fissuração na superfície superior é prevista pela norma para as lajes nervuradas com distância entre eixos acima de 65 cm, porém abaixo deste valor normativo não há nenhuma análise com relação à mesa, sendo que as mesas das lajes do grupo L1300 apresentaram fissuração longitudinal às nervuras, o que demonstra que dependendo do carregamento poderia haver um rotacionamento da mesa, levando ao seu colapso.

As lajes L2000-30 e L2000-50 apresentaram uma forma de ruptura diferente das demais, onde a ruptura ocorreu inicialmente na nervura central e logo após na nervura externa. Isto ocorre, pois estas lajes apresentam momento de inércia quase igual às lajes L1300-30 e L1300-50, o que levaria as lajes do grupo L2000 a apresentarem um mesmo comportamento que as lajes do grupo L1300, porém por apresentarem maior distância entre eixos de nervuras, as nervuras centrais das lajes do grupo L2000 absorvem grande parte da solicitação, por terem maior largura colaborante. As figuras 4.27 a 4.34 apresentam os padrões de fissuração e ruína das lajes ensaiadas.

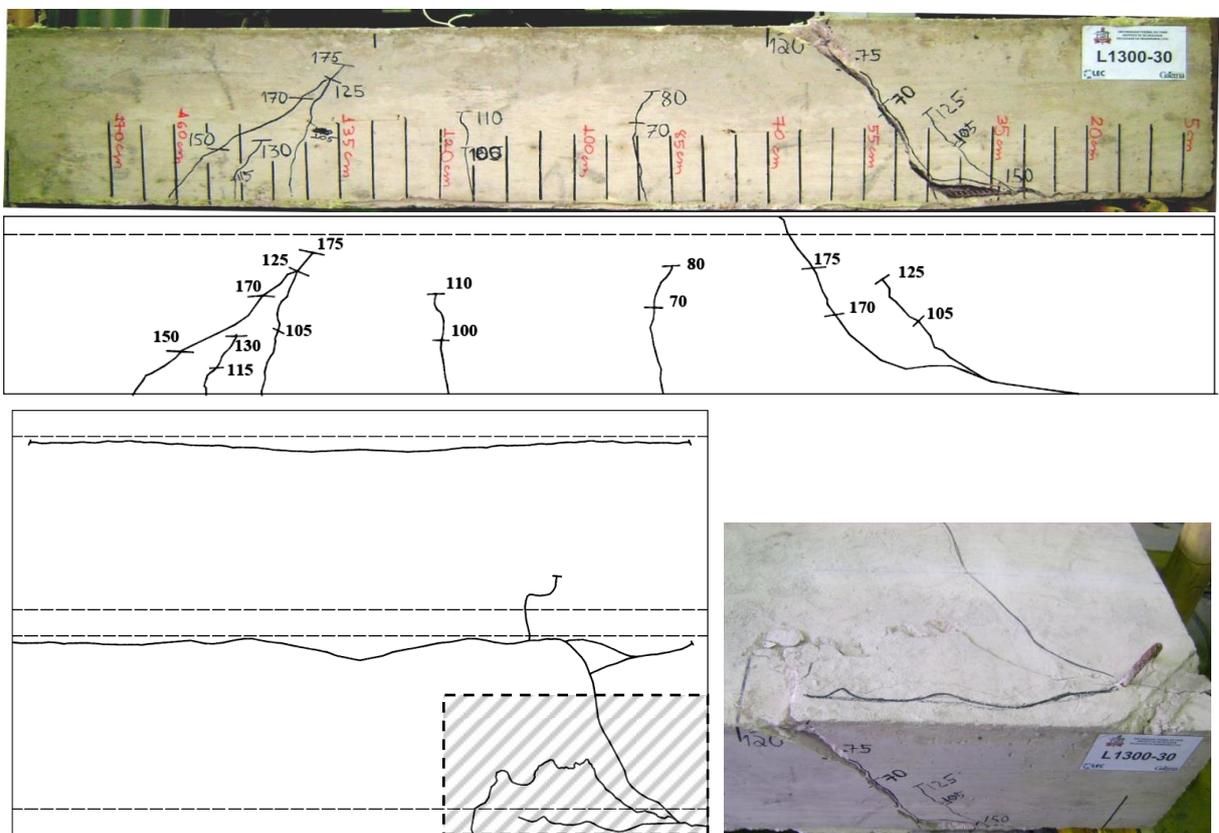


Figura 4.27 – Padrão de fissuração da Laje L1300-30

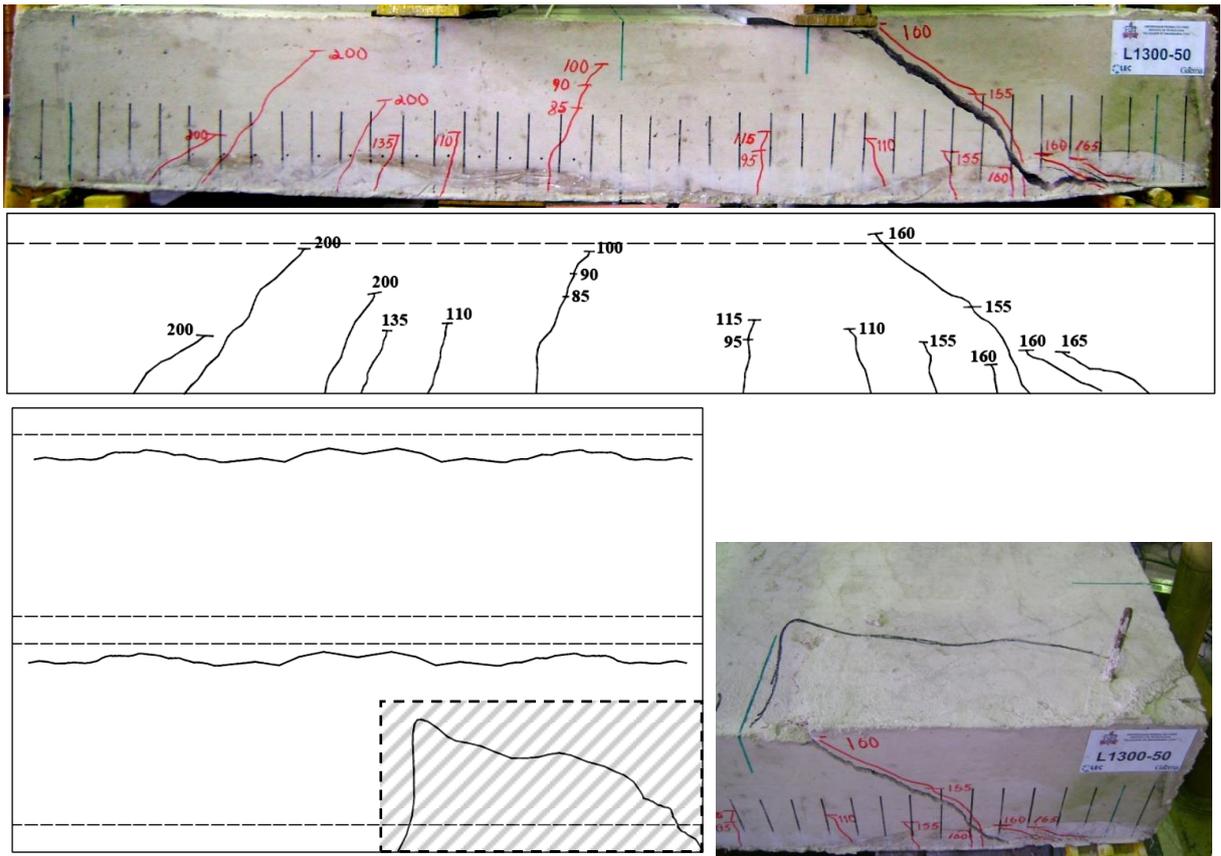


Figura 4.28 – Padrão de fissuração da Laje L1300-50

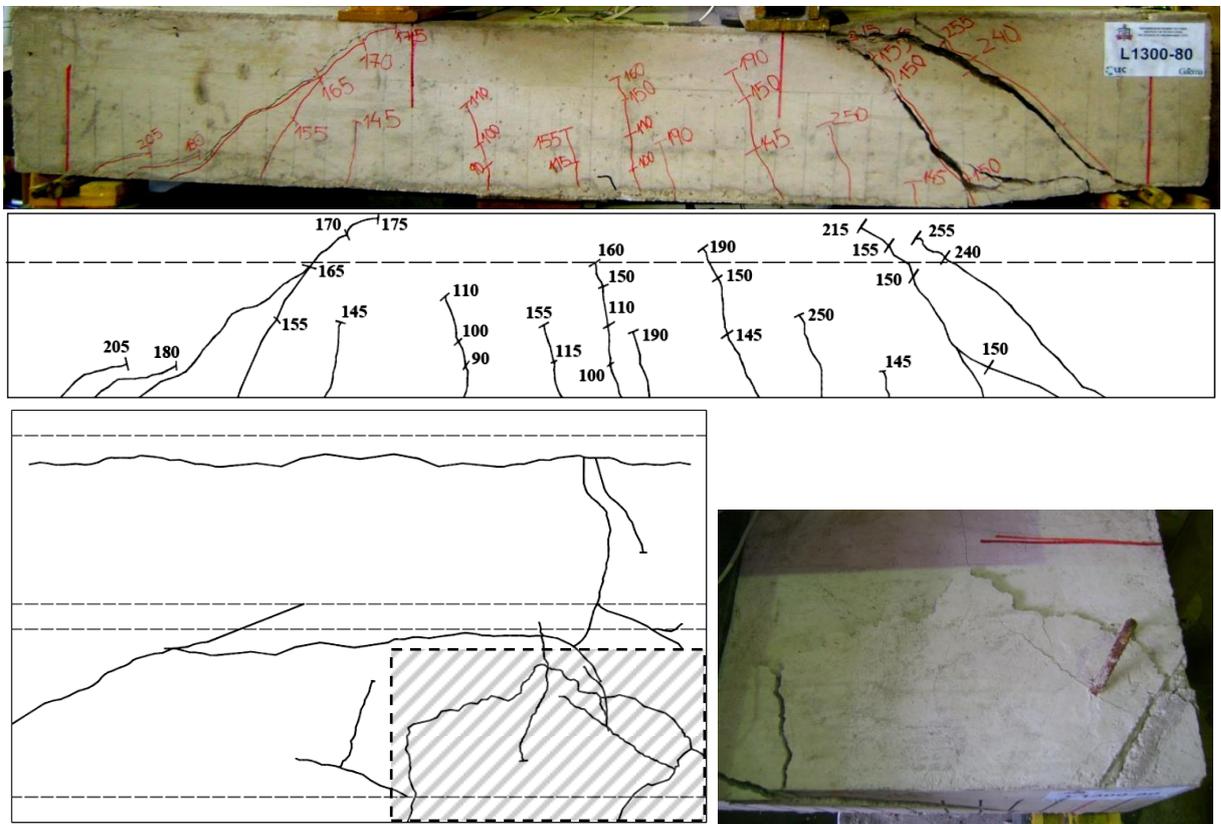


Figura 4.29 – Padrão de fissuração da Laje L1300-80

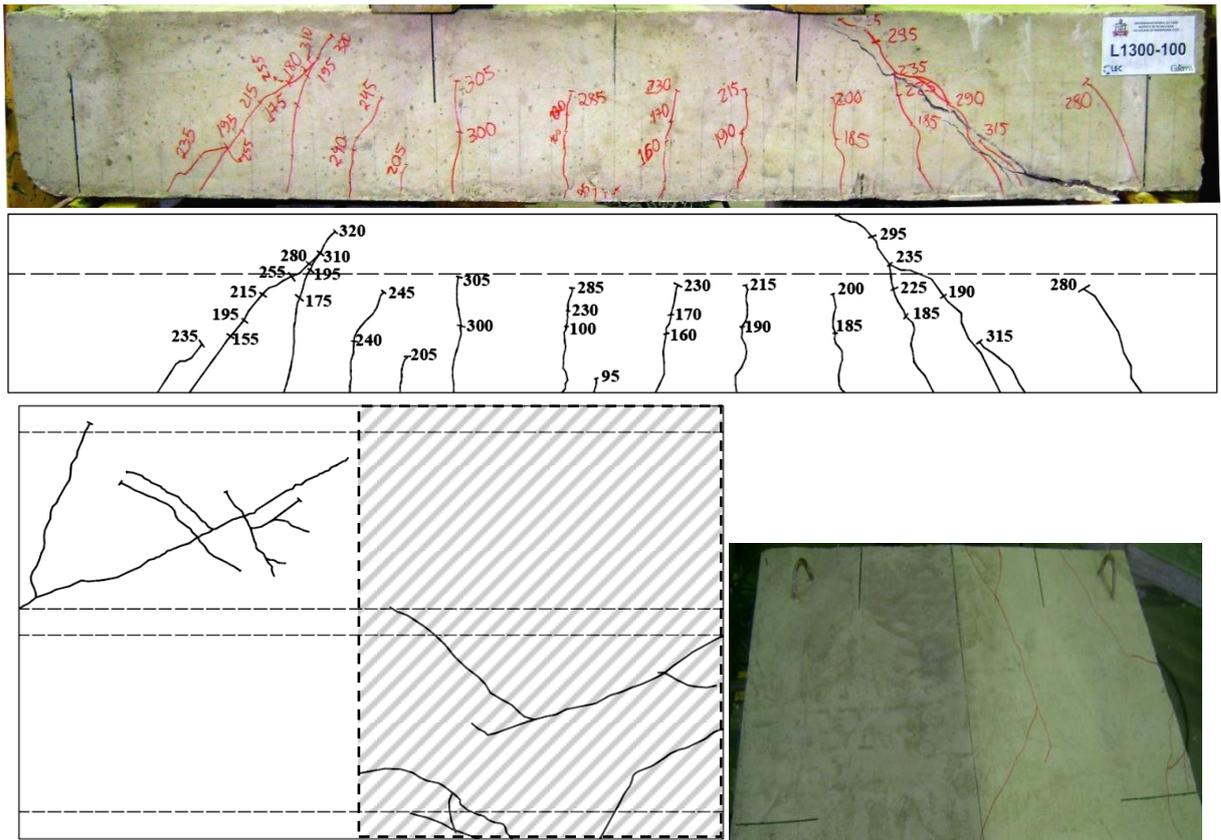


Figura 4.30 – Padrão de fissuração da Laje L1300-100

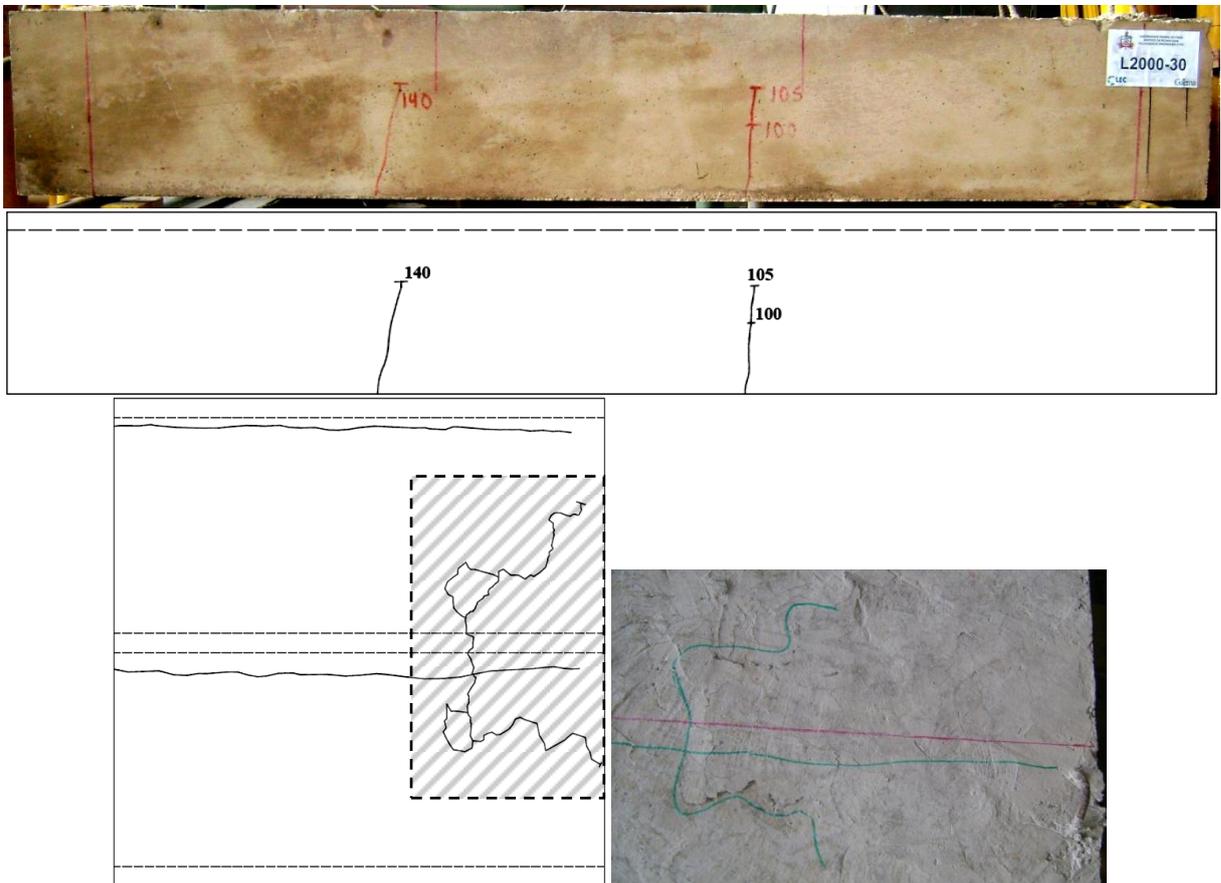


Figura 4.31 – Padrão de fissuração da Laje L2000-30

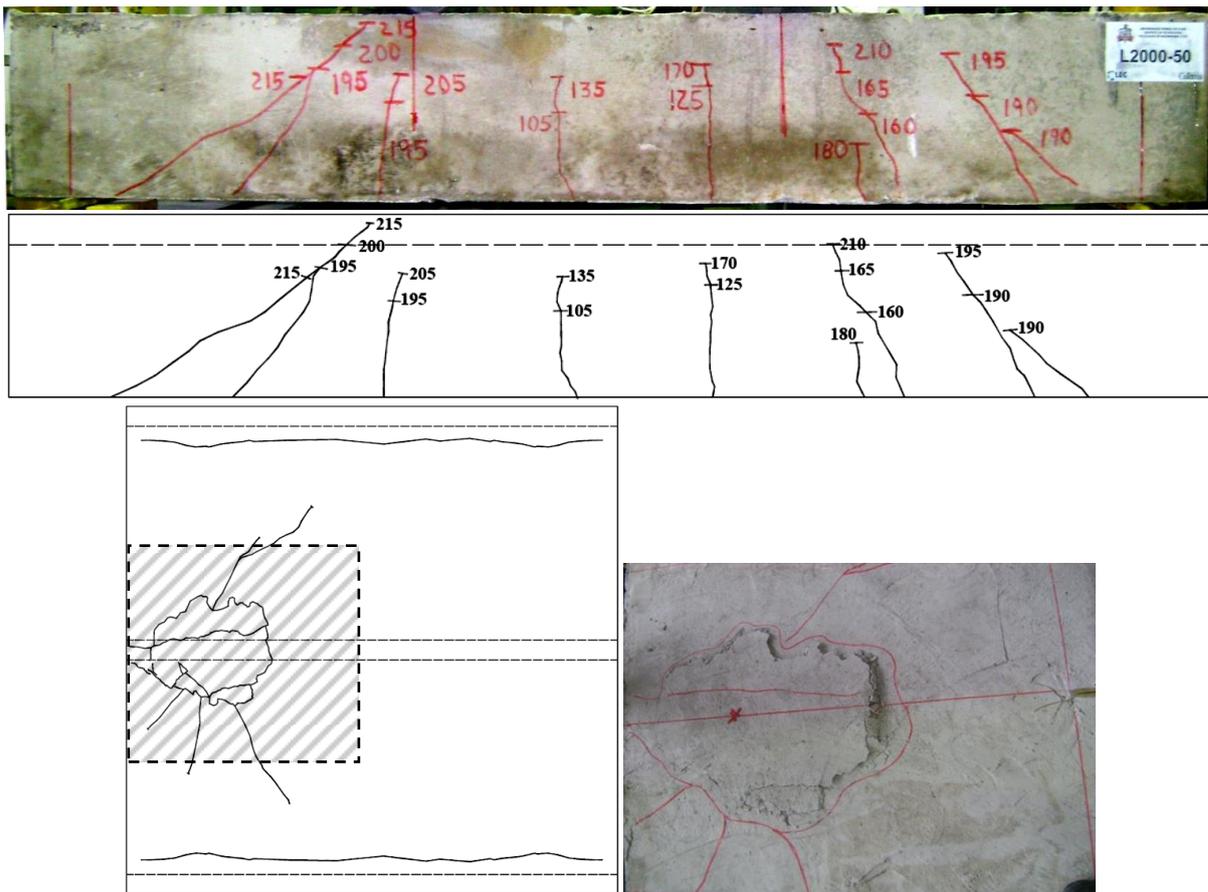


Figura 4.32 – Padrão de fissuração da Laje L2000-50

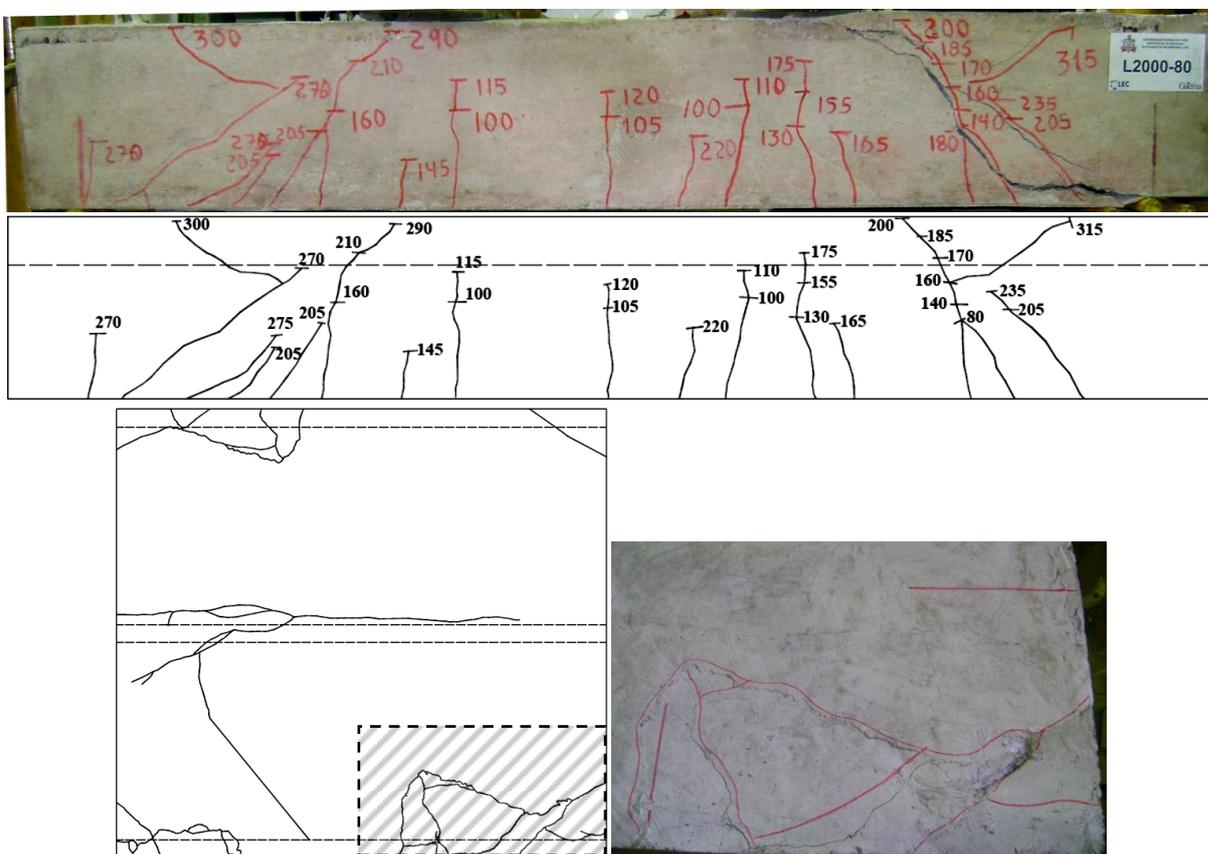


Figura 4.33 – Padrão de fissuração da Laje L2000-80

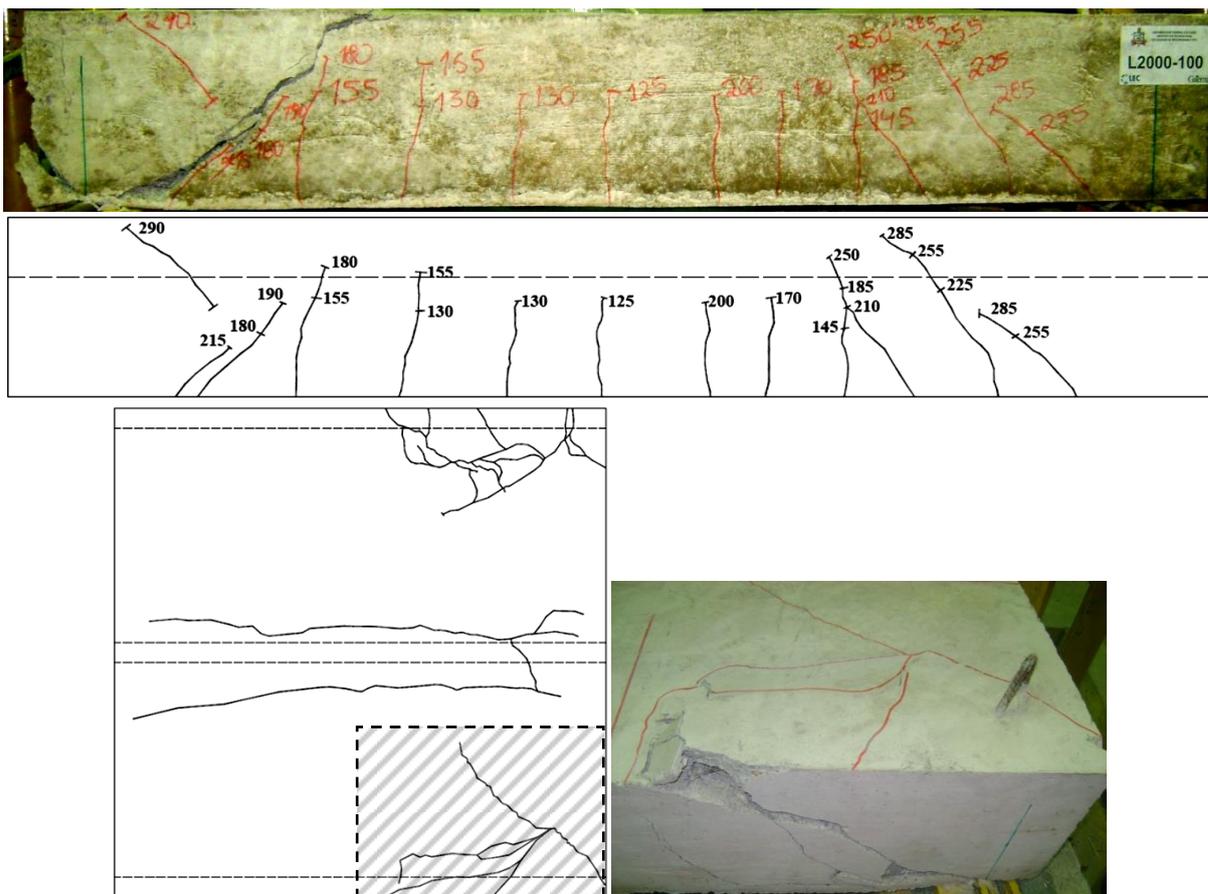


Figura 4.34 – Padrão de fissuração da Laje L2000-100

4.7 CARGAS ÚLTIMAS E MODO DE RUPTURA

As lajes nervuradas ensaiadas obtiveram valores de carga de escoamento da armadura longitudinal entre 190 kN e 250 kN e chegaram a ruptura com 200 kN, 210 kN, 290 kN, 360 kN, 160 kN, 220 kN, 330 kN e 370 kN para as lajes L1300-30, L1300-50, L1300-80, L1300-100, L2000-30, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, respectivamente. Tendo por base estudos anteriores realizados com vigas T, percebeu-se a relevante influência da mesa na resistência ao cisalhamento das lajes nervuradas. A Tabela 4.5 apresenta detalhadamente as características das lajes bem como os modos de ruptura observado e estimado.

Há uma proporcionalidade entre o aumento da espessura da mesa e da largura colaborante com o aumento da carga última de ruptura, demonstrando que houve um considerável ganho de ductilidade, mesmo sem armadura transversal, porém com a intensificação dos mecanismos de resistência destas estruturas. O ganho foi tão relevante que chegou a 80% no grupo L1300 com relação à laje com espessura de mesa igual a 30 mm e a 131% no grupo L2000 com relação à laje com espessura de mesa igual a 30 mm,

demonstrando que o ganho neste grupo é maior do que naquele, pois há a soma do aumento da espessura com o aumento da mesa colaborante.

Com o aumento da ductilidade devido ao acréscimo de valores da espessura da mesa, todas as lajes romperam com intensa fissuração. As peças romperam ou por cisalhamento com escoamento ou sem escoamento da armadura longitudinal, levando a um colapso, precedido por deslocamentos visíveis e o desenvolvimento da fissura inclinada de cisalhamento entre os pontos de apoio e carga. Em todas as peças a ruptura por cisalhamento foi bastante acentuada, demonstrando a colaboração dos mecanismos de resistência, principalmente, do engrenamento dos agregados e dos encavilhamento da armadura longitudinal, como é visto na Figura 4.35.

Tabela 4.5 – Características, cargas e modos de rupturas das lajes

Laje	d (mm)	h_f (mm)	l_0 (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	P_{ys} (kN)	P_u (kN)	Modo de ruptura observado	Modo de ruptura estimado
L1300-30	277	30	610	1,1	35,2	-	200	C/Esc*	C*
L1300-50		50				-	210		
L1300-80		80				220	290	C/Sem Esc*	
L1300-100		100				240	360		
L2000-30		30	960			-	160	C/Esc	
L2000-50		50				180	220	C/Sem Esc	
L2000-80		80				270	330		
L2000-100		100				350	370		

* Modo de ruptura: C (Cisalhamento); C/Esc (Cisalhamento nas nervuras com escoamento na armadura de flexão); C/Sem Esc. (Cisalhamento nas nervuras sem escoamento na armadura de flexão).



Figura 4.35 – Destacamento da fissura de ruptura

4.8 RESULTADOS TEÓRICOS

4.8.1 Análises das expressões e prescrições normativas

A Tabela 4.6 apresenta os resultados dos códigos normativos da NBR 6118 (2007), ACI318 (2011) e EUROCODE 2 (2004), bem como os resultados experimentais, notando-se que nos valores para todas as normas há uma constância, devido o fato de que as formulação não levam em conta a presença da espessura da mesa h_f , considerando apenas a altura útil d e largura b_w , como variáveis referente a geometria da peça que somam eficaz colaboração na resistência ao cisalhamento. A Tabela 4.7 mostra que as normas brasileira e americana apresentam uma superestima com relação à resistência ao cisalhamento para as lajes como $h_f = 30$ mm e $h_f = 50$ mm. As lajes sofrem variação chegando próximo da relação 1,0 nas lajes L1300-50 e L1300-80 (NBR 6118, 2003), na laje L1300-80 (ACI 318, 2011) e na laje L2000-30 (EC2, 2002), também observado nas figuras 4.36 a 4.38.

Tabela 4.6 – Estimativas normativas

LAJE	NBR 6118		ACI 318		EUROCODE 2		EXPERIMENTAL	
	V_{RK} (kN)	P_{NBR} (kN)	V_{RK} (kN)	P_{ACI} (kN)	V_{RK} (kN)	P_{EC2} (kN)	V_u (kN)	P_u (kN)
L1300-30	120	240	132	264	75,2	150,5	100	200
L1300-50							105	210
L1300-80							145	290
L1300-100							180	360
L2000-30	130	260	132	264	75,2	150,5	80	160
L2000-50							110	220
L2000-80							165	330
L2000-100							185	370

Tabela 4.7 – Comparações entre estimativas e resultados experimentais

LAJE	P_u/P_{NBR}	P_u/P_{ACI}	P_u/P_{EC2}
L1300-30	0,83	0,76	1,32
L1300-50	0,88	0,80	1,39
L1300-80	1,21	1,10	1,92
L1300-100	1,50	1,36	2,39
L2000-30	0,61	0,61	1,06
L2000-50	0,85	0,83	1,46
L2000-80	1,27	1,25	2,19
L2000-100	1,42	1,40	2,46

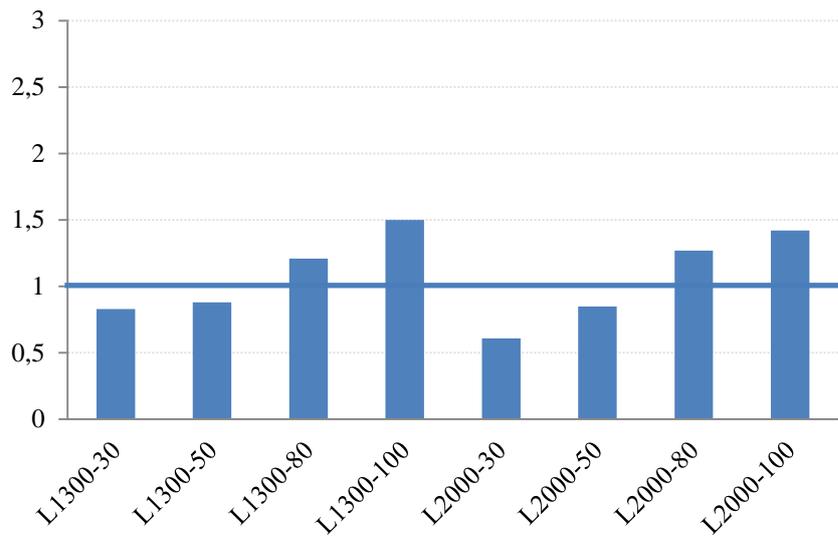


Figura 4.36 – Relação P_u/P_{NBR}

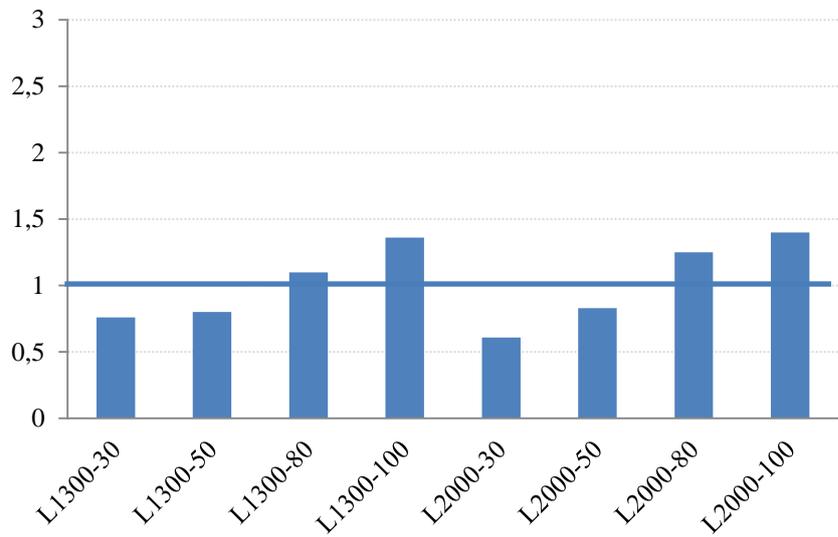


Figura 4.37 – Relação P_u/P_{ACI}

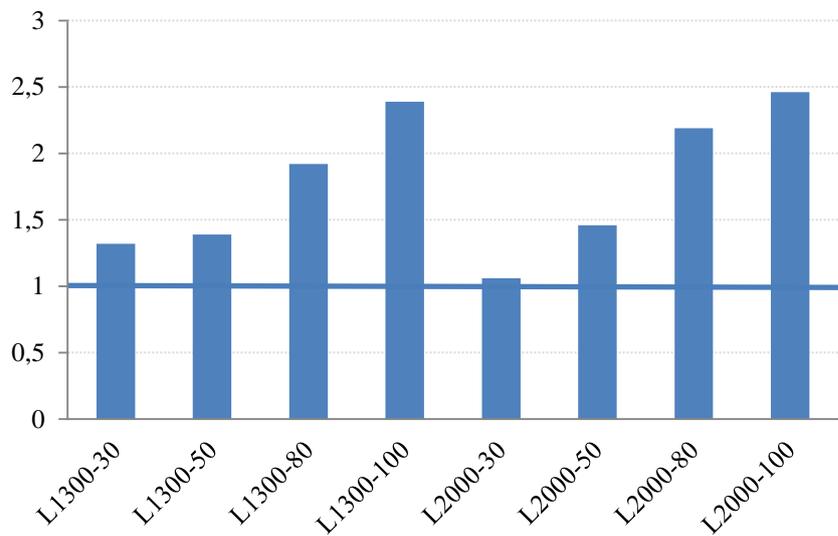


Figura 4.38 – Relação P_u/P_{EC2}

5 ANÁLISE NUMÉRICA

5.1 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Neste capítulo são apresentadas as análises numéricas com o método dos elementos finitos, mostrando os resultados satisfatórios das tensões de cisalhamento. O método dos elementos finitos é um procedimento de discretização de problemas contínuos, determinados por expressões definidas matematicamente. A discretização ocorre com a divisão do meio contínuo em número finito de partes (elementos), cujo comportamento se especifica em função de um número finito de parâmetros.

O software SAP2000®, que permite a análise de diversos problemas estruturais, foi utilizado como ferramenta computacional para analisar o comportamento das lajes nervuradas dos grupos L1300 e L2000, buscando esclarecer a contribuição da variação da altura da mesa e da largura colaborante à resistência ao cisalhamento, através da análise estática linear. As dimensões das lajes modeladas seguiram as mesmas dimensões das lajes dos grupos ensaiadas em laboratório, com variações da altura da mesa de 30 mm, 50 mm, 80 mm e 100 mm. As lajes modeladas não apresentaram armadura de cisalhamento nas nervuras, buscando avaliar a contribuição da altura da mesa na resistência ao cisalhamento das nervuras, frente à solicitação externa. A análise elástica da laje foi efetuada anteriormente à confecção dos painéis de lajes nervuradas ensaiadas neste trabalho, considerando-se a geometria, as propriedades dos materiais, as condições de contorno, os carregamentos e desprezando-se o peso próprio do elemento estrutural.

A seguir descrevem-se os passos necessários para a entrada de dados e obtenção dos resultados:

✓ Como o software SAP2000®, para análise de lajes, apresenta um elemento denominado SHELL, que são elementos adequados para a resolução de problemas de placas, cascas e membranas, logo, utilizando-se deste elemento, dividiu-se a estrutura em um conjunto de elementos finitos. Esta primeira fase ocorreu para uma única faixa de laje, apenas com a sua largura sem a dimensão de comprimento.

✓ Para a inserção da dimensão do comprimento realizou-se a “extrusão” do elemento SHELL para o elemento SOLID, que apresenta oito nós baseado na formulação isoparamétrica com modos incompatíveis, sendo útil para modelagem de objetos tridimensionais em que condições de carga, limite, propriedade de seção ou reações variam de espessura. Com a introdução do elemento foi possível obter as dimensões de projeto das lajes.

✓ Em seguida, foram definidas as propriedades de concreto e aço das estruturas modeladas, bem como a restrições de apoios, criando uma configuração de lajes nervuradas biapoiadas. As restrições nodais também foram definidas, ou seja, os graus de liberdade impedidos dos nós da estrutura.

✓ Após isso, as cargas foram aplicadas nos nós, seguindo uma configuração transversal ao eixo longitudinal das nervuras, tomando toda a extensão da mesa das lajes, e apresentando uma configuração do modelo de ensaio de Stuttgart.

✓ Após a entrada de dados, o software fez a montagem do modelo com seus parâmetros e iniciou a solução montando a matriz de rigidez da estrutura. Em seguida, foi resolvido o sistema de equações lineares para a obtenção dos deslocamentos nodais.

✓ Os resultados dos esforços foram obtidos através da listagem de arquivos de saídas numéricas. Para estas saídas de dados, o programa utilizou uma convenção de sistema de coordenadas locais para todos os elementos com eixos 1, 2 e 3 e um sistema global X, Y e Z, sendo ambos orientados pela regra da mão-direita. O interesse deste trabalho está na distribuição de tensão na nervura central, bem como na seção transversal destas, sendo que os eixos analisados foram o S23 ou YZ. As figuras 5.1 e 5.2 ilustram as configurações das lajes nervuradas dos grupos L1300 e L2000, respectivamente.

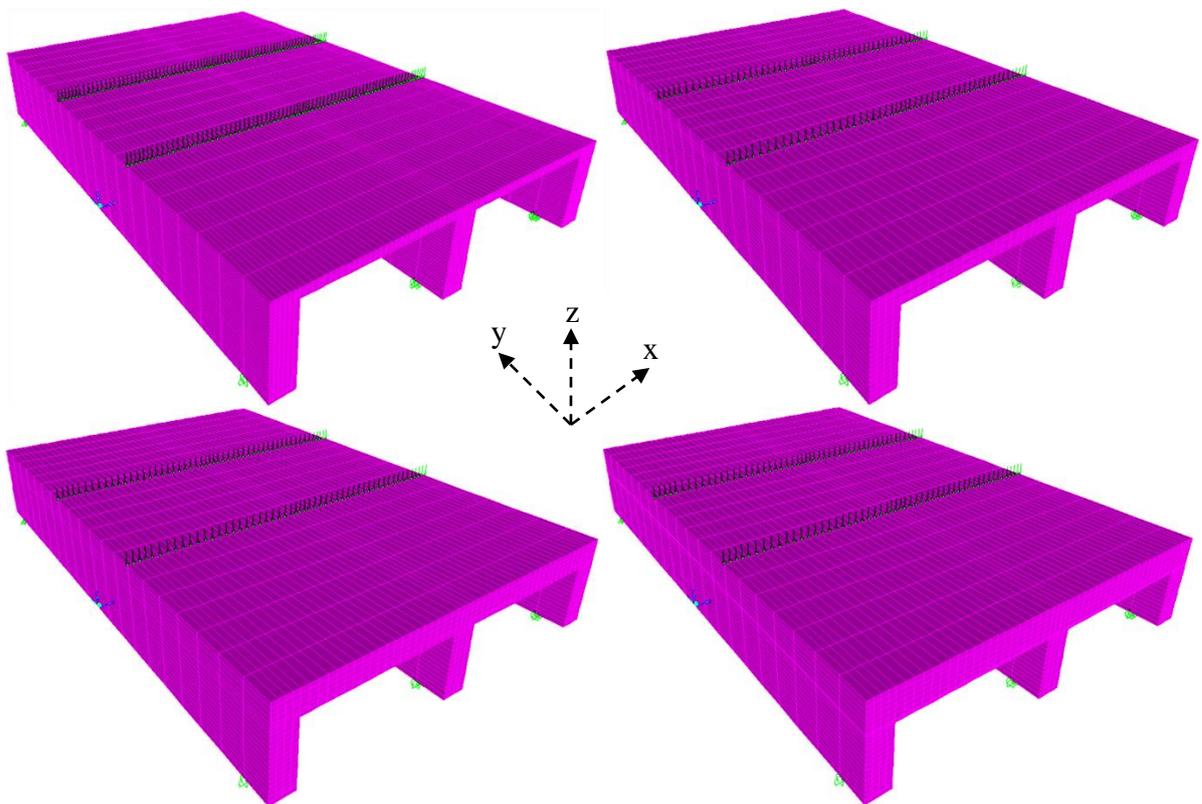


Figura 5.1 – Configurações das lajes nervuradas do grupo L1300

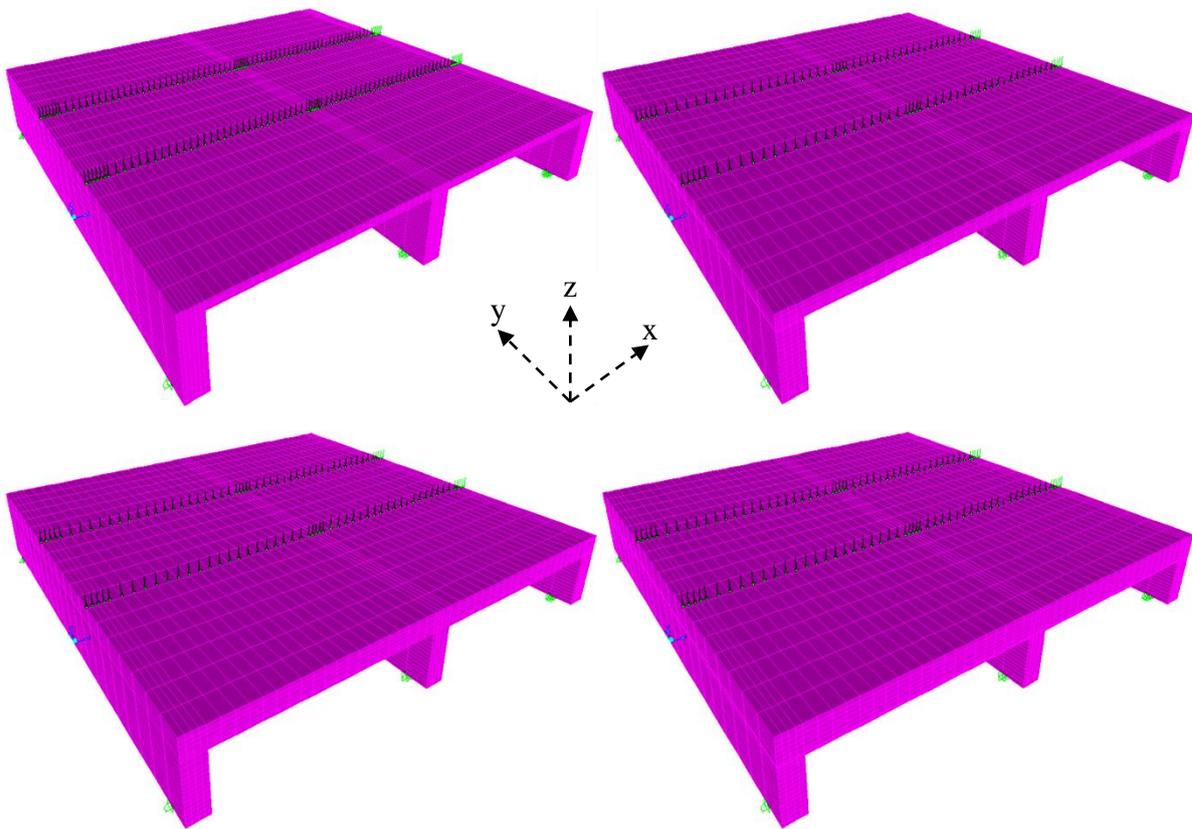


Figura 5.2 – Configurações das lajes nervuradas do grupo 2000

5.2 RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Com as simulações computacionais foram obtidos dados que avaliaram a variação da tensão de cisalhamento na seção transversal das nervuras devido à variação da altura da mesa e da distância entre seus eixos. O programa SAP2000® apresenta a disposição de tensão de cisalhamento nas faces do elemento SOLID, onde foram alcançados valores dos pontos deste elemento, a fim de confeccionar os gráficos de variação de tensão de cisalhamento ao longo da altura da seção transversal das nervuras.

Os valores obtidos para a confecção dos gráficos foram retirados de uma faixa de seção (seção AA) dos elementos de SOLID próxima a faixa da seção de apoio, em virtude desta apresentar valores elevadíssimos, devido a concentração de tensões proveniente da ínfima área de contato entre o apoio e a nervura, o que eleva o valor da pressão a níveis infinitos.

As figuras com as manchas de tensões cisalhantes foram obtidas da nervura central, em virtude da mesma apresentar maior solicitação por questão da configuração do sistema de ensaio, e aproximar-se da forma de distribuição e ruptura das lajes ensaiadas.

As figuras 5.3 a 5.10 apresentam a distribuição de tensão de cisalhamento na direção transversal na nervura das lajes dos grupos L1300 e L2000.

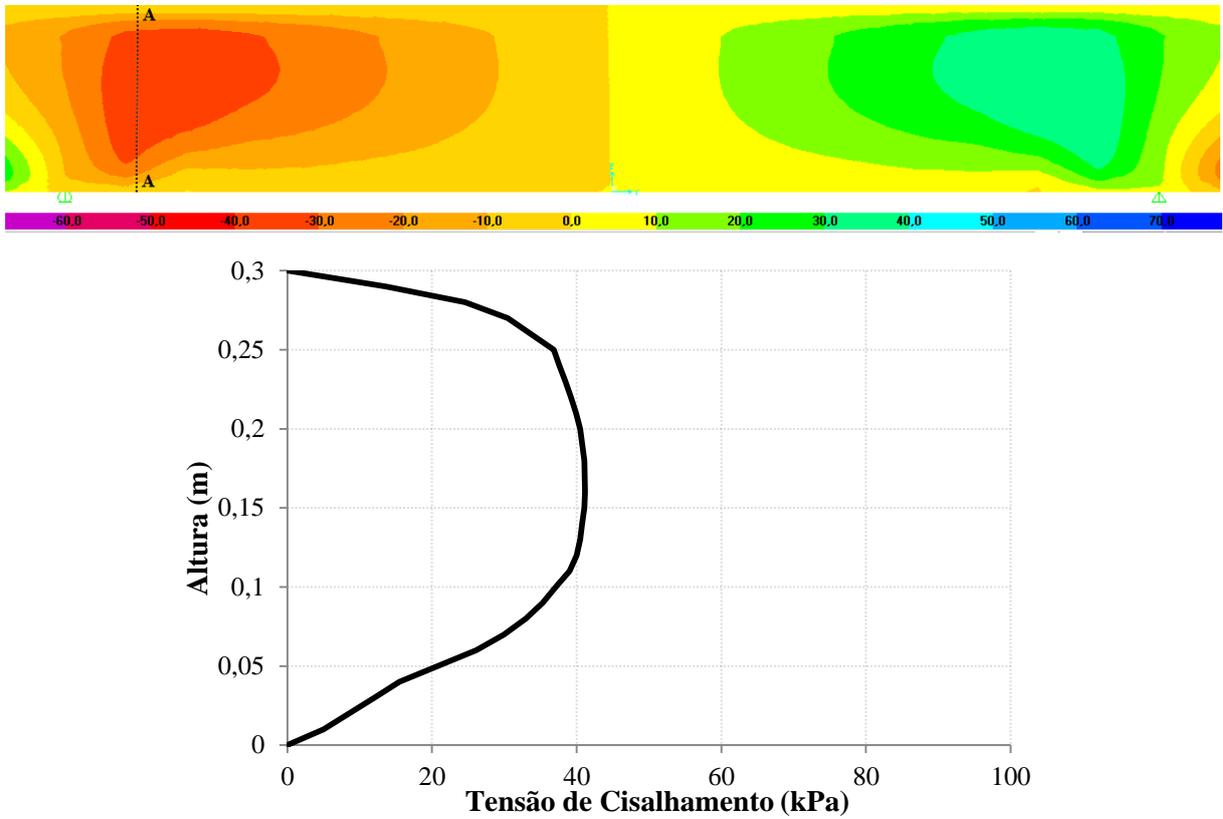


Figura 5.3 – Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-30

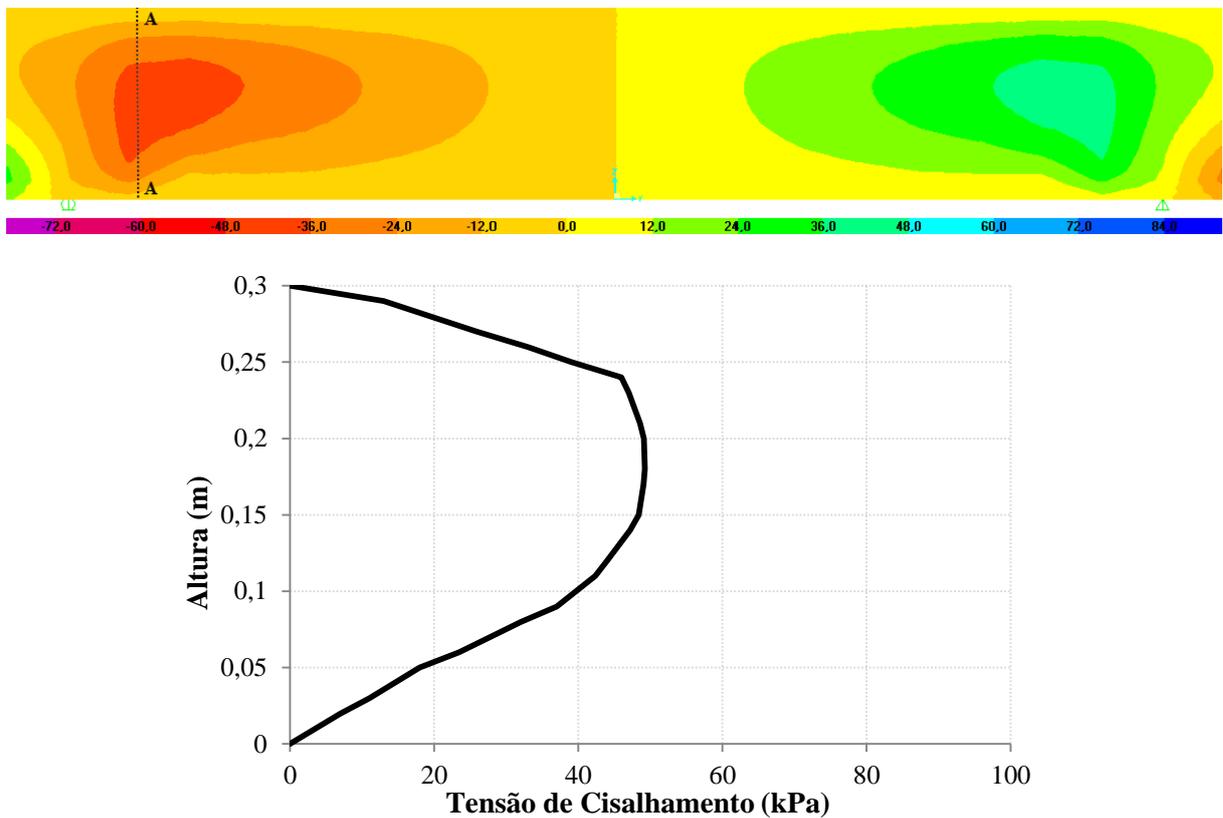


Figura 5.4 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-50

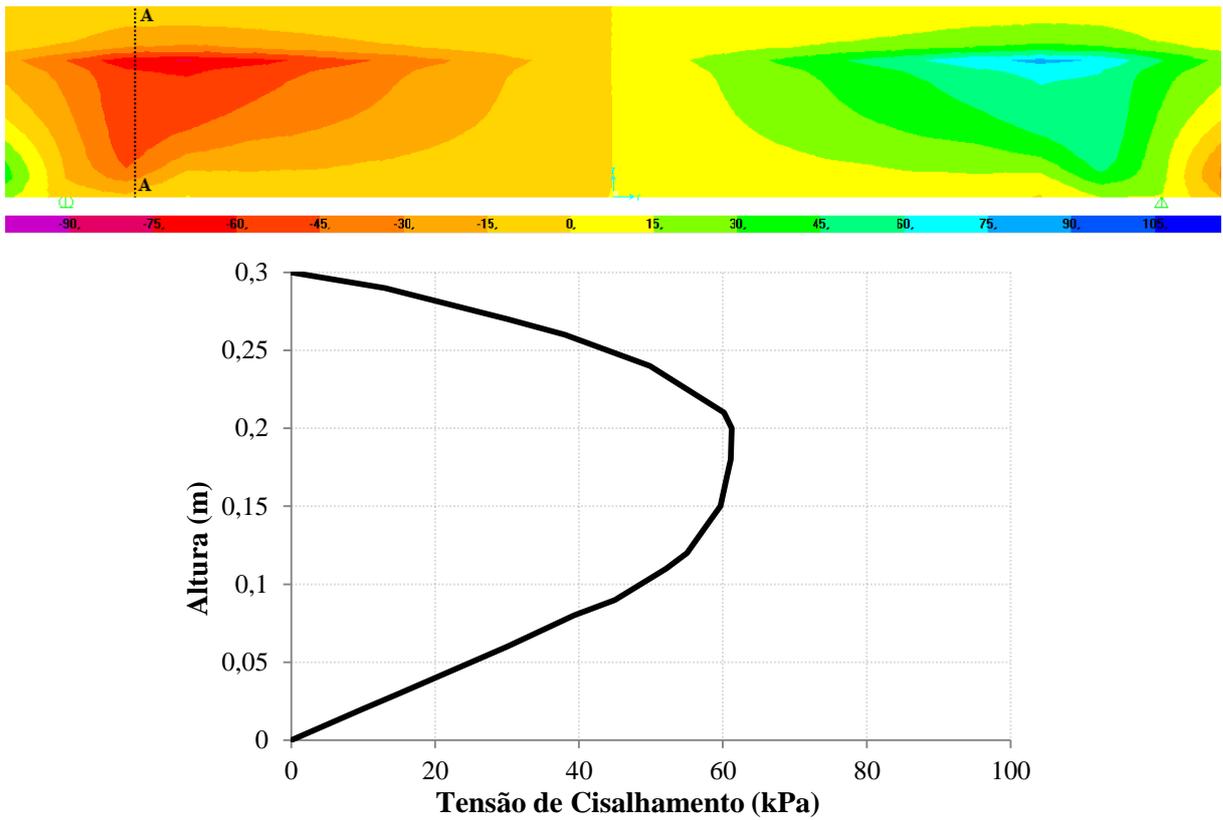


Figura 5.5 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-80

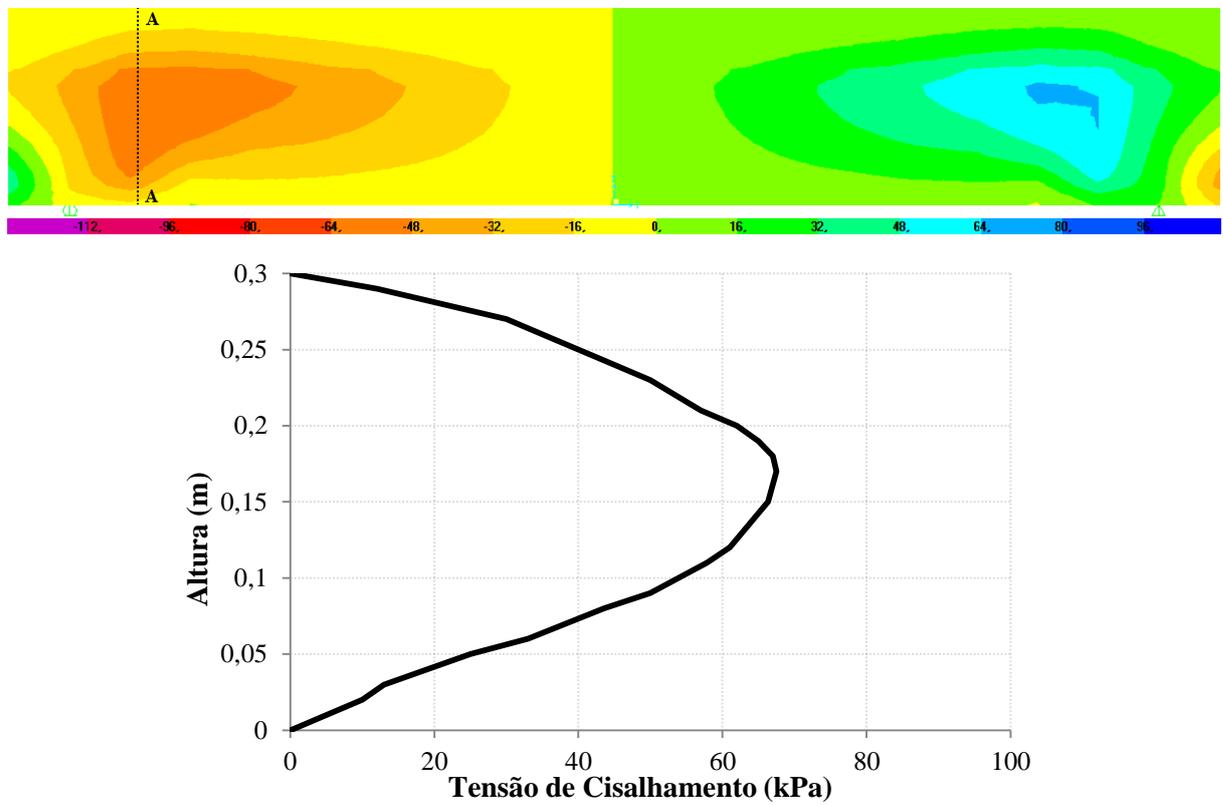


Figura 5.6 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L1300-100

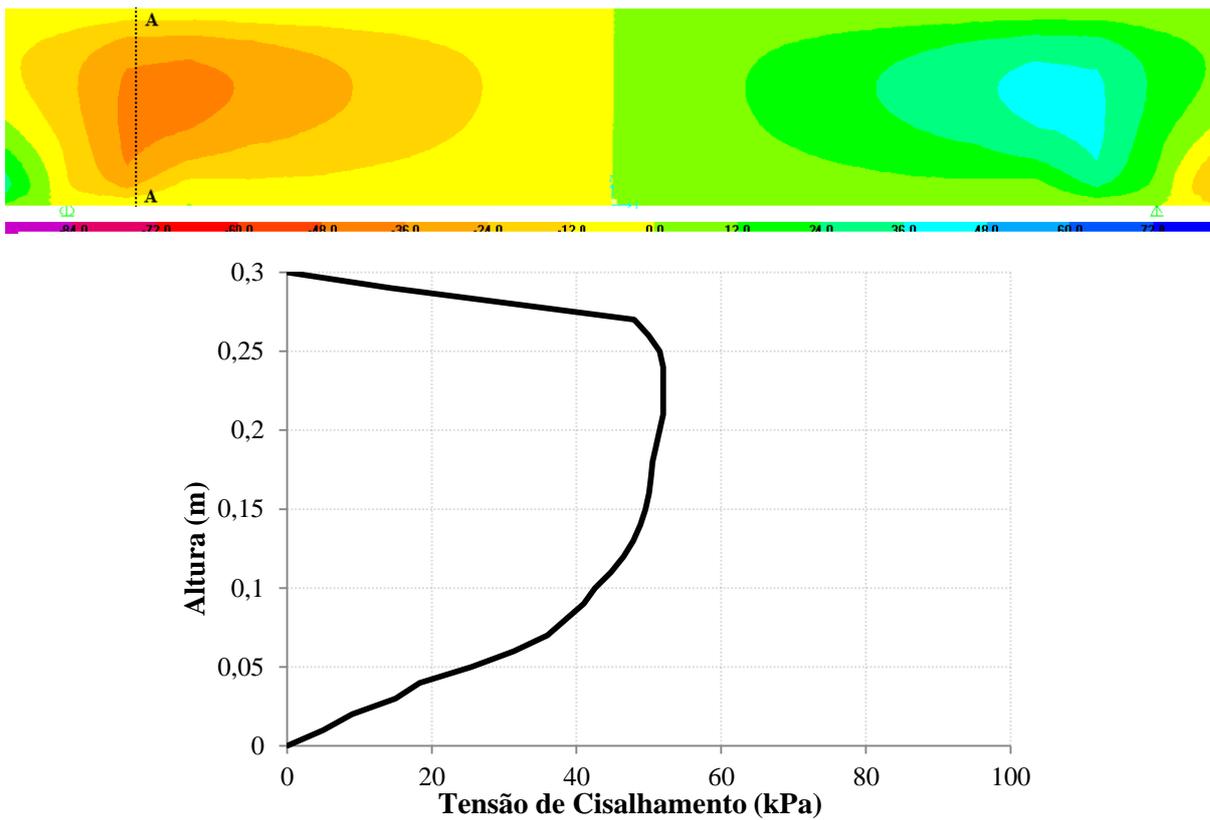


Figura 5.7 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-30

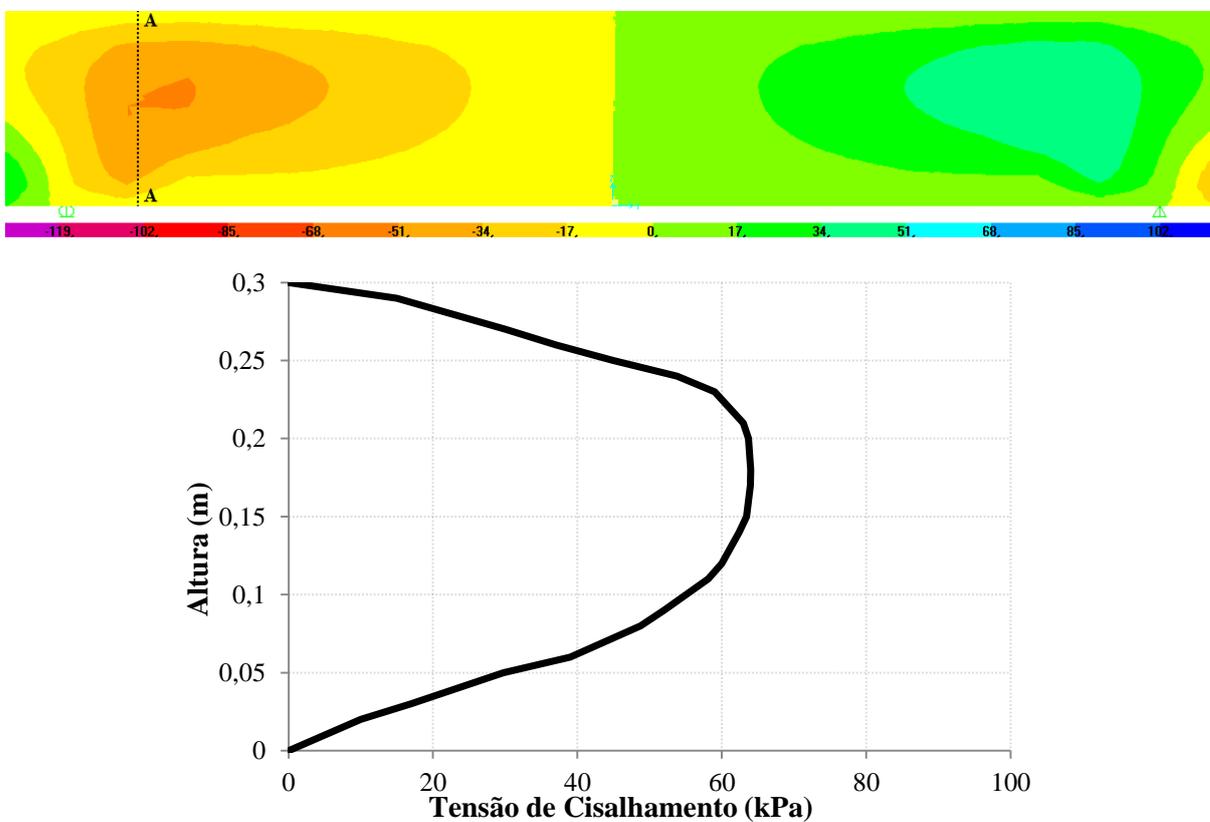


Figura 5.8 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-50

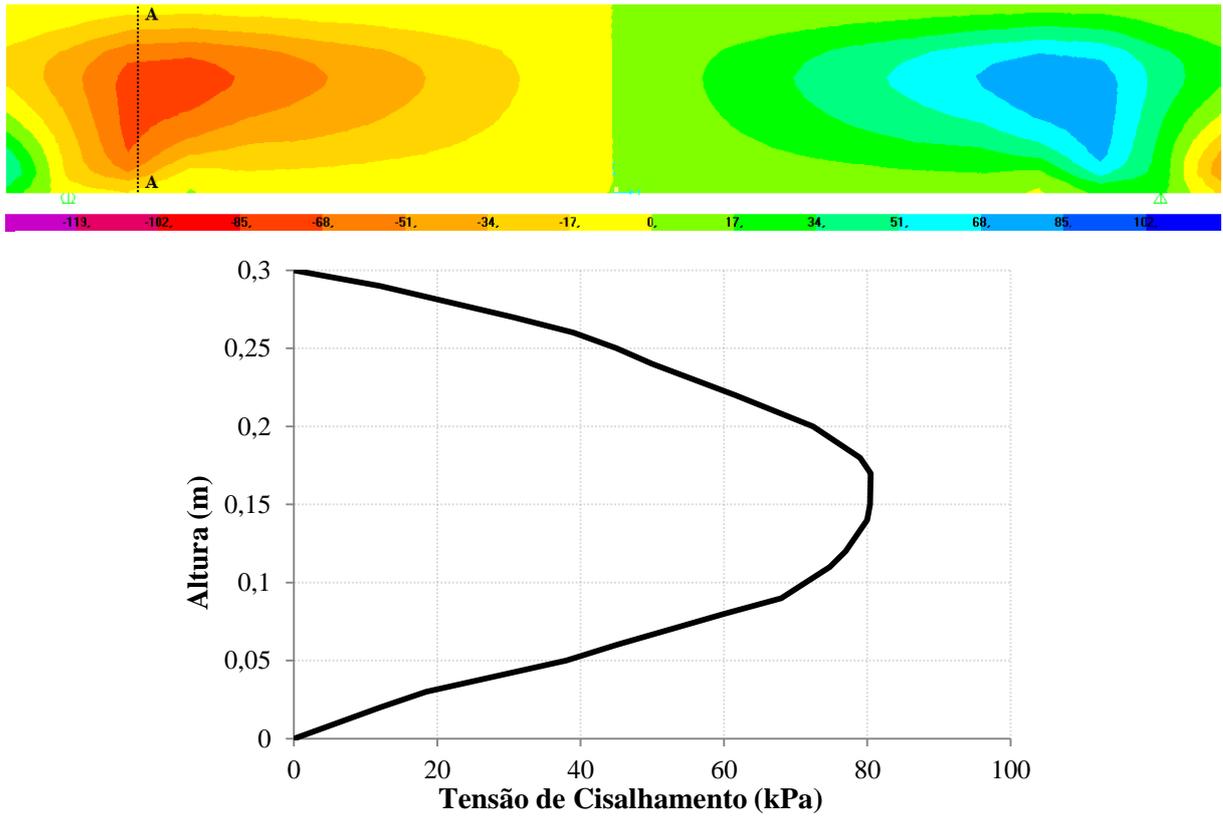


Figura 5.9 - Distribuição de tensão de cisalhamento na seção AA da nervura central na laje L2000-80

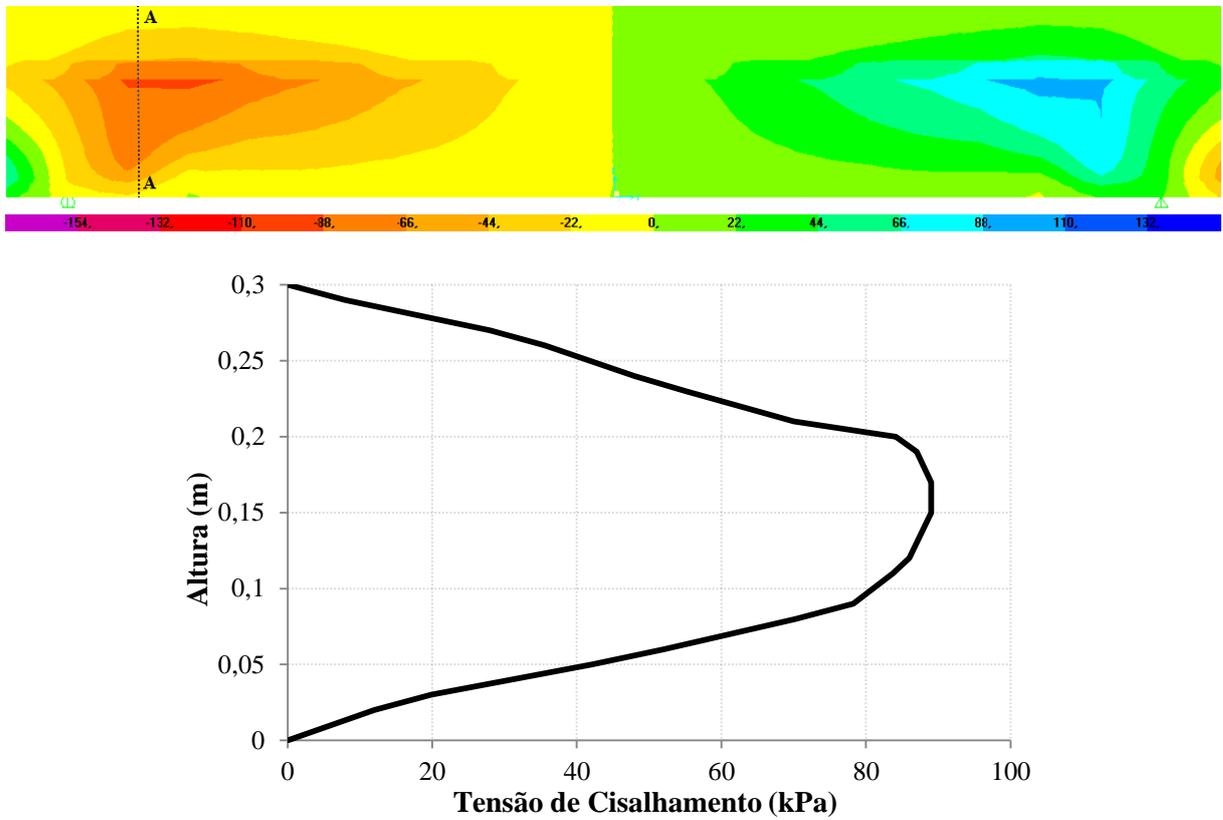


Figura 5.10 - Distribuição de tensão de cisalhamento na direção longitudinal e transversal na laje L2000-100

A modelagem numérica das lajes nervuradas com software SAP2000® permite levantar algumas conclusões que descrevem o efeito relativo à variação da altura da mesa, bem como da distância entre eixos de nervura, na resistência ao cisalhamento das nervuras sem estribos.

Os maiores valores de tensão de cisalhamento para as lajes L1300-30, L1300-50, L1300-80, L1300-100, L2000-30, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, foram de 41 kPa, 49 kPa, 61 kPa, 68 kPa, 52 kPa, 64 kPa, 81 kPa e 89 kPa, respectivamente.

As lajes nervuradas com maiores alturas de mesa apresentaram maior tensão de cisalhamento o que permite dizer que houve o aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da altura da capa. Observando-se que as lajes do grupo L2000 apresentaram maiores valores de tensão de cisalhamento em relação às lajes do grupo L1300, devido apresentar a colaboração da mesa colaborante, ou seja, o aumento da largura colaborante, que é traduzido pelo aumento da distância entre eixos de nervura, soma-se ao acréscimo de resistência ao cisalhamento proveniente do aumento da altura da mesa.

A análise numérica não quantifica a presença dos mecanismos de resistência ao cisalhamento das estruturas de concreto armado, que foram visíveis nas lajes ensaiadas, demonstrando que o simples acréscimo de altura na mesa eleva consideravelmente a resistência à compressão do concreto em estruturas com ausência de estribos, bem como o aumento da largura colaborante, onde os mecanismos de resistência, tais como: engrenamento do agregado e efeito de encavilhamento da armadura longitudinal, seriam fatores que majorariam a resistência ao cisalhamento em estruturas ausentes de armadura transversal.

Os modelos analisados no programa SAP2000® apresentam limitações relacionadas ao método de análise linear, sendo bastante eficaz em situações em que o dimensionamento de estruturas de concreto armado, no qual a segurança é priorizada pelo projetista. Mesmo as estruturas de concreto armado comportando-se de maneira diferente do previsto pela teoria elástico-linear, conclui-se que a ruptura da nervura seguirá a configuração de distribuição de tensões por bielas e tirantes tendo grande contribuição da mesa, o que será típico de rupturas de cisalhamento.

6 CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo apresenta as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros. São feitas algumas considerações com relação à influência da variação da altura da mesa que influenciaram o comportamento resistente das lajes, por meio de análises e interpretações dos resultados experimentais e numéricos.

6.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais apresentaram maiores valores no meio do vão da nervura central em todas as lajes, devido o sistema de ensaio solicitar de forma mais intensa esta nervura. Em ambos os grupos de lajes foi possível notar que o aumento da altura da mesa proporciona um acréscimo relevante com relação à resistência ao cisalhamento, porém o grupo 2000 apresentou maiores valores de ruptura, em razão do aumento da largura colaborante, proveniente do aumento da distância entre eixos de nervuras, somar-se ao acréscimo de altura da mesa, fazendo com que a ductilidade deste grupo de lajes fosse mais acentuada. Esta combinação de aumento de altura de mesa e largura colaborante tem grande colaboração no aumento da rigidez, conduzindo as lajes para altos valores de flechas, o que não ocorreu em algumas lajes, como L1300-30 e L1300-50, que apresentaram menores rigidezes e, conseqüentemente, menores flechas. Os gráficos dos deslocamentos verticais apresentaram traçados bem semelhantes, o que caracterizou um monolitismo entre a mesa e as nervuras.

Portanto, tem-se que o aumento da espessura da mesa, que influencia diretamente na rigidez da estrutura, aumenta a sua ductilidade, devido o aumento da área de concreto comprimido, que conduz a um reequilíbrio das forças resistentes, o que permite que a armadura longitudinal deforme mais até o seu escoamento, o que se traduz em maiores flechas.

6.3 DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO E DE DISTRIBUIÇÃO

A armadura de flexão da nervura central apresentou maiores deformações, devido à disposição do sistema de ensaio que conduziu maior sollicitação sobre aquela nervura. Porém,

mesmo com tal configuração, foi possível notar que as demais nervuras, bem como a mesa, colaboraram na resistência à solicitação externa. As deformações da armadura longitudinal foram proporcionais ao aumento da altura das mesas, devido o reequilíbrio das forças resistentes frente ao aumento da área de compressão do concreto, que conduziu a armadura a domínios mais dúcteis, o que permitiu o seu escoamento.

Com relação às armaduras de distribuição, nota-se que a sua participação com relação à resistência ao cisalhamento foi pequena, quando ainda não se havia atingido o escoamento da armadura longitudinal, porém com a plastificação desta armadura a resistência à solicitação foi direcionada aos mecanismos de resistência do concreto e à armadura de distribuição, impedindo a rotação na junção mesa-nervura.

Portanto, o aumento da espessura da mesa e da largura colaborante, permite uma redistribuição das forças resistentes, acrescentando maiores deformações das armaduras longitudinais até o seu escoamento, permitindo a atuação dos mecanismos de resistência do concreto e a atuação da armadura de distribuição na mesa, levando a maiores valores de ruptura proporcional aos maiores valores da altura de mesa.

6.4 DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

Como nas análises anteriores, as maiores deformações do concreto ocorreram na superfície da nervura central, devido à disposição do sistema de ensaio solicitar mais esta nervura, sendo que as demais nervuras apresentaram relevantes contribuições frente à solicitação externa. As deformações do concreto foram proporcionais ao aumento da altura da mesa, devido o aumento da resultante de compressão do concreto, permitindo que a estrutura apresentasse maior ductilidade, sendo que houve uma relevante colaboração dos mecanismos de resistência do concreto. Nenhuma laje atingiu o limite convencional de deformação do concreto de ruptura de flexão normativo de 3,5%, o que demonstra que nenhuma peça teve o concreto esmagado, ou seja, todas as lajes romperam por cisalhamento na nervura.

6.5 PADRÃO DE FISSURAÇÃO

Houve uma semelhança no padrão de fissuração para todas as lajes, com a fissuração de flexão excessiva das nervuras, conduzindo a inclinação dessas fissuras próximas aos apoios, configurando o cisalhamento. Quase todas as lajes romperam na nervura externa,

seguida da nervura central, onde à superfície de ruptura da nervura prolongou-se à mesa, demonstrando um monolitismo e relevante contribuição da mesa na resistência ao cisalhamento. Isto ocorreu, devido a nervura central ser mais rígida por apresentar seção T, enquanto que a nervura externa apresentou seção L, o que se traduz em menor resistência.

Na superfície superior de todas as lajes houve um padrão de fissuração no encontro mesa-nervura, o que indica a presença de momento negativo para a estrutura, o que reafirma prescrição normativa de análise da mesa à flexão em estrutura com distância entre eixos de nervuras maiores que 65 cm. Porém, em lajes com valores de l_0 menores que 65 cm a norma não aborda a análise da mesa à flexão, sendo que nas lajes do grupo L1300 a presença do momento negativo foi notada através da fissuração ao longo do encontro mesa-nervura. Portanto, em alturas menores da mesa para lajes com l_0 menores que 65 cm, faz-se necessário a análise da resistência da mesa à flexão.

6.6 CARGAS ÚLTIMAS E MODO DE RUPTURA

Houve uma proporcionalidade entre o aumento da espessura da mesa e da largura colaborante com o aumento da carga última de ruptura, demonstrando que houve a condução da estrutura para domínios dúcteis, mesmo na ausência de armadura transversal. Isto foi fortalecido pela intensa fissuração que as nervuras apresentaram, sendo que as lajes ou romperam por cisalhamento com escoamento ou sem escoamento da armadura longitudinal, precedido por deslocamentos visíveis.

6.7 ANÁLISES NORMATIVAS

Os valores normativos apresentam uma constância de valores entre si, pelo fato de que em todas as formulações há a ausência da colaboração da espessura da mesa, considerando apenas a altura útil e a largura da nervura, como variáveis referentes à geometria da peça que soma eficaz colaboração na resistência ao cisalhamento.

As estimativas com relação à carga de ruptura mostrou que as normas NBR 6118 (2007) e ACI 318 (2008) superestimaram a capacidade resistente para as lajes com menores alturas de mesa, diferentemente do que ocorreu com o EUROCODE 2 (2002) que apresentou valores próximos aos valores experimentais.

6.8 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica, obtida através do software SAP2000®, foi necessária para a quantificação da colaboração da variação crescente da altura da mesa frente à solicitação externa, onde foi possível notar que houve um aumento de tensão de cisalhamento das estruturas com maiores alturas de mesas, demonstrando uma maior resistência das lajes com mesas mais espessas. Sendo que o aumento da largura colaborante também foi relevante na resistência ao cisalhamento da laje, confirmado pelos valores das lajes do grupo L2000, que foram superiores as lajes do grupo L1300, para as mesmas espessuras de mesa.

Lembrando que o software não quantifica a presença dos mecanismos de resistência do concreto, visíveis nas lajes ensaiadas, demonstrando que o simples aumento da altura da mesa tem grande atuação no aumento da resistência da estrutura ao cisalhamento.

6.9 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões de estudos futuros envolvendo a contribuição do aumento da altura da mesa em lajes nervuradas são apresentadas a seguir:

- ✓ Modificar o sistema de apoio e aplicação da carga, a fim de aproximar o sistema experimental da realidade na construção civil.
- ✓ Utilização de análises não-lineares seguida de comprovação de consistência com os resultados das lajes submetidas aos ensaios experimentais.
- ✓ Realizar testes com diferentes taxas de armadura, avaliando a influência potencial do efeito de pino.
- ✓ Avaliar a influência da rugosidade da fissura na resistência ao cisalhamento em nervuras de concreto armado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI-ASCE Committee 426. **The Shear Strength of Reinforced Concrete Members.** In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp. 1091 – 1187.
2. ACI-318 R. **Building Code Requirements for Structural Concrete,** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
3. ABNT. **NBR 5739 –Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994.
4. ABNT. **NBR 6152 –Ensaio de Tração a Temperatura Ambiente.** Rio de Janeiro, 1980.
5. ABNT. **NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 2007.
6. ABNT **NBR 7480 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1996.
7. ABNT. **NBR 7222 –Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994.
8. ABNT. **NBR 8522 –Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação.** Rio de Janeiro, 1984.
9. BIRGISSON, S.R. **Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups.** Reykjavik University, 2011.
10. BOCHI JÚNIOR, C.F. **Lajes Nervuradas de Concreto Armado: Projeto e Execução.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1995.
11. BRANCO, V.H.L. **Resistência ao Cisalhamento de Vigas “T” de Concreto Armado: Verificação das Longarinas da Ponte sobre o Rio Sororó.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2011.
12. CARELLI, J. A. **Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC – Brasil, 2002.
13. COLLINS, M.P.; KUCHMA, D. **How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?.** ACI Structural Journal/July-August, 1999.

14. COLLINS, M.P.; BENTZ, E.C; SHERWOOD, E.G. **Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures.** ACI Structural Journal/September-October, 2008.
15. EUROCODE 2: **Design of Concrete Structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings,** BS EN 1992-1-1: 2002, British Standards Institution, London, Dec 2002.
16. FERGUSON, P. M; THOMPSON, J. N. **Diagonal Tension in T-Beams Without Stirrups.** ACI Journal, March 1953, Proc. Vol. 49, pp. 665-76.
17. FLÓRIO, M.C. **Projeto e Execução de Lajes Unidirecionais com Vigotas em Concreto Armado.** São Carlos, UFSCar, 2004.
18. KANI, G. **The Riddle of Shear Failure and Its Solutions.** ACI Journal, 61, 441-467, 1964.
19. KANI, G. **Basic facts concerning shear failure.** ACI Journal, 63, 675-692, 1966.
20. KANI, G. **How safe are our large reinforced concrete beams.** ACI Journal, 64, 128-141, 1967.
21. KLEIN, D.L.; SELISTRE, S.L.C. **Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Submetidas a Cargas Uniformemente Distribuídas.** In: Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural, 28, São Carlos, 1997. Estruturas e Fundações. São Carlos, EESC-USP/ASAEE, v. 1, p. 249-258.
22. LEONHARDT, F., MONNIG, E. **“Construções de concreto Vol. 1, princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado”.** 1977. Editora: Interciência Ltda. São Paulo, 2007.
23. LIMA, E.L.; BALAT, V.H.; BISSIO, J.F. **Hormigón Armado: Notas sobre su evolución y la de su teoría.** Disponível em: <http://www.ing.unlp.edu.ar/construcciones>, 200?.
24. MACGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design.** New Jersey, Prentice-Hall; Third Edition, 197p.; 1997.
25. MUTTONI, A., RUIZ, M. F. **“Shear Strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width.** ACI Structural Journal. Technical paper, March-April 2008.pp.163-172.
26. NGHIEP, V.H. **Shear Design of Straight and Haunched Concrete Beams without Stirrups.** 2011

27. PEIXOTO, R.; MELO, J.G.S. **Análise Experimental de Lajes Nervuradas Pré-Moldadas Unidirecionais de Concreto Armado**. Universidade Federal do Pará, Belém, 2006.
28. PENDYALA, R.S.; MENDIS, P. **Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams**. ACI Structural Journal. Technical paper, July 2000.pp.564-571.
29. PINHEIRO, L.M.; REZENTE, J.A. **Lajes Nervuradas: Notas de Aula**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.
30. ROMBACH, G.; LATTE, S. **Shear resistance of bridge decks without shear reinforcement**. Proceeding of the FIB Symposium “Tailor Made Concrete Structures”, Amsterdam, 2008.
31. RÜSCH, H. **Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete**. ACI Journal, July 1960. p. 1-28
32. SÜSSEKIND, J.C. **Curso de Concreto**. Vol. I. Editora Globo, Rio de Janeiro, 1985.
33. TEIXEIRA, P.J.B. **Determinação Experimental da Largura Colaborante em Lajes Nervuradas**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
34. TESORO, F.R. **Los Forjados Reticulares – Manual Practico**. CYPE Ingenieros, Barcelona; 232p., 1991.
35. VIZOTTO, I; SARTORTI, A.L. **Soluções de lajes maciças, nervuradas com cuba plástica e nervuradas com vigotas treliçadas pré-moldadas: análise comparativa**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.15, p.19-28, Abril, 2010.

APÊNDICE

RESULTADOS TEÓRICOS

Considerações iniciais

As previsões das normas NBR 6118 (2003), ACI 318 (2008) e EUROCODE2 (2002), serão comparadas às cargas obtidas experimentalmente, a fim de validar ou, possivelmente, desenvolver com outras análises.

Expressões e prescrições normativas

NBR 6118 (2003)

Lajes $l_0 \leq 65$ cm

Segundo a norma brasileira lajes com espaçamento entre eixos de nervura menor ou igual a 65 cm, é dispensada a verificação da flexão da mesa, e verificado o cisalhamento da região das nervuras, permiti-se a consideração dos critérios de lajes, pela seguinte formulação,

$$V_C = 0,074 \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,27875 = 1,321 > 1$$

$$V_C = 0,074 \cdot 1,321 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,011) \cdot 35,2^{\frac{2}{3}} \cdot 80 \cdot 278,75$$

$$V_C = 38,4kN \cdot 3 \text{ nervuras}$$

$$V_C = 116kN$$

Lajes $l_0 > 65$ cm

Segundo a norma brasileira lajes com espaçamento entre eixos de nervura menor ou igual a 65 cm, é dispensada a verificação da flexão da mesa, e verificado o cisalhamento da região das nervuras, permiti-se a consideração dos critérios de vigas, onde a estrutura da lajes nervura é tida como uma laje (mesa) apoiada sobre vigas (nervuras), pela seguinte formulação,

$$V_{Rk} = V_C + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 0$$

$$V_C = 0,18 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_C = 0,18 \cdot 35,2^{\frac{2}{3}} \cdot 80 \cdot 278,75$$

$$V_C = 43,11kN \cdot 3 = 129kN$$

$$V_C = 129 + 0 = 129kN$$

A formulação utilizada leva em conta apenas o concreto utilizando, sendo que ele não considera a área de armadura transversal, em virtude da ausência de estribo.

ACI 318 (2008)

A parcela da força absorvida pelo concreto para estruturas sem armadura de cisalhamento é calculada pela expressão:

$$V_{Rk} = \left(\frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} + 17,24 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rk} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35,2} \cdot 80 \cdot 278,75 = 44,1 \cdot 3 = 132,3kN$$

No entanto, o código indica um método de cálculo simplificado que adota $V_c = 0,01 \cdot \sqrt{f_c}$, levando-se em consideração o efeito pino e à relação a/d .

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35,2} \cdot 80 \cdot 278,75 = 22,1 \cdot 3 = 66,3kN$$

EUROCODE2 (2002)

A norma europeia prescreve a parcela de resistida de esforço cortante de elemento sem estribos, através da formulação abaixo:

$$V_{Rk,c} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rk,c} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{278,75}} \right) \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 35,2)^{\frac{1}{3}} \cdot 80 \cdot 278,75 = 25,1 \cdot 3 = 75,2kN$$