



Willian Jorge Rodrigues Amaral

**Estribo aberto inclinado como armadura de
cisalhamento em lajes lisas**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor D.Sc. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará
Instituto de tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Willian Jorge Rodrigues Amaral

Estribo aberto inclinado como armadura de cisalhamento em lajes lisas

Dissertação de Mestrado

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Orientador: Prof. D.Sc. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

BANCA EXAMINADORA:

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

Prof. Alcebíades Negrão Macedo, D.Sc.
(Examinador interno/UFPa)

Prof. Ricardo José Carvalho Silva, D.Sc.
(Examinador externo/UVA)

Eng. Paulo Sérgio Mota dos Santos Júnior, D.Sc.
(Examinador externo/SEDUC-PA)

Belém – PA
Dezembro de 2024



ESTRIBO ABERTO INCLINADO COMO ARMADURA DE CISALHAMENTO EM LAJES LISAS

AUTOR:

WILLIAN JORGE RODRIGUES AMARAL

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 ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 20 / 12 / 2024.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador (UFPA)

Prof. Dr. Ricardo José Carvalho Silva
Membro Externo (UFPA)

Eng. Dr. Paulo Sérgio Mota dos Santos Junior
Membro Externo (SEDUC)

Prof. Dr. Alcebiades Negrão Macêdo
Membro Interno (UFPA)

Visto:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Willian Jorge Rodrigues Amaral

TÍTULO: Estribo aberto inclinado como armadura de cisalhamento em lajes lisas

GRAU: Mestre

ANO: 2024

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



Willian Jorge Rodrigues Amaral

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

J82e Jorge Rodrigues Amaral, Willian.

Estribo aberto inclinado como armadura de cisalhamento em lajes lisas / Willian Jorge Rodrigues Amaral. — 2024.

119 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, , 1,

Belém, 2024.

1. Punção, lajes lisas, armadura de cisalhamento, estribo, concreto armado. I. Título.

CDD 620.137

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Dileuza Rodrigues e Raimundo Amaral, e
à minha querida tia, Rilda (In memoriam),
que em momentos de adversidade me
proporcionou cuidados e acolhimento.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre me ter me dado força, lucidez e serenidade para enfrentar as adversidades.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional e pelo incentivo de sempre na continuidade nos estudos e transformação por meio da educação.

Ao professor Dênio Ramam, pelos ensinamentos e conhecimentos compartilhados durante a jornada que se iniciou desde a iniciação científica.

Aos meus amigos Vitor Hugo Branco e Amaury Aguiar pelo suporte e companheirismo demonstrado durante esta jornada.

Agradeço especialmente às minhas amigas Waléria Wanzeler e Eloísa Azevedo, pela ajuda nos trâmites de fornecimento do concreto. Agradeço enormemente ao Sr. Elson, ferreiro, pela dedicação, comprometimento e companheirismo na confecção das armaduras de cisalhamento.

Aos meus companheiros de laboratório que de alguma forma contribuíram com a realização deste trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro à realização desta pesquisa e de outras na região Norte.

“A realidade não é algo que podemos simplesmente descrever; ela é algo que devemos experimentar.” — Werner Heisenberg.

RESUMO

AMARAL, W. J. R. Estribo aberto inclinado como armadura de cisalhamento em lajes lisas. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2024.

A ligação entre laje e pilar no sistema estrutural em lajes lisas é uma região crítica devido às elevadas tensões de cisalhamento que podem ocasionar a ruptura por punção. Com o objetivo de simplificar disposições executivas de instalação das armaduras de cisalhamento, o presente trabalho propõe um modelo de armadura que seja efetivo no combate à punção e de fácil posicionamento. Para avaliar sua eficiência, foram confeccionadas 6 (seis) lajes em escala laboratorial de dimensões (1400x1400x12) mm, das quais 1 (uma) é a de referência, sem armadura transversal, e as demais foram diferenciadas pelo número de camadas de armadura transversal, que assumem os valores de 3 (três) e 5 (cinco), pela área de aço, que totaliza 250 mm², 500 mm² e 750 mm² por camada, e pela distribuição em forma radial e de cruz. Para eliminar a influência da resistência característica do concreto e da taxa de armadura de flexão, os parâmetros foram fixados em 39,6 MPa e em 1,06% para todas as lajes.

As lajes foram submetidas ao puncionamento simétrico até a ruptura. Os resultados mostraram que o a armadura de cisalhamento proposta foi eficiente, promovendo ganhos significativos de resistência. Além disso, a adoção da armadura proporcionou maiores deformações no aço e no concreto, evidenciando a eficiência no reforço da diagonal tracionada, possibilitando a transferência de tensões. Ainda, foi observado um ganho significativo de ductilidade na ruptura sendo que em 2 (duas) configurações de laje, a ruína aconteceu por flexão. Os resultados experimentais foram comparados às estimativas das recomendações normativas mais difundidas, onde a NBR 6118 (ABNT, 2023) apresentou bons resultados quanto à previsão da carga última e a Eurocode 2 (CEN, 2004) se mostrou eficiente quanto à previsão da superfície de ruptura. Os resultados mostraram que a armadura desenvolvida apresenta potencial ao uso na construção civil, como mecanismo de combate à punção alternativo às armaduras existentes.

Palavras-chave: punção, lajes, armadura de cisalhamento, lajes, concreto armado.

ABSTRACT

AMARAL, W. J. R. Open Inclined Stirrup as Shear Reinforcement in Flat Slabs. Master's Thesis, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2024.

The connection between slab and column in the structural system of flat slabs is a critical region due to the high shear stresses that may lead to punching shear failure. Aiming to simplify the construction of shear reinforcement, this study proposes a reinforcement model that is effective against punching and easy to position. To evaluate its effectiveness, six laboratory-scale slabs with dimensions of 1400x1400x12 mm were constructed, with one slab serving as the reference without transverse reinforcement, and the others varying in the number of transverse reinforcement layers, which were set at 3 and 5 layers, the steel area totaling 250 mm², 500 mm², and 750 mm² per layer, and the distribution in radial and cross patterns. To eliminate the influence of the characteristic concrete strength and flexural reinforcement ratio, parameters were fixed at 39,6 MPa and 1,06% for all slabs.

The slabs were subjected to symmetrical punching until failure. The results showed that the proposed shear reinforcement was effective, providing significant increases in resistance. Additionally, the reinforcement led to greater deformations in both steel and concrete, demonstrating its efficiency in reinforcing the tension diagonal and enabling stress transfer. Furthermore, a significant gain in ductility was observed at failure, with two slab configurations failing by bending. The experimental results were compared to estimates from widely accepted normative recommendations, where NBR 6118 (ABNT, 2023) showed good results in predicting ultimate load, and Eurocode 2 (CEN, 2004) proved effective in predicting the failure surface. Overall, the results indicated that the developed reinforcement has potential for use in civil construction as an alternative mechanism for combating punching compared to existing reinforcements.

Keywords: punching shear, slabs, shear reinforcement, flat slabs, reinforced concrete.

SUMÁRIO

CAPÍTULO	PÁGINA
1 INTRODUÇÃO	21
1.1 JUSTIFICATIVA	23
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 Objetivo geral	23
1.2.2 Objetivos específicos	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 Modos de ruptura	25
2.2 Parâmetros que influenciam na resistência à punção	26
2.2.1 Resistência à compressão	26
2.2.2 Taxa de armadura de flexão	27
2.2.3 Size effect	29
2.2.4 Geometria do pilar	29
2.2.5 Armadura de cisalhamento	30
2.2.6 Estimativa da resistência à flexão	32
2.3 Prescrições normativas	34
2.3.1 Considerações Iniciais	34
2.3.2 ACI 318 (ACI, 2019)	35
2.3.3 Eurocode 2 (CEN, 2004)	37
2.3.4 Model Code (fib, 2010)	39
2.3.5 NBR 6118 (ABNT, 2023)	42
2.4 Trabalhos realizados	45
2.4.1 Oliveira (1998)	45
2.4.2 Broms (2019)	47
2.4.3 Shatarat e Salman (2022)	50
2.4.4 Siqueira & Melo (2022)	57
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	61
3.1 Considerações sobre os modelos	61
3.2 Armaduras longitudinais	63
3.3 Armadura de cisalhamento	64
3.4 Monitoramento	69
3.4.1 Deflexões	69
3.4.2 Deformações	70
3.4.2.1 Concreto	70

3.4.2.2	Armadura de flexão	70
3.4.2.3	Armadura de cisalhamento	71
3.5	Confecção das lajes	73
3.5.1	Forma	73
3.5.2	Concreto	75
3.6	Sistema de ensaio	76
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	79
4.1	Ensaio mecânicos	79
4.1.1	Concreto	79
4.1.1.1	Resistência à compressão axial	79
4.1.1.2	Módulo de elasticidade	81
4.1.1.3	Tração por compressão diametral	82
4.1.2	Aço	83
4.2	Deflexões	84
4.3	Deformações no concreto	87
4.4	Deformação nas armaduras de flexão	88
4.5	Deformações nas armaduras de cisalhamento	91
4.6	Mapa de fissuração	94
4.7	Modo de ruína e carga última	97
4.8	Superfície de ruptura	100
5	ESTIMATIVAS DAS NORMAS	104
5.1	Considerações iniciais	104
5.2	Model Code (<i>fib</i> , 2010)	105
5.3	ACI 318 (ACI, 2019)	106
5.4	Eurocode 2 (CEN, 2004)	107
5.5	NBR 6118 (ABNT, 2023)	108
5.6	Comparação entre as estimativas	109
6	CONCLUSÕES	111
6.1	Resultados experimentais	111
6.2	Conclusões sobre as estimativas das normas	113
6.3	Sugestões para trabalhos futuros	113
7	REFERÊNCIAS	115

LISTA DE TABELAS

TABELA	PÁGINA
Tabela 2.1 – Características das lajes ensaiadas por Oliveira (1998).....	46
Tabela 2.2 – Resultados das lajes ensaiadas por Oliveira (1998).....	46
Tabela 2.3 – Características e resultados para as lajes de Broms (2019).	49
Tabela 2.4 – Características das lajes de Shatarat & Salman (2022).	51
Tabela 2.5 – Resultados obtidos por Shatarat & Salman (2022).....	54
Tabela 2.6 – Características das lajes de Siqueira & Melo (2022).....	59
Tabela 2.7 – Resultados obtidos por Siqueira & Melo (2022).	59
Tabela 3.1 – Configuração das lajes.....	66
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão.	80
Tabela 4.2 – Resultados obtidos para o módulo de elasticidade.	81
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de tração.	82
Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas das barras.....	83
Tabela 4.5 – Cargas e deflexões observadas experimentalmente.....	84
Tabela 4.6 – Resultado das deformações no concreto.....	87
Tabela 4.7 – Resultados experimentais de deformações.	89
Tabela 4.8 – Resultados de deformações nos estribos.	91
Tabela 4.9 – Cargas para o aparecimento de fissuras.....	94
Tabela 4.10 – Modos de ruptura.....	97
Tabela 5.1 – Características das lajes.	104
Tabela 5.2 – Equações das normas, resumo.	104
Tabela 5.3 – Estimativas segundo a Model Code (<i>fib</i> , 2010).....	105
Tabela 5.4 – Estimativas segundo o ACI 318 (ACI, 2019).....	106
Tabela 5.5 – Estimativas segundo a Eurocode 2 (CEN, 2004).....	107
Tabela 5.6 – Estimativas segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).....	108
Tabela 5.7 – Medidas de dispersão.....	109

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
Figura 1.1 – Sistemas estruturais em lajes lisas: (a) maciças, (b) apoiadas sobre pilares com capitel, (c) cogumelo e (d) nervuradas.	21
Figura 1.2 – Colapso por punção.....	22
Figura 2.1 – Modos de ruptura em lajes, conforme Ruiz (2010): (a) esmagamento da biela, (b) punção entre as camadas de armadura transversal, (c) punção fora da zona de armadura, (d) delaminação e (e) à flexão.	25
Figura 2.2 – Resultados obtidos por Elstner e Hognestad (1956) para a influência do concreto na resistência à punção. Adaptado de Mitchell, Cook e Dilger (2005).	27
Figura 2.3 – Comparação entre raízes quadrada e cúbica com resultados de Ghannoum, (1998) e Mcharg et al. (2000). Adaptado de Mitchell, Cook e Dilger (2005), adaptado.	27
Figura 2.4 – Resultados de Vanderbilt (1972) reportados por (Dilger, Birkle & Mitchell, 2005), adaptado.	28
Figura 2.5 – Resultados reportados por (Mitchell, Cook & Dilger (2005) para os programas experimentais de (a) Li (2000) e (b) Birkle (2004) e Regan (1986), adaptado.	29
Figura 2.6 – Esforço cortante por unidade de comprimento ao longo do perímetro crítico, (Oliveira, Regan e Melo, 2004).	30
Figura 2.7 – Disposição das armaduras de cisalhamento: (a) radial e (b) cruz.	31
Figura 2.8 – Tipos de armadura de cisalhamento. Adaptado de Schmid, Kalus & Hegger (2021).	32
Figura 2.9 – Equilíbrio das resultantes de tração e compressão.....	33
Figura 2.10 – Configuração de linhas de ruptura adotadas por Oliveira (1998).	33
Figura 2.11 – Perímetro de controle, adaptado de ACI 318 (ACI, 2019).	35
Figura 2.12 – Laje lisa armada ao cisalhamento (a) em planta e (b) vista lateral. Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019).	36
Figura 2.13 – Perímetro de controle para pilares com seções circulares, retangulares e “T”, conforme recomendações do Eurocode 2 (CEN, 2004).	37
Figura 2.14 – Plano de ruptura à punção, adaptado de Eurocode 2 (CEN, 2004).	38
Figura 2.15 – Rotação ψ em relação ao plano da laje, Model Code (fib, 2010).	39
Figura 2.16 – Perímetros de controle, Model Code (fib, 2010).	40

Figura 2.17 – Perímetro crítico em pilares internos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).	43
Figura 2.18 – Contorno crítico C'' , NBR 6118 (ABNT, 2023).....	44
Figura 2.19 – Estribo desenvolvido por Oliveira (1998).....	45
Figura 2.20 – Gaiola com estribos inclinados (BROMS, 2019).....	47
Figura 2.21 – Lajes com armadura transversal do tipo (a) stud e (b) gaiolas de estribos inclinados. (Adaptado de Broms, 2019).	48
Figura 2.22 – Lajes ensaiadas por Broms (2019), vista em corte.....	48
Figura 2.23 – Padrão de fissuração (BROMS, 2019).....	49
Figura 2.24 – Diagrama carga v.s rotação (BROMS, 2016).....	49
Figura 2.25 – Laje de referência, pré-concretagem (Shatarat & Salman, 2022)	50
Figura 2.26 – Configuração das armaduras de flexão e cisalhamento (Shatarat & Salman, 2022).....	51
Figura 2.27 – Sistema de ensaio, adaptado de Shatarat & Salman (2022).	52
Figura 2.28 – Laje de referência, Shatarat & Salman (2022).	52
Figura 2.29 – Grupo ST, Shatarat & Salman (2022).	52
Figura 2.30 – Grupo RSP, Shatarat & Salman (2022).	53
Figura 2.31 – Grupo ARSP, Shatarat & Salman (2022).....	53
Figura 2.32 – Grupo SP, Shatarat & Salman (2022).	54
Figura 2.33 – Lajes após ruptura (Shatarat & Salman, 2022).	55
Figura 2.34 – Diagramas carga v.s deflexão para o grupo de lajes com espaçamento entre armadura transversal de: (a) 100 mm; (b) 150 mm; e (c) 200 mm. (Shatarat & Salman, 2022).	56
Figura 2.35 – Comparativo dos resultados experimentais às prescrições normativas. Adaptado de Shatarat & Salman (2022).	56
Figura 2.36 – Estribo proposto por Siqueira & Melo (2022).	57
Figura 2.37 – Detalhamento dos estribos nas lajes (Siqueira & Melo, 2022).	57
Figura 2.38 – Vista 3D das armaduras de cisalhamento em cada laje (Siqueira & Melo, 2022).	58
Figura 2.39 – Detalhamento das armaduras de flexão e cisalhamento (Siqueira & Melo, 2022).	59
Figura 3.1 – Painéis de laje.....	61
Figura 3.2 – Momentos fletores nos painéis de laje, vista tridimensional.....	62
Figura 3.3 – Momentos fletores, vista bidimensional.	62
Figura 3.4 – Armaduras longitudinais.	63

Figura 3.5 – Vista em planta das armaduras (a) superior e (b) inferior.....	64
Figura 3.6 – Hipótese para o surgimento da fissura crítica e inclinação do estribo.	64
Figura 3.7 – Detalhamento da armadura de cisalhamento.....	65
Figura 3.8 – Armadura de cisalhamento.....	65
Figura 3.9 – Disposição das armaduras de cisalhamento.	66
Figura 3.10 – Laje de referência S-REF, sem armadura de cisalhamento.....	67
Figura 3.11 – Armadura de cisalhamento da laje SC3-250.....	67
Figura 3.12 – Armadura de cisalhamento da laje SR3-500.....	67
Figura 3.13 – Armadura de cisalhamento da laje SR5-500.....	68
Figura 3.14 – Armadura de cisalhamento da laje SC3-750.....	68
Figura 3.15 – Armadura de cisalhamento da laje SC5-750.....	68
Figura 3.16 – Sistema de monitoramento de deflexões, vista em planta.....	69
Figura 3.17 – Sistema de monitoramento de deflexões, vista frontal.....	69
Figura 3.18 – Monitoramento de deformações no concreto.....	70
Figura 3.19 – Esquema e monitoramento das armaduras de flexão.	71
Figura 3.20 – Extensômetro instalado (barra 10 mm).	71
Figura 3.21 – Monitoramento da armadura de cisalhamento, exemplo para a laje SR3-500...	72
Figura 3.22 – Esquema de monitoramento das armaduras de cisalhamento.	72
Figura 3.23 – Extensômetro instalado nas armaduras de cisalhamento.	72
Figura 3.24 – Detalhe esquemático das formas.....	73
Figura 3.25 – Detalhe esquemático das formas com a armaduras de flexão.....	74
Figura 3.26 – Lajes antes da concretagem.....	74
Figura 3.27 – Abatimento obtido no <i>slump test</i>	75
Figura 3.28 – Moldagem dos corpos de prova.	75
Figura 3.29 – Concretagem das lajes.....	76
Figura 3.30 – ALMEMO, sistema de aquisição de dados.	77
Figura 3.31 – Equipamentos utilizados para aplicação de carga; (a) célula de carga e (b) cilindro hidráulico.	77
Figura 3.32 – Furos de fixação dos tirantes na laje de reação.	77
Figura 3.33 – Sistema de ensaio, vista em perspectiva.	78
Figura 3.34 – Sistema de ensaio, vista panorâmica.....	78
Figura 4.1 – Corpos de prova para realização dos ensaios do concreto.	79
Figura 4.2 – Ensaio de resistência à compressão uniaxial aos 28 dias.....	80

Figura 4.3 – Curvas de resistência à compressão (a) para várias idades e (b) resistência à compressão média.	80
Figura 4.4 – Ensaio de módulo de elasticidade.	81
Figura 4.5 – Ensaio de módulo de elasticidade, diagramas: (a) tensão x tempo e (b) tensão x deformação.	81
Figura 4.6 – Ensaio de tração por compressão diametral.	82
Figura 4.7 – Resultado do ensaio de tração por compressão diametral.....	82
Figura 4.8 – Resultados do ensaio de tração no aço as barras de (a) 10 mm, (b) 6.3 mm e (c) 5.0 mm.	83
Figura 4.9 – Barras rompidas após o ensaio.....	83
Figura 4.10 – Diagrama carga v.s deslocamento.	84
Figura 4.11 – Deflexões ao longo da laje.	85
Figura 4.12 – Deflexões observadas experimentalmente.	86
Figura 4.13 – Deformações no concreto.....	87
Figura 4.14 – Deformações nas armaduras de flexão, extensômetro SGS ₁	88
Figura 4.15 – Deformações nas armaduras de flexão, extensômetro SGS ₂	88
Figura 4.16 – Deformações no concreto e nas armaduras longitudinais.	89
Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão a vários níveis de carregamento.	90
Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de cisalhamento a vários níveis de carregamento.	92
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de cisalhamento.....	93
Figura 4.20 – Lajes após a ruína.....	95
Figura 4.21 – Padrão de fissuração.....	96
Figura 4.22 – Diagrama carga x deflexão.....	98
Figura 4.23 – Lajes após a ruína.....	99
Figura 4.24 – Planos de corte das lajes.....	100
Figura 4.25 – Realização do corte na laje SC5-750.	100
Figura 4.26 – Corte de Laje S-REF.	101
Figura 4.27 – Corte de Laje SC3-250.....	102
Figura 4.28 – Corte da Laje SR3-500.....	102
Figura 4.29 – Corte de Laje SR5-500.....	102
Figura 4.30 – Corte de Laje SC3-750.....	103
Figura 4.31 – Corte de Laje SC5-750.....	103
Figura 5.1 – Comparação dos resultados às estimativas da Model Code (<i>fib</i> , 2010).....	105

Figura 5.2 – Comparação dos resultados às estimativas do ACI 318 (ACI, 2019).....	106
Figura 5.3 – Comparação dos resultados às estimativas da Eurocode 2 (CEN, 2004).....	107
Figura 5.4 – Comparação dos resultados às estimativas da NBR 6118 (ABNT, 2023).....	108
Figura 5.5 – Comparação entre as estimativas normativas.	109
Figura 5.6 – Comparativo entre as cargas estimadas.....	110

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
A_c	Área de concreto;
A_s	Área de aço da armadura longitudinal;
A'_s	Área de aço da armadura longitudinal na malha superior (comprimida);
A_{sw}	Área de aço da armadura transversal;
b_0	Perímetro de controle ACI 318 (ACI, 2019) e Model Code 10 (fib, 2010);
$b_{0,out}$	Perímetro de controle fora da zona armada ACI 318 (ACI, 2019) e Model Code 10 (fib, 2010);
$C, C' e C''$	Contornos críticos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023);
$d_x, d_y e d$	Altura útil na direção x , na direção y e altura útil média;
E_c	Módulo de elasticidade do concreto;
E_s	Módulo de elasticidade das barras da armadura longitudinal;
E_{sw}	Módulo de elasticidade das barras da armadura transversal;
f'_c	Resistência à compressão do concreto;
f_c	Resistência à compressão do concreto obtida por ensaio de compressão;
f_{ys}	Tensão de escoamento da armadura longitudinal;
f_{yws}	Tensão de escoamento da armadura transversal;
h	Altura da laje;
k	Size effect segundo a Eurocode 2 (CEN, 2004);
k_{ψ}	Parâmetro de deformação por rotação, segundo a Model Code 10 (fib, 2010);
l	Vão da laje;
m_u	Momento fletor último por unidade de comprimento;
P_u	Carga última à punção;
r_s	Raio que delimita a região de momento fletor nulo;
s_0	Distância entre a face do pilar e a primeira camada de armadura transversal;
$S = s_r$	Espaçamento entre camadas de armadura transversal;
s_{r2}	Espaçamento da armadura transversal na direção radial;
u_1	Perímetro de controle segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) e a Eurocode 2 (CEN, 2004);

$u_{1,out}$	Perímetro de controle fora da região armada segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) e a Eurocode 2 (CEN, 2004);
V	Carga aplicada na laje;
V_{EC2}	Carga estimada pela Eurocode 2 (CEN, 2004);
V_{MC10}	Carga estimada pela Model Code 10 (fib, 2014);
V_{ACI}	Carga estimada pelo ACI 318 (ACI, 2019);
V_{NBR}	Carga estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2023);
$V_{EC2,out}$	Estimativa de carga fora da zona armada pela Eurocode 2 (CEN, 2004) ;
$V_{MC10,out}$	Estimativa de carga fora da zona armada pela Model Code 10 (fib, 2014) ;
$V_{ACI,out}$	Estimativa de carga fora da zona armada pela ACI 318 (ACI, 2019) ;
$V_{NBR,out}$	Estimativa de carga fora da zona armada pela NBR 6118 (ABNT, 2023);
V_c	Esforço cortante resistido pelo concreto;
V_{sw}	Esforço cortante resistido pela armadura transversal;
V_R	Carga resistente ao puncionamento;
$V_{R,out}$	Carga resistente à punção fora da zona armada;
V_{max}	Esforço cortante máximo;
$V_u = P_u$	Carga última experimental;
V_r	Carga no surgimento da primeira fissura radial;
V_t	Carga no surgimento da primeira fissura tangencial;
$V_{flex} = P_{flex}$	Carga de ruptura à flexão;
α	Inclinação da armadura transversal;
β	Índice de retangularidade do pilar;
γ_c	Coeficiente de segurança do concreto;
γ_s	Coeficiente de segurança do aço;
δ	Flecha;
δ_r	Flecha no surgimento da primeira fissura radial;
δ_t	Flecha no surgimento da primeira fissura tangencial;
δ_u	Flecha no estágio de ruptura;
ε_c	Deformação no concreto;
ε_s	Deformação no aço;
ε_{sw}	Deformação na armadura transversal;
$\varepsilon_{c,lim}$	Deformação esmagamento do concreto;

ε_{ys}	Deformação de escoamento no aço;
ε_{ysw}	Deformação de escoamento na armadura transversal;
λ_s	Size effect segundo o ACI 318 (ACI, 2019);
$\rho = \rho_l$	Taxa de armadura de flexão;
$\rho_x = \rho_{lx}$	Taxa de armadura de flexão na direção x ;
$\rho_y = \rho_{ly}$	Taxa de armadura de flexão na direção y ;
τ_c	Tensão resistida pelo concreto;
τ_{sw}	Tensão resistida pela armadura de cisalhamento;
ϕ	Diâmetro das barras que compõem a armadura longitudinal;
ϕ_w	Diâmetro das barras que compõem a armadura transversal;
ψ	Rotação da laje;

1 INTRODUÇÃO

A punção é um mecanismo de falha que está relacionado à ação de carregamentos concentrados ou distribuídos em pequenas áreas. Isto faz com que se desenvolvam tensões tangenciais, responsáveis pela formação de um plano de ruptura tridimensional em forma de tronco de cone, que tende a perfurar a laje. Este tipo de mecanismo está presente no sistema estrutural cujo carregamento oriundo das lajes é transferido diretamente aos pilares, ou seja, não há vigas, o que torna a ligação entre laje e pilar, uma região crítica de descontinuidade onde se desenvolvem elevadas tensões de cisalhamento bidirecionais. As lajes presentes neste sistema estrutural são denominadas de lajes lisas. A Figura 1.1 ilustra alguns sistemas estruturais em lajes lisas.

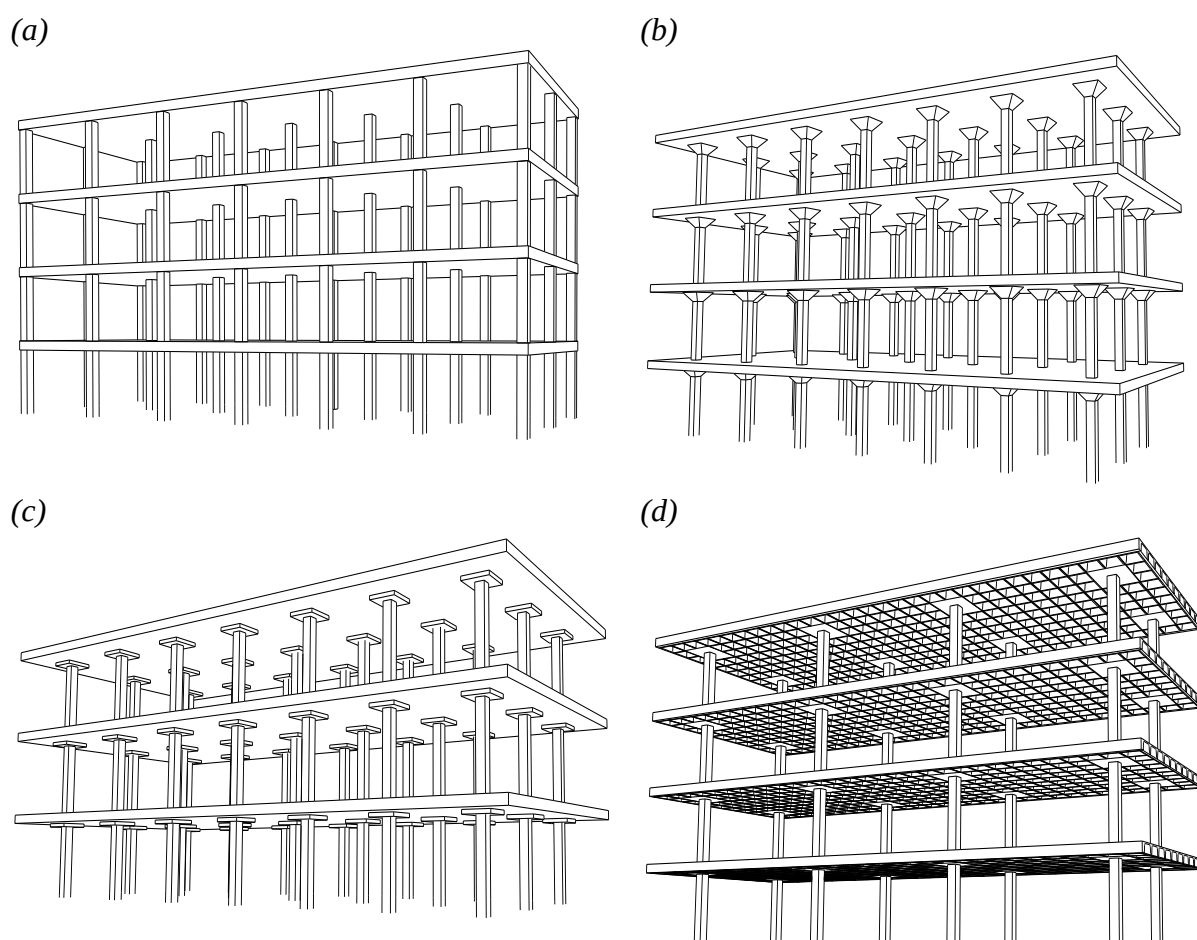


Figura 1.1 – Sistemas estruturais em lajes lisas: (a) maciças, (b) apoiadas sobre pilares com capitel, (c) cogumelo e (d) nervuradas.

Esse tipo de concepção estrutural proporciona à edificação vantagens importantes. De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), além de adaptabilidades arquitetônicas, o sistema de lajes sem vigas proporciona uma série de vantagens em relação ao convencional, como a simplificação das formas e do escoramento, pois, devido à ausência de vigas, o plano de forma se torna contínuo, facilitando a montagem e possibilitando o racionamento do material. Neste sistema, as armaduras e a concretagem são simplificadas, pois com a ausência de vigas, todas as operações como cortes, dobra e colocação correlatas a ela são eliminadas, facilitando a concretagem. Outra grande vantagem desse sistema está relacionada às instalações elétricas e hidráulicas, pois sem a presença de vigas, não existe a necessidade de contorná-las, reduzindo o número de curvas, consequentemente, reduzindo a quantidade de material e de perdas de carga.

A verificação desse mecanismo em Estado Limite Último (ELU) compreende um dos aspectos mais críticos no dimensionamento de lajes lisas, pois a ruptura por punção pode ter consequências catastróficas devido sua natureza de baixa ductilidade, podendo resultar em colapso progressivo das ligações adjacentes entre laje e pilar, devido ao acréscimo de tensões gerado pela ruína de uma primeira ligação. Quando isso ocorre, as demais ligações podem não ter a capacidade de redistribuir os esforços, ocasionando uma progressão de ruptura nas ligações. Consequentemente, a laje é perfurada pelos pilares e cede sobre o pavimento inferior, que podem não suportar tal carga, e então também sofre ruína. Assim, por meio desse mecanismo, todas as lajes sofrem colapso progressivamente. A Figura 1.2 ilustra esquematicamente a forma de uma ruptura por punção.

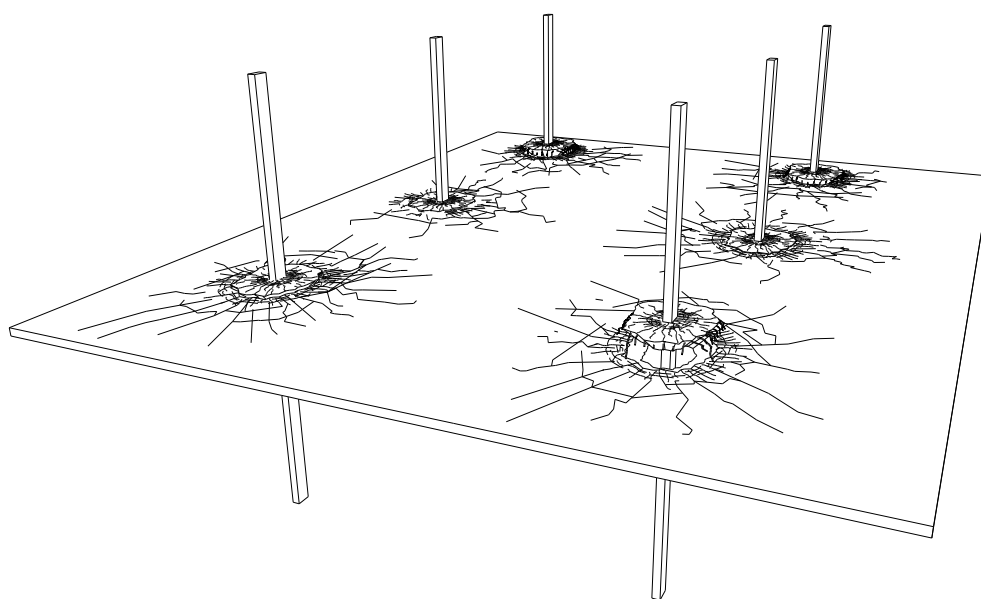


Figura 1.2 – Colapso por punção.

1.1 JUSTIFICATIVA

Estudos experimentais sobre resistência à punção vêm sendo realizados desde o século passado. De acordo com Park e Gamble (2000), o comportamento de uma laje fissurada na região da ligação da laje ao pilar é extremamente complexo, primeiramente pela combinação das tensões de flexão e cisalhamento na diagonal tracionada, além da natureza tridimensional do problema. Dada a complexidade do fenômeno, estudos experimentais são cada vez mais necessários para a compreensão e ciência do fenômeno.

Oliveira, Melo e Regan (2000) mostram que estribos inclinados a 60° apresentam melhor eficiência no combate à punção em relação aos retos, ou seja, a 90° em relação à armadura de flexão. De acordo com Broms (2019), estribos verticais e pinos de cisalhamento se tornam menos efetivos à medida que fissuras de flexão se desenvolvem na face do pilar quando a armadura de flexão está próxima aos estágios últimos de carregamento. Entretanto, a armadura transversal utilizada pelo autor (estribos inclinados) mostrou-se eficaz mesmo quando grandes fissuras de flexão se desenvolveram. Isto mostra que a inclinação do estribo torna o dispositivo mais eficiente no combate a punção, conferindo maior resistência e ductilidade. Apesar de pesquisas apontarem para a maior eficiência do estribo inclinado, as equações presentes nas normas NBR 6118 (ABNT, 2023), Eurocode 2 (CEN, 2004), além do código modelo Model Code (*fib*, 2010) pressupõem o estribo reto como mais eficiente, devido à correlação direta com seno do ângulo referente à inclinação do estribo, à parcela resistida pela armadura transversal.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Diante do exposto em 1.1, o presente trabalho pretende propor um modelo de armadura de cisalhamento com um arranjo aberto, com ganchos para ancoragem na armaduras de flexão, de modo a facilitar a execução e montagem, mas que, primordialmente, seja eficaz no combate à punção.

1.2.2 Objetivos específicos

A partir do objetivo geral, visando refinar as análises, pretende-se:

- Comparar os resultados experimentais aos critérios normativos para dimensionamento à punção considerando a inclinação da armadura de cisalhamento;

- Contribuir com o acervo experimental do Grupo de Análise de Estruturas e Materiais (GAEMA) da Universidade Federal do Pará – UFPa, acerca de lajes armadas ao cisalhamento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Modos de ruptura

De acordo com Ruiz (2010), a ruptura à punção poderá ocorrer de diversos modos, onde cada um deles depende de variáveis intrínsecas às características da laje, como as taxas de armadura transversal e longitudinal, o espaçamento entre a armadura transversal, resistência à compressão, ancoragem e outros. A Figura 2.1 mostra os tipos de ruptura mais comuns observados experimentalmente, que são: o esmagamento da biela, o cisalhamento entre camadas de armadura transversal, o cisalhamento fora da região armada, a delaminação e o escoamento das armaduras.

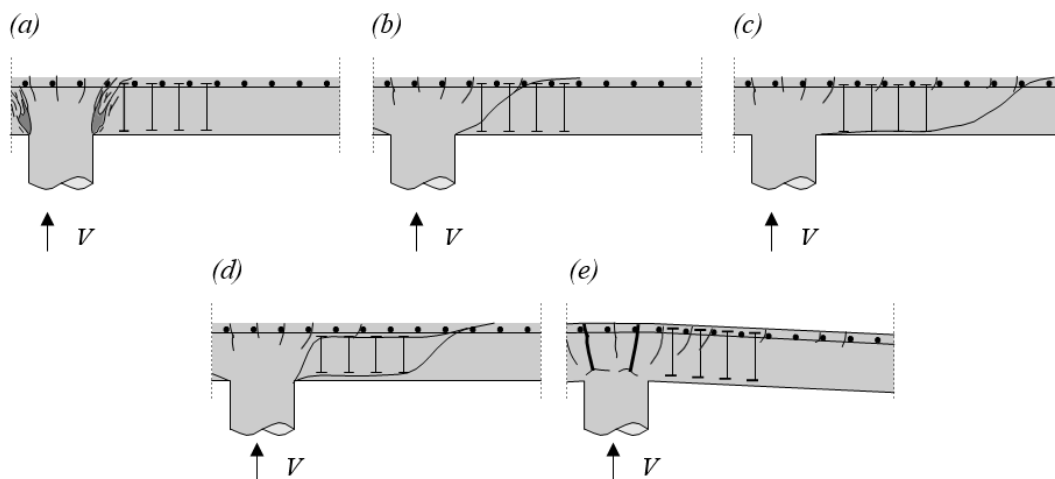


Figura 2.1 – Modos de ruptura em lajes, conforme Ruiz (2010): (a) esmagamento da biela, (b) punção entre as camadas de armadura transversal, (c) punção fora da zona de armadura, (d) delaminação e (e) à flexão.

O esmagamento da biela torna-se determinante quando as taxas de armadura transversal e longitudinal são altas. Quando o carregamento atua de forma perpendicular à laje, uma região comprimida se forma em diagonal, onde são geradas elevadas tensões de compressão que se desenvolvem no concreto, próximo à região do pilar (Figura 2.1-a). O esmagamento da biela limita, portanto, a máxima parcela resistida pela armadura transversal. Isso é fundamental para o projeto, pois determina a aplicabilidade de tais sistemas com relação à altura útil da laje e tamanho da região de apoio. A punção entre as linhas de estribo se desenvolve quando a taxa de armadura transversal é baixa ou moderada, ao passo que a fissura de cisalhamento localiza as deformações dentro da zona de armadura (Figura 2.1-b). A resistência ao cisalhamento é, portanto, governada pela contribuição do concreto e da armadura transversal.

Para o projeto, esse modo de ruptura é usado para determinar a quantidade de armadura de transversal a ser disposta.

O puncionamento fora da zona de armadura transversal normalmente ocorre quando o número de camadas de estribos se estende por uma pequena região (Figura 2.1-c). A verificação para esse modo de ruptura é normalmente realizada no projeto para determinar a extensão da laje a ser reforçada ao cisalhamento. Quando a armadura de cisalhamento não presa adequadamente à armadura de flexão, pode ocorrer delaminação do núcleo de concreto (Figura 2.1-d). Isso leva a um modo de ruptura bastante dúctil, mas com resistência limitada e com perda de desenvolvimento na armadura de flexão. O detalhamento fornecido pelas normas de projeto evita o uso de amarrações inadequadas do estribo à armadura, responsáveis pelo modo de ruptura. A ruptura à flexão ocorre quando lajes possuem baixas taxas de armadura de flexão e elevadas taxas de armadura transversal (Figura 2.1-e). Isto leva ao desenvolvimento de um mecanismo plástico de flexão. A resistência à flexão e não à punção é, portanto, determinante para a resistência da laje.

2.2 Parâmetros que influenciam na resistência à punção

2.2.1 Resistência à compressão

A resistência última à punção é fortemente influenciada pela resistência à compressão do concreto f'_c . Estudos de Moe (1961) mostraram que existe uma não linearidade na correlação entre esses dois parâmetros, evidenciando que a resistência ao puncionamento se relaciona não diretamente à resistência à compressão, mas à sua raiz quadrada $\sqrt{f'_c}$, que é frequentemente assumida como proporcional à tração. Mitchell, Cook e Dilger (2005) reportam o programa experimental desenvolvido por Elstner e Hognestad (1956), onde analisaram a influência resistência à compressão do concreto na resistência última à punção, variando-se além de f'_c , a taxa de armadura ρ . Os autores relacionaram $(f'_c)^n$, para $n = 1/2$, $1/3$ e $2/3$, e para cada n , uma taxa de armadura. Os resultados mostraram que a tendência é razoavelmente representada por $n = 1/2$ e $1/3$.

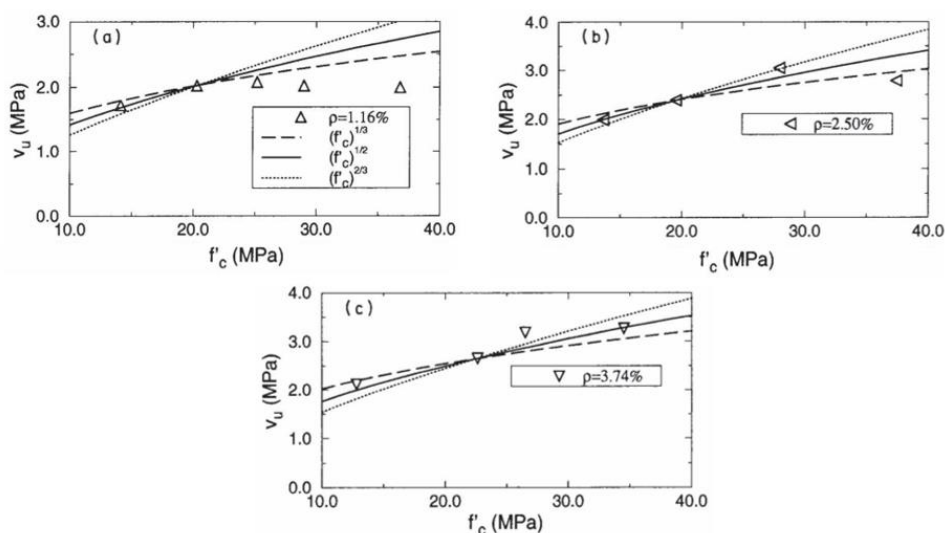


Figura 2.2 – Resultados obtidos por Elstner e Hognestad (1956) para a influência do concreto na resistência à punção. Adaptado de Mitchell, Cook e Dilger (2005).

Mitchell, Cook e Dilger (2005) compararam os resultados experimentais obtidos por Ghannoum, (1998) e Mcharg et al. (2000), cujas lajes apresentavam 150 mm de espessura e eram suportadas por pilares quadrados (225x225) mm, carregadas com 8 (oito) cargas concentradas ao redor do perímetro das lajes, que apresentavam dois valores diferentes de ρ , 1,18% e 2,15%. Os autores normalizam as funções para que o valor 1,0 fosse obtido com um concreto de resistência à compressão de 30 MPa. Correlacionando com $f'_c{}^{1/2}$ e $f'_c{}^{1/3}$.

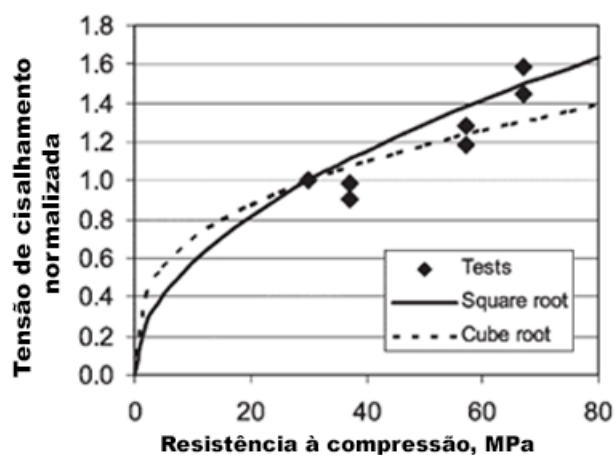


Figura 2.3 – Comparação entre raízes quadrada e cúbica com resultados de Ghannoum, (1998) e Mcharg et al. (2000). Adaptado de Mitchell, Cook e Dilger (2005), adaptado.

2.2.2 Taxa de armadura de flexão

Estudos realizados mostram que o aumento da taxa de armadura influencia diretamente na resistência ao puncionamento, devido, por exemplo, à proporcionalidade de sua relação com a

linha neutra e, conseqüentemente, com o aumento da zona comprimida. Vanderbilt (1972) conduziu um experimento envolvendo 15 lajes, com espessuras de 51 mm. O objetivo do programa experimental foi analisar o impacto das dimensões e formato dos pilares, bem como a influência da taxa de armadura de flexão na resistência à punção. Para isso, ele variou as dimensões dos pilares de 76 mm a 305 mm. As lajes foram submetidas à punção com pilares quadrados e circulares, e taxas de armadura de flexão variando entre 1,3% e 2,6%. Os resultados pelo autor estão sintetizados na Figura 2.4. Nessa figura, fica evidente que, independentemente do tamanho e formato do pilar, a resistência à punção aumenta numa razão direta ao aumento da taxa de armadura de flexão, cujo aumento em duas vezes, ou seja, de 1,3% para 2,6%, observou-se um aumento médio de 22% na tensão resistente última normalizada.

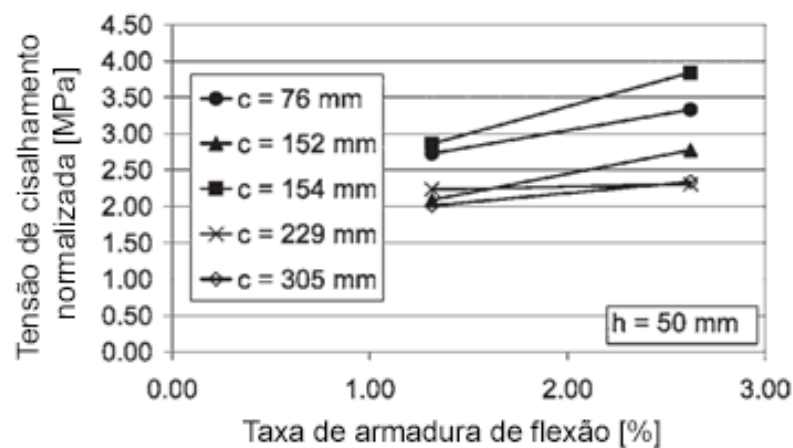


Figura 2.4 – Resultados de Vanderbilt (1972) reportados por (Dilger, Birkle & Mitchell, 2005), adaptado.

O aumento da taxa de armadura de flexão faz com que a região comprimida aumente, nesta situação, a região de concreto no estágio I é maior, fazendo com que a abertura de fissuras seja de menor comprimento para um mesmo patamar de carga em comparação a taxas de armaduras menores, conseqüentemente, o concreto resiste mais por efeito do engrenamento dos agregados. A redução da abertura das fissuras por meio do aumento da taxa de armadura ocorre pelo aumento da rigidez da placa, resultando em menor flecha e rotação. Além disso, a armadura de flexão contribui por meio do efeito de pino, devido às reações vertical e de momento localizadas que a barra oferece ao deslizamento relativo gerado pela abertura de fissura.

2.2.3 Size effect

De acordo com Bazant e Kim (1984), o efeito de tamanho pode ser entendido como um fenômeno relacionado à escala do elemento estrutural, considerando tamanhos diferentes, mas formas semelhantes, por exemplo, vigas com mesma taxa de armadura ρ e relação a/d (razão do vão e cisalhamento e altura útil). A resistência à punção de lajes geometricamente similares e de diferentes tamanhos, segundo Bazant e Cao (1987), decresce à medida que o tamanho do elemento aumenta, tornando evidente a influência do aumento de escala na resistência ao cisalhamento. As lajes ensaiadas por Li (2000) fornecem algumas informações úteis sobre o efeito de tamanho. Em seu programa experimental, a resistência à compressão do concreto foi de 39,4 MPa, a taxa de armadura de flexão variou de 0,76 a 0,98 % e a espessura total h , de 135 mm a 550 mm. Os autores compararam e reportaram os resultados obtidos nos experimentos de Birkle (2004), cujas lajes possuíam variações nas alturas iguais 160, 230 e 300 mm, e Regan (1986), com lajes cuja variação foi de 80 a 250 mm. Os resultados mostram um decréscimo em todos os casos, da tensão de cisalhamento normalizada na razão a qual a altura útil aumenta. Isto mostra que quanto maior é a geometria do elemento, menor será a resistência ao cisalhamento (Figura 2.5) e, portanto, deve-se adotar um parâmetro corretivo que relacione essas duas variáveis, denominado de *size effect*.

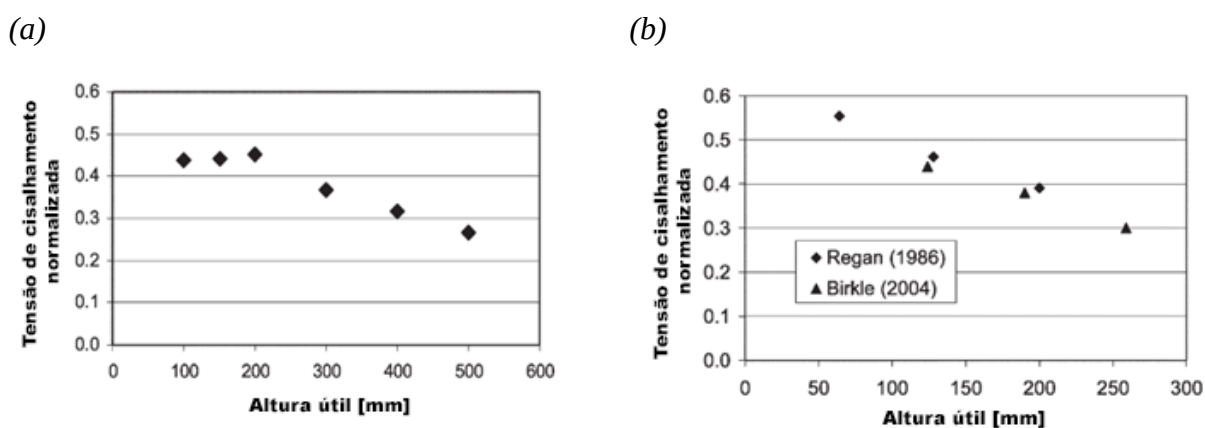


Figura 2.5 – Resultados reportados por (Mitchell, Cook & Dilger (2005) para os programas experimentais de (a) Li (2000) e (b) Birkle (2004) e Regan (1986), adaptado.

2.2.4 Geometria do pilar

De acordo com Mitchell, Cook e Dilger (2005), um dos estudos pioneiros a considerarem a influência da geometria do pilar para o cálculo da resistência à punção foi o de Hawkins, Fallsen e Hinojosa (1971), cujos resultados serviram de base para as equações da norma americana, que considera a influência da geometria do pilar através do índice de

retangularidade β , dado pela razão do maior e do menor lado do pilar, (c_{max}/c_{min}). Os autores concluem que a resistência à punção em lajes apoiadas sobre pilares com índice de retangularidade maior que 2, decresce acentuadamente à medida que o índice de retangularidade aumenta.

Oliveira, Regan e Melo (2004) investigaram a influência deste parâmetro realizando 15 (quinze) ensaios em lajes cuja geometria do pilar foi variada, onde c_{min} foi fixado em 120 mm e c_{max} assumiu valores de 120, 240, 360, 480 e 600 mm, resultando em índices de retangularidade que variaram de 1 a 5, respectivamente. A taxa de armadura longitudinal ρ variou de 1,07 a 1,10%, e a resistência à compressão, de 54 a 63 MPa. Os resultados mostram que a tensão de cisalhamento normalizada diminui à medida que o índice de retangularidade aumenta. Além disso, ficou constatado que as previsões vigentes à época do poderiam superestimar a resistência à punção em alguns casos.

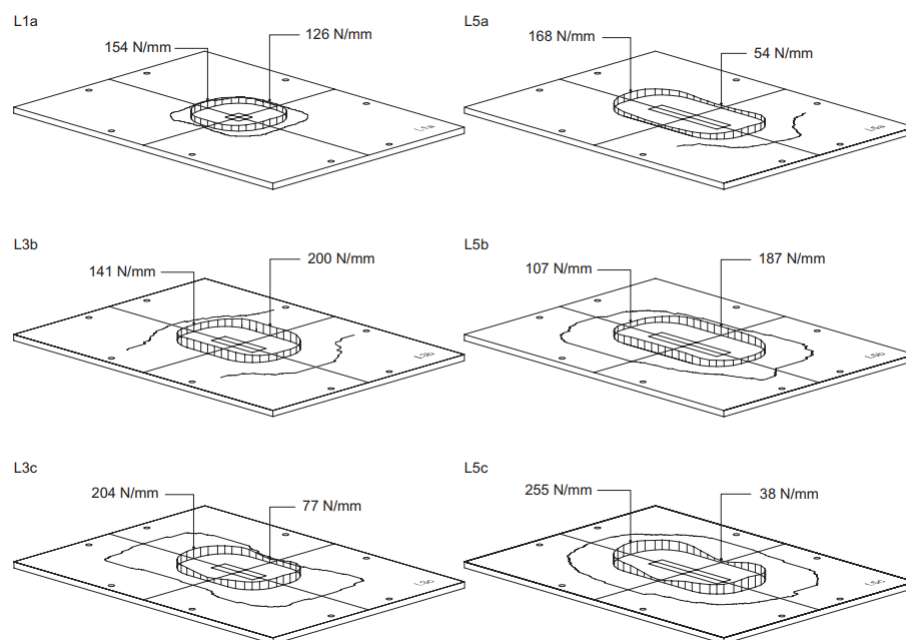


Figura 2.6 – Esforço cortante por unidade de comprimento ao longo do perímetro crítico, (Oliveira, Regan e Melo, 2004).

2.2.5 Armadura de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento em lajes são dispositivos responsáveis por resistir as tensões geradas pelo esforço cortante quando a capacidade resistente do concreto é inferior à solicitação. A resistência à punção em lajes pode ser aumentada significativamente adotando-se armadura na região da ligação entre laje e pilar, sem que haja necessidade de alteração de sua geometria ou do material. Segundo Regan (2000), a resistência à punção é incrementada

pela presença da armadura de cisalhamento, embora possa ser insuficiente para suportar toda a carga aplicada. Nesse contexto, a parcela de resistência oferecida pela armadura é combinada à resistida pelo concreto, sendo ambas responsáveis pelo desempenho final da laje em relação à punção. A Figura 2.7 mostra os detalhamentos adotados pelas normas de maior relevância em projetos de estruturas de concreto, tomando como exemplo estribos.

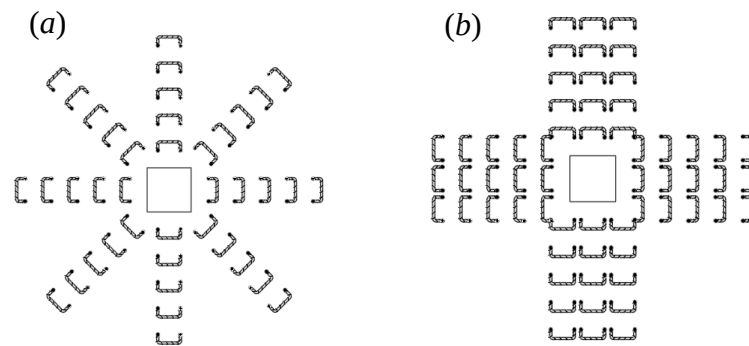


Figura 2.7 – Disposição das armaduras de cisalhamento: (a) radial e (b) cruz.

A adoção de armadura permite uma redistribuição de tensões que resulta em novas formações de fissuras, além aumentar significativamente a ductilidade quando comparadas às lajes sem armadura transversal. Conforme Regan (2000), a função da armadura de cisalhamento em lajes lisas deve seguir princípios similares aos verificados em outros elementos de concreto armado, cujas armaduras proporcionam tensões transversais ou inclinadas, as quais garantem o equilíbrio vertical em conjunto com as forças inclinadas presentes no concreto. De acordo com Schmid, Kalus & Hegger (2021), a resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento é afetada principalmente pela forma, ancoragem e detalhamento das armaduras transversais, logo, não é surpreendente que muitos produtos diferentes tenham sido desenvolvidos nas últimas décadas para aumentar a resistência à punção e melhorar a facilidade e eficiência construtiva.

Ainda segundo Regan (2000), em lajes com armaduras de cisalhamento mal ancoradas, a resistência à punção é aproximadamente equivalente à de uma laje o reforço. Para obter um melhor desempenho das armaduras de cisalhamento, é recomendado posicionar as barras a uma distância de aproximadamente $0,5 \cdot d$ e $1,5 \cdot d$ da face do pilar ou da área carregada. A superfície de ruptura em uma laje com armadura de cisalhamento é semelhante à de uma laje sem esse reforço. Schmid, Kalus & Hegger (2021), afirma que a resistência máxima aplicável à punção V_{max} é influenciada pelo tipo de armadura transversal, nos casos de lajes com geometria e resistência do concreto constantes. De acordo com os autores, cada tipo de armadura transversal exibe um coeficiente n_{sys} que descreve V_{max} como múltiplo da parcela

resistida pelo concreto V_c , isto é, $V_{max} = n_{sys} \cdot V_c$. Através da expressão, é possível observar o ganho de resistência provido pelo tipo de armadura. A Figura 2.8 descreve o ganho relacionado aos diferentes tipos de armadura em relação às lajes sem reforço.

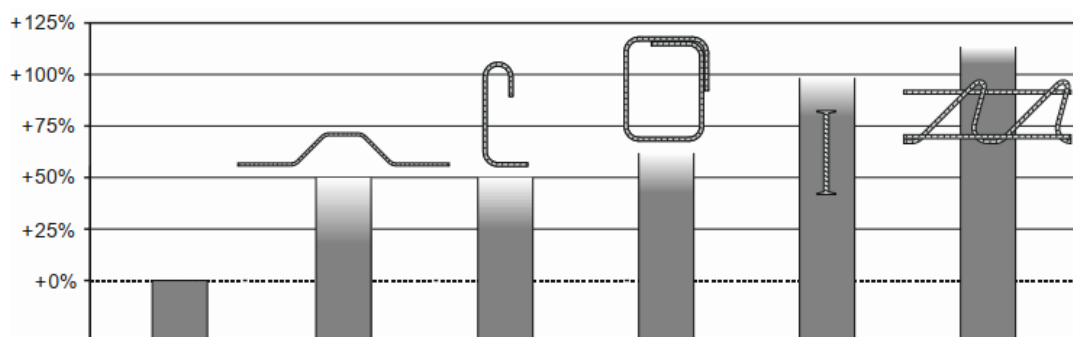


Figura 2.8 – Tipos de armadura de cisalhamento. Adaptado de Schmid, Kalus & Hegger (2021).

2.2.6 Estimativa da resistência à flexão

O método adotado para estimar a capacidade resistente à flexão das lajes ensaiadas foi o das linhas de ruptura. De acordo com Langendonck (1970) esta teoria foi idealizada por Ingerslev (1923). Desde então, vem se desenvolvendo com diversas aplicações em trabalhos, como os de Johansen (1932), Elstner & Hognestad (1956), Hallgren (1994) e Oliveira (2003). O método consiste em observar todos os mecanismos possíveis de ruptura, por meio das condições de contorno a fim de estimar uma carga de ruptura. Ocorre que, à medida que se eleva o nível do carregamento, a laje apresenta uma redução em sua rigidez, consequência do surgimento de eventuais fissuras próximas à região carregada. Fato este que provoca uma redistribuição de esforços orientados para a região fissurada. Atingida certa etapa no nível de carregamento, a laje apresenta uma rotação em suas extremidades, admitindo uma deformação permanente e a formação de “linhas” de plastificação. Segundo Langendonck (1970) o momento fletor corresponde ao início desta etapa denominada estágio III, seu valor pode ser determinado, admitindo-se uma distribuição uniforme das tensões de compressão no concreto, como mostra a Figura 2.9. Igualando as resultantes de tração e compressão, e tomando $a = 0,8x$, o momento fletor último por unidade de comprimento para lajes com seção transversal retangular é determinado pela Equação (2.1).

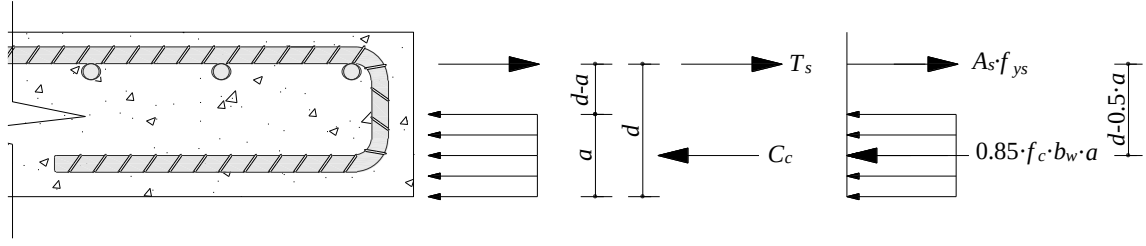
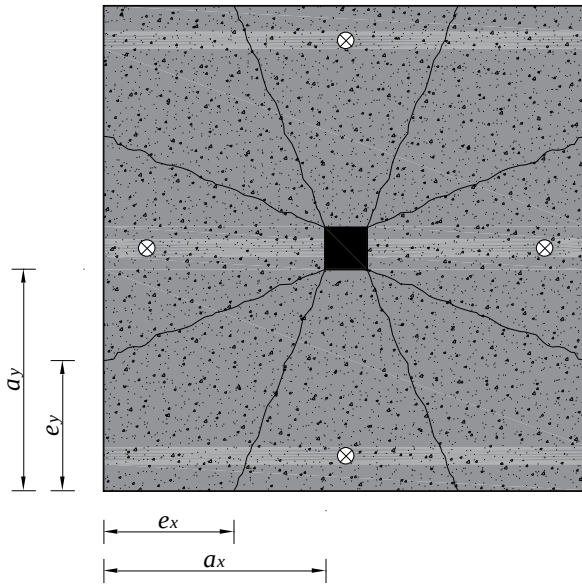


Figura 2.9 – Equilíbrio das resultantes de tração e compressão.

$$m_u = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \cdot \frac{f_{ys}}{f_c} \right) \quad (2.1)$$

De acordo com Oliveira (2003), a teoria elementar das charneiras plásticas sugere uma configuração para as linhas de ruptura em lajes com pilares retangulares. Essa aproximação baseia-se em modelos da literatura adotados em lajes quadradas com pilares quadrados, considerando apenas os comprimentos das distâncias entre as faces do pilar e as linhas de apoio. Os momentos resistentes por unidade de comprimento foram considerados iguais em ambas as direções, deste modo, a carga última à flexão da configuração de ruína mostrada pela Figura 2.10, onde $e_x = e_y = 0,22 \cdot l$. Deste modo, a resistência à flexão pode ser determinada pela Equação (2.2).



$$V_{flex} = 2 \left(\frac{l_x}{a_y} + \frac{l_y}{a_x} - 2 \left[\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right] \right) \quad (2.2)$$

$$f_x = \frac{e_y}{a_y} \cdot \frac{\frac{e_x}{a_x} \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}{1 + \frac{e_x}{a_x} \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)} \quad (2.3)$$

$$f_y = \frac{e_x}{a_x} \cdot \frac{\frac{e_y}{a_y} \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}{1 + \frac{e_y}{a_y} \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)} \quad (2.4)$$

Figura 2.10 – Configuração de linhas de ruptura adotadas por Oliveira (1998).

2.3 Prescrições normativas

2.3.1 Considerações Iniciais

Nesta seção serão apresentados de forma resumida, as expressões utilizadas para o cálculo da resistência ao puncionamento de acordo com os códigos normativos.

- American Concrete Institute, ACI 318 (ACI, 2019) – Building Code Requirements for Structural Concrete.
- Eurocode 2 (CEN, 2014) – Design of concrete structures: General rules and rules for buildings.
- Comité Euro-International du Béton, CEB *fib* MC 10 (*fib*, 2010) – Model code for Concretes Structures.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6118 (ABNT, 2023) – Projetos de estruturas de concreto – procedimento.

2.3.2 ACI 318 (ACI, 2019)

As estimativas relacionadas à previsão da carga última de punção dispostos no código (ACI 318 (ACI, 2019), são baseadas em equações empíricas derivadas de estudos desenvolvidos por Moe (1961) e ACI-ASCE Committee 426 (1974). O método utilizado pelo código considera a tensão de cisalhamento máxima no perímetro crítico b_0 da laje (Figura 2.11), localizado à distância $d/2$ da face do pilar, onde d é a altura útil da laje.

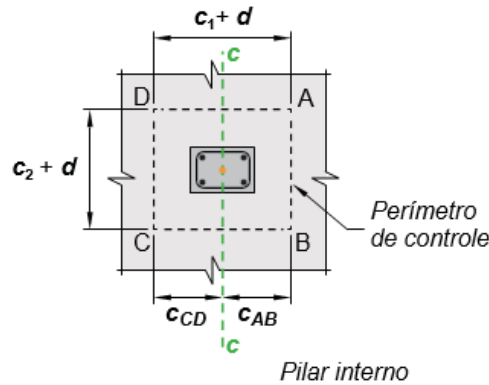


Figura 2.11 – Perímetro de controle, adaptado de ACI 318 (ACI, 2019).

A máxima tensão de cisalhamento solicitante v_u não deve superar a resistente v_n , que é calculada sob a consideração da contribuição de duas parcelas resistentes, referentes ao concreto v_c e à armadura transversal v_s , conforme a equação (2.5).

$$v_n = v_c + v_s \geq v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (2.5)$$

Conforme a seção 22.6.5.2 do código ACI 318, em lajes sem armadura transversal, a tensão de cisalhamento é dada pelo menor valor nominal dentre as expressões abaixo.

$$v_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

$$v_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \cdot \lambda_s \sqrt{f'_c} \quad (2.7)$$

$$v_c = 0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \quad (2.8)$$

Onde f'_c é a resistência à compressão; α_s é definido em função da posição do pilar em relação à geometria da laje, sendo igual a 40 para pilar interno, 30 para pilar de borda e 20 para pilar de canto; λ é o coeficiente de modificação que se refere ao peso específico de concretos com mesma resistência à compressão. Igual a 1 para concretos de peso específico normal; β é o índice de retangularidade dos pilares, sendo a razão do maior sobre o menor lado; b_0 é o perímetro de controle situado à distância de $d/2$ da face do pilar para verificação no concreto; λ_s é o *size effect*, coeficiente utilizado para modificar a resistência ao cisalhamento com base nos efeitos do aumento de escala, dado por $\sqrt{2/1+0,004 \cdot d}$. Para lajes com armadura transversal, é necessário verificar a tensão de cisalhamento no concreto em uma seção crítica localizada à distância $d/2$ além da última camada de armadura de cisalhamento (Figura 2.12-a).

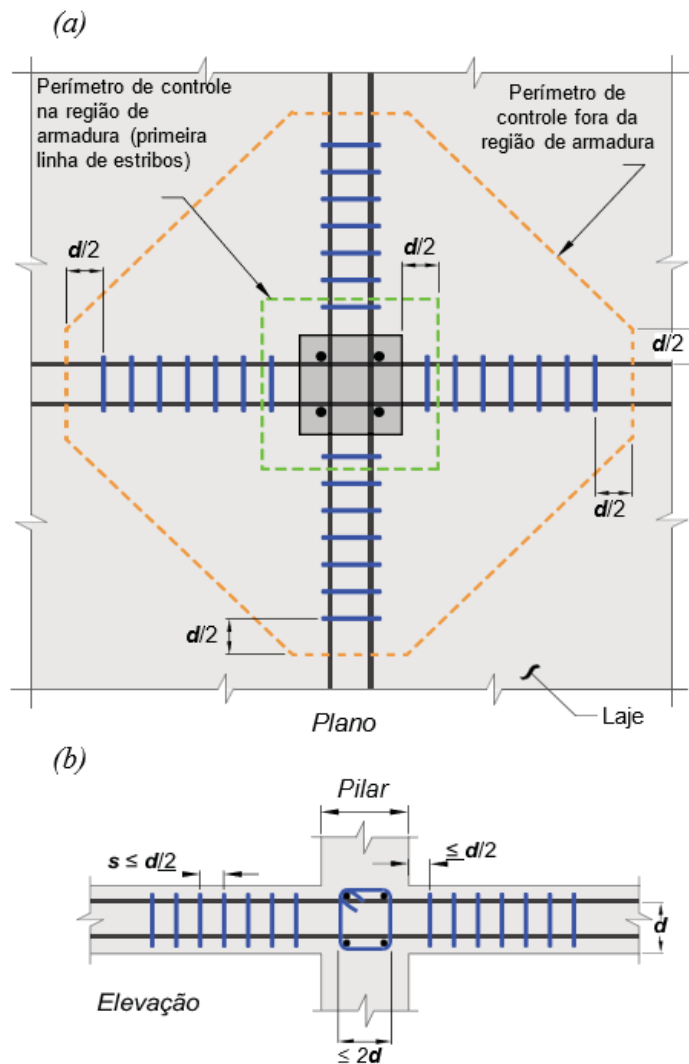


Figura 2.12 – Laje lisa armada ao cisalhamento (a) em planta e (b) vista lateral. Adaptado de ACI 318 (ACI, 2019).

A tensão resistida pela armadura transversal composta por estribos v_s , é dada pela equação (2.9).

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} (\sen\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \cdot s} \quad (2.9)$$

Onde α é o ângulo de inclinação do estribo em relação à armadura longitudinal; f_{yt} é a tensão de escoamento do aço utilizado para a armadura transversal; A_v é a soma da área de todos os ramos da armadura de uma linha periférica geometricamente semelhante ao perímetro da seção do pilar e s é o espaçamento entre as linhas periféricas de armadura transversal, na direção perpendicular à face do pilar. A capacidade resistente no interior da região armada ao cisalhamento por estribos, é estimada por meio da equação (2.10). A equação (2.11) estima a resistência à punção na região fora da zona armada. A equação (2.12) estima de esmagamento da biela.

$$V_{n,cs} = 0,17 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_v f_{yt} (\sen\alpha + \cos\alpha) d}{s} \quad (2.10)$$

$$V_{n,out} = 0,33 \cdot \lambda_s \sqrt{f'_c} \cdot b_{0,out} \cdot d \quad (2.11)$$

$$V_{n,max} = 0,5 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.12)$$

2.3.3 Eurocode 2 (CEN, 2004)

Para o código europeu, Eurocode 2 (CEN, 2004) o perímetro de controle considerado u_1 se situa à distância $2d$ da face do pilar (Figura 2.13), e considera um plano de ruptura a $26,6^\circ$, conforme ilustrado pela Figura 2.14.

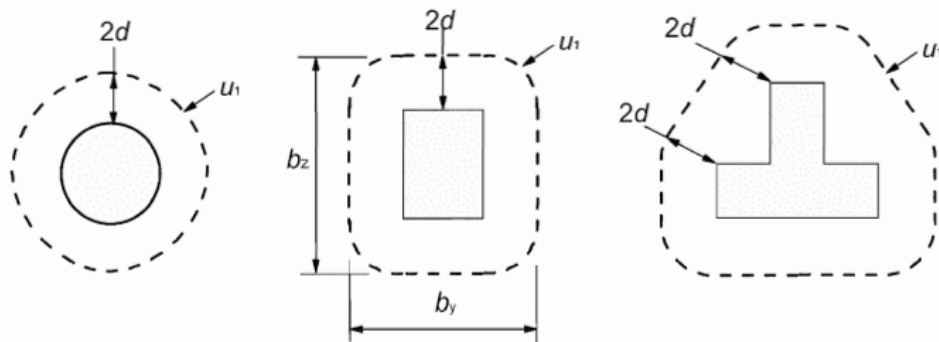


Figura 2.13 – Perímetro de controle para pilares com seções circulares, retangulares e “T”, conforme recomendações do Eurocode 2 (CEN, 2004).

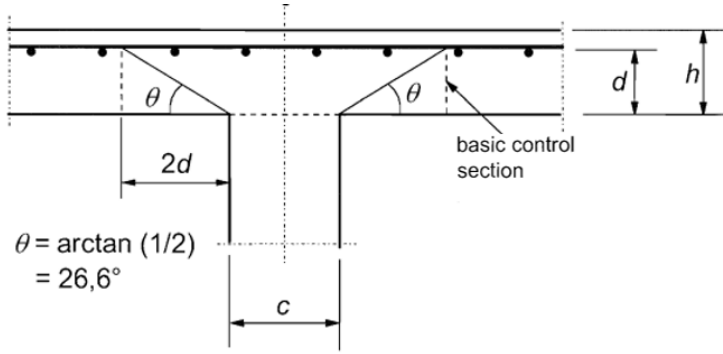


Figura 2.14 – Plano de ruptura à punção, adaptado de Eurocode 2 (CEN, 2004).

Para lajes sem armadura de cisalhamento no perímetro do pilar ou área carregada, a tensão de cisalhamento solicitante v_{Ed} não deverá exceder à resistida pelo concreto $v_{Rd,c}$.

$$v_E \leq v_{R,c} \quad (2.13)$$

$$v_E = \frac{V_E}{u_i \cdot d} \quad (2.14)$$

A resistência à punção deve ser avaliada para a perímetro de controle básico, de acordo com a Figura 2.13. Deste modo, a tensão resistente à punção pode ser calculada por (2.15).

$$v_{R,c} = 0,18 \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (2.15)$$

Onde f_{ck} é a resistência à compressão do concreto; k é o *size effect*, definido como $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$; ρ_l é a taxa de armadura longitudinal geométrica das direções x e y , definida como $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$, calculada considerando uma faixa de laje igual à dimensão do pilar somada a $3 \cdot d$ para cada lado; $v_{\min}$ é a tensão resistente mínima, para o caso de baixas taxas de armadura, definido como $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$. Se a equação (2.13) não for verdadeira, haverá a necessidade de utilizar armadura de cisalhamento.

$$v_{R,cs} = 0,75 \cdot v_{R,c} + 1,5 \left(\frac{d}{S_r} \right) A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \left(\frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \sin \alpha \quad (2.16)$$

Onde A_{sw} é a área de aço presente no perímetro u_1 ; S_r é o espaçamento entre as camadas de armadura transversal; $f_{yw,ef}$ é a tensão resistente ao aço utilizado na armadura transversal

$f_{yw,ef} = 1,15(250 + 0,25 \cdot d) \leq f_{ysw}$; d é a altura útil média das direções x e y , definida como $0,5(d_x + d_y)$ e; α é o ângulo formado entre a armadura transversal e o plano da laje.

2.3.4 Model Code (fib, 2010)

O modelo de cálculo disposto no código modelo Model Code 10 (fib, 2010) para previsão da carga última à punção, baseia-se na teoria da fissura crítica de cisalhamento (TFCC), proposta por Muttoni (2008) e (Ruiz e Muttoni (2009) que considera a resistência última à punção como função da rotação (ψ).

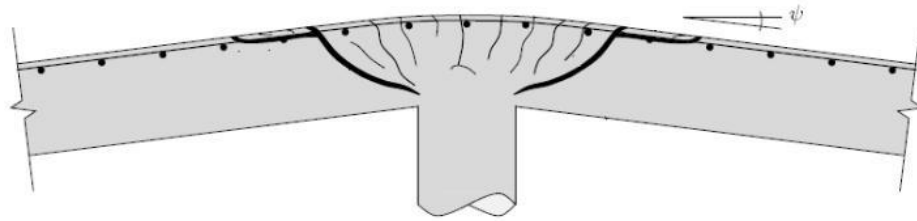


Figura 2.15 – Rotação ψ em relação ao plano da laje, Model Code (fib, 2010).

O modelo pressupõe 4 (quatro) níveis de aproximação, que se referem ao refinamento da análise para a obtenção da rotação no estágio de ruína. O Nível 1, refere-se às lajes regulares, projetadas de acordo com uma análise linear elástica sem redistribuição significativa de esforços internos. Neste caso, a rotação é estimada pela (2.17).

$$\psi_1 = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \quad (2.17)$$

O Nível II se refere às lajes às lajes que apresentam redistribuição significativa de momento fletor no cálculo da armadura de flexão. A rotação pode ser calculada de acordo com (2.18).

$$\psi_2 = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_E}{m_R} \right)^{1,5} \quad (2.18)$$

O Nível III de aproximação sugere a substituição do valor de 1,5 no coeficiente da Equação 2.11 por 1,2 caso os valores de r_s e m_{sd} sejam extraídos de um modelo linear elástico.

$$\psi_2 = 1,2 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_E}{m_R} \right)^{1,5} \quad (2.19)$$

O Nível IV sugere a análise não linear para determinação do valor da rotação.

O momento solicitante por unidade de comprimento m_E pode ser adotado simplificadamente como $m_E = \frac{1}{8} V_E$. O momento resistente por unidade de comprimento m_R no apoio (para a direção considerada), pode ser adotado como $m_R = \rho_l \cdot f_{ys} \cdot d^2 (1 - 0,5 \cdot \rho_l \cdot f_{ys} \cdot f_c^{-1})$, e o parâmetro r_s é tomado como a posição onde o momento fletor radial é zero, em relação ao eixo do pilar. Para o código Model Code (fib, 2010), o perímetro de controle básico b_I se situa a uma distância $d/2$ do pilar, conforme Figura 2.16.

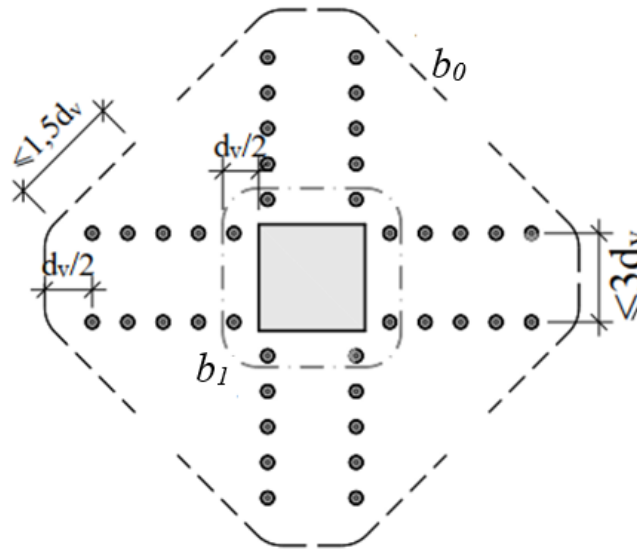


Figura 2.16 – Perímetros de controle, Model Code (fib, 2010).

A resistência à punção é calculada pela soma das parcelas resistentes referentes ao concreto e à armadura transversal, conforme a equação (2.20).

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,s} < V_E \quad (2.20)$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada pela equação (2.21).

$$V_{R,c} = k_\psi \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.21)$$

O parâmetro k_ψ é função da rotação, e é determinado pela equação (2.22).

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \quad (2.22)$$

Onde d é a altura útil (média de d_x e d_y) e k_{dg} é um coeficiente dado em função do diâmetro máximo do agregado d_g , determinado pela equação (2.23).

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (2.23)$$

Para lajes com armadura transversal, deve-se acrescentar a parcela resistida pelo aço e verificar a resistência fora da região de armadura. A parcela resistida pela armadura, pode ser calculada pela equação (2.24).

$$V_{R,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha \quad (2.24)$$

Onde α é a inclinação da armadura em relação ao plano da laje e A_{sw} é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento adequadamente ancorada, que será interceptada pela fissura crítica (superfície cônica com ângulo de 45°) dentro da zona delimitada por $0,35 \cdot d_v$ e d_v . Nos casos em que a estabilidade lateral não depende da ação do pórtico das lajes e colunas, e onde os vãos adjacentes não diferem em comprimento por mais de 25%, podem ser adotados os seguintes valores aproximados de 0.9, 0.7 e 0.65 para o coeficiente k_e , referentes aos pilares internos, de borda e de canto. O termo σ_{sw} refere-se à tensão que é ativada na armadura de cisalhamento e pode ser calculado pela (2.25).

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw} \cdot \psi}{6} \left(1 + \frac{f_b}{f_{yw}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{yw} \quad (2.25)$$

Onde ϕ_w e E_{sw} são, respectivamente, o diâmetro e o módulo de elasticidade da armadura transversal; f_b é a tensão resistente de aderência entre as armaduras e o concreto, calculada pela equação (2.26).

$$f_b = \alpha_2 + \alpha_3 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \sqrt{\frac{f_c}{25}} \quad (2.26)$$

Onde α_2 e α_3 são coeficientes que representam, respectivamente, a influência do cobrimento e da armadura transversal no confinamento do concreto, podendo de forma conservadora, serem adotados como 1 e 0; η_1 considera a influência do tipo de barra, igual a 1,75 para

barras nervuradas; η_2 representa a posição da armadura transversal, igual a 1,0 para zonas de boa aderência, como aquelas com posição entre 45° e 90° em relação ao plano da laje; η_3 considera a influência do diâmetro da armadura, adotado como 1,0 para $\phi_w \leq 25,0$ mm; η_4 considera a influência da tensão de escoamento da armadura transversal, igual a 1,0 para aço com $f_{yw} = 500$ MPa, 0,85 para $f_{yw} = 600$ MPa e 0,75 para $f_{yw} = 700$ MPa.

Deste modo, carga última para a resistência à punção na região de armadura pode ser estimada pela equação (2.27).

$$V_{R,cs} = k_{\psi} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d + \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha \cdot b_0 \cdot d \quad (2.27)$$

A resistência ao puncionamento fora da região das armaduras transversais é calculada em função da altura útil $d_{v,out} = d_v - c_v$, onde $c_v \leq \frac{d_v}{6}$, resultando na (2.28).

$$V_{R,out} = k_{\psi} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_{0,out} \cdot d_{v,out} \quad (2.28)$$

A carga estimada para a o esmagamento da biela é dada pela equação (2.29), onde o coeficiente n_{sys} é dado pelo valor 3 para pinos de cisalhamento e 2 para demais tipos de armadura.

$$V_{R,máx} = n_{sys} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.29)$$

2.3.5 NBR 6118 (ABNT, 2023)

O modelo de cálculo disposto na NBR 6118 (ABNT, 2023) preconiza a verificação da resistência ao cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno da carga concentrada. Na primeira superfície crítica (contorno C) do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto (resistência da biela comprimida), através da tensão de cisalhamento. Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada à distância $2d$ do pilar ou área carregada, deve ser verificada a resistência à tração diagonal. Essa verificação também é feita através de uma tensão de cisalhamento. Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal. A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura

transversal. Pode-se adotar nesta verificação a força cortante solicitante, nos diferentes contornos, obtida no modelo utilizado na análise estrutural.

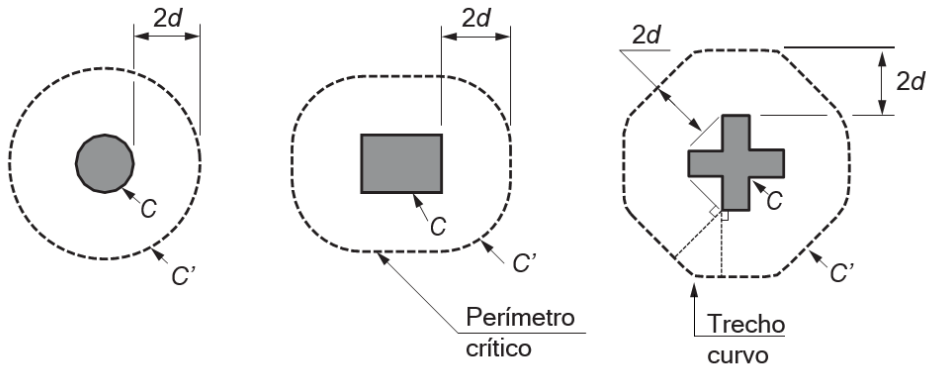


Figura 2.17 – Perímetro crítico em pilares internos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Para pilares internos com carregamento simétrico, a tensão de cisalhamento solicitante pode ser calculada pela equação (2.30).

$$\tau_s = \frac{F_s}{u \cdot d} \quad (2.30)$$

Onde u é o perímetro do contorno crítico C' , externo ao contorno C e distante a $2 \cdot d$ da face do pilar; d é a altura útil média das direções x e y , $d = 0,5(d_x + d_y)$ e; F_s é a força cortante solicitante. A norma preconiza a verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C , dada pela equação (2.31).

$$\tau_s \leq \tau_{R2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{ck} \quad (2.31)$$

Onde $\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$, com f_{ck} e MPa.

A verificação de tensões na superfície crítica C' resistidas pelo concreto, para lajes sem armadura de punção, deve ser efetuada conforme a equação (2.32).

$$\tau_s \leq \tau_{R1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (2.32)$$

Sendo ρ é a taxa de armadura longitudinal geométrica, dada por $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$, onde ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura de flexão nas direções x e y .

A verificação da tensão resistente na superfície crítica C' em lajes com armadura de punção, é realizada através da equação (2.33).

$$\tau_s \leq \tau_{R3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (2.33)$$

Onde s_r é o espaçamento radial entre camadas de armadura transversal, limitado a $0,75 \cdot d$; A_{sw} é a área da seção transversal da armadura de punção; f_{yw} é a tensão de escoamento do aço da armadura de punção, limitado a 300 MPa para conectores e 250 MPa para estribos de aço CA-50 ou CA-60; α é o ângulo formado entre a armadura transversal e o plano da laje e; u é o perímetro da superfície crítica C' . A norma preconiza ainda, que quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, em um contorno C'' , afastado $2d$ da última camada de armadura, esta não seja mais necessária. Isto é, quando a (2.32) for verdadeira.

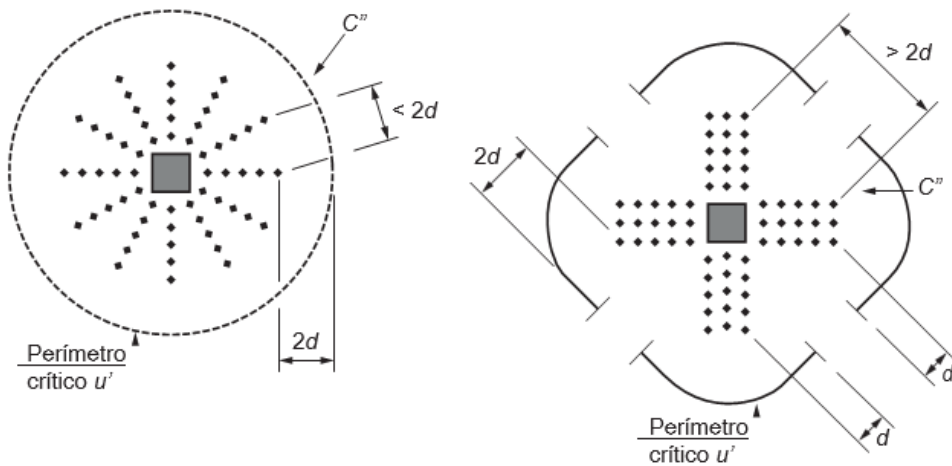


Figura 2.18 – Contorno crítico C'' , NBR 6118 (ABNT, 2023).

No caso de ser necessária a armadura de punção, três verificações devem ser feitas: tensão resistente de compressão do concreto no contorno C , conforme a equação (2.31); tensão resistente à punção no contorno C' , considerando a armadura de punção, conforme a equação (2.33) e; tensão resistente à punção no contorno C'' sem armadura de punção, conforme a equação (2.32).

2.4 Trabalhos realizados

2.4.1 Oliveira (1998)

No trabalho desenvolvido por Oliveira (1998), foram testadas onze lajes de concreto armado com mesmas dimensões e armaduras de flexão. A taxa de armadura de flexão variou de 0,0132 a 0,0142. As lajes possuíam lados iguais, com 1800 mm. Destas lajes, duas não possuíam armadura de cisalhamento, e as demais apresentavam armadura constituídas de estribos retangulares verticais (R) e inclinados (I). Cada laje com armadura de cisalhamento apresentou uma determinada área para a seção transversal dos estribos com diferentes quantidades e distribuição.

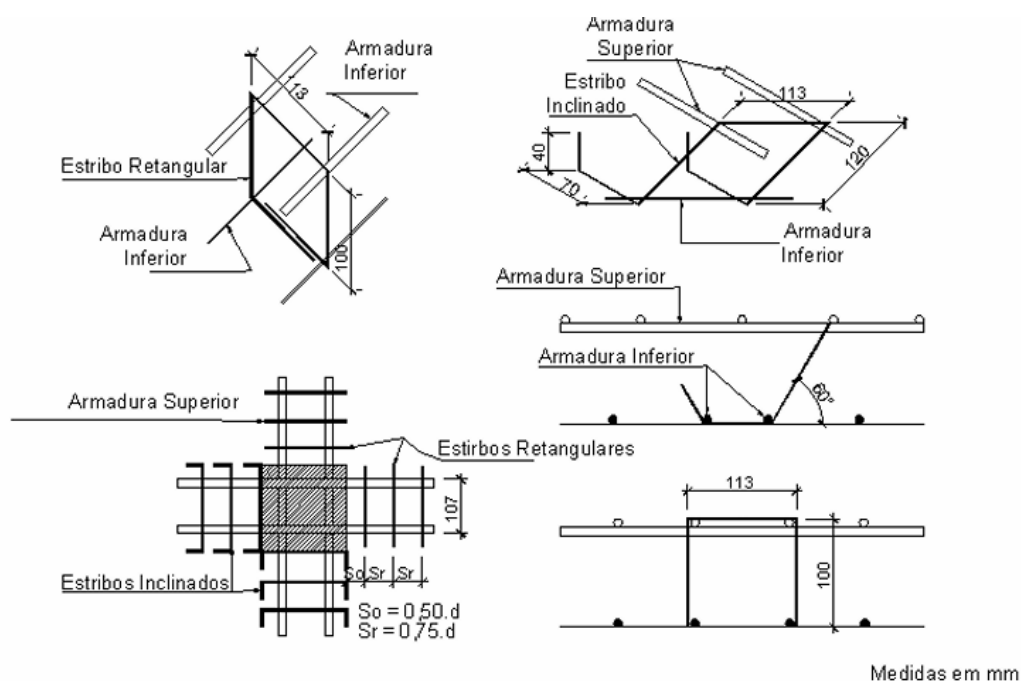


Figura 2.19 – Estribo desenvolvido por Oliveira (1998).

Todas as lajes foram submetidas a um carregamento aplicado no centro da superfície inferior por meio de uma placa quadrada, que de lados iguais a 120 mm e espessura de 42 mm. A espessura nominal das lajes foi de 130 mm e altura útil d , variou de 93 a 105 mm. A resistência à compressão do concreto era em torno de 60 a 66,35 MPa. A Tabela 2.1 apresenta as características das lajes ensaiadas pelo autor. A Tabela 2.2 mostra as cargas de ruptura e os modos de ruptura observados nos ensaios de Oliveira (1998).

Tabela 2.1 – Características das lajes ensaiadas por Oliveira (1998).

Laje	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	Armadura de cisalhamento					
				f_{yw}	A_{sw}/cam	ϕ	Nº camadas	Estribo	Distribuição
				(MPa)	(mm²)	(mm)			
D1	93	1,4	60,88	-	-	-	-	-	-
D2	97	1,4	62,85	-	-	-	-	-	-
D3R	105	1,2	63,02	900	157,07	5,0	2	Reto	Fileiras
D4R	103	1,3	66,35	643	249,37	6,3	2		
D5R	103	1,3	61,45		249,37		3		
D6I	100	1,4	62,38	900	157,07	5,0	2	Inclinado	Alternada
D7I	100	1,4	60,00	643	249,37	6,3	2		
D8I	100	1,4	62,60		249,37		3		
D9I	100	1,4	60,00		249,37		4		
D10I	105	1,2	61,00		249,37*		3		
D11I	102	1,3	62,06		249,37*		4		

* Primeira camada da distribuição alternada.

Ambos os modelos de estribos proporcionaram ganhos de resistência ao puncionamento, sendo os estribos inclinados mais eficientes do que os retangulares, garantindo um acréscimo de resistência próximos de 30%. A distribuição alternada dos estribos mostrou-se mais eficaz do que as fileiras ortogonais (cruz), evitando que as superfícies de ruptura se localizassem entre as fileiras de estribos.

Tabela 2.2 – Resultados das lajes ensaiadas por Oliveira (1998)

Laje	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{yw} (MPa)	A_{sw}/cam (mm²)	ϕ (mm)	Nº camadas	P_u (kN)	Ruptura
D1	93	1,4	60,88	-	-	-	-	270	Punção
D2	97	1,4	62,85	-	-	-	-	335	
D3R	105	1,2	63,02	900	157,07	5,0	2	386	Punção dúctil
D4R	103	1,3	66,35	643	249,37	6,3	2	377	Punção
D5R	103	1,3	61,45		249,37		3	423	Punção dúctil
D6I	100	1,4	62,38	900	157,07	5,0	2	410	Flexo-Punção
D7I	100	1,4	60,00	643	249,37	6,3	2	490	
D8I	100	1,4	62,60		249,37		3	540	Flexão
D9I	100	1,4	60,00		249,37		4	560	
D10I	105	1,2	61,00		249,37*		3	520	
D11I	102	1,3	62,06		249,37*		4	551	

O autor concluiu que o uso de armaduras de cisalhamento conferiu maior ductilidade às lajes ensaiadas, especificamente, as lajes D8I, D9I, D10I e D11I, que apresentaram maior ductilidade com cargas de ruptura acima das previstas para ruptura por flexão. Já as lajes sem armadura de cisalhamento exibiram rupturas frágeis, com pouca ou nenhuma ductilidade.

2.4.2 Broms (2019)

Com o objetivo de melhorar a ductilidade em lajes lisas de concreto armado quanto ao cisalhamento, Broms (2019) apresenta um novo tipo de armadura para combater o puncionamento. O trabalho propõe a utilização de gaiolas de estribos inclinados como reforço de cisalhamento. A técnica é baseada na colocação de estribos inclinados ao longo da direção da laje, formando uma gaiola que envolve a armadura transversal, conforme ilustra a Figura 2.20. O autor também analisa a influência da inclinação dos estribos e da taxa de armadura transversal na eficácia da armadura para o combate à punção. Para avaliar o desempenho do dispositivo proposto, o autor realizou ensaios em 3 (três) lajes e comparou os desempenhos a 2 (duas) ensaiadas previamente (Broms, 2007), cujas armaduras de cisalhamento eram studs perpendiculares ao plano da laje.

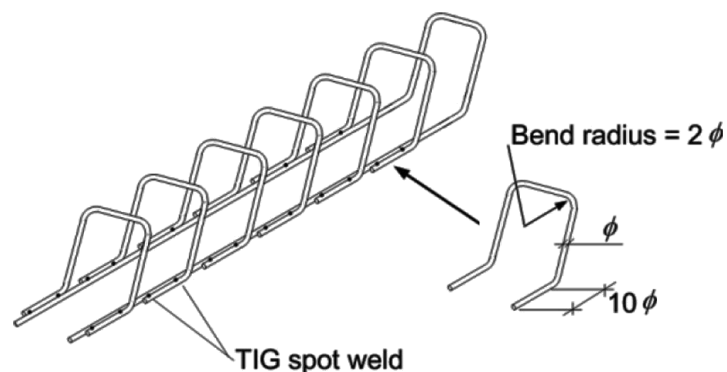


Figura 2.20 – Gaiola com estribos inclinados (BROMS, 2019).

Todas as lajes ensaiadas pelo autor possuíam geometria idêntica. O carregamento foi aplicado por um atuador hidráulico sobre um pilar. As lajes foram apoiadas por oito tirantes com feixes de espalhamento resultando em suportes de 16 pontos uniformemente distribuídos ao longo de um círculo com diâmetro de 2430 mm, conforme a Figura 2.21. As lajes 18a e 18b foram confeccionadas com uma elevada taxa de armadura transversal para verificar se o mesmo comportamento dúctil observado nas lajes com armaduras curvadas em combinação com estribos (Broms, 2007). As características das lajes ensaiadas por Broms (2019) e Broms (2007) estão dispostas na Tabela 2.3.

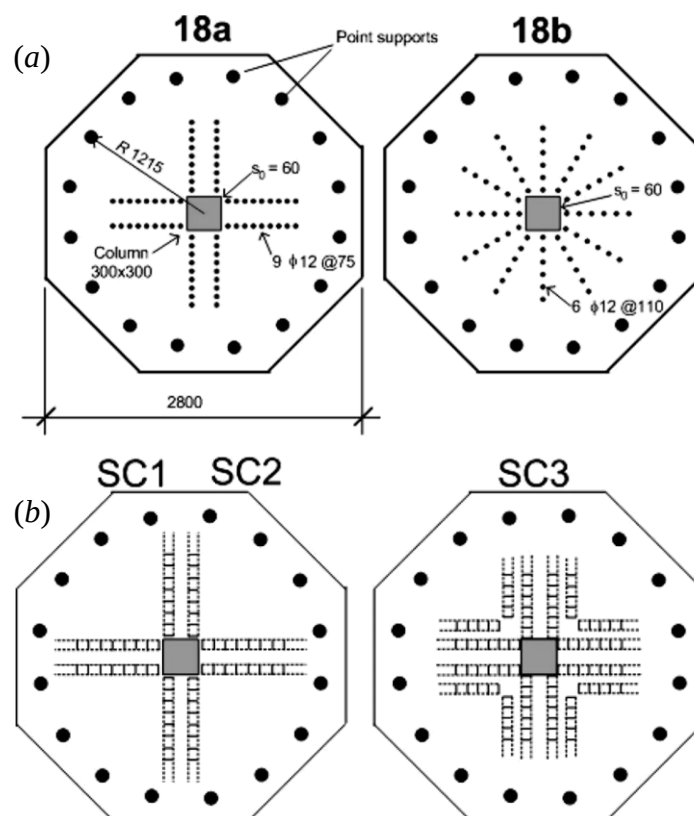


Figura 2.21 – Lajes com armadura transversal do tipo (a) stud e (b) gaiolas de estribos inclinados. (Adaptado de Broms, 2019).

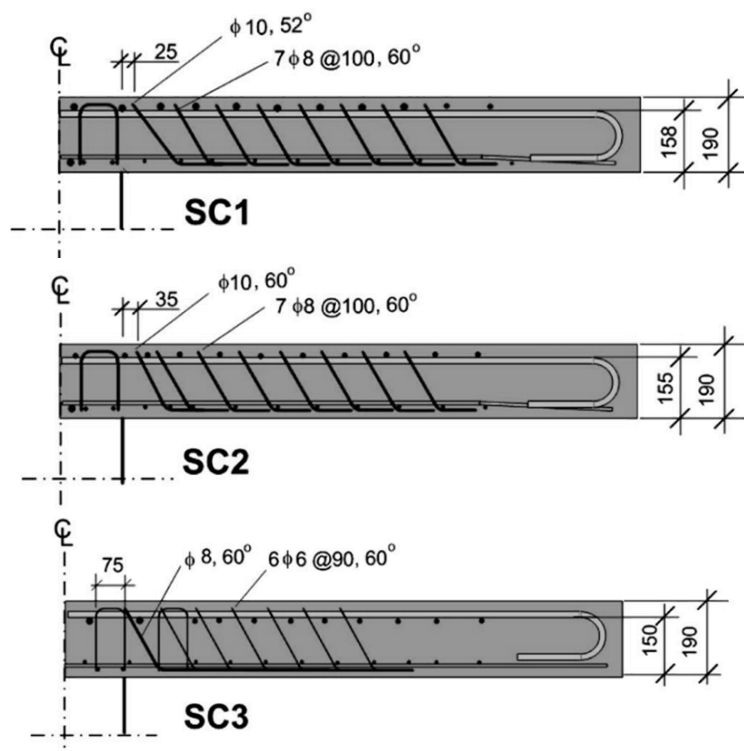


Figura 2.22 – Lajes ensaiadas por Broms (2019), vista em corte.

Tabela 2.3 – Características e resultados para as lajes de Broms (2019).

ID	d (mm)	a (mm)	C (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ (%)	ρ_0 (%)	f_{yw} (MPa)	V_{test} (kN)
18a	141	300	2430	38,4	563	1,29	0,63	500	790
18b	151	300	2430	38,8	563	1,20	0,63	500	900
SC1	158	300	2430	23,8	570	1,08	0,50	554/528 ¹	864
SC2	155	300	2430	38,0	593	0,693	0,74	554/528 ¹	725
SC3	150	300	2430	37,5	556	0,778	0,84	536/490 ²	746

¹Estribos 10 mm/Estribos 8 mm.

²Estribos 8 mm/Estribos 6 mm.

A Figura 2.24 apresenta a relação entre carga aplicada e rotação da laje obtida experimentalmente pelo autor. O diagrama mostra que as lajes SC2 e SC3 obtiveram maior ductilidade, dada a grande rotação em relação às demais. A laje SC1 obteve carga maior, e acordo com o autor, é possível obter a mesma capacidade resistente à punção de armaduras com pinos através das gaiolas com estribos inclinados.

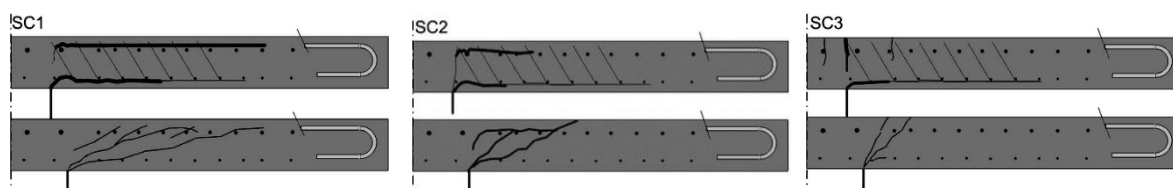


Figura 2.23 – Padrão de fissuração (BROMS, 2019).

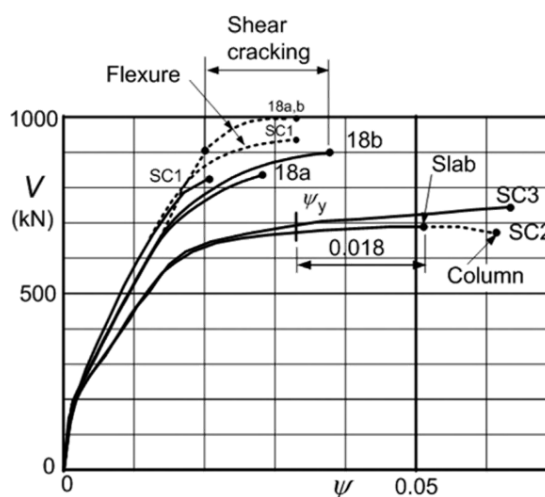


Figura 2.24 – Diagrama carga v.s rotação (BROMS, 2016).

De modo geral, o autor conclui que as armaduras inclinadas podem ser uma opção eficaz e econômica para melhorar a resistência e a ductilidade em lajes lisas, e que as armaduras em forma de gaiola podem ser uma opção particularmente boa devido à sua capacidade de absorver energia durante a deformação.

2.4.3 Shatarat e Salman (2022)

Os autores apresentam um estudo sobre o comportamento de lajes, visando avaliar seu desempenho à punção com diferentes tipos e disposição de armaduras de cisalhamento. Para isso, os autores confeccionaram 13 (treze) lajes, com 4 (quatro) diferentes tipos de armadura de punção, com mesma taxa de armadura de flexão, diferidas pelo arranjo e espaçamento. Todas as lajes apresentavam mesma dimensão (1800x1800) mm e espessura de 15 mm. Um pilar de concreto armado de dimensões 200x200x200 mm, com armadura longitudinal de 4Ø12.0 mm e estribos 3Ø8,0 mm, foi inserido no centro geométrico da laje para aplicação de carga. As armaduras longitudinais das lajes (superior e inferior) eram compostas de barras de Ø16.0 mm. Nas lajes cuja armadura de cisalhamento era helicoidal, apresentavam $\rho = 1,46 \%$, para as demais, $\rho = 1,29 \%$. As tensões de escoamento e de ruptura obtidas pelos autores para as barras de Ø16.0 foram respectivamente de 544 MPa e 699 MPa.



Figura 2.25 – Laje de referência, pré-concretagem (Shatarat & Salman, 2022)

As armaduras de cisalhamento foram compostas de 4 (quatro) esquemas de armaduras com diâmetro Ø5,5 mm e espaçamentos assumindo valores de 100, 150 e 200 mm. As armaduras de cisalhamento foram posicionadas da face do pilar para cada uma das direções, em formato cruz (Figura 2.26). A tensão de escoamento e de ruptura obtida pelos autores foram de 354 MPa e 455 MPa, respectivamente. O cobrimento utilizado foi de 40 mm para as lajes com estribos espirais circulares e 25 mm para as demais, devido à geometria diferenciada. A resistência compressão obtida pelos autores aos 28 dias foi de 35 MPa. As lajes foram apoiadas sobre quatro vigas metálicas, localizadas a 100 mm das bordas. Assim, a distância do apoio ao centro foi de 1,6 m. O sistema de ensaio dos autores foi apoiado em blocos rígidos de concreto (Figura 2.27). O carregamento foi aplicado ao pilar, por meio de um

atuador hidráulico vertical conectado a uma célula de carga. A carga foi aplicada gradualmente, e as leituras de deflexão foram registradas para cada incremento de 10 kN. Os autores obtiveram as leituras de deflexão através de um LVDT, colocado abaixo do centro da laje.

Tabela 2.4 – Características das lajes de Shatarat & Salman (2022).

GRUPO	LAJE ID	d (mm)	f_c (MPa)	ϕ (mm)	ρ (%)	Armadura de flexão		armadura de cisalhamento		
						$f_y - f_u$ (MPa)	ϕ_w (mm)	s_r (mm)	$f_{yw} - f_{uw}$ (MPa)	α°
Referência	C	125	28	16	1,29	544-699	-	-	-	-
ST	ST100	125	28	16	1,29	544-699	5,5	100	354-455	90
	ST150	125	28	16	1,29	544-699	5,5	150	354-455	90
	ST200	125	28	16	1,29	544-699	5,5	200	354-455	90
RSP	RSP100	125	28	16	1,29	544-699	5,5	100	354-455	78,4
	RSP150	125	28	16	1,29	544-699	5,5	150	354-455	72,8
	RSP200	125	28	16	1,29	544-699	5,5	200	354-455	67,6
ARSP	ARSP100	125	28	16	1,29	544-699	5,5	100	354-455	67,6
	ARSP150	125	28	16	1,29	544-699	5,5	150	354-455	58,3
	ARSP200	125	28	16	1,29	544-699	5,5	200	354-455	50,5
SP	SP100	110	28	16	1,46	544-699	5,5	100	354-455	74,7
	SP150	110	28	16	1,46	544-699	5,5	150	354-455	67,8
	SP200	110	28	16	1,46	544-699	5,5	200	354-455	61,6

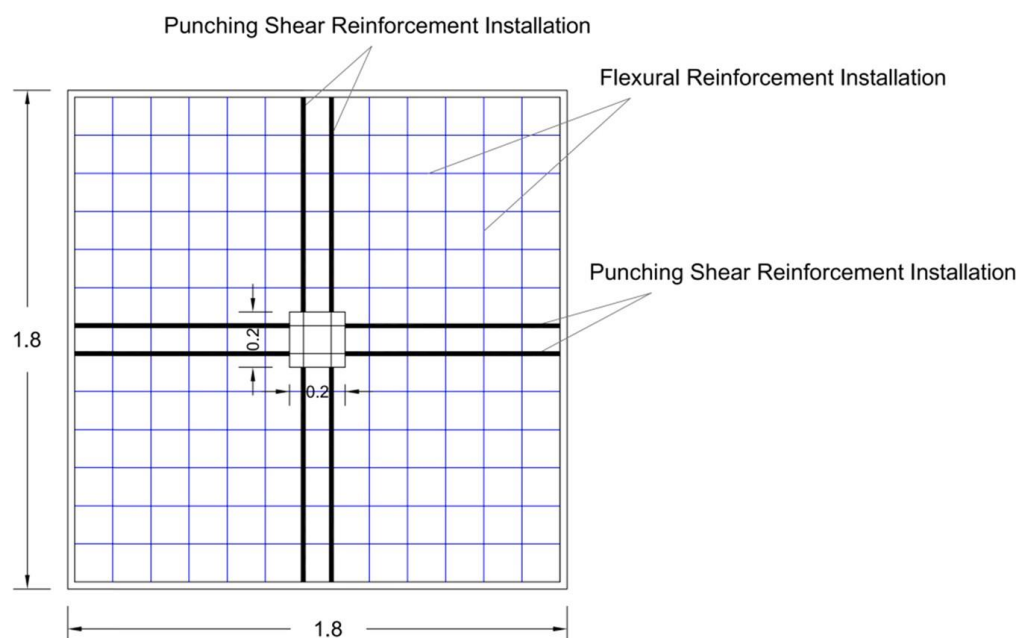


Figura 2.26 – Configuração das armaduras de flexão e cisalhamento (Shatarat & Salman, 2022).

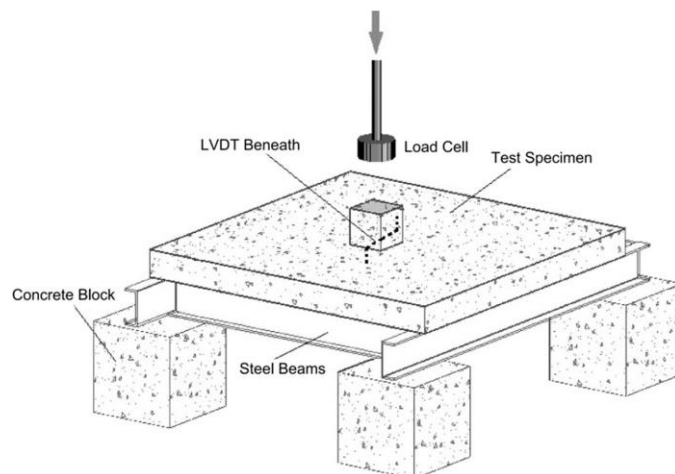


Figura 2.27 – Sistema de ensaio, adaptado de Shatarat & Salman (2022).

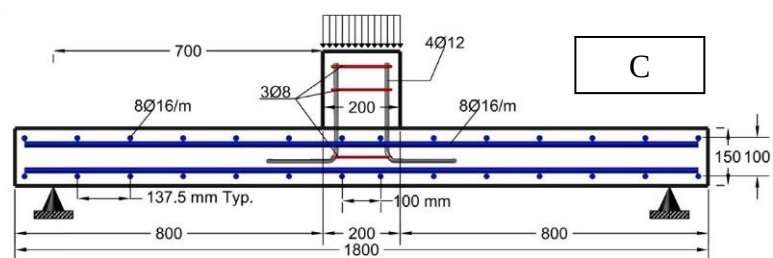


Figura 2.28 – Laje de referência, Shatarat & Salman (2022).

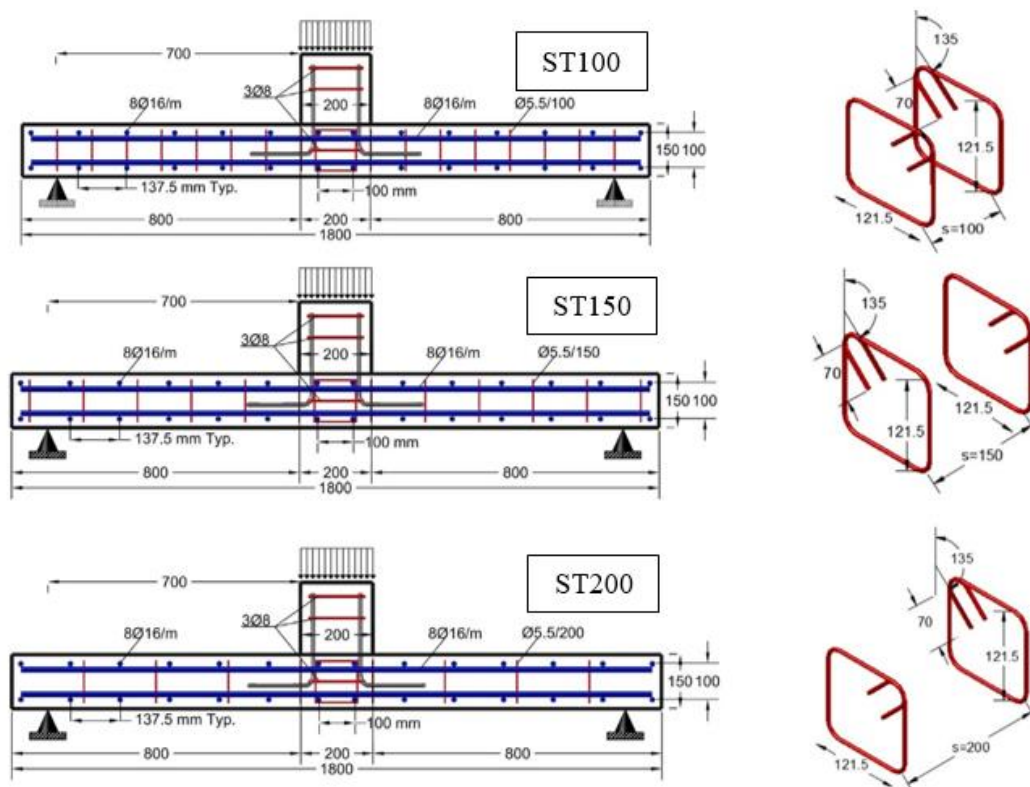


Figura 2.29 – Grupo ST, Shatarat & Salman (2022).

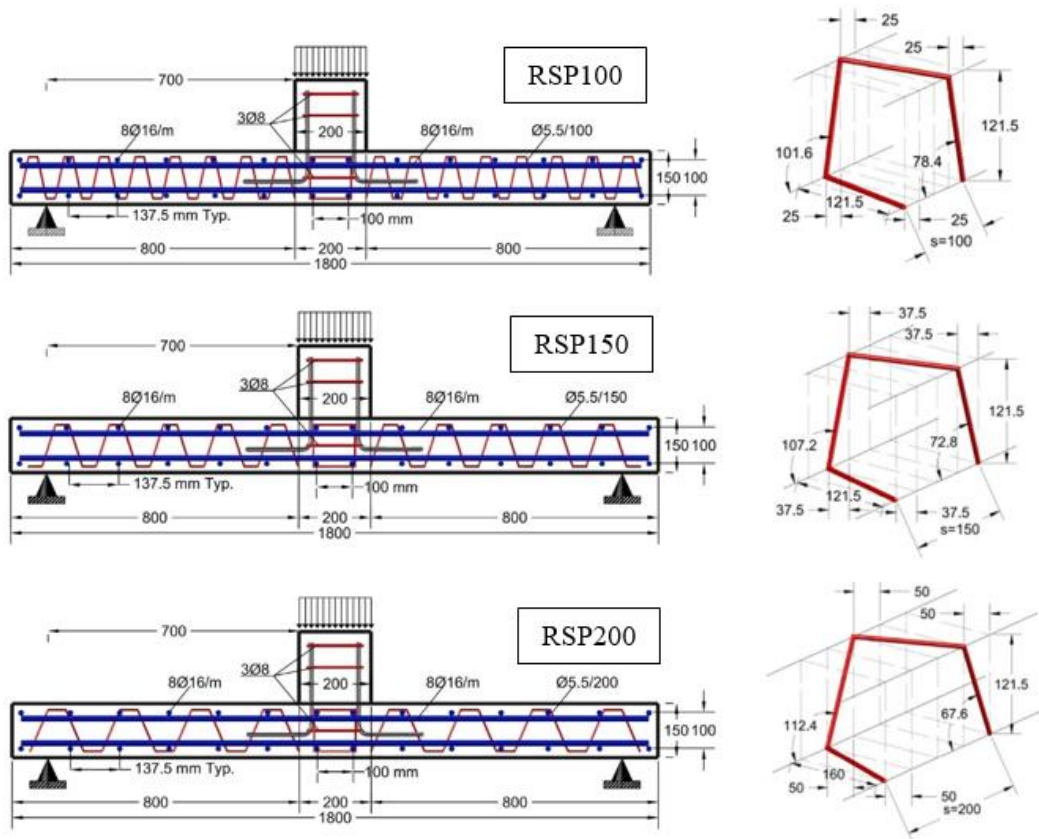


Figura 2.30 – Grupo RSP, Shatarat & Salman (2022).

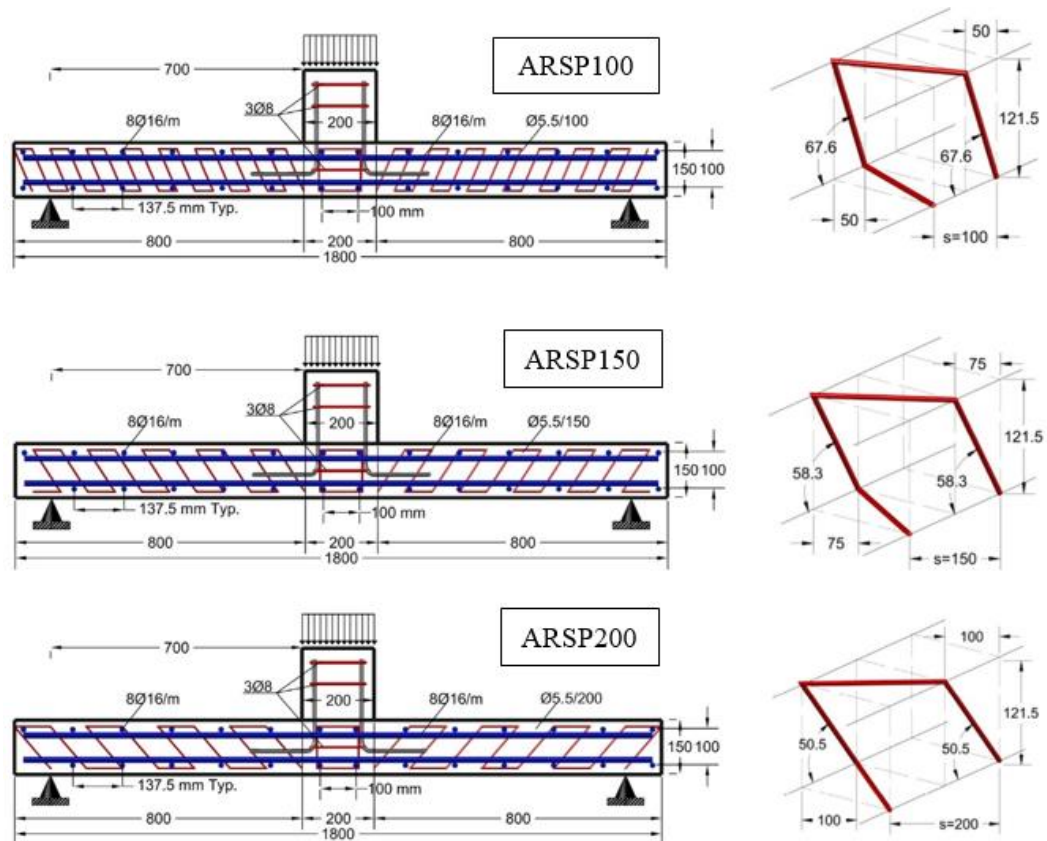


Figura 2.31 – Grupo ARSP, Shatarat & Salman (2022).

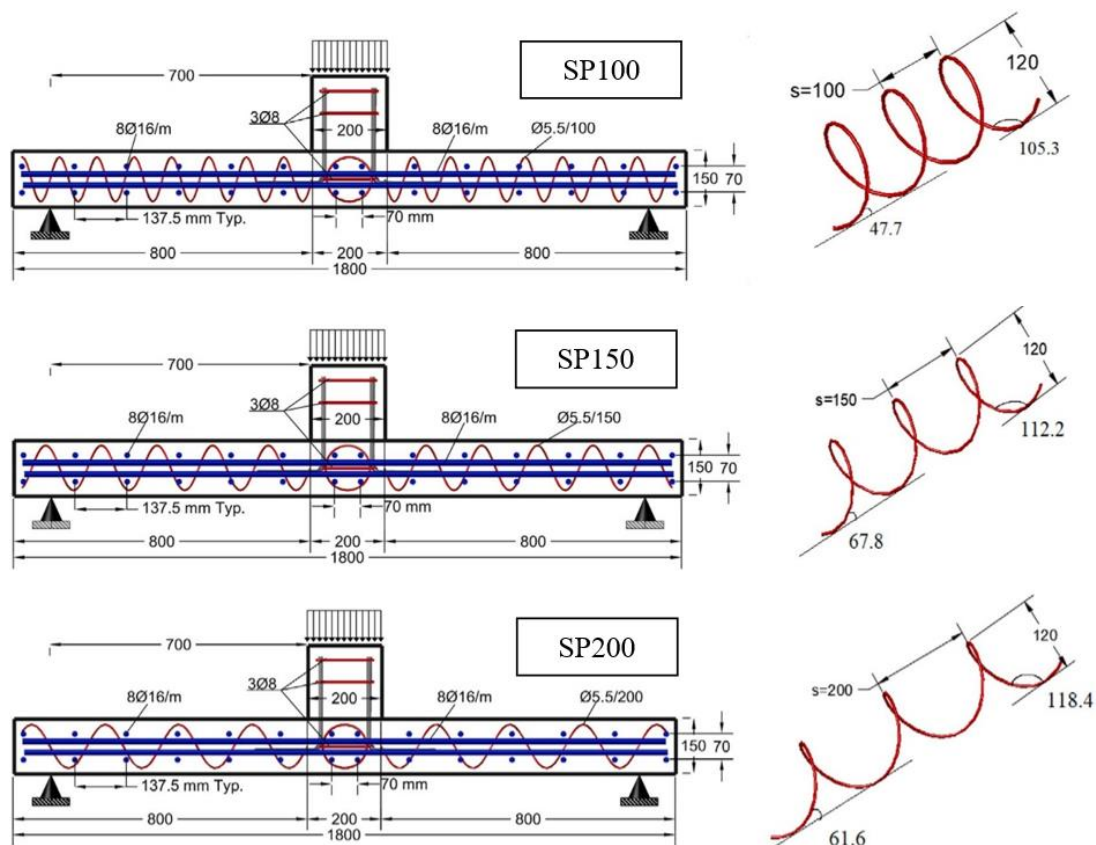


Figura 2.32 – Grupo SP, Shatarat & Salman (2022).

Tabela 2.5 – Resultados obtidos por Shatarat & Salman (2022).

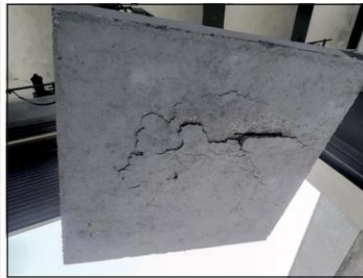
GRUPO	LAJE ID	d (mm)	f_c (MPa)	s_r (mm)	α°	d (mm)	V_{exp} (kN)
Referência	C			-	-	16,5	432,0
ST	ST100	125	28	100	90	17,3	490,1
	ST150			150		17,7	485,0
	ST200			200		16,7	470,0
RSP	RSP100	125	28	100	78,4	18,3	530,0
	RSP150			150	72,8	18,0	513,8
	RSP200			200	67,6	17,4	495,0
ARSP	ARSP100	110	28	100	67,6	18,5	540,0
	ARSP150			150	58,3	18,1	525,0
	ARSP200			200	50,5	17,4	500,0
SP	SP100	110	28	100	74,7	17,0	565,0
	SP150			150	67,8	18,0	545,0
	SP200			200	61,6	17,7	530,0



REFERENCE



ST100



ST150



ST200



RSP100



RSP150



RSP200



ARSP100



ARSP150



ARSP200



SP100



SP150



SP200

Figura 2.33 – Lajes após ruptura (Shatarat & Salman, 2022).

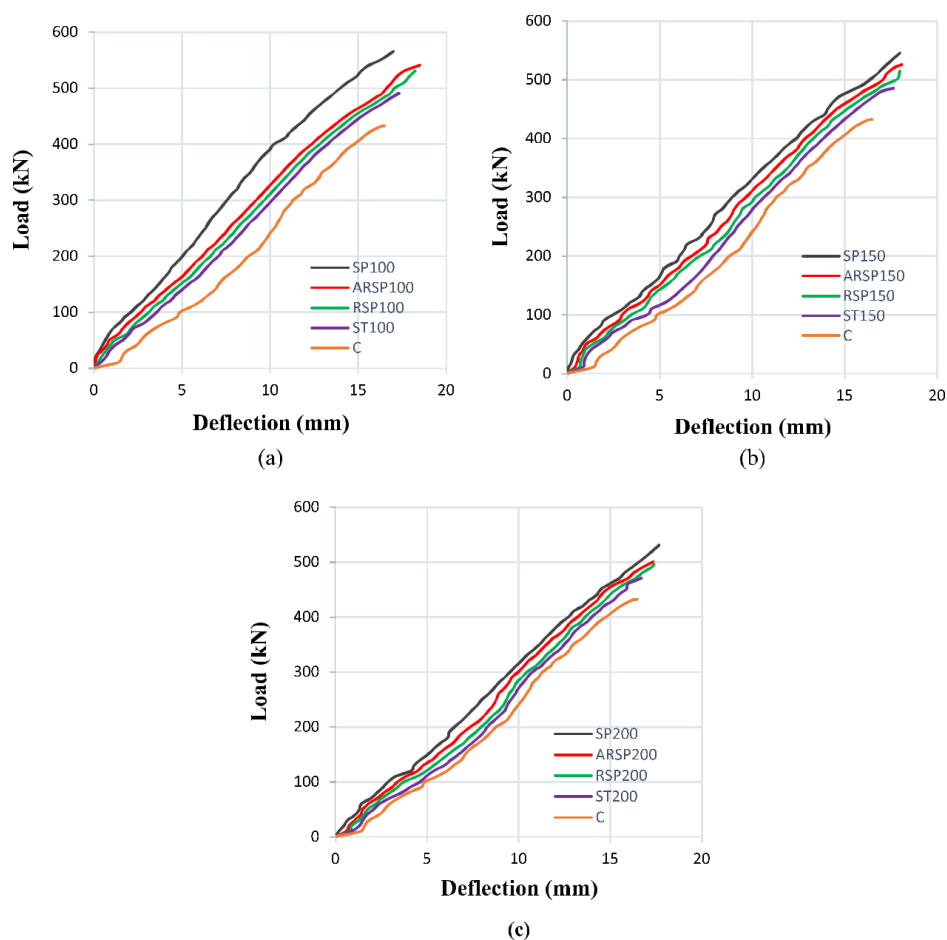


Figura 2.34 – Diagramas carga v.s deflexão para o grupo de lajes com espaçamento entre armadura transversal de: (a) 100 mm; (b) 150 mm; e (c) 200 mm. (Shatarat & Salman, 2022).

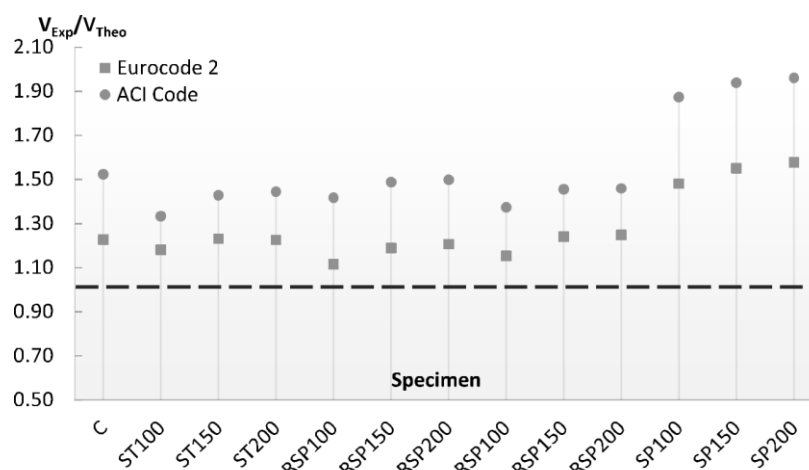


Figura 2.35 – Comparativo dos resultados experimentais às prescrições normativas. Adaptado de Shatarat & Salman (2022).

Os resultados experimentais obtidos pelos autores mostraram que o uso de estribos circulares em espiral (SP) obteve o melhor desempenho para todos os espaçamentos (Figura 2.34) seguidos pelo arranjo retangular em espiral contínua (ARSP). Os autores concluem ainda, que

a resistência à punção prevista pelas normas ACI 318 (ACI, 2019) e Eurocode 2 (CEN, 2004) é conservadora quanto à carga última (Figura 2.35), no entanto, a norma Eurocode apresentou uma previsão mais próxima à obtida experimentalmente.

2.4.4 Siqueira & Melo (2022)

Estudos de Siqueira & Melo (2022) foram ensaiadas cinco lajes lisas de concreto armado. O objetivo dos autores foi avaliar o desempenho de um novo tipo de armadura de cisalhamento com diferentes tipos de ancoragem nas armaduras longitudinais, bem como seu efeito na capacidade de resistência à punção. As lajes do estudo aparentavam dimensões de 2500x2500 mm² e 180 mm de espessura, enquanto o pilar, 300x300 mm². Os autores confeccionaram 4 (quatro) tipos modelos de armadura de cisalhamento (FA, TA, CA e NA) mais a laje de referência (RS), sem estribo. As lajes ensaiadas pelos autores foram diferenciadas pelo modo de ancoragem, onde a laje: FA foi ancorada nas armaduras de tração e compressão; TA foi ancorada na armadura tracionada; CA ancorada na armadura comprimida e; NA sem ancoragem nas barras longitudinais.

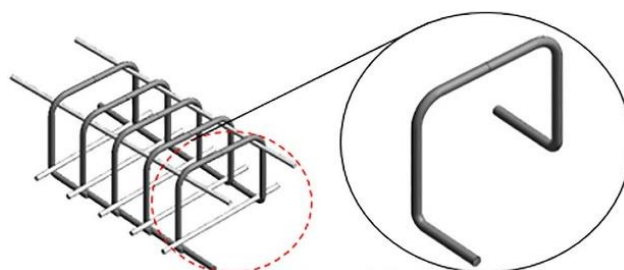


Figura 2.36 – Estribo proposto por Siqueira & Melo (2022).

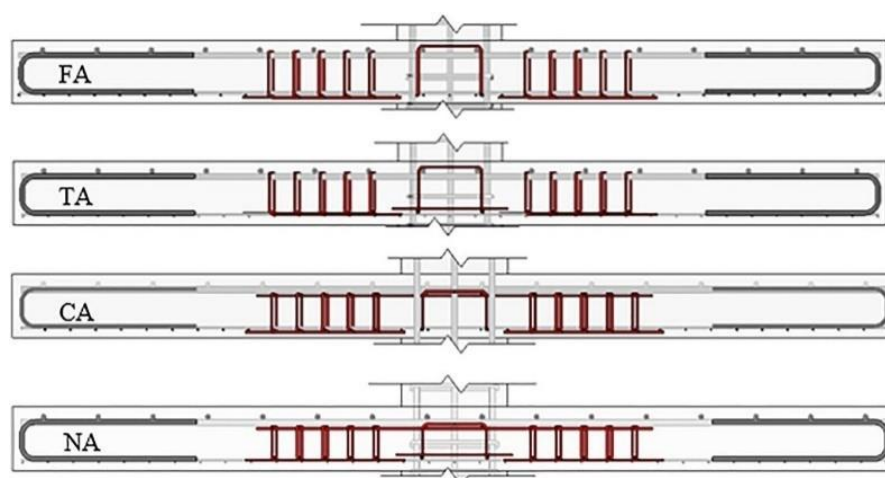
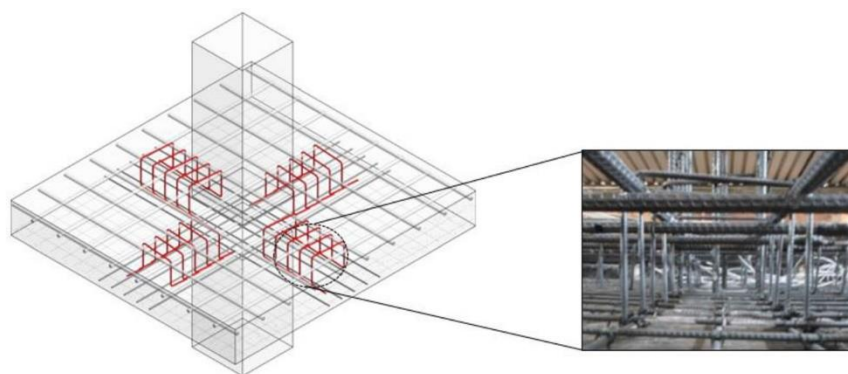
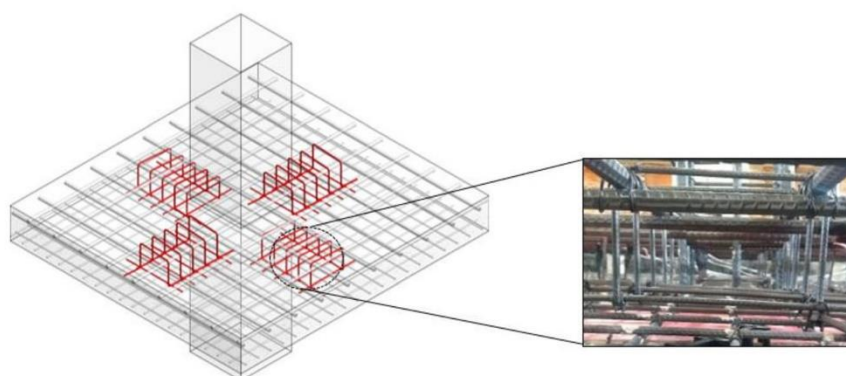


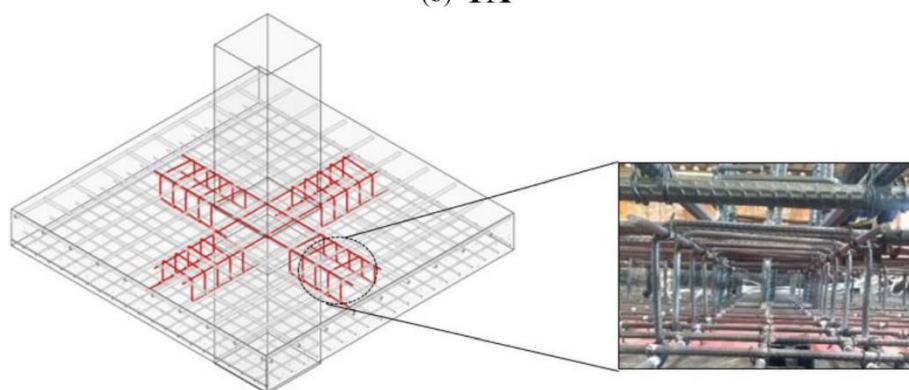
Figura 2.37 – Detalhamento dos estribos nas lajes (Siqueira & Melo, 2022).



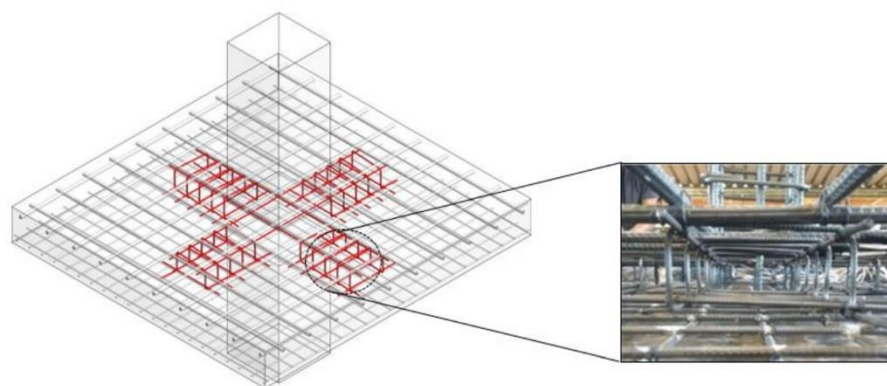
(a) **FA**



(b) **TA**



(c) **CA**



(d) **NA**

Figura 2.38 – Vista 3D das armaduras de cisalhamento em cada laje (Siqueira & Melo, 2022).

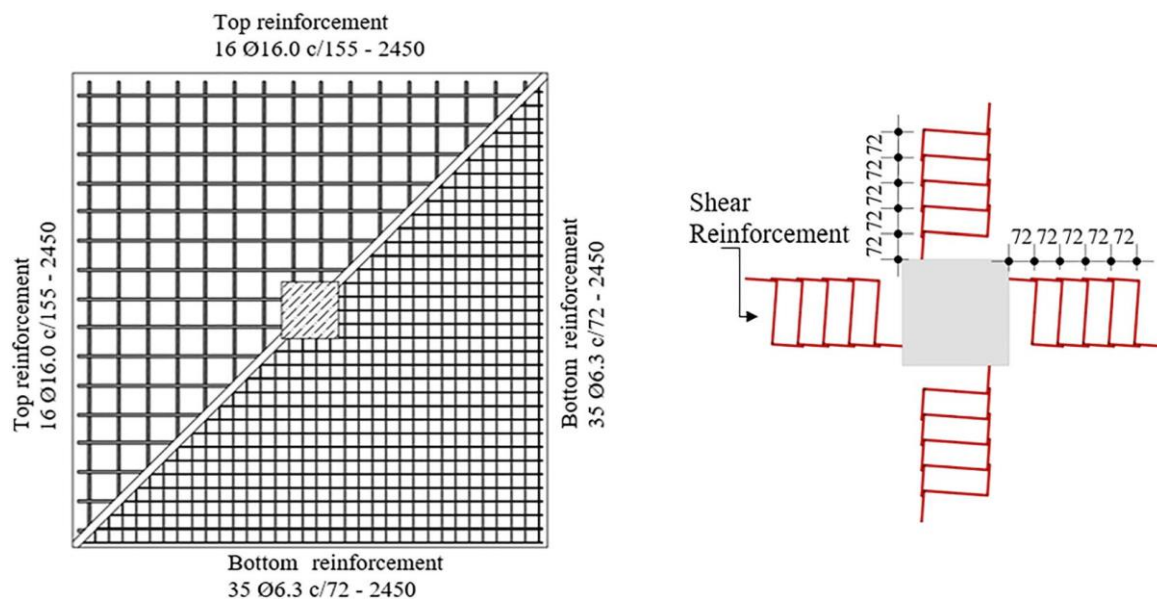


Figura 2.39 – Detalhamento das armaduras de flexão e cisalhamento (Siqueira & Melo, 2022).

Tabela 2.6 – Características das lajes de Siqueira & Melo (2022)

Laje	f_c (MPa)	E_c (GPa)	d (mm)	Armadura de flexão			Armadura de cisalhamento					
				ϕ (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	s_0 (mm)	s_r (mm)	A_{sw} (cm ²)	ϕ_{sw} (mm)	f_{yw} (MPa)	ϵ_{yw} (‰)
RS	29.9	27,8	148	16	549	2,79	-	-	-	16	-	-
FA	37.5	35,9	145	16	579	2,74	72	72	62,3	16	600	3,03
TA	37.5	35,9	143	16	579	2,74	72	72	62,3	16	600	3,03
CA	37.5	35,9	144	16	579	2,74	72	72	62,3	16	600	3,03
NA	37.5	35,9	141	16	579	2,74	72	72	62,3	16	600	3,03

Tabela 2.7 – Resultados obtidos por Siqueira & Melo (2022).

Laje	δ_{ys}	V_{ys}	δ_u	V_u	δ_{ys} / δ_u
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	
RS	13,92	434,6	15,97	478,8	1,15
FA	13,33	434,0	36,04	693,7	2,70
TA	14,27	406,6	26,04	625,5	1,87
CA	17,08	510,1	21,26	598,2	1,24
NA	17,30	450,2	28,29	602,6	1,64

Os autores observaram que o índice de ductilidade, ou seja, relação entre a flecha média no pico de carga (δ_{ys}) e a flecha média no início do escoamento da armadura de flexão principal (δ_u), para as lajes com os estribos abertos adequadamente ancorados (laje FA) representou um aumento na ductilidade em 134% em relação à laje de referência RS. De acordo com as conclusões dos autores, a armadura de cisalhamento com estribos abertos pode ser acionada

mesmo sem estar totalmente ancorada e carga final entre 25% e 45% maior pode ser alcançada. Os resultados mostraram ainda que não foram observadas grandes diferenças nos deslocamentos verticais, mas as maiores flechas foram observadas em lajes com armadura de cisalhamento completamente ancorada ou ancorada na região tracionada.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações sobre os modelos

O programa experimental foi executado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA), com o aparato técnico do Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais (GAEMA). A idealização do sistema de ensaio foi baseada na reprodução de situações usuais de carregamento nas quais a laje é apoiada diretamente sobre o pilar, ou seja, submetida à punção. Para isso, foram desenvolvidos 6 (seis) modelos de lajes lisas em escala laboratorial (1:2) de dimensões 1400 x 1400 mm, como representação da região de momento fletor negativo, cujo comprimento dos painéis l é de aproximadamente 6500 mm, conforme lustra a Figura 3.1.

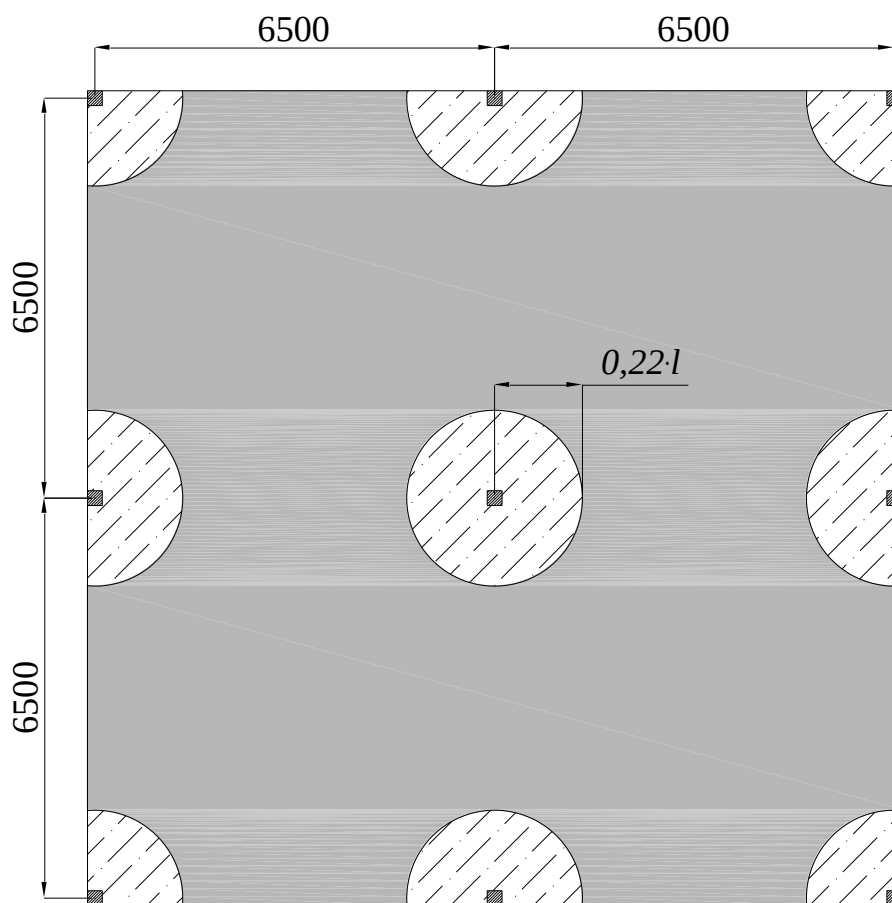


Figura 3.1 – Painéis de laje.

A Figura 3.2 mostra de forma esquemática, a distribuição de momentos fletores bidirecionais em uma edificação cujo sistema estrutural é concebido em lajes lisas, para um pilar interno. As lajes do presente trabalho representam a região de momento fletor mínimo (eixo do pilar) até a região de momento fletor nulo ($0,22 \cdot l$), conforme ilustrado na Figura 3.3.

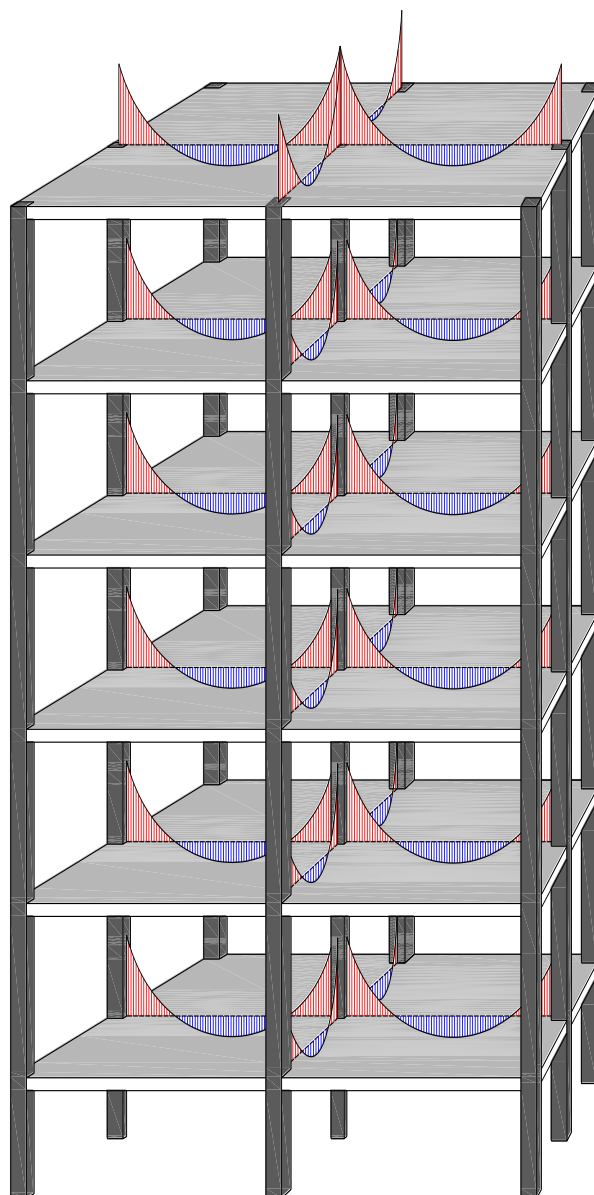


Figura 3.2 – Momentos fletores nos painéis de laje, vista tridimensional.

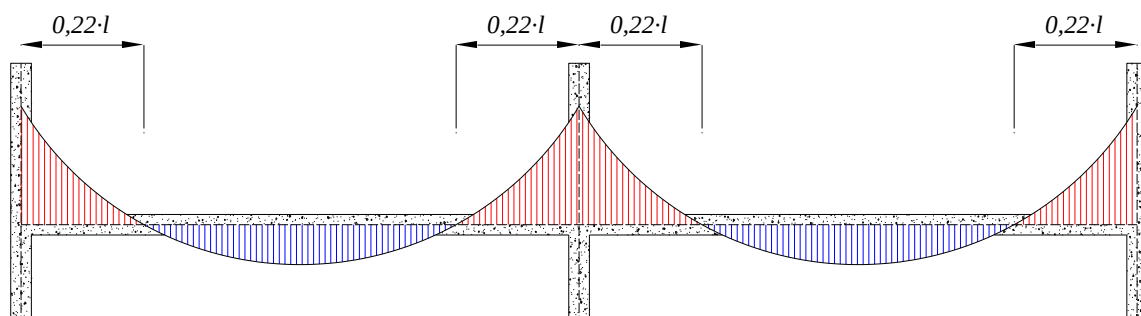


Figura 3.3 – Momentos fletores, vista bidimensional.

3.2 Armaduras longitudinais

As armaduras de flexão das lajes foram compostas por 18 (dezoito) barras de 10,0 mm, espaçadas a cada 78 mm, totalizando uma área de aço A_s de 1414 mm². O cobrimento adotado para a face superior e laterais foi de 15 mm, e 10 mm para a face inferior, resultando em uma altura útil d de 95 mm, média das respectivas alturas úteis de 90 e 100 mm nas direções x e y . Como a disposição das barras é igual nas direções x e y , por conseguinte as taxas de armadura longitudinal ρ_x e ρ_y são iguais, logo, a taxa de armadura geométrica ρ é de 1,06%. A Figura 3.5-a apresenta a malha superior, onde ressalta-se que foi necessário 2 (duas) barras em cada direção em razão da posição dos furos nos quais passaram os tirantes. A mostra a malha inferior, cuja composição foi de 11 (onze) barras de 5,0 mm, totalizando uma área de aço A'_s igual a 237 mm². A Figura 3.4 apresenta o detalhamento final das armaduras longitudinais.

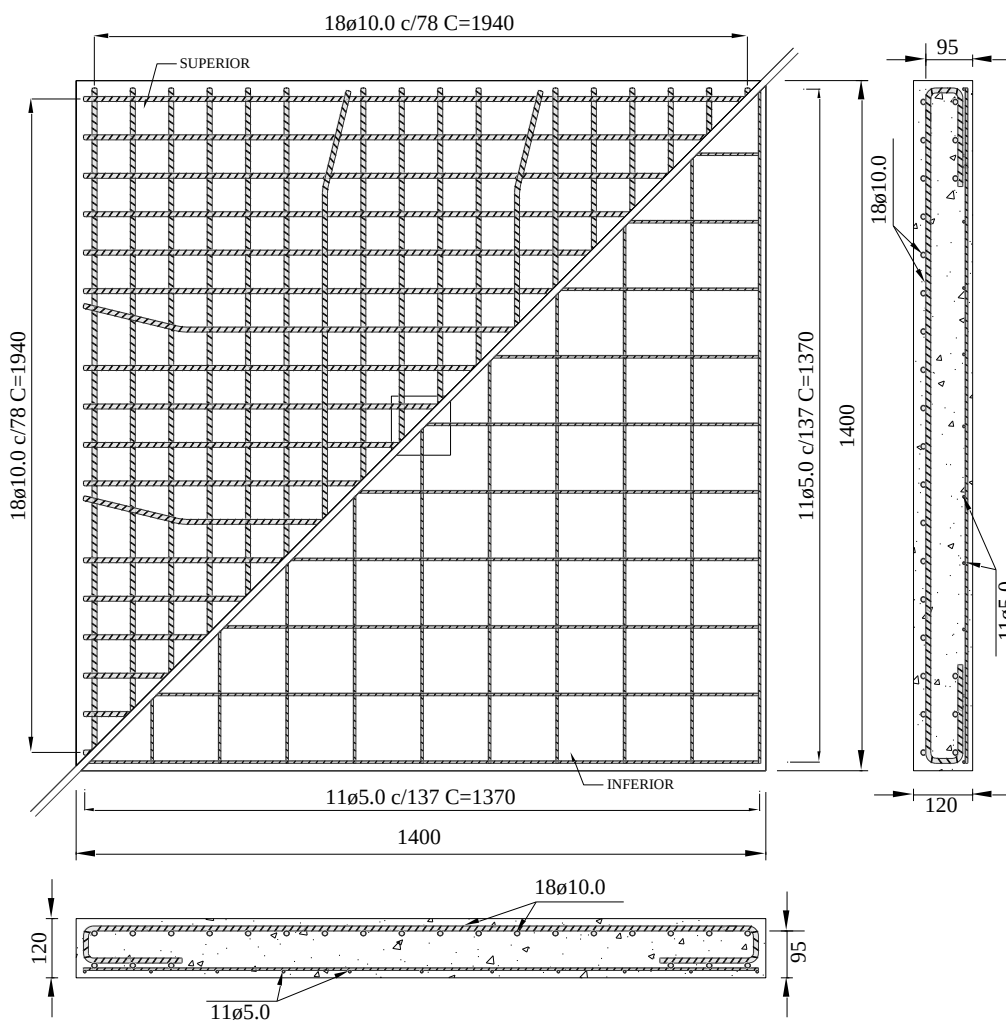


Figura 3.4 – Armaduras longitudinais.

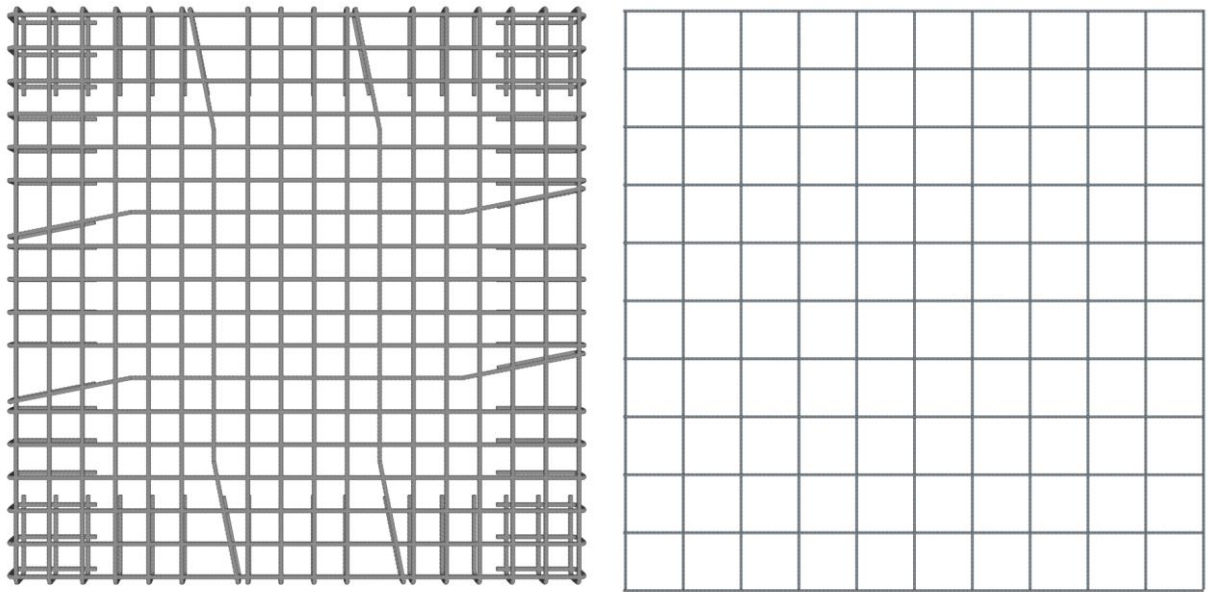


Figura 3.5 – Vista em planta das armaduras (a) superior e (b) inferior.

3.3 Armadura de cisalhamento

A armadura de cisalhamento é responsável por resistir às tensões de tração na diagonal tracionada, geradas pelo carregamento concentrado na região da ligação entre laje e pilar. O dispositivo proposto foi idealizado de modo a maximizar a resistência destas tensões. A hipótese para a adoção do estribo a 60° baseia-se na premissa do surgimento da fissura crítica a uma inclinação de aproximadamente 30° (Figura 3.6), de modo que o respectivo tirante a interceptar (estribo), se encontra a 60° , fazendo com que, em tese, obtenha-se a máxima eficiência do dispositivo, devido a ortogonalidade entre biela e tirante.

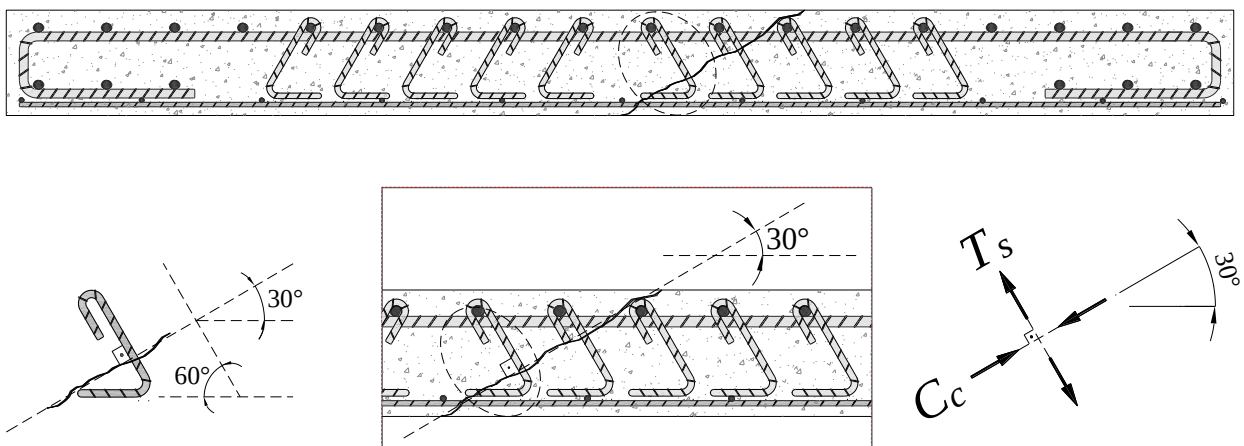


Figura 3.6 – Hipótese para o surgimento da fissura crítica e inclinação do estribo.

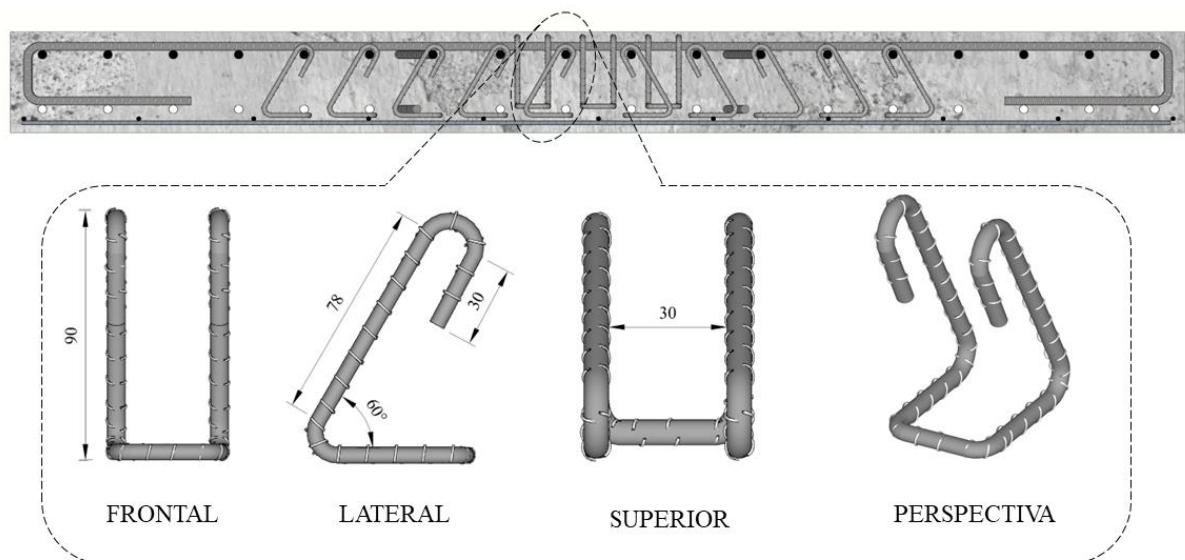


Figura 3.7 – Detalhamento da armadura de cisalhamento.

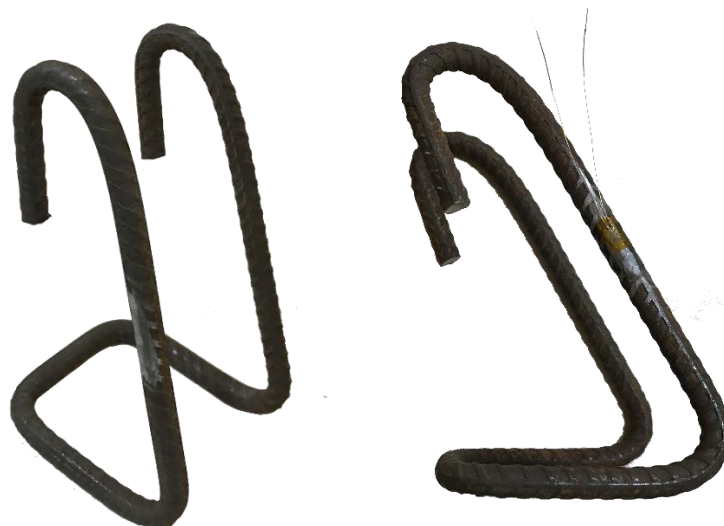


Figura 3.8 – Armadura de cisalhamento.

Para a avaliação da eficiência da armadura proposta, as lajes serão confeccionadas com duas disposições de detalhamento (cruz e radial) e duas variações de camadas de armadura (3 e 5 camadas). Esses dois parâmetros fizeram com que a área de aço por camada apresentasse três valores diferentes, aproximadamente 250 mm², 500 mm² e 750 mm². A primeira camada de armadura foi posicionada à distância de 47,25 mm, correspondente à metade da altura útil d . O espaçamento definido entre as camadas é de 71,25 mm. As lajes com distribuição radial (SR3-500 e SR5-500) apresentam espaçamento radial s_{r2} de 110 mm. A Figura 3.9 ilustra em planta a configuração dos modelos, cujos parâmetros relacionados estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Configuração das lajes.

LAJE ID	Disposição	A_{sw}	Nº de camadas	s_0	s_r
		mm ² /camada		(mm)	(mm)
S-REF	-	-	-	-	-
SC3-250	Cruz	250	3	47,5	71,25
SR3-500	Radial	500	3		110
SR5-500	Radial	500	5		110
SC3-750	Cruz	750	3		71,25
SC5-750	Cruz	750	5		71,25

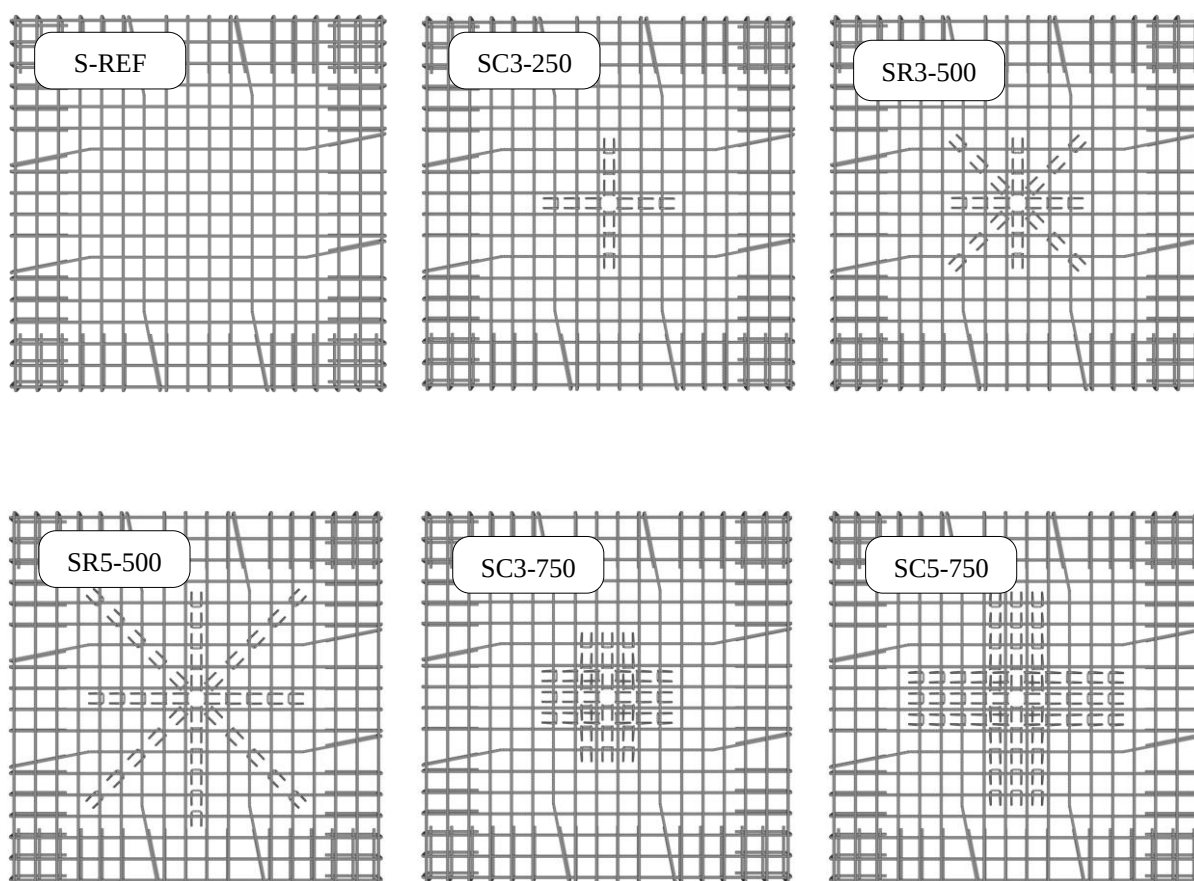


Figura 3.9 – Disposição das armaduras de cisalhamento.

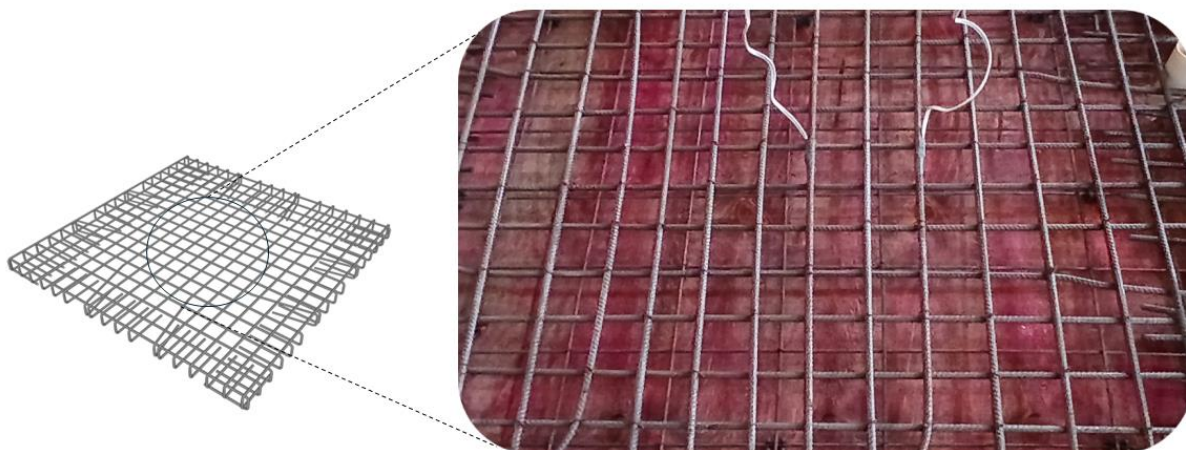


Figura 3.10 – Laje de referência S-REF, sem armadura de cisalhamento.

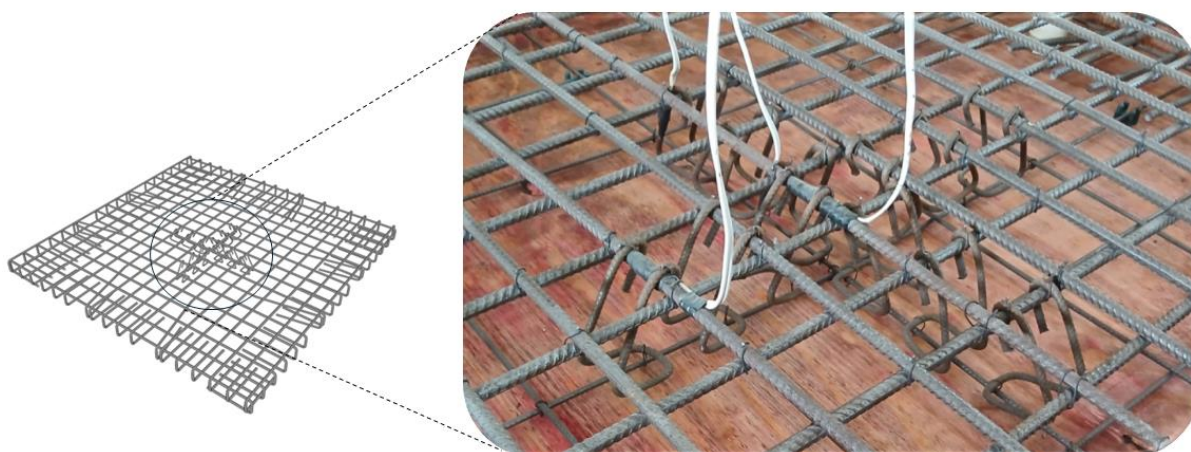


Figura 3.11 – Armadura de cisalhamento da laje SC3-250.

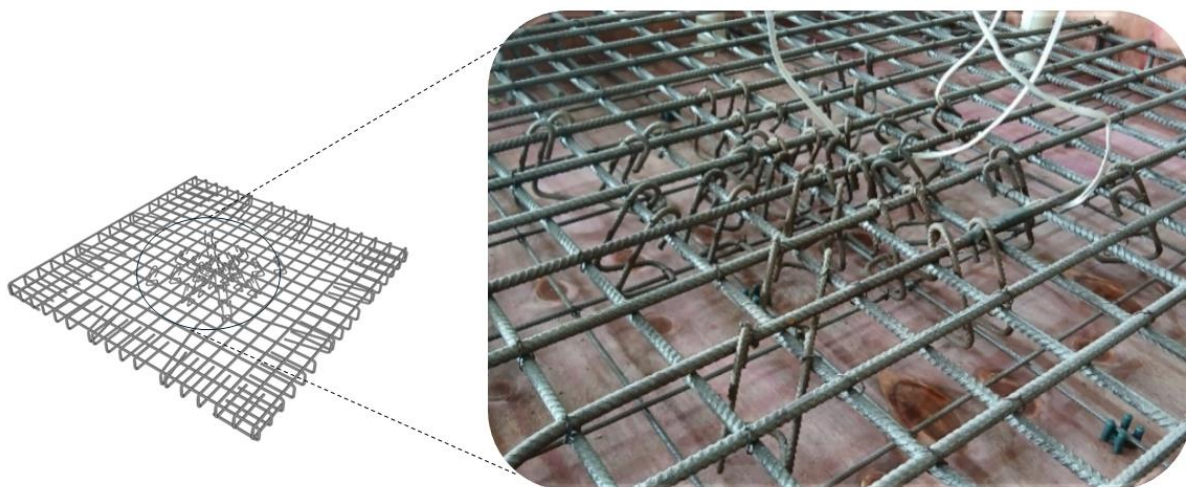


Figura 3.12 – Armadura de cisalhamento da laje SR3-500.

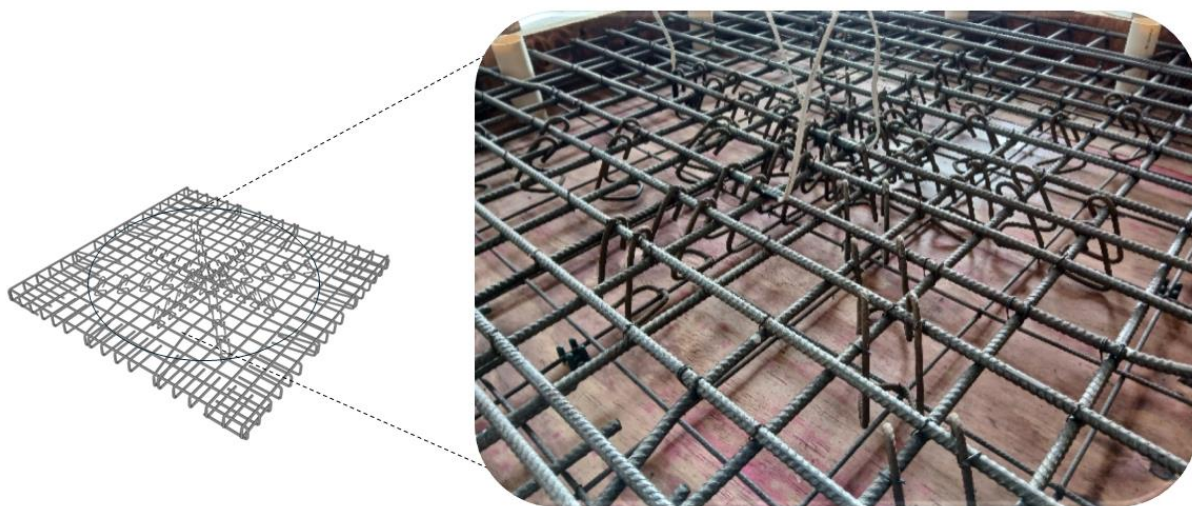


Figura 3.13 – Armadura de cisalhamento da laje SR5-500.

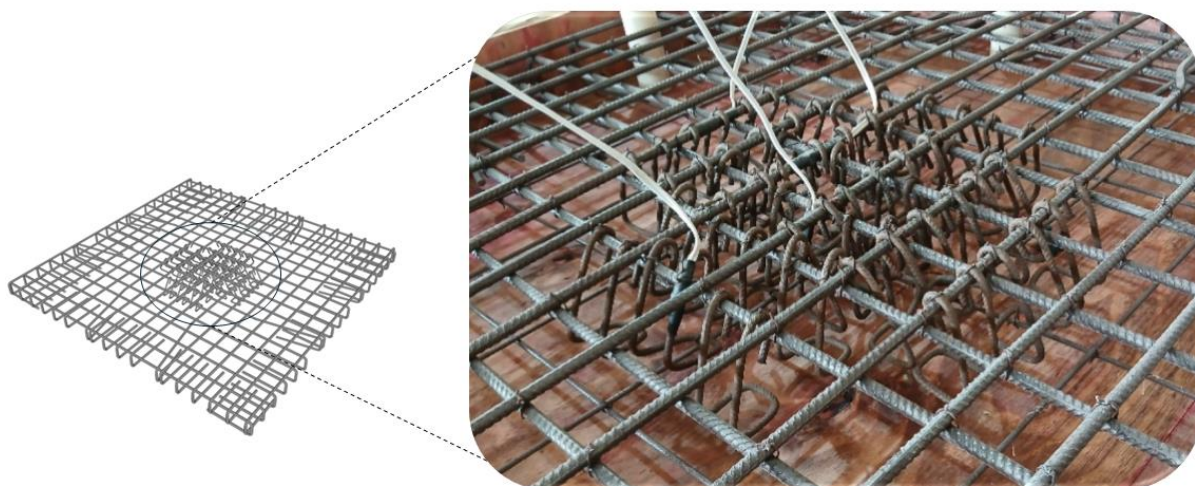


Figura 3.14 – Armadura de cisalhamento da laje SC3-750.

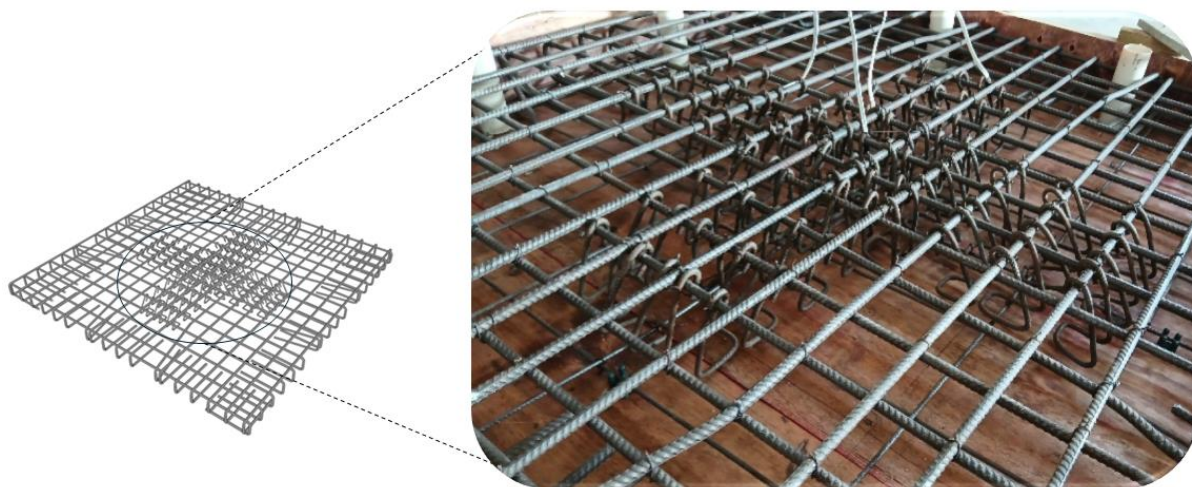


Figura 3.15 – Armadura de cisalhamento da laje SC5-750.

3.4 Monitoramento

3.4.1 Deflexões

Para o monitoramento dos deslocamentos verticais, foram utilizadas réguas potenciométricas da marca Lemaqs, modelo KTC, resistência $10\text{ k}\Omega$ e tamanho da haste igual a 110 mm. As flechas foram monitoradas por meio do posicionamento das réguas potenciométricas em 3 (três) pontos distintos, espaçados a 250 mm a partir do centro da laje (Figura 3.16) em uma única direção (assumindo a dupla simetria). Deste modo, foi possível obter um perfil de deslocamento da placa, desde a máxima deflexão (D1), passando por um ponto médio (D2) até o mais próximo da borda (D3). A leitura desses pontos possibilita em etapa posterior, a calibração de modelos computacionais além de promover um melhor entendimento acerca dos deslocamentos.

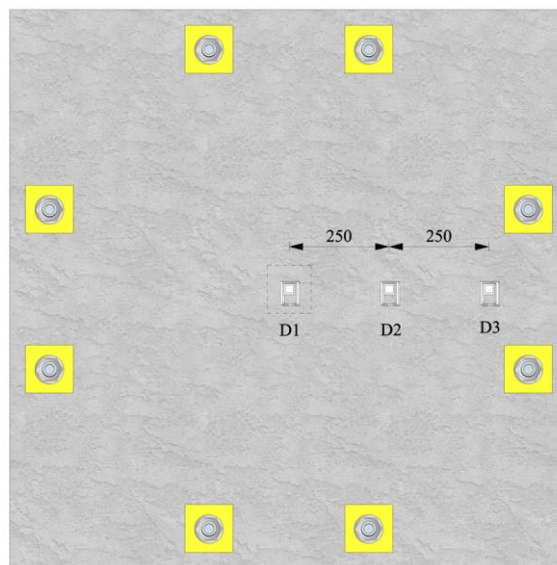


Figura 3.16 – Sistema de monitoramento de deflexões, vista em planta.

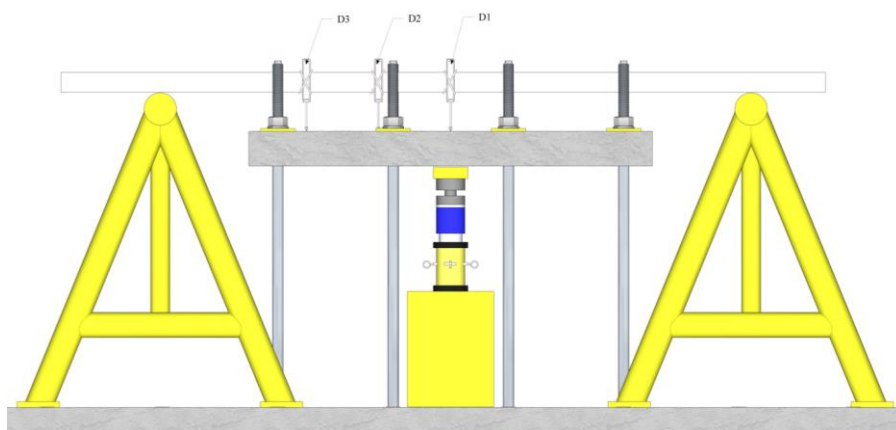


Figura 3.17 – Sistema de monitoramento de deflexões, vista frontal.

3.4.2 Deformações

3.4.2.1 Concreto

Para o monitoramento das deformações do concreto, foram instalados na face inferior de cada laje um extensômetro elétrico de resistência denominado SGC (*Strain Gauge concrete*), com grelha de dimensões de 51,1 mm x 2,03 mm. Os extensômetros foram fixados na direção tangencial, pois em lajes lisas, as deformações tangenciais são mais elevadas que as radiais. Como mostra a Figura 3.18, o extensômetro foi posicionado a uma distância de 47,5 mm da face do pilar, correspondente à distância de $d/2$, onde, segundo as recomendações do Model Code (*fib*, 2010) e ACI 318 (ACI, 2019), está dentro de uma região D, com elevada concentração de tensões.

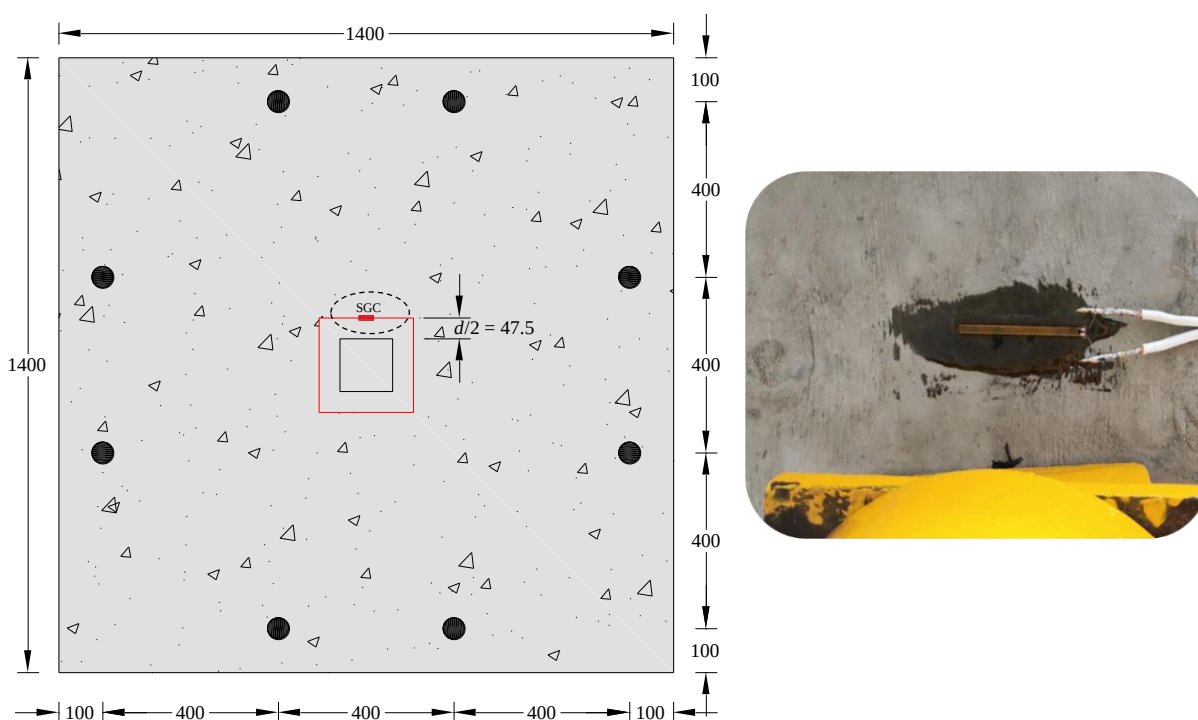


Figura 3.18 – Monitoramento de deformações no concreto

3.4.2.2 Armadura de flexão

Para o monitoramento das deformações nas armaduras de flexão, foram instalados 2 (dois) extensômetros de resistência elétrica, denominados de SGS₁ e SGS₂ (*Strain Gauges Steel 1 e 2*), referentes às deformações ε_{s1} e ε_{s2} , em uma única direção da laje e em barras alternadas, conforme a Figura 3.19. Deste modo, foi possível estimar um limiar médio entre uma barra monitorada e uma não monitorada, admitindo-se um perfil de deformação do centro às bordas,

assumindo igualdade entre as deformações nas direções x e y devido a dupla simetria nos respectivos eixos.

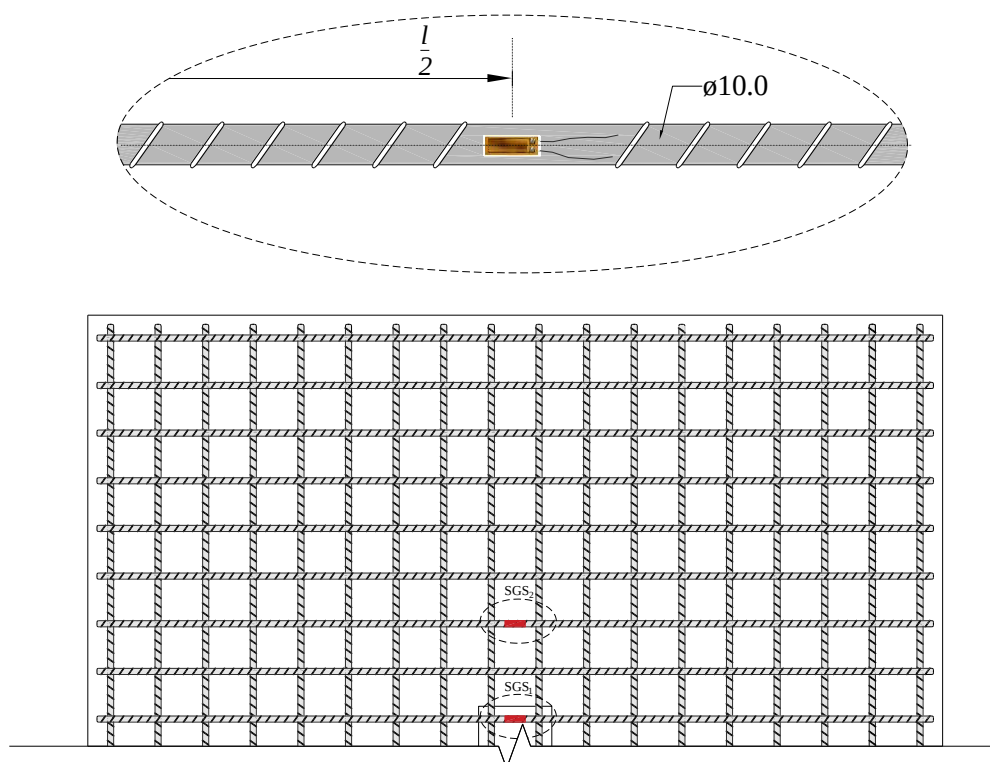


Figura 3.19 – Esquema e monitoramento das armaduras de flexão.



Figura 3.20 – Extensômetro instalado (barra 10 mm).

3.4.2.3 Armadura de cisalhamento

Para quantificar as deformações nas armaduras de cisalhamento, foram instalados 2 (dois) extensômetros denominados $SGSW_1$ e $SGSW_2$ (*Strain Gauges Steel Web 1 e 2*), referentes às deformações ϵ_{sw1} e ϵ_{sw2} , na primeira e na última camada de armadura em uma única direção, assim como em 3.4.1 e 3.4.2.2, valendo-se da dupla simetria da laje. A escolha dessas camadas se baseia na redução das tensões tangenciais com o aumento da distância da região carregada. Conforme apresentado em 2.1, a ruptura por punção poderá ocorrer antes da primeira camada de estribos, entre as camadas ou mesmo além da camada mais externa de armadura. Isso implica que não se pode concluir que os estribos mais solicitados estarão

necessariamente na primeira camada. A Figura 3.21 ilustra a distribuição dos extensômetros nas lajes.

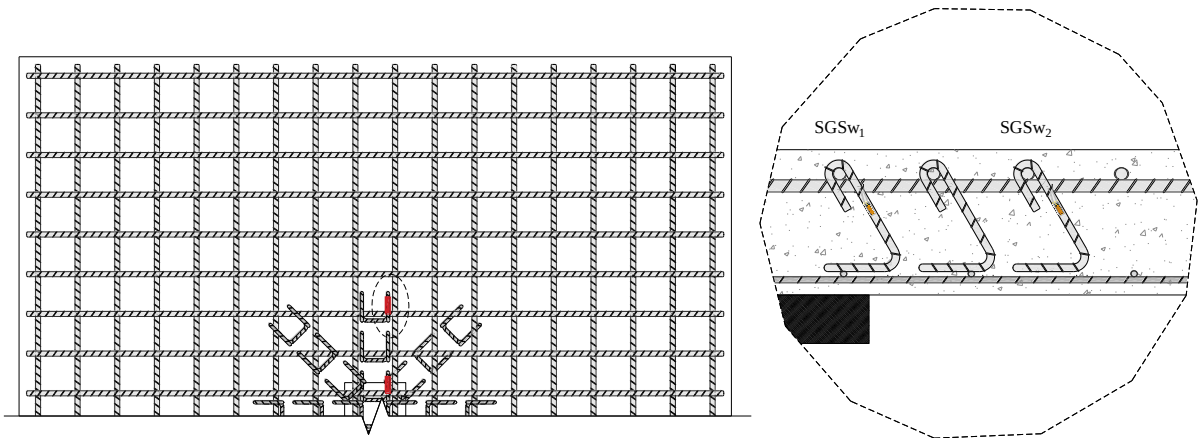


Figura 3.21 – Monitoramento da armadura de cisalhamento, exemplo para a laje SR3-500.

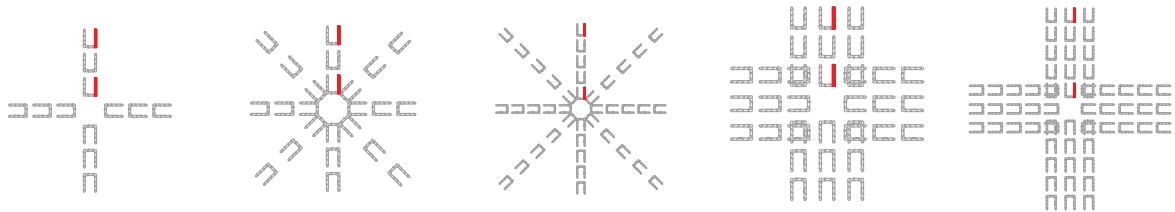


Figura 3.22 – Esquema de monitoramento das armaduras de cisalhamento.



Figura 3.23 – Extensômetro instalado nas armaduras de cisalhamento.

3.5 Confeção das lajes

3.5.1 Forma

Para a confecção das formas foram utilizadas folhas de madeirite resinado com espessura de 15 mm. As formas foram confeccionadas com dimensões 1400x1400x120 mm, conforme apresentado na seção 3.1. Para o reforço do topo e da base da forma foram utilizadas peças em madeira com seção 40x60 mm, com o objetivo de impedir sua possível abertura devido ao empuxo do concreto durante a realização de seu lançamento.

Para reforçar o topo e a base das formas, foram utilizadas peças de madeira com seção de 40x60 mm, com o objetivo de impedir a possível abertura das formas devido ao empuxo do concreto durante o lançamento. Além disso, após o posicionamento das armaduras longitudinais foram utilizadas ripas de travamento de seção (30x40) mm nos 4 (quatro) cantos da laje para facilitar o apoio durante o adensamento e tornar a forma mais rígida. Com o objetivo de dar suporte para amarração dos cabos conectados aos extensômetros e protegê-los no momento da concretagem, uma estrutura elevada foi executada e presa à base da forma. A Figura 3.24 ilustra de forma esquemática o detalhamento geral da forma.

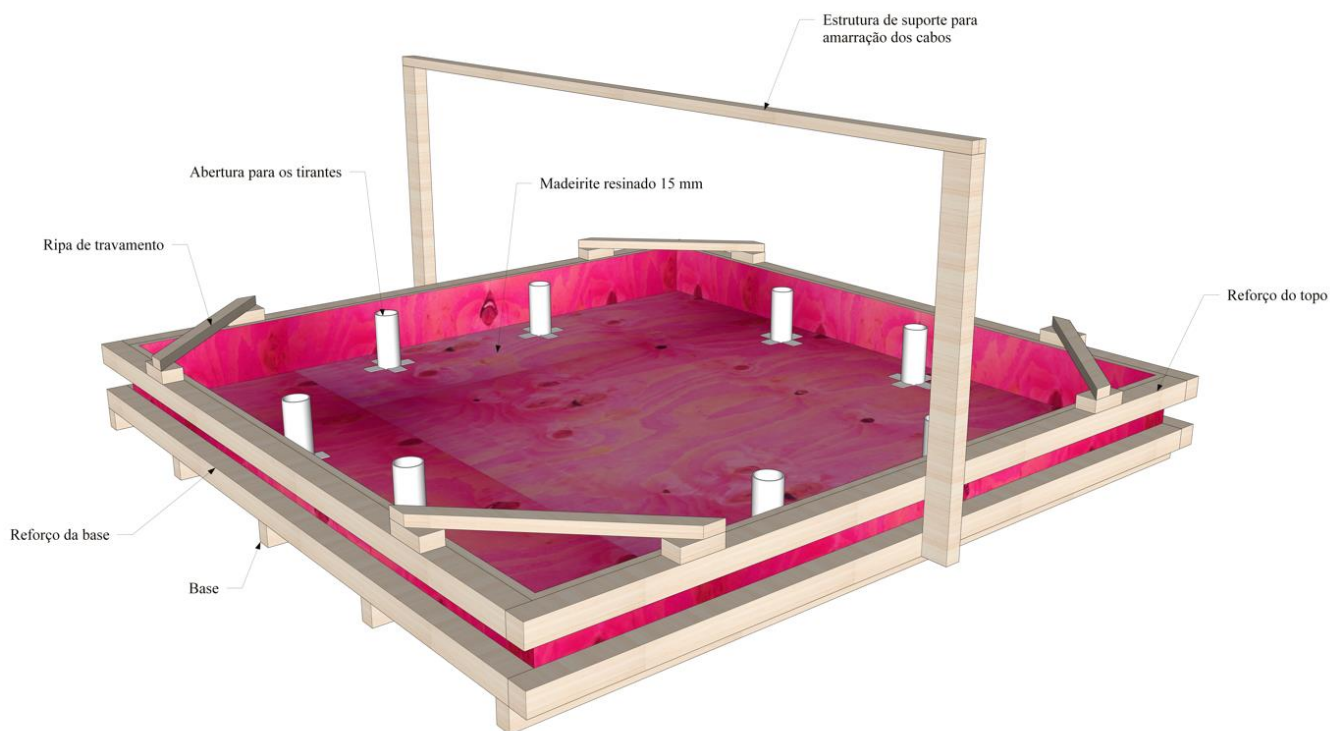


Figura 3.24 – Detalhe esquemático das formas.

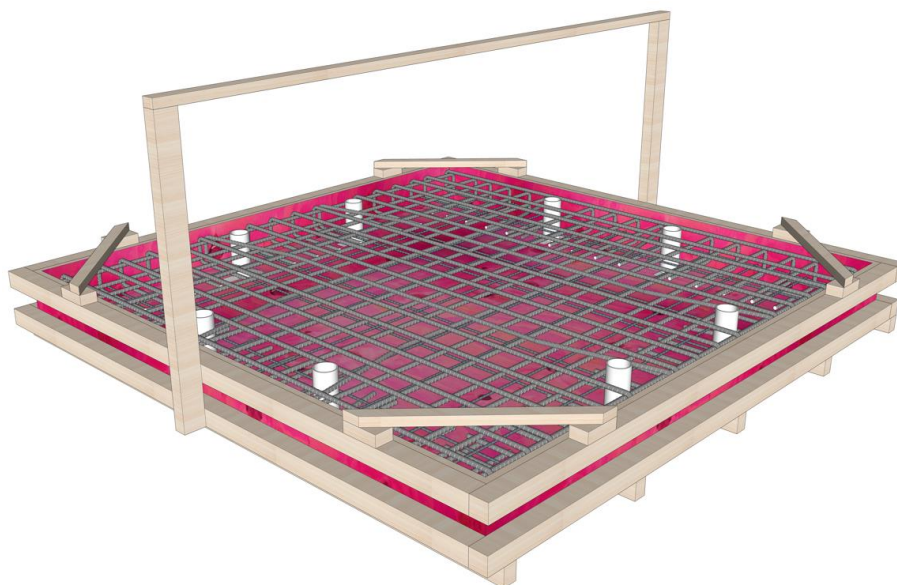


Figura 3.25 – Detalhe esquemático das formas com a armaduras de flexão.

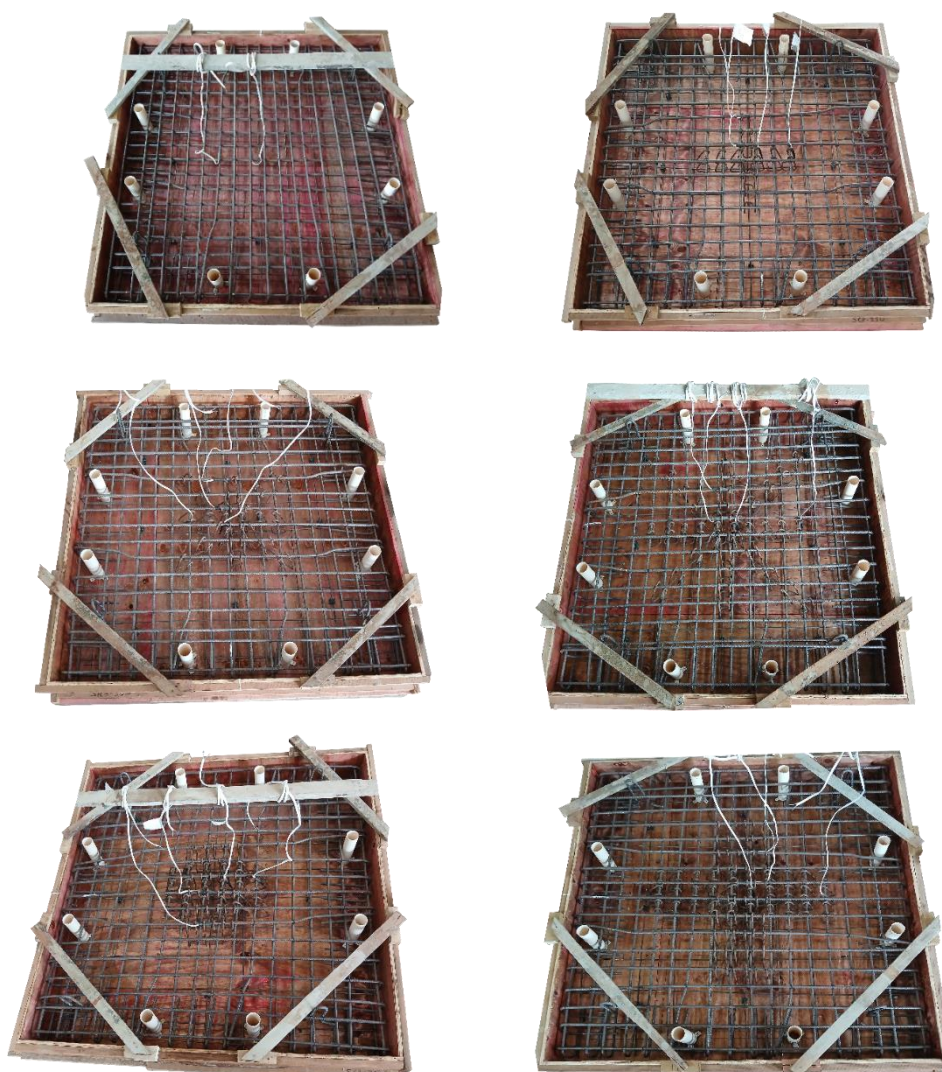


Figura 3.26 – Lajes antes da concretagem.

3.5.2 Concreto

O concreto utilizado para moldar as lajes foi do tipo usinado, classe C40 adquirido junto a uma central de fornecimento. O diâmetro máximo do agregado foi de 9,5 mm e o abatimento de tronco de cone, 12 ± 2 . Todas as lajes fizeram parte de um mesmo processo de concretagem, logo, as propriedades do concreto são iguais para todas. A Figura 3.27 mostra o ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*), realizado segundo as diretrizes da norma NBR NM 67 (ABNT, 1998).



Figura 3.27 – Abatimento obtido no *slump test*.

A opção por um concreto de consistência mais fluida se deu em função da região do pilar, onde a quantidade de aço é significativa e, com uma consistência mais fluida, pretendia-se mitigar a possibilidade de nichos de concretagem. A Figura 3.29 mostra o processo de concretagem da laje SR5-500, onde observa-se o lançamento e posteriormente o adensamento, realizado com auxílio de vibrador mecânico tipo agulha. Após esta etapa, a superfície foi regularizada e desempenada com auxílio de régua e trolha, a fim de deixá-la com o mínimo de rugosidade.



Figura 3.28 – Moldagem dos corpos de prova.

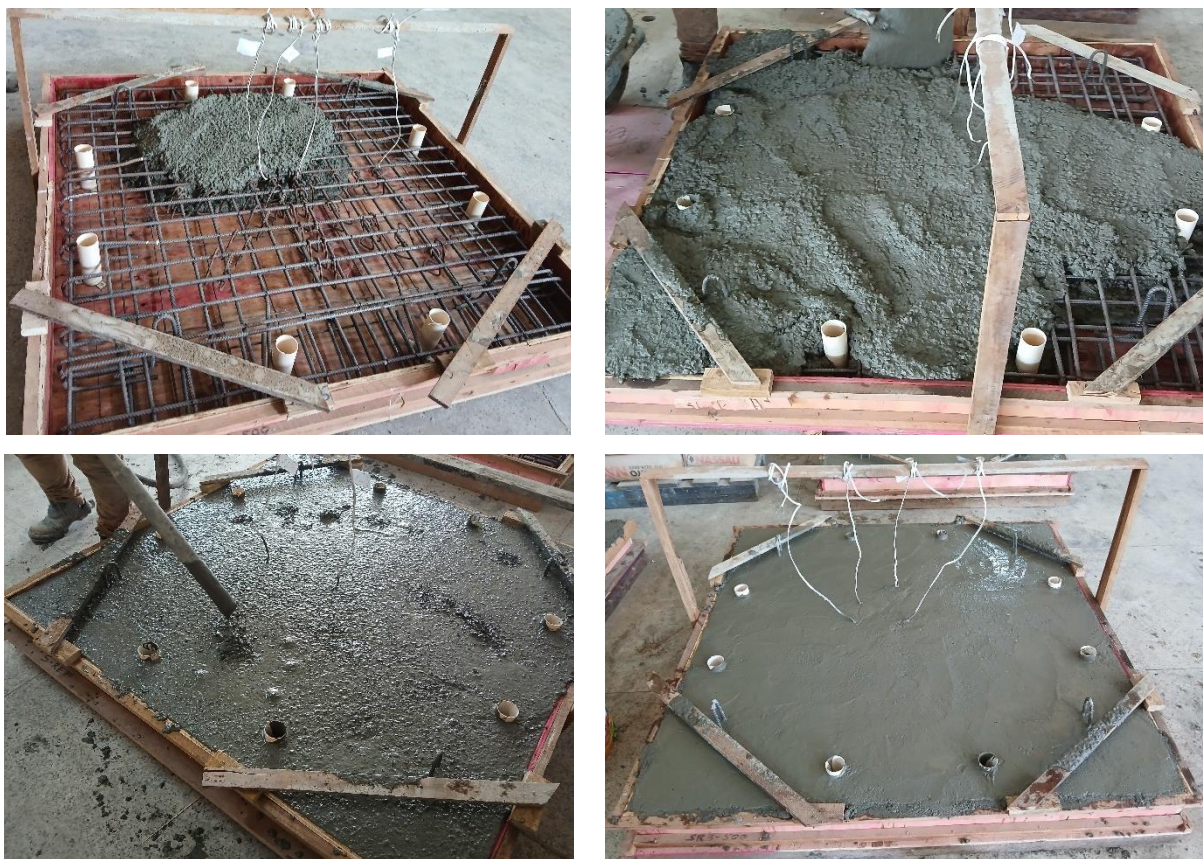


Figura 3.29 – Concretagem das lajes.

3.6 Sistema de ensaio

As lajes foram ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) – Anexo A, da Universidade Federal do Pará (UFPA). O sistema cuja condição é o de apoio simples, foi fixado através de tirantes e chapas metálicas de distribuição. A laje de reação possui furos nos quais os tirantes são rosqueados até que apresentem uma condição indeslocável, simulando assim, um apoio de primeiro gênero. A distribuição dos furos é ilustrada na Figura 3.32. O processo de aplicação de carga foi realizado através da composição de um sistema formado por um cilindro hidráulico, célula de carga, rótula (para suprimir efeitos de pequenas excentricidades) e pilar metálico de dimensões 120x120 mm. No que tange às especificações dos equipamentos, foi utilizado um cilindro hidráulico (Figura 3.31-a) da marca Yellow Power®, modelo RRY1006, com capacidade de carga de 1.000 kN, acoplado ao atuador hidráulico para seu acionamento. Para medir a intensidade do carregamento foi utilizada uma célula de carga de coluna (Figura 3.31-b) fabricada pela empresa Alfa Instrumentos Eletrônicos, modelo C100T, com capacidade para 1.000 kN e precisão de 1 kN. As leituras foram realizadas através do sistema modular de aquisição de dados *ALMEMO*®, modelo 5690-2m, da *Ahlborn* (Figura 3.30), que procedeu a leitura de todos os dispositivos de

monitoramento envolvidos (seção 3.4). A Figura 3.33 ilustra esquematicamente o sistema de ensaio pronto.



Figura 3.30 – ALMEMO, sistema de aquisição de dados.

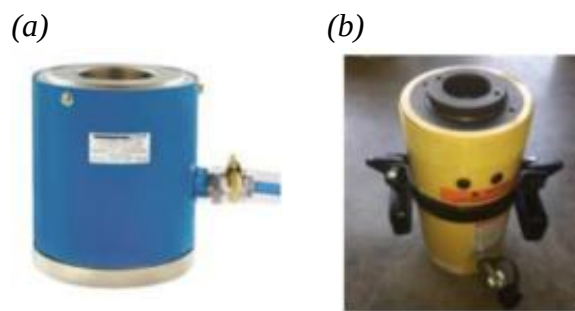


Figura 3.31 – Equipamentos utilizados para aplicação de carga; (a) célula de carga e (b) cilindro hidráulico.

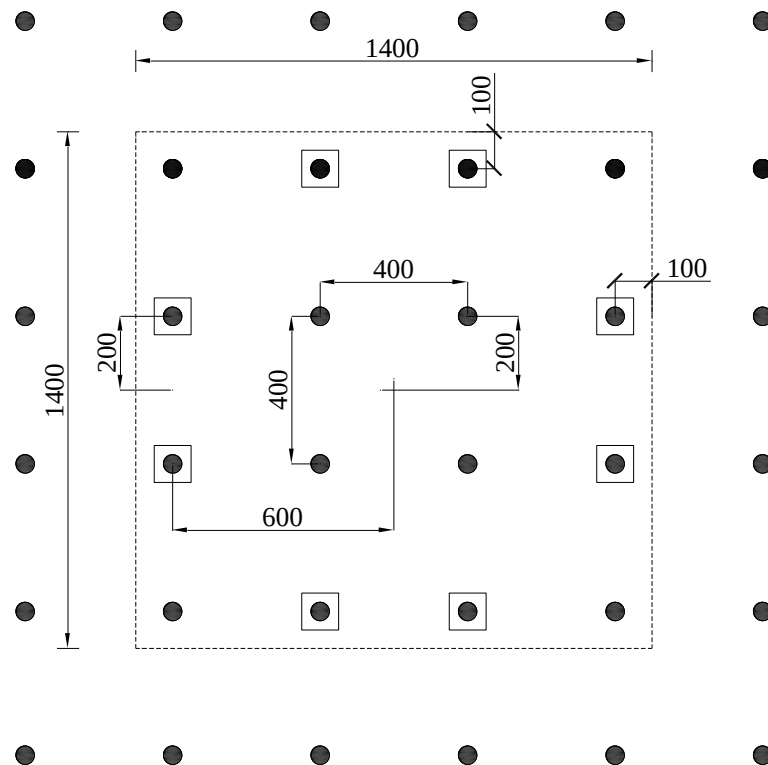


Figura 3.32 – Furos de fixação dos tirantes na laje de reação.

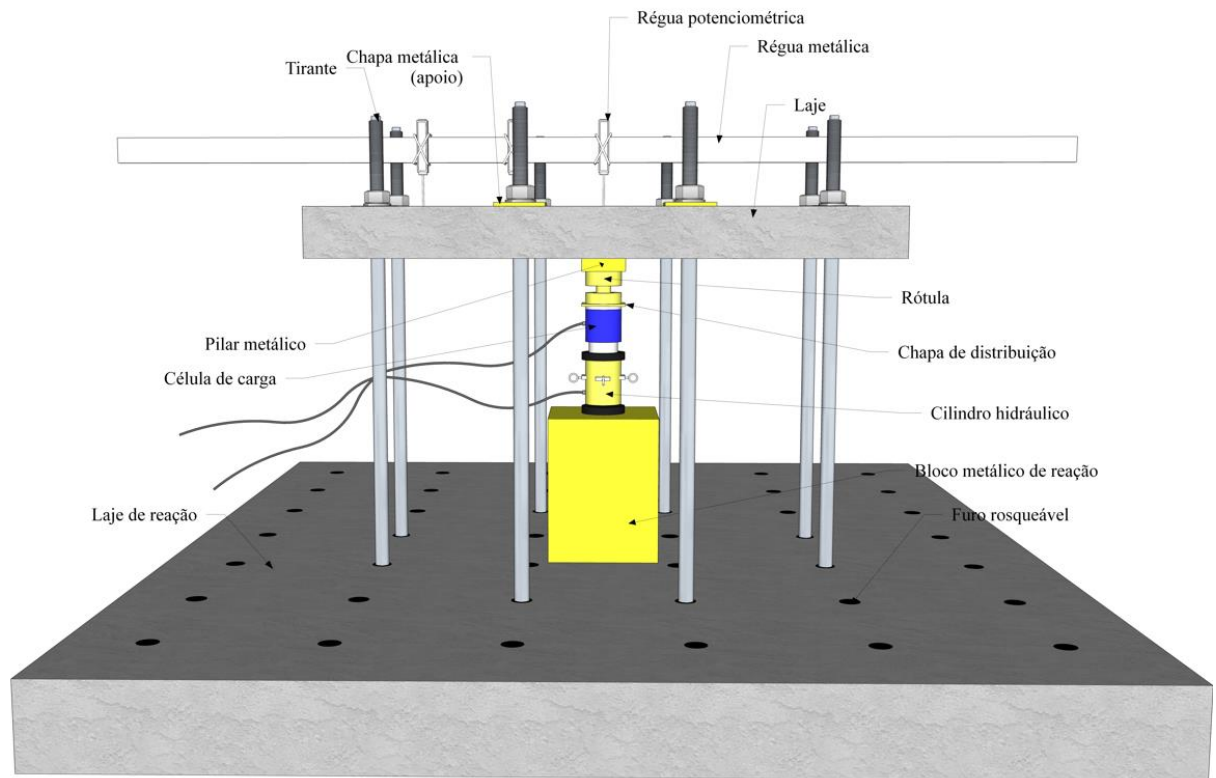


Figura 3.33 – Sistema de ensaio, vista em perspectiva.

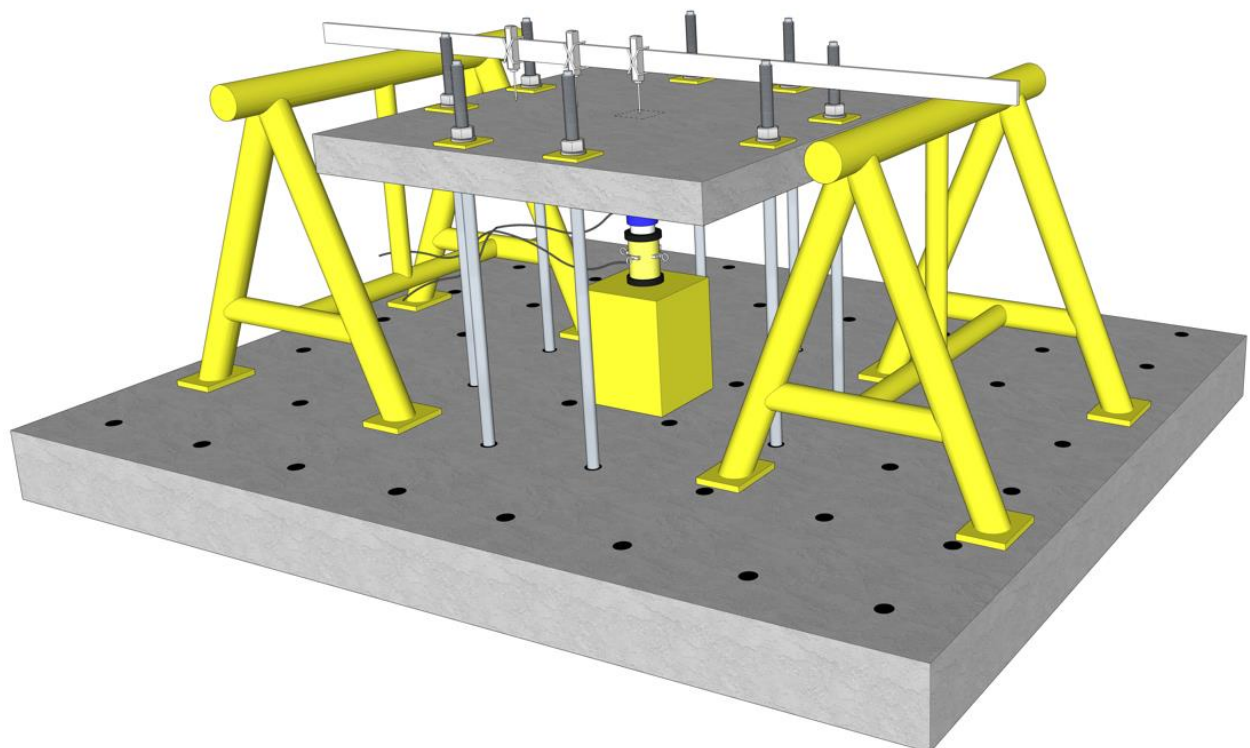


Figura 3.34 – Sistema de ensaio, vista panorâmica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Ensaios mecânicos

4.1.1 Concreto

A partir da moldagem dos corpos de prova conforme apresentado em 3.5.2, foram realizados os respectivos ensaios de controle tecnológico do concreto. Os corpos de prova foram faceados com o auxílio de serra mármore, com o objetivo de retificar a superfície para melhorar a distribuição de tensões durante os ensaios. A Figura 4.1 apresenta alguns dos corpos de prova desmoldados e faceados.



Figura 4.1 – Corpos de prova para realização dos ensaios do concreto.

4.1.1.1 Resistência à compressão axial

A resistência à compressão característica foi obtida segundo os critérios normativos da NBR 5379 (ABNT, 2018). Os corpos de prova foram moldados com diâmetro nominal de 100 mm e 200 mm de altura. Foram rompidos 4 (quatro) corpos de prova aos 7, 14, 28 e 56 dias, conforme mostrado na Figura 4.1. Os ensaios das lajes ocorreram entre as idades de 44 e 51 dias. A Figura 4.3-a e a Tabela 4.1 trazem os resultados dos ensaios de resistência à compressão obtidos para várias idades. A Figura 4.3-b mostra o perfil de ganho de resistência, considerando a resistência à compressão média ao longo do tempo.



Figura 4.2 – Ensaio de resistência à compressão uniaxial aos 28 dias.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão.

Idade (Dias)	f_c (MPa)				f_{cm} (MPa)
	CP-01	CP-02	CP-03	CP-04	
7	21,0	23,1	19,2	20,8	21,0
14	31,9	31,3	32,6	30,1	31,4
28	35,1	36,1	35,7	33,6	35,1
56	38,1	40,1	40,5	39,7	39,6

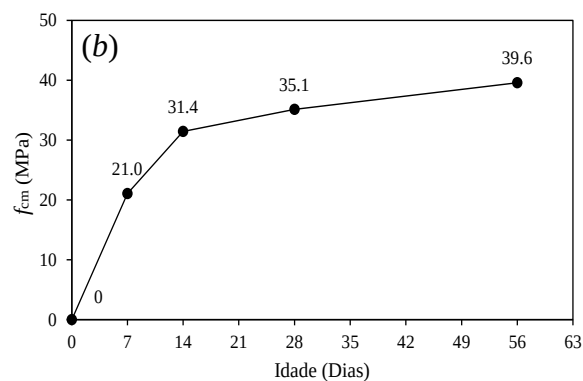
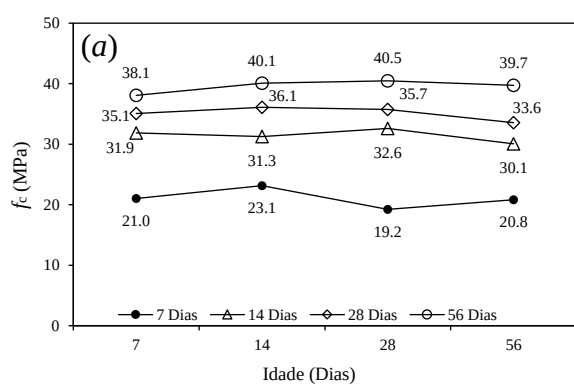


Figura 4.3 – Curvas de resistência à compressão (a) para várias idades e (b) resistência à compressão média.

4.1.1.2 Módulo de elasticidade

Os ensaios de módulo de elasticidade seguiram as diretrizes da norma NBR 8522 (ABNT, 2017). Para a obtenção dos valores descritos na Tabela 4.2, foram realizados ensaios em 3 (três) corpos de prova com dimensões iguais aos descritos no item anterior. A Figura 4.5a mostra os diagramas tensão v.s deformação e tensão v.s tempo obtidos durante os ensaios, cuja realização é mostrada na A Figura 4.4.



Figura 4.4 – Ensaio de módulo de elasticidade.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos para o módulo de elasticidade.

Corpo de prova	E_c (GPa)	E_{cm} (GPa)
CP-01	37,4	36,4
CP-02	35,6	
CP-03	36,8	

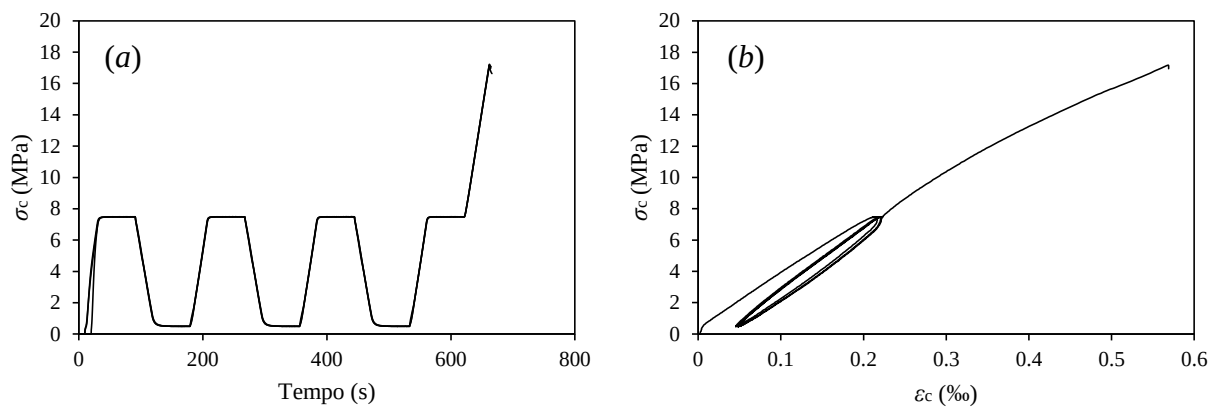


Figura 4.5 – Ensaio de módulo de elasticidade, diagramas: (a) tensão x tempo e (b) tensão x deformação.

4.1.1.3 Tração por compressão diametral

A resistência à tração do concreto foi obtida por meio do ensaio de tração por compressão diametral, normalizado pela NBR 7222 (ABNT, 2011). A Figura 4.6 mostra o momento da realização do ensaio, assim como o modo de ruptura observado (bipartido). Foram ensaiados 3 (três) corpos de prova com mesmas dimensões que os ensaios anteriores. As cujas curvas de comportamento de tensão v.s tempo podem ser observados na Figura 4.7 e os resultados obtidos, na Tabela 4.3.



Figura 4.6 – Ensaio de tração por compressão diametral.

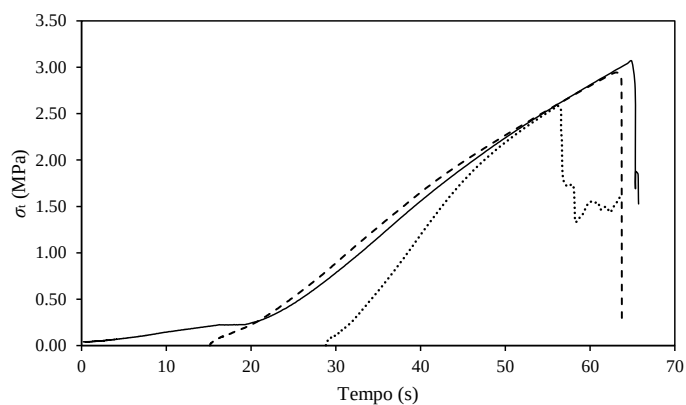


Figura 4.7 – Resultado do ensaio de tração por compressão diametral.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de tração.

Corpo de prova	f_{ct} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
CP-01	3,06	2,86
CP-02	2,58	
CP-03	2,94	

4.1.2 Aço

As barras de aço utilizadas nas armaduras das lajes pertencem às classes CA-50 (com diâmetros de $\varnothing 6,3$ mm e $\varnothing 10,0$ mm) e CA-60 ($\varnothing 5,0$ mm). As propriedades mecânicas foram obtidas segundo as diretrizes da norma NBR 6892 (ABNT, 2013). Para a determinação das propriedades mecânicas, foram realizados ensaios de tração axial em 4 (quatro) amostras de cada diâmetro. A tensão de escoamento foi calculada como a média dos resultados das três espécimes, cujos valores estão apresentados nos gráficos da Figura 4.8. A síntese dos resultados é mostrada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas das barras.

$\varnothing$ (mm)	Função	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ε_{ys} (‰)	ε_u (‰)	E_s (GPa)
10,0	Arm. Superior	576,0	688,0	2,53	128,0	228,0
6,3	Estribo	623,0	792,0	3,24	50,2	192,3
5,0	Arm. Inferior	820,2	853,2	4,12	20,2	199,3

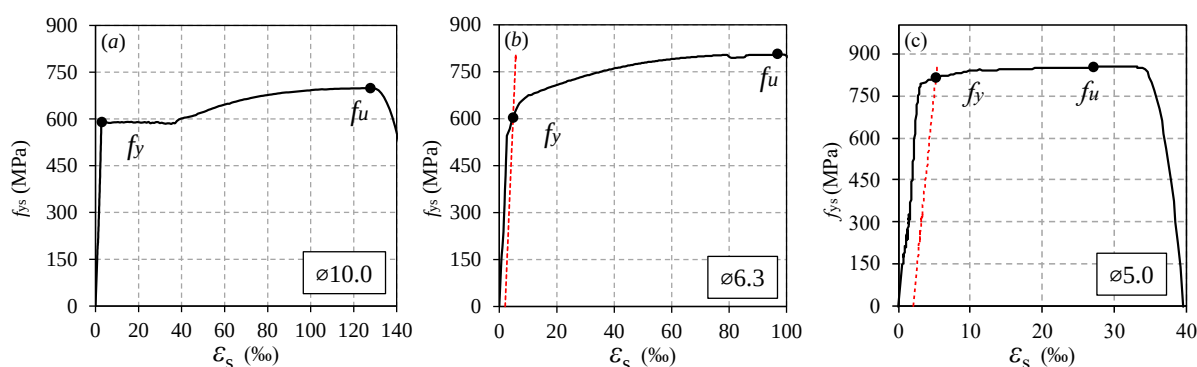


Figura 4.8 – Resultados do ensaio de tração no aço as barras de (a) 10 mm, (b) 6.3 mm e (c) 5.0 mm.



Figura 4.9 – Barras rompidas após o ensaio.

4.2 Deflexões

Os valores apresentados na Tabela 4.5 e o diagrama da Figura 4.10 mostram que comparadas à laje de referência (S-REF), as lajes com armadura transversal em disposição de cruz (SC3-250, SC3-750 e SC5-750) demonstraram um comportamento mais rígido. Isto é, sob o mesmo nível de carga essas lajes apresentaram deslocamentos menores em relação à S-REF. Por outro lado, as lajes com armadura transversal em disposição radial (SR3-500 e SR5-500) exibiram um comportamento semelhante ao da laje de referência até seu ponto de ruptura, mas extrapolando seu limite de resistência até alcançarem suas respectivas cargas de ruptura. No limite linear elástico, fica evidente a influência do estribo no aumento da rigidez.

Tabela 4.5 – Cargas e deflexões observadas experimentalmente.

LAJE ID	f_c (MPa)	A_{sw} (mm ² /cam)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	δ_3 (mm)	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{S-REF}}$
S-REF		-	11,10	7,54	3,94	265,1	1,00
SC3-250	39,6	250	10,86	7,21	3,46	320,8	1,21
SC3-750		750	17,58	11,01	5,29	381,4	1,44
SC5-750		750	19,82	12,14	5,08	366,4	1,38
SR3-500		500	14,63	9,76	4,93	299,0	1,13
SR5-500		500	14,95	8,94	4,11	301,2	1,14

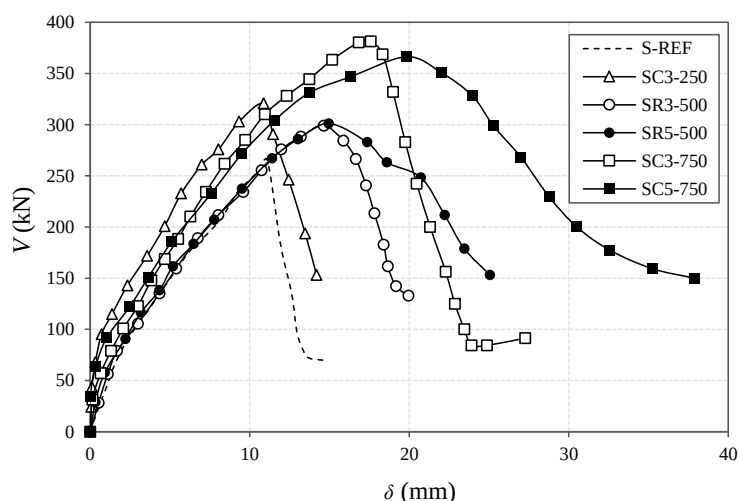


Figura 4.10 – Diagrama carga v.s deslocamento.

A Figura 4.10 mostra que a laje SC5-750 apresentou uma perda de rigidez gradual, menos acentuada em seu pós-pico quando comparada à laje SC3-750, que demonstrou uma queda de resistência mais abrupta após a ruptura, caracterizando um comportamento menos dúctil. Quanto as lajes SR3-500 e SR5-500, ambas apresentaram cargas de ruptura e flechas muito semelhantes, indicando que o aumento das camadas de armadura transversal nessa

configuração não resultou em um ganho significativo de resistência. Contudo, o acréscimo no número de camadas proporcionou, nos dois grupos de laje, um comportamento consideravelmente mais dúctil, o que é favorável ao dimensionamento.

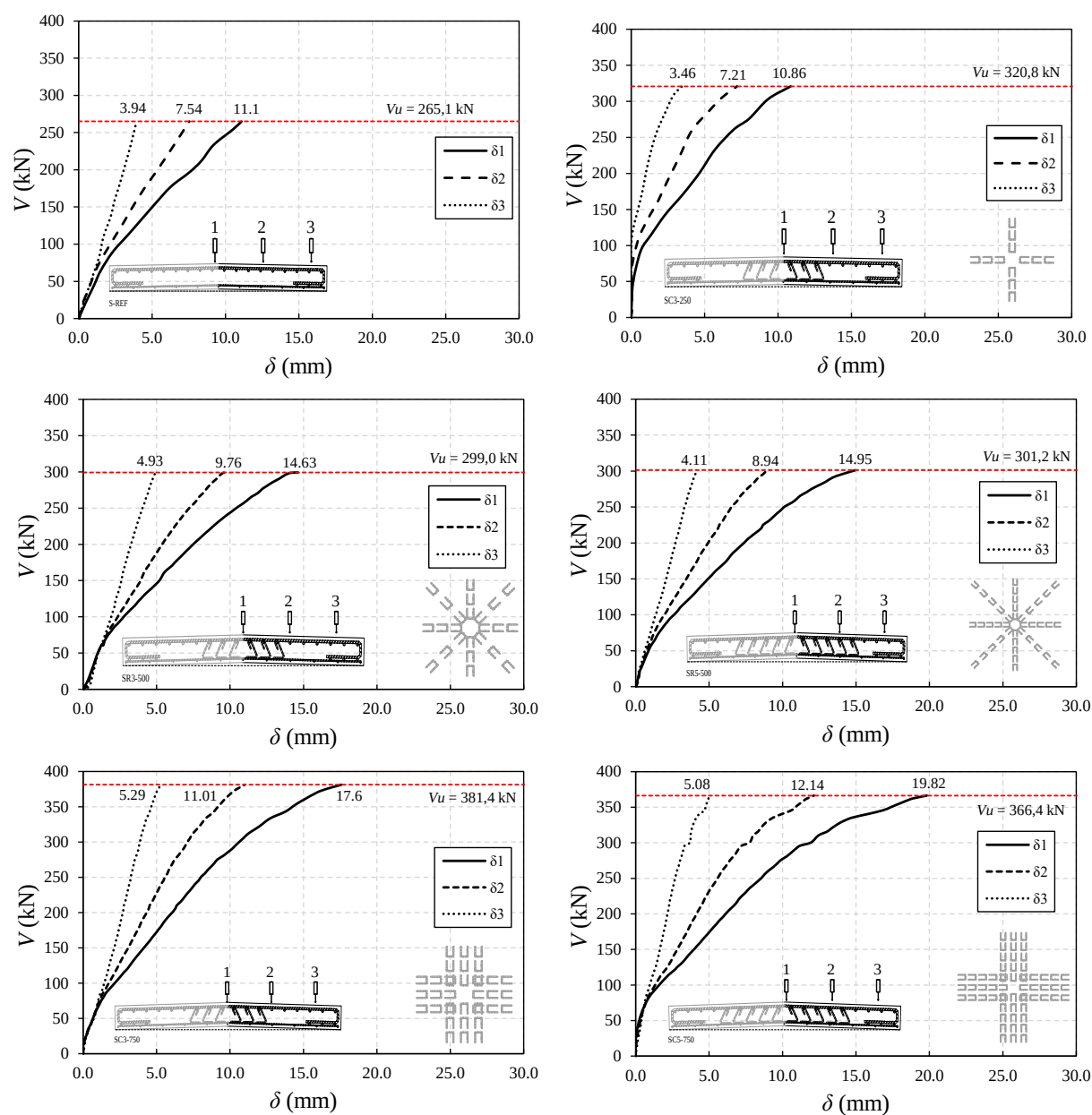


Figura 4.11 – Deflexões ao longo da laje.

A Figura 4.11 apresenta o comportamento das flechas monitoradas ao longo de uma direção, conforme discutido na seção 3.4.1. Como todas as lajes possuíam a mesma taxa de armadura longitudinal (ρ) e altura útil (d), as flechas foram influenciadas principalmente pelas armaduras de cisalhamento. A Figura 4.12 mostra o perfil de deslocamento para estágios de em 25%, 50%, 75% e 100% da carga última, com linhas contínuas representando o resultado das leituras e as tracejadas, o espelhamento assumindo a dupla simetria. Os resultados

mostram que com o acréscimo de aço por camada, a parcela da flecha referente aos últimos 25% da carga se torna mais significativa, indicando eficiência do estribo em redistribuir as tensões, mesmo próximo à carga última. Quando avaliada a influência do acréscimo de camadas de armadura transversal, observa-se que entre as lajes SC3-750 e SC5-750, o aumento da flecha foi mais significativo, quando analisado o mesmo efeito para as lajes SR3-500 e SR5-500. As flechas aumentaram nos dois casos, indicando correlação entre as variáveis. Ao avaliar a influência do aumento na quantidade de armadura transversal por camada, a correlação também é observada, uma vez entre as lajes SC3-250, SR3-500 e SC3-750 houve um respectivo aumento nas flechas máximas.

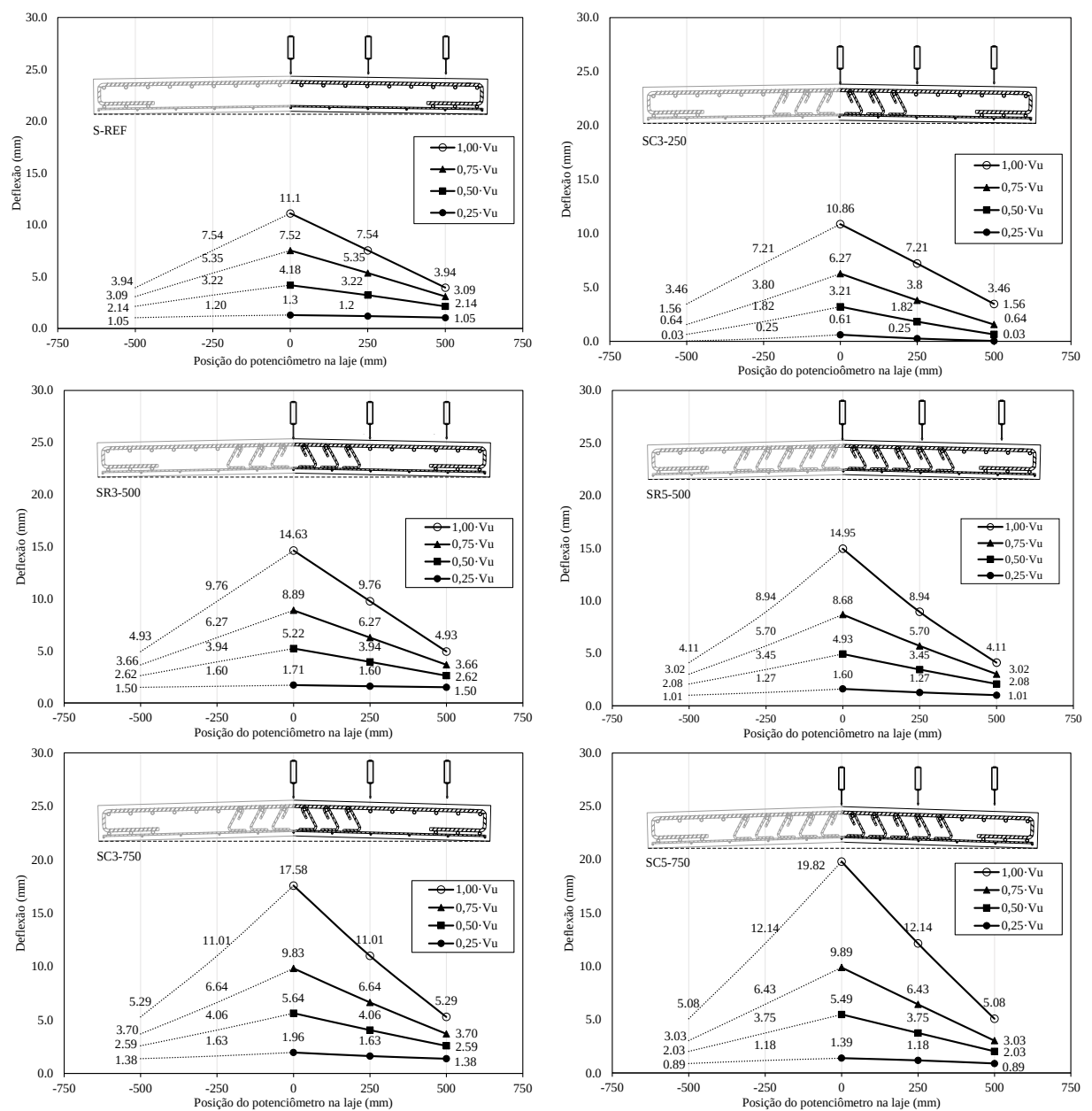


Figura 4.12 – Deflexões observadas experimentalmente.

4.3 Deformações no concreto

As deformações no concreto (ε_c) foram medidas através da instalação de um extensômetro de resistência elétrica, conforme descrito na seção 3.4.2.1. A Figura 4.13 apresenta o diagrama $V \times \varepsilon_c$, que ilustra a relação entre a carga aplicada e a deformação de compressão medida pelo extensômetro SGC, posicionado na direção tangencial, a uma distância de $d/2$ da face do pilar. Nota-se que nenhuma das lajes atingiu o limite de deformação de 3,50 %. Dentre todas as lajes, a de referência (S-REF) foi a que apresentou a menor deformação, tanto nos estágios iniciais quanto finais de carregamento. Observa-se por meio do diagrama, que a curva dessa é mais íngreme, indicando que as solicitações no concreto foram menores, quando comparadas às lajes com armadura transversal sob um mesmo nível de carregamento. A laje SC3-250 apresentou deformação superior à da laje de referência. As demais lajes exibiram deformações ainda maiores, com a laje SR3-500 registrando o valor máximo observado. A maior solicitação do concreto nas lajes com armadura transversal indica reforço na diagonal tracionada e transferência de esforços, mobilizando resistência de compressão por meio da flexão, uma vez que as tensões de cisalhamento estão sendo resistidas.

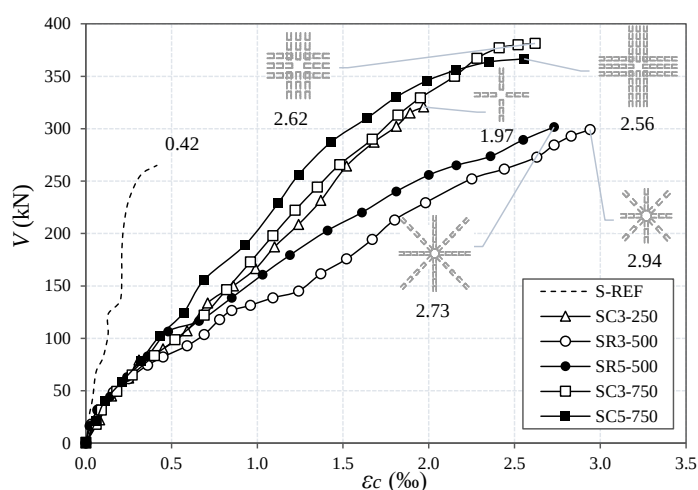


Figura 4.13 – Deformações no concreto.

Tabela 4.6 – Resultado das deformações no concreto.

Laje ID	Disposição	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	ε_c (‰)	V_u (kN)
S-REF	-	39,6	95,0	1,06	0,42	265,1
SC3-250	Cruz				1,97	320,8
SR3-500	Radial				2,94	299,0
SR5-500					2,73	301,2
SC3-750	Cruz				2,62	381,4
SC5-750					2,56	366,4

4.4 Deformação nas armaduras de flexão

Para avaliar as deformações nas armaduras de flexão, foram monitoradas duas barras próximas à área carregada, conforme descrito na seção 3.4.2. A Figura 4.14 apresenta as deformações na barra mais próxima ao pilar, e a Figura 4.15, na segunda barra subsequente. Observa-se que as lajes armadas ao cisalhamento apresentaram deformações menores em comparação à laje de referência para um mesmo patamar de carga. Nos estágios iniciais de carregamento, o comportamento das lajes foi semelhante, mas com o incremento de carga, as lajes com armadura transversal apresentaram deformações muito maiores que a de referência, superando significativamente a deformação de escoamento. Isso mostra que a adoção de armadura transversal melhorou o rendimento das armaduras longitudinais. A Tabela 4.7 mostra que as lajes com maior área de aço por camada atingiram os maiores valores de deformação nas armaduras de flexão.

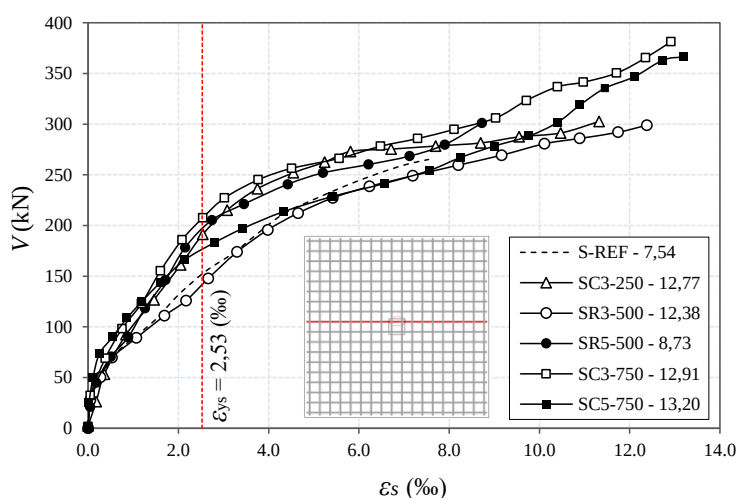


Figura 4.14 – Deformações nas armaduras de flexão, extensômetro SGS₁.

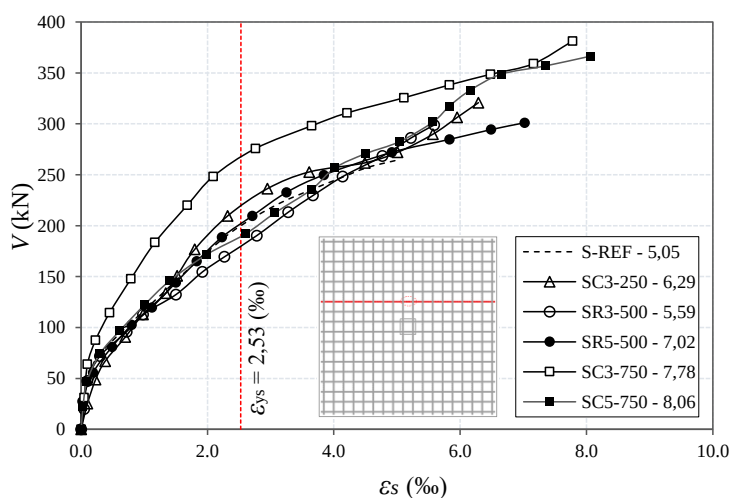


Figura 4.15 – Deformações nas armaduras de flexão, extensômetro SGS₂.

Tabela 4.7 – Resultados experimentais de deformações.

Laje ID	Disposição	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	V_u (kN)
S-REF	-				7,65	5,05	265,1
SC3-250	Cruz				12,77	6,29	320,8
SR3-500	Radial	39,6	95,0	1,06	12,38	5,59	299,0
SR5-500					8,73	7,04	301,2
SC3-750	Cruz				12,91	7,78	381,4
SC5-750					13,20	8,06	366,4

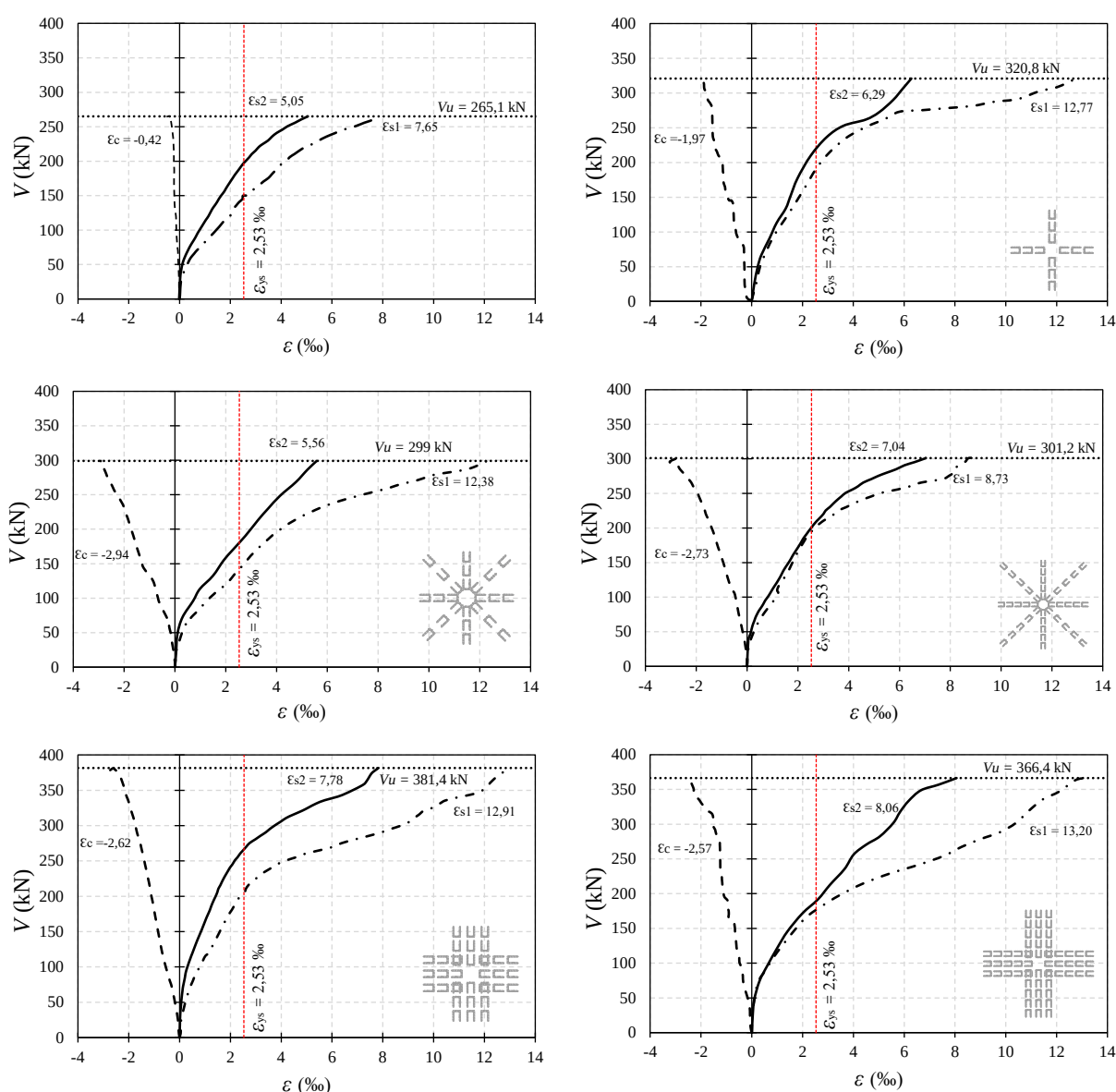


Figura 4.16 – Deformações no concreto e nas armaduras longitudinais.

A Figura 4.16 apresenta as deformações no concreto e nas armaduras longitudinais, possibilitando a visão panorâmica das deformações tangenciais (concreto) e longitudinais (armaduras de flexão), onde se observa que a armadura transversal apresentou eficiência ao

proporcionar maiores níveis de deformação nas armaduras de flexão e aumentar as solicitações no concreto. Esse comportamento ressalta o aumento da resistência na diagonal tracionada proporcionado pelo estribo de modo a permitir a transferência de tensões. A Figura 4.17 mostra o perfil de evolução das deformações nas duas barras monitoradas para níveis de carregamento em 25%, 50%, 75% e 100%, onde o comportamento mencionado é observado.

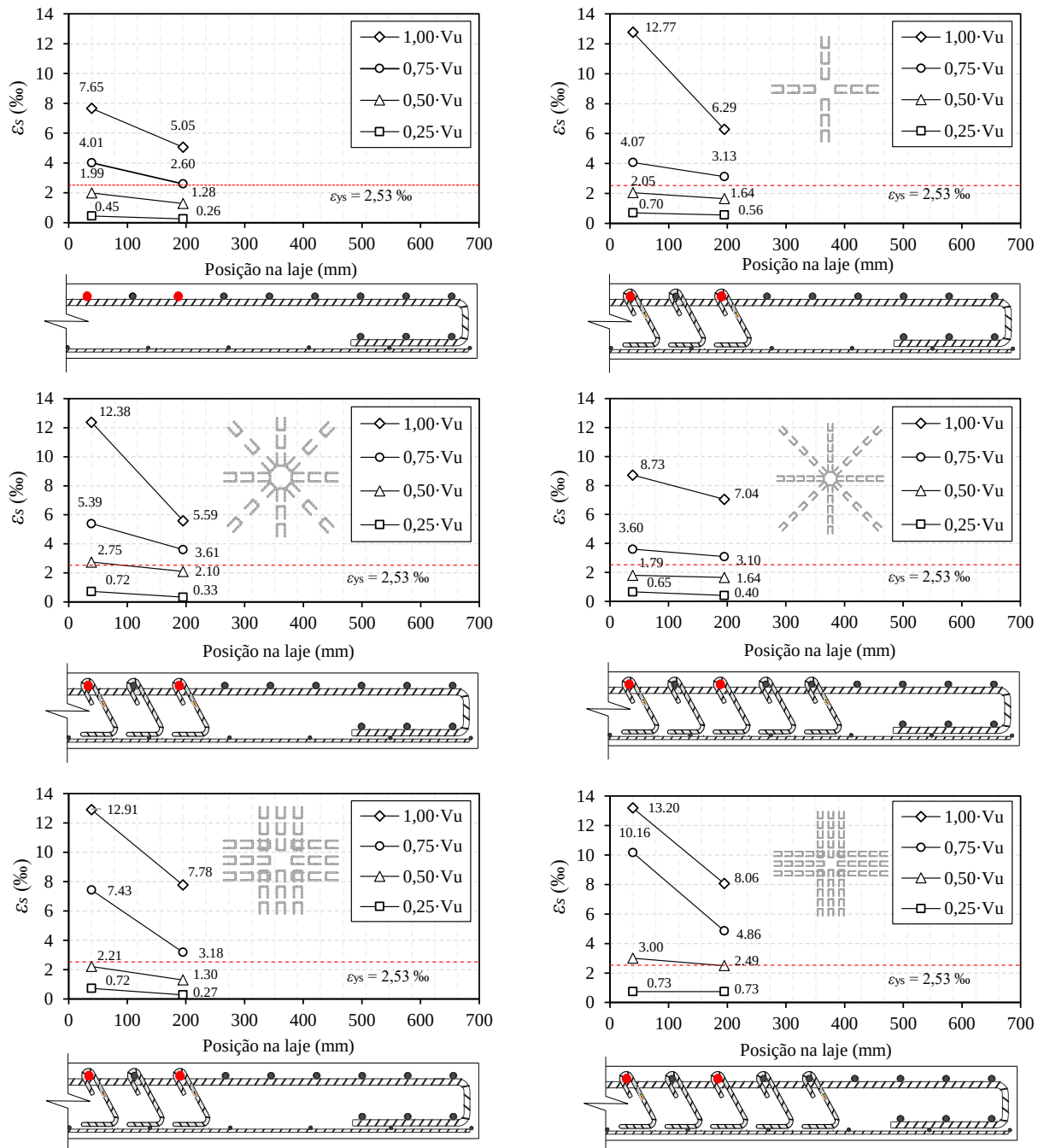


Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão a vários níveis de carregamento.

4.5 Deformações nas armaduras de cisalhamento

Para monitorar as deformações nas armaduras de cisalhamento, foram instalados dois extensômetros em cada laje, localizados nos estribos da primeira e da última camada na direção coincidente com o eixo do pilar, conforme descrito na seção 3.4.2.3. Essa forma permitiu observar o perfil de deformação à medida que as camadas de estribo se distanciavam da área carregada. A deformação no estribo mais próximo ao pilar é representada pelo valor de ε_{sw1} , enquanto o mais afastado, pelo de ε_{sw2} .

Tabela 4.8 – Resultados de deformações nos estribos.

Laje ID	A_{sw} (mm ² /cam.)	Disposição	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	ε_{sw1} (‰)	ε_{sw2} (‰)	V_u (kN)
S-REF	-	-				-	-	265,1
SC3-250	250	Cruz				0,57	4,24	320,8
SR3-500	500	Radial	39,6	95,0	1,06	0,26	0,66	299,0
SR5-500	500					1,11	0,04	301,2
SC3-750	750	Cruz				0,47	0,14	381,4
SC5-750	750					0,37	0,07	366,4

Ao analisar os resultados apresentados na Figura 4.18 e na Tabela 4.8, nota-se uma inversão nas camadas de maior solicitação nos estribos das lajes SC3-250 e SC3-750. Na laje SC3-250, a terceira camada apresentou maior solicitação, enquanto na laje SC3-750, a primeira camada foi a mais solicitada, embora a um valor inferior, mas a um patamar de carga significativamente mais elevado. Esse comportamento sugere que o aumento no número de fileiras adjacentes de armadura melhora a redistribuição de tensões, resultando em maior eficiência no combate as tensões de cisalhamento.

Comparando as deformações nas camadas inicial e final, fica evidente que a quantidade de armadura por camada exerce uma influência direta na distribuição de tensões. Especificamente, ao analisar as lajes SC3-250, SR3-500 e SC3-750, onde a área de aço na armadura transversal por camada aumenta na proporção de [1:2:3], observou-se, conforme ilustrado na Figura 4.19, que a duplicação da área de aço resultou em uma significativa redução dos níveis de tensão na terceira camada. A laje SC3-250 apresentou maior deformação no estribo da terceira camada em comparação à primeira. Um comportamento similar foi observado na laje SR3-500, porém com níveis de deformação significativamente menores. Na laje SC3-750, o estribo da primeira camada foi mais solicitado do que o da terceira, apresentando deformações superiores às da SR3-500, mas em patamares de carga

bem mais elevados. Comparando as lajes SR5-500 e SC5-750, o acréscimo de 250 mm²/camada resultou em uma redução significativa na deformação do estribo da primeira camada, além de um aumento na carga última, evidenciando que o aumento na área de aço por camada é eficaz na redistribuição de tensões.

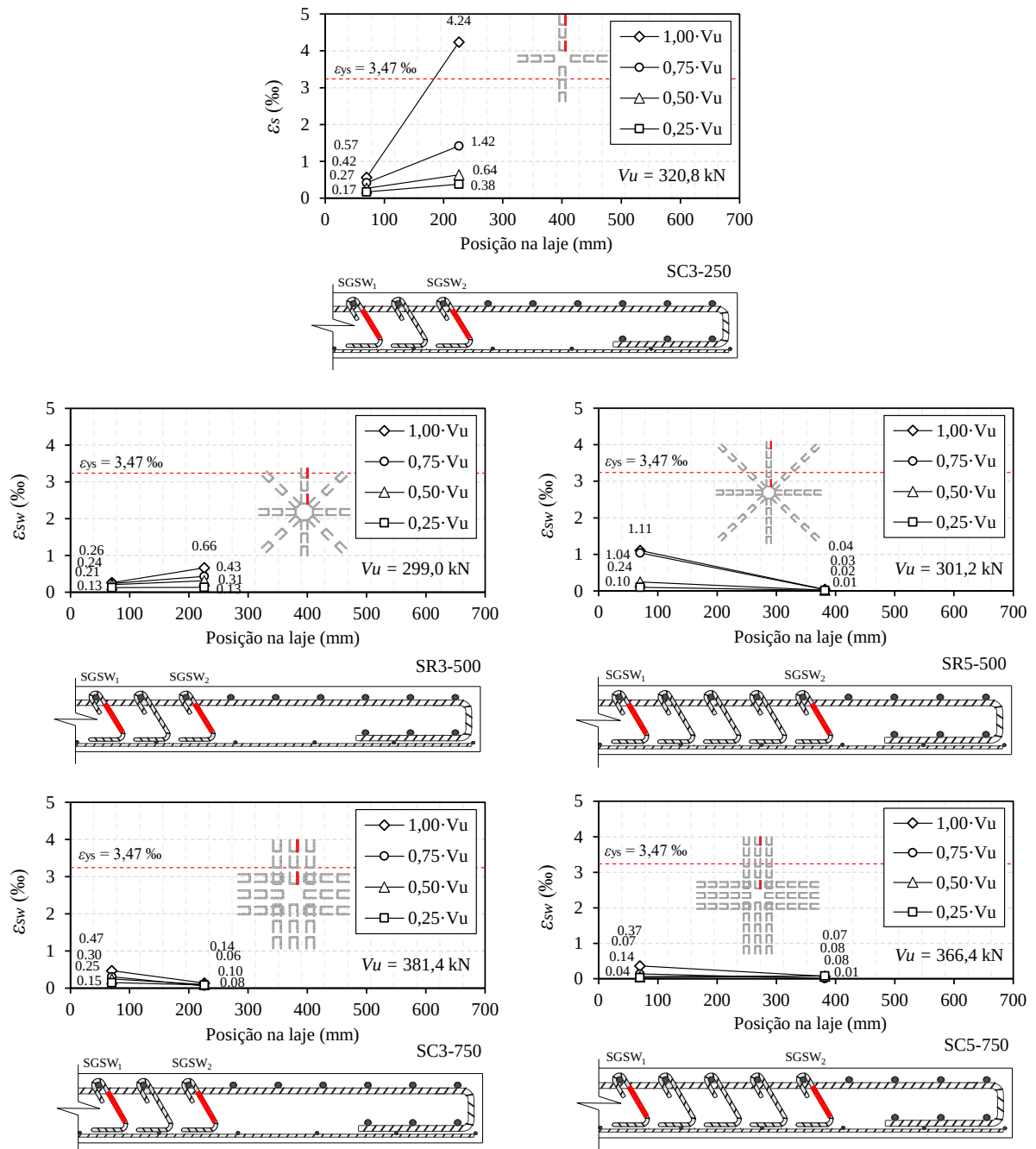


Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de cisalhamento a vários níveis de carregamento.

Ao analisar os resultados apresentados na Figura 4.19, observa-se no comportamento das lajes SR3-500 e SR5-500, que ao acrescentar camadas de armadura transversal, a mais solicitada foi a mais próxima ao pilar e não mais a terceira, como na laje SR3-500, conforme esperado,

uma vez que as tensões tangenciais diminuem com o afastamento da área carregada. No entanto, a deformação no estribo da primeira camada da laje SR5-500 foi superior àquela observada nas camadas da laje SR3-500, mesmo com cargas últimas praticamente iguais. Esse comportamento sugere concentração de tensões com o aumento no número de camadas. Comparando as lajes SC3-750 e SC5-750, as deformações da primeira camada foram similares, porém em um patamar de carga inferior na SC5-750. Isso indica que o maior número de camadas na SC5-750 não resultou em maior resistência à punção, possivelmente devido à concentração de tensões em regiões específicas, o que compromete a redistribuição de tensões e a eficiência da armadura, afetando a resistência global da laje. Portanto, o comportamento observado mostra que o aumento no número de camadas de armadura transversal não necessariamente significa maior resistência à punção.

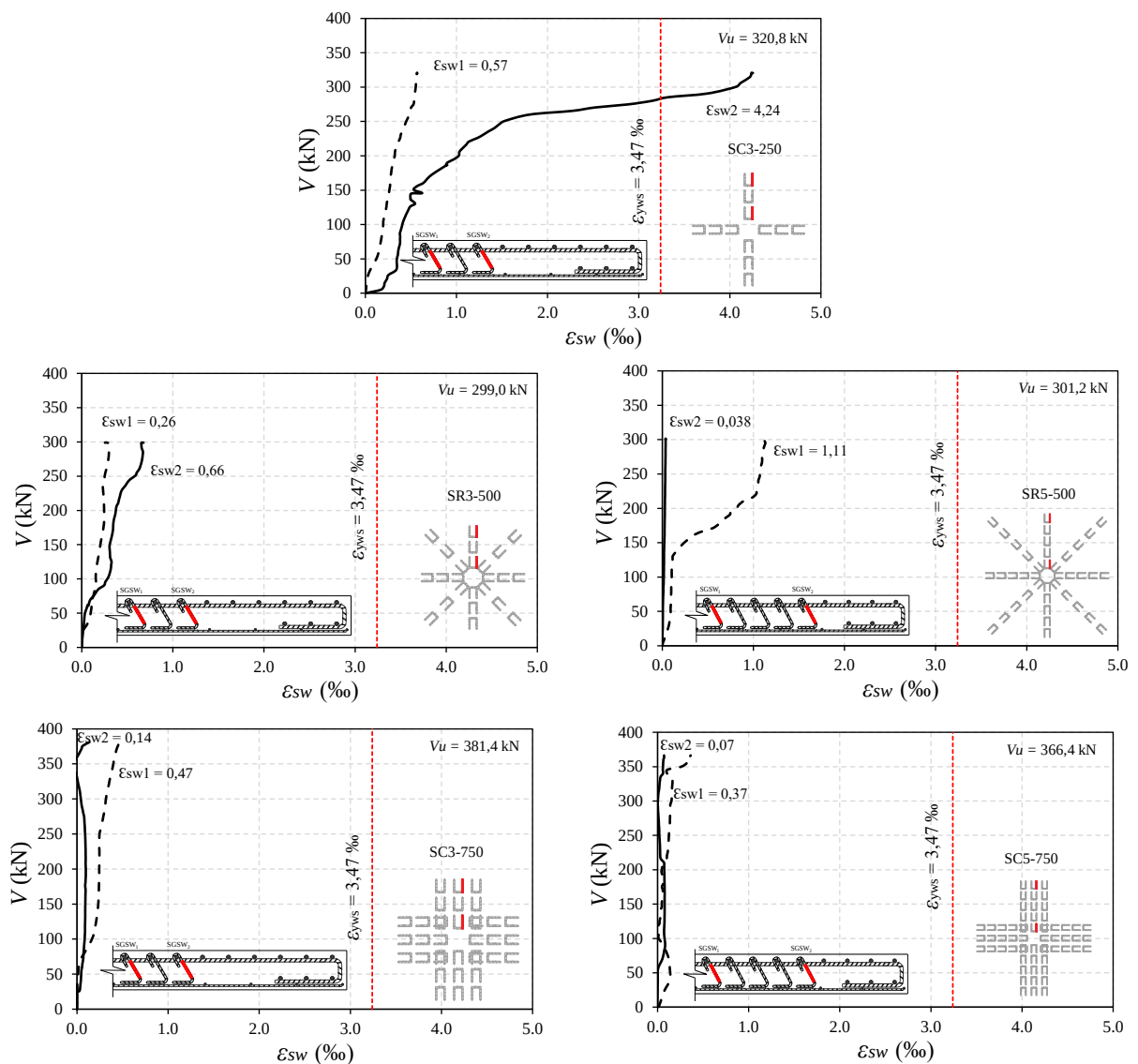


Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de cisalhamento.

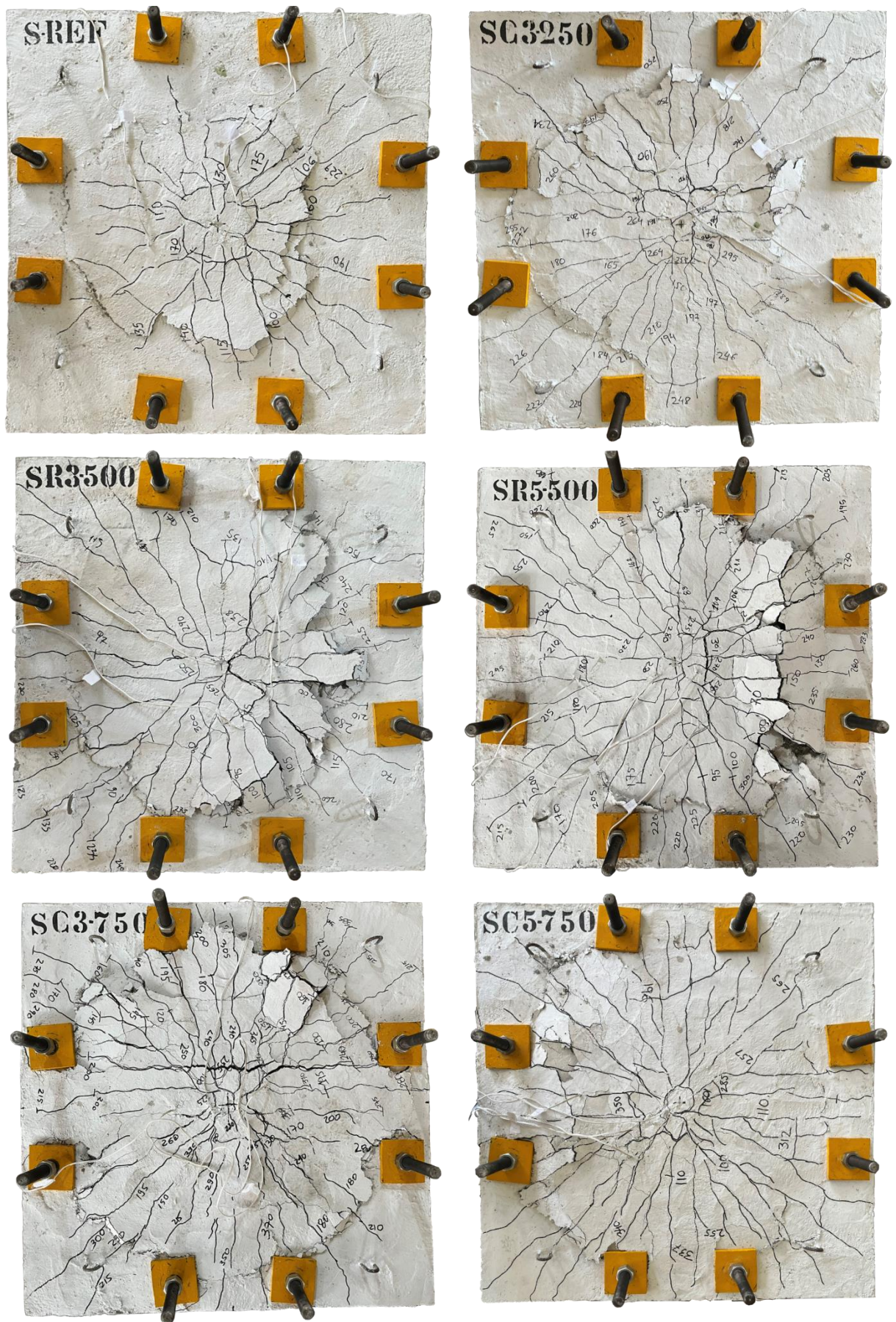
4.6 Mapa de fissuração

Sabe-se da literatura que, nos estágios iniciais de carregamento, primeiramente surgem as fissuras radiais, resultantes das tensões de flexão. Próximo aos estágios finais de carregamento, surgem fissuras tangenciais, provocadas pelas tensões de cisalhamento responsáveis pela formação da superfície de ruptura em formato de tronco de cone, característico da ruptura por punção. Esse comportamento foi observado em todas as lajes. A Tabela 4.9 mostra a relação das cargas observadas para o aparecimento das primeiras fissuras radiais (V_r) e tangenciais (V_t), bem como suas respectivas deflexões associadas (δ_r e δ_t) e a proporção em relação à carga última. Os resultados mostram que as lajes SC3-250 e SR5-500 obtiveram menor margem de deformação do aparecimento das fissuras tangenciais até a ruptura. Isto significa que a carga que promoveu o aparecimento da primeira fissura tangencial foi mais próxima à carga de ruptura nestas lajes. Quanto às fissuras radiais, essa margem foi maior para as lajes SR5-500 e SC3-750, o que demonstra maior ductilidade destas em relação às demais.

Tabela 4.9 – Cargas para o aparecimento de fissuras.

Laje ID	V_u (kN)	δ_u (mm)	$\frac{V_u}{V_{flex}}$	Fissura radial			Fissura tangencial		
				V_r	δ_r	(%)	V_t	δ_t	(%)
				(kN)	(mm)	de V_u	(kN)	(mm)	de V_u
S-REF	265,1	11,1	0,75	100	2,63	37,7	170	5,95	64,1
SC3-250	320,8	10,86	0,90	150	2,7	46,8	258	6,95	80,4
SR3-500	299,0	14,63	0,84	90	2,35	30,1	238	9,81	79,6
SR5-500	301,2	14,95	0,85	70	1,5	23,2	250	10,50	83,0
SC3-750	381,4	17,58	1,07	100	2,16	26,2	235	7,44	61,6
SC5-750	366,4	19,82	1,03	100	1,63	27,3	285	10,53	77,8

A Figura 4.20 mostra as lajes após a ruína e a Figura 4.21 ilustra o padrão de fissuração apresentado pelas lajes durante o processo de carregamento até a ruína, onde é notório o aumento na quantidade de fissuras à medida que a quantidade de armadura transversal aumenta. Além disso, observa-se que, nessas lajes, com o aumento da área de aço por camada, o perímetro crítico se apresentou significativamente maior, onde observa-se que nas lajes SC3-750 e SC5-750 abrangeu a totalidade da área circular até o ponto de momento fletor nulo, o que mostra que o estribo foi eficaz, uma vez que a ruptura ocorreu fora da zona armada nestas lajes. Isto é, as tensões de cisalhamento na região do contorno crítico reforçado pelos estribos foram transferidas para fora dessa região, resultando em ruptura no concreto fora da zona armada, caracterizada pelo aumento do perímetro crítico.



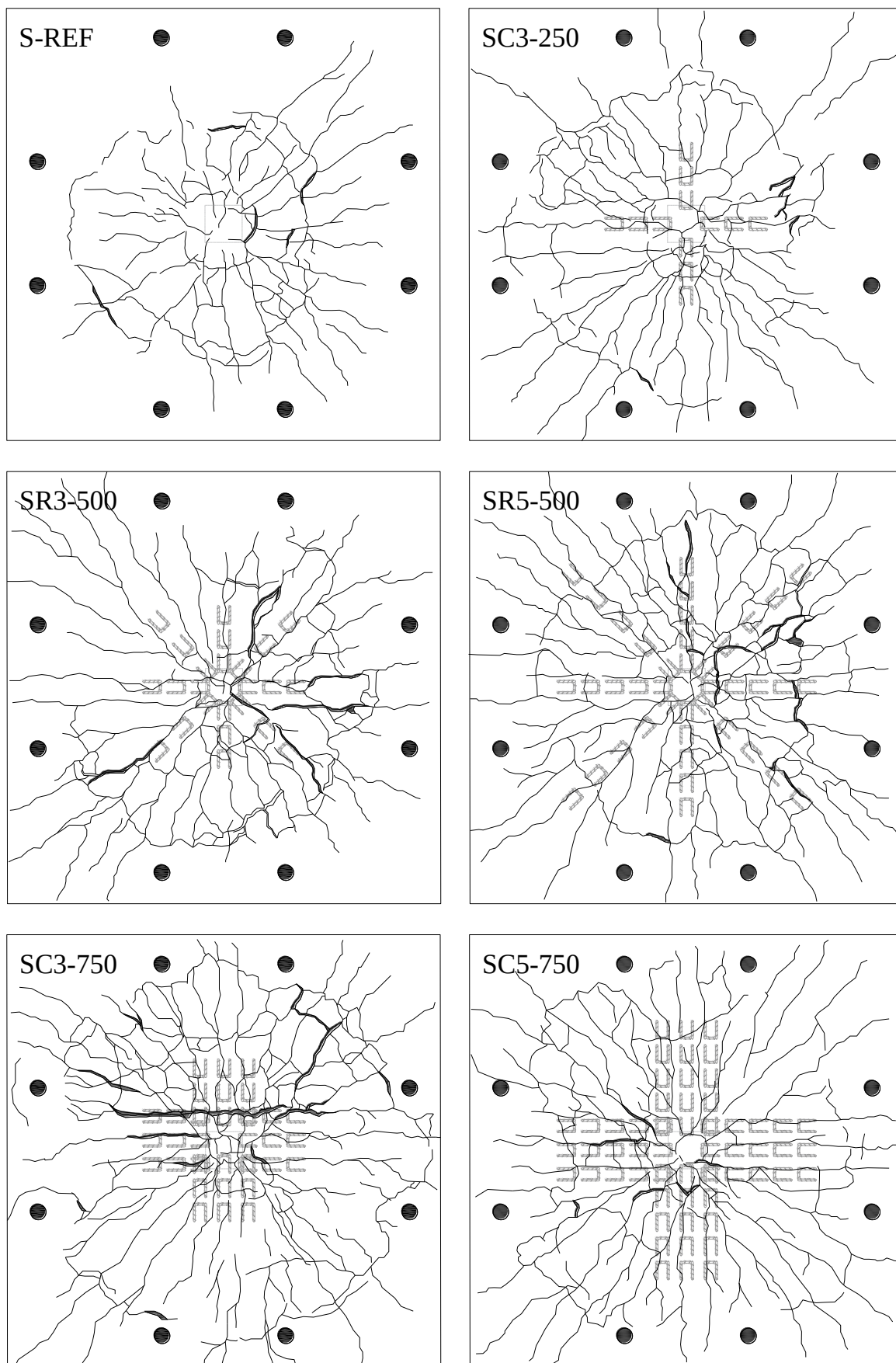


Figura 4.21 – Padrão de fissuração.

4.7 Modo de ruína e carga última

O modo de ruína em lajes lisas pode ocorrer de diversas maneiras: esmagamento da biela, punção, flexão ou flexo-punção. A ruptura por punção se caracteriza pela forma brusca na qual ocorre, onde não fica evidente que a capacidade última da laje está sendo exaurida, principalmente pelo baixo nível de fissuração e pela formação da superfície de tronco de cone. No diagrama carga x deflexão, esse comportamento é caracterizado pela queda acentuada no carregamento logo após a carga última, isto é, pequenas variações no deslocamento para grandes variações na carga. Já a ruptura por flexão possui como característica a ductilidade e apresenta grandes variações no deslocamentos para pequenos incrementos de carga. Esse modo de ruptura também é caracterizado pela grande quantidade de fissuras, devido principalmente à maior solicitação nas armaduras longitudinais que, em lajes armadas ao cisalhamento, ocorrem devido ao reforço da diagonal tracionada. A flexo-punção é uma ruptura intermediária entre a punção e a flexão, sendo esse limite de difícil distinção, tanto que autores como Oliveira (1998), Menétrey (1998) e Stein, Ghali e Dilger (2007) estabelecem critérios diferentes para diferenciar os modos de ruptura. Deste modo, optou-se por estabelecer um critério próprio para caracterização da ruptura nas lajes do presente trabalho: ruptura por punção quando $0,85 < V_u / V_{flex}$; flexo-punção quando $0,85 < V_u / V_{flex} < 1,0$; flexão quando $V_u / V_{flex} > 1,0$.

Tabela 4.10 – Modos de ruptura.

Laje ID	V (kN)	f_c (MPa)	V_{flex} (kN)	V_u / V_{flex}	V_u / V_{S-REF}	Modo de ruína	Zona de ruptura
S-REF	265,1	39,6	355,2	0,75	1,00	Punção	-
SC3-250	320,8			0,90	1,21	Flexo-punção	In ¹
SR3-500	299,0			0,84	1,13	Flexo-punção	
SR5-500	301,2			0,85	1,14	Flexo-punção	
SC3-750	381,4			1,07	1,44	Flexão	Out ²
SC5-750	366,4			1,03	1,38	Flexão	

¹ Dentro da zona armada | ² Fora da zona armada

A Tabela 4.10 mostra os resultados obtidos experimentalmente e a caracterização do modo de ruína das lajes. O grupo de lajes com distribuição de armadura em formato de cruz apresentou, para este caso, melhor desempenho em relação às lajes com armadura em disposição radial. Isso se deve ao fato do maior espaçamento na direção radial, o qual foi uma necessidade devido à ancoragem nas armaduras de flexão. Com um espaçamento maior, a fissura crítica tende a subir entre as camadas, provocando a ruptura neste plano. Isto pode ser

observado na ilustração dos planos de ruptura apresentados na Figura 4.23 e na seção seguinte.

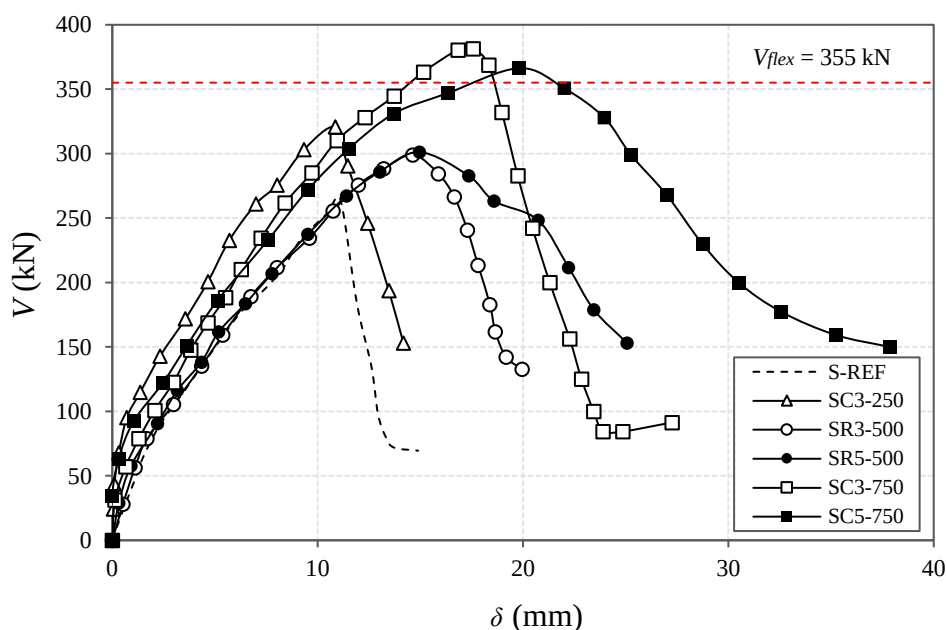


Figura 4.22 – Diagrama carga x deflexão.

As lajes com armadura em disposição radial SR3-500 e SR5-500 obtiveram carga de ruptura menor que a laje SC3-250, mesmo possuindo maior área de aço por camada. Devido, novamente, ao maior espaçamento radial. No entanto, embora o plano de ruptura tenha se desenvolvido entre as camadas, a relação entre carga última e carga de flexão superou 0,80, caracterizando uma ruptura por flexo-punção, segundo o critério estabelecido anteriormente. Além disso, observa-se na Figura 4.21 que as lajes com armadura em disposição radial apresentaram considerável quantidade de fissuras de flexão, além de maior ductilidade na ruptura e capacidade de carga residual.

As lajes que obtiveram maior carga última, como esperado e preconizado pelas normas, foram as que possuíam maior área de aço por camada, isto é, 750 mm², sendo a laje SC3-750 a que mais resistiu, com carga última de 381,4 kN, seguida pela laje SC5-750, que resistiu 366,4 kN. Ambas as lajes romperam por flexão e proporcionaram respectivamente um incremento de 44% e 38% na resistência última, quando comparadas à laje sem armadura transversal, além de melhorar significativamente a ductilidade na ruptura. Apesar de resistir a uma carga menor, a laje SC5-750 apresentou capacidade de carga residual considerável quando comparada à SC3-750, fato que está relacionado ao acréscimo de camadas, uma vez que o

mesmo comportamento foi observado na laje SR5-500 em relação à SR3-500, que mostrado no diagrama carga v.s deflexão (Figura 4.22).

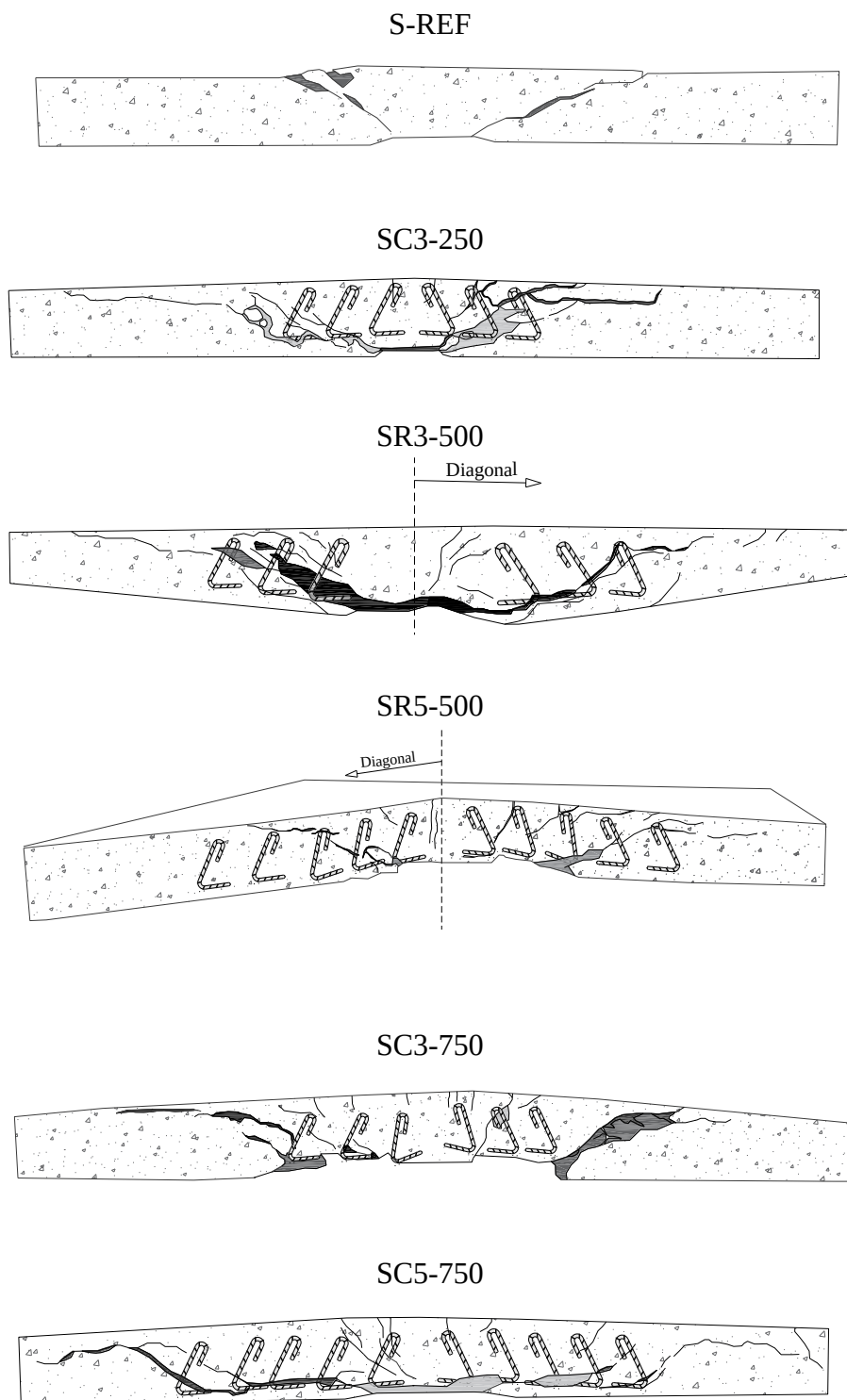


Figura 4.23 – Lajes após a ruína.

4.8 Superfície de ruptura

Após a realização dos ensaios, todas as lajes foram cortadas com o objetivo de identificar a posição e a inclinação da superfície de ruptura. A Figura 4.24 mostra o plano de corte realizado, onde nas lajes que possuíam armadura transversal disposta em cruz, foi realizado o corte situado ao meio, enquanto nas lajes com armadura em disposição radial, foi realizado o corte tomando um quarto mais um oitavo de laje, com o objetivo de visualizar o plano de ruptura nas diagonais armadas ao cisalhamento.

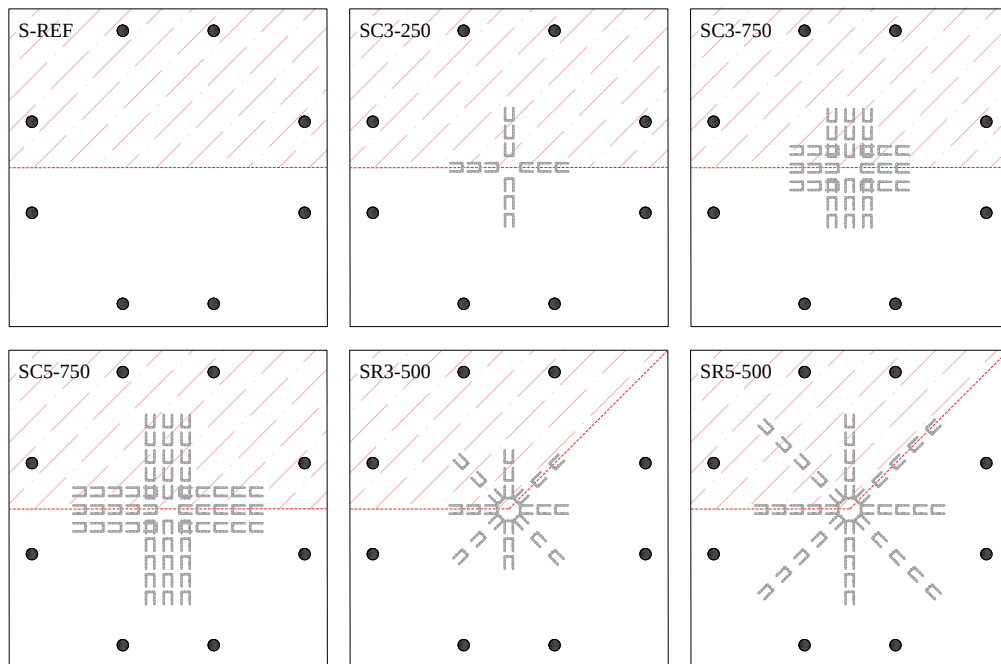


Figura 4.24 – Planos de corte das lajes.



Figura 4.25 – Realização do corte na laje SC5-750.

Após os cortes, foi possível identificar de forma clara, a formação da superfície de ruptura em formato de tronco de cone, característico do fenômeno da punção. De modo geral, a inclinação da superfície de ruptura ficou próxima da hipótese adotada para definição da inclinação do estribo (seção 3.3), apresentando valores entre 21° e 36° .

Das lajes com armadura em disposição radial, a laje SR3-500 apresentou plano de ruptura entre as camadas, a angulações de 21° e 22° respectivamente nas direções diagonal e longitudinal, o que sugere a formação de um plano mais uniforme e simétrico, uma vez que a diferença entre os ângulos do plano de ruptura foi muito pequena. Já na laje SR5-500 a superfície de ruptura ocorreu na direção diagonal com o surgimento da fissura crítica na angulação de 28° entre a segunda e terceira camada de estribos. Na direção longitudinal, a ruptura também ocorreu dentro da zona armada, mas entre a quarta e quinta camada a aproximadamente 31° , o que sugere melhor eficiência da armadura transversal nessa direção, devido ao menor espaçamento em relação ao da direção radial, conforme abordado em itens anteriores.

Do grupo de lajes com armadura disposta em cruz, as lajes com área de aço por camada iguais a 750 mm^2 foram capazes de reforçar suficientemente a diagonal tracionada de modo que a fissura crítica ocorresse fora da zona armada. Isso mostra que a armadura transversal foi eficaz nesses casos. Além disso, nessas lajes os planos de ruptura surgiram a angulações muito próximas entre si em ambos os lados, semelhante ao comportamento observado na laje SR3-500, sugerindo que a superfície de tronco de cone foi mais uniforme. Na laje com três camadas e 250 mm^2 de área de aço por camada (SC3-250) a superfície de ruptura ocorreu dentro da zona armada entre a segunda e a terceira camada em um lado, e no outro, ocorreu fora da zona armada. As superfícies de ruptura e o corte realizado em todas as lajes são mostradas da Figura 4.26 até a 4.31.

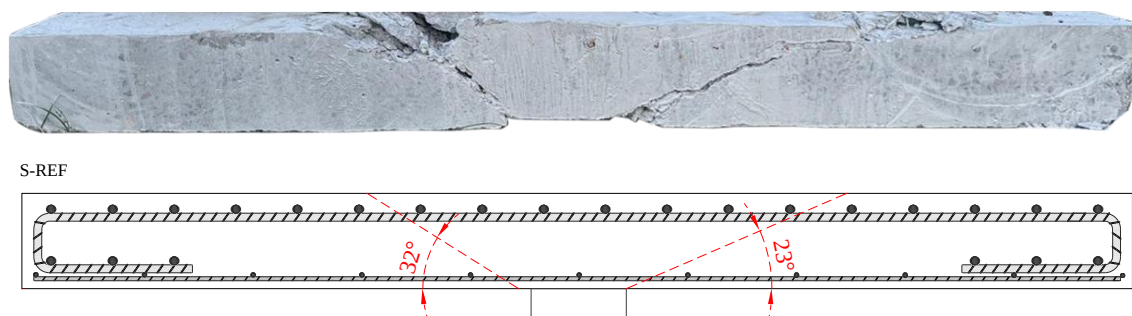
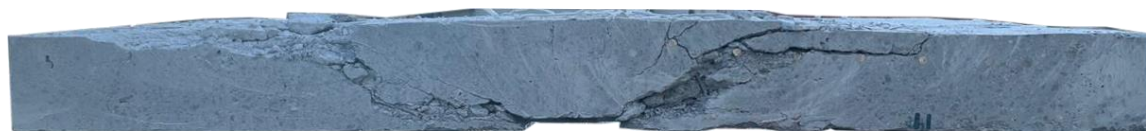


Figura 4.26 – Corte de Laje S-REF.



SC3-250

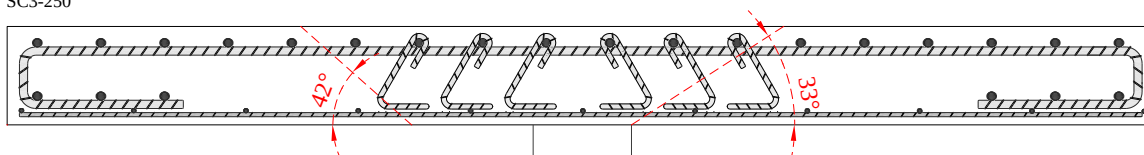


Figura 4.27 – Corte de Laje SC3-250.



SR3-500

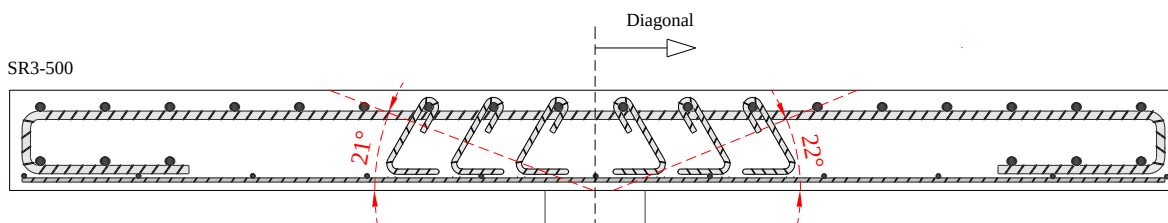
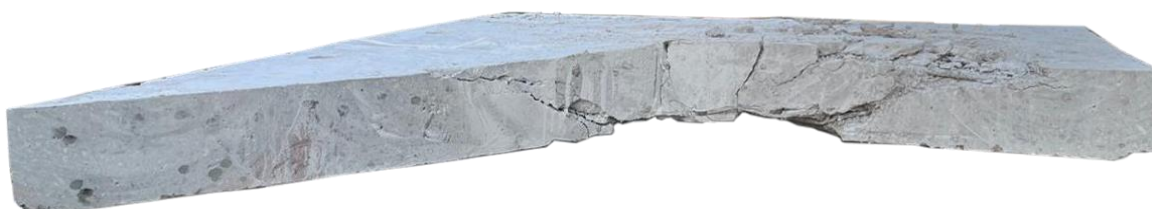


Figura 4.28 – Corte da Laje SR3-500.



SR5-500

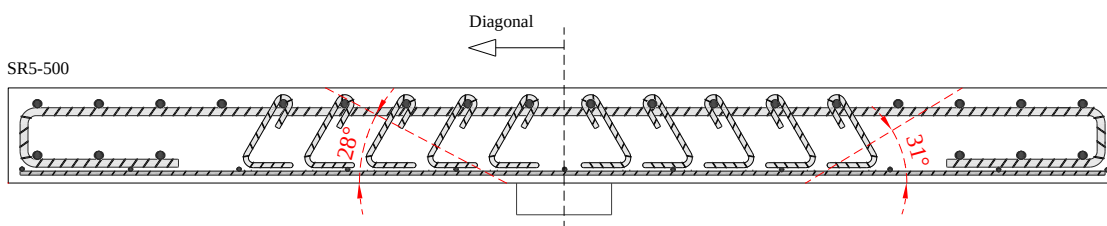


Figura 4.29 – Corte de Laje SR5-500.



SC3-750

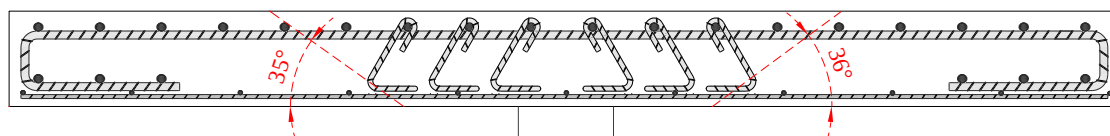


Figura 4.30 – Corte de Laje SC3-750.



SC5-750

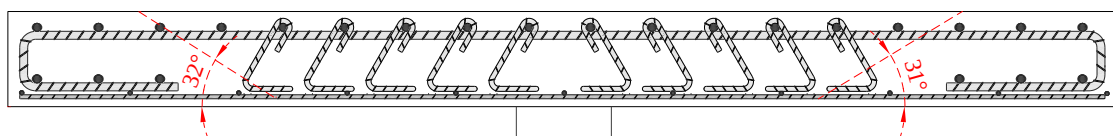


Figura 4.31 – Corte de Laje SC5-750.

5 ESTIMATIVAS DAS NORMAS

5.1 Considerações iniciais

Esta seção apresenta os resultados obtidos pelas diretrizes das normas ACI 318 (ACI, 2019), Eurocode 2 (CEN, 2014), NBR 6118 (ABNT, 2023) e Model Code (fib, 2010), visando avaliar a precisão na previsão da carga última. As estimativas, calculadas conforme as equações da seção 2.3 a valores característicos, são resumidas na Tabela 5.2.

Tabela 5.1 – Características das lajes.

Laje ID	d (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	ϕ_w (mm)	A_{sw} (mm ² /cam)	α°	Nº de camadas	s (mm)	V_u (kN)
S-REF					0		0	-	265,1
SC3-250					250		3	71,25	320,8
SR3-500	95	39,6	1,06	6,3	500	60	3	110	299,0
SR5-500					500		5	110	301,2
SC3-750					750		3	71,25	381,4
SC5-750					750		5	71,25	366,4

Tabela 5.2 – Equações das normas, resumo.

Laje sem armadura de cisalhamento	Lajes armadas ao cisalhamento
$V_{MC10,c} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$	$V_{MC10,cs} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{E_{sw} \cdot \psi}{6} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \left(\sin \alpha + \frac{f_b}{f_{yw}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \cdot A_{sw} \cdot \sin \alpha$ $V_{MC10,max} = k_{sys} \cdot V_{MC10,c}$
$V_{ACI,c} = \frac{1}{3} \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$	$V_{ACI,cs} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \lambda_s \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$ $V_{ACI,out} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \lambda_s \cdot b_{0,out} \cdot d$ $V_{ACI,max} = 0,50 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$
$V_{EC2,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$ $k = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$	$V_{EC2,cs} = 0,75 \cdot V_{EC2,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \sin \alpha$ $V_{EC2,out} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d$ $V_{EC2,max} = 0,3 \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) \cdot u_0 \cdot d$
$V_{NBR,c} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$	$V_{NBR,cs} = 0,14 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \sin \alpha$ $V_{NBR,max} = 0,27 \cdot \left(1 + \frac{f_c}{250} \right) \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d$

5.2 Model Code (fib, 2010)

A previsão da carga resistente à punção segundo o Model Code (fib, 2010) é baseada na teoria da fissura crítica de cisalhamento, que correlaciona a resistência ao puncionamento à rotação da laje no estágio de ruptura. A Tabela 5.3 apresenta os resultados estimados para a resistência última à punção, e a Figura 5.1 compara as cargas estimadas com as experimentais. Os resultados indicam que o código foi conservador para a laje de referência e as lajes com armadura disposta em cruz, porém estas em menor grau. No entanto, observa-se que as estimativas para as lajes com armaduras em disposição radial foram superestimadas em 9%. Com exceção da laje SC3-250, o código não previu adequadamente a superfície de ruptura, já que a menor carga estimada foi a de compressão ($V_{R,max}$), preconizada como o dobro da parcela resistida pelo concreto para lajes que utilizam estribo como armadura, o que não ocorreu, conforme mostrado na seção 4.3.

Tabela 5.3 – Estimativas segundo a Model Code (fib, 2010).

Laje ID	MODEL CODE 10 (fib, 2010)							Zona de Ruptura prevista	Zona de Ruptura observada	$\frac{V_u}{V_{MC10}}$
	V_u (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V_{R,in}$ (kN)	$V_{R,out}$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN)	V_{MC10} (kN)			
S-REF	265,1	165,1	0	165,1	-	330,3	165,1	-	-	1,61
SC3-250	320,8	165,1	108,9	274,0	396,5	330,3	274,0	In	In	1,17
SR3-500	299,0	165,1	217,7	382,8	416,6	330,3	330,3	CFP	In	0,91
SR5-500	301,2	165,1	217,7	382,8	609,7	330,3	330,3	CFP	In	0,91
SC3-750	381,4	165,1	326,6	491,7	436,3	330,3	330,3	CFP	Out	1,15
SC5-750	366,4	165,1	326,6	491,7	593,1	330,3	330,3	CFP	Out	1,11

In: dentro da zona armada / Out: fora da zona armada / CFP: corte junto à face do pilar.

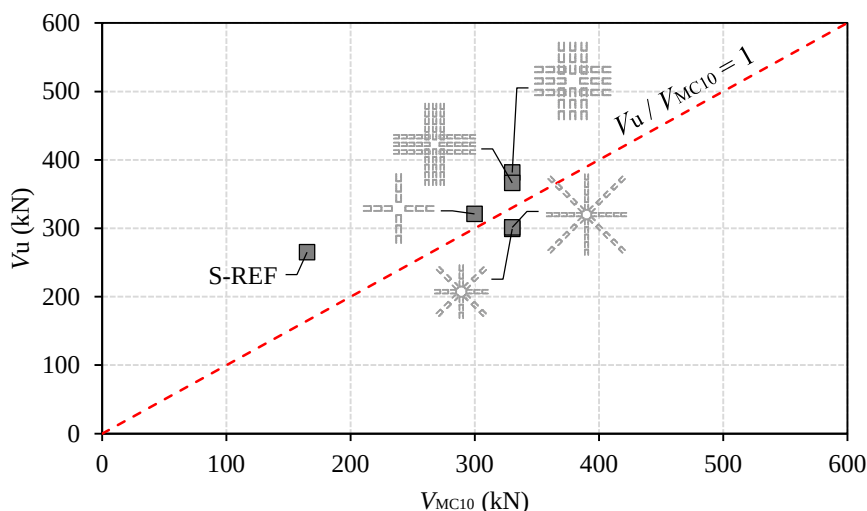


Figura 5.1 – Comparação dos resultados às estimativas da Model Code (fib, 2010).

5.3 ACI 318 (ACI, 2019)

Os resultados obtidos pelas equações dispostas no código ACI 318 (ACI, 2019) para previsão da carga última de punção estão apresentados na Tabela 5.4. Com base nos resultados, observa-se que as estimativas previstas pelo código foram em sua totalidade conservadoras. As previsões do código também não previram com assertividade as superfícies de ruptura observadas experimentalmente, prevendo, inclusive, a ruptura por compressão junto ao pilar para a laje SC5-750, uma vez que perímetro de controle externo e a quantidade de armadura transversal foram suficientemente grandes, de modo essas estimativas superassem o valor previsto para ruptura por compressão. Para a laje SC3-750 a superfície de ruptura foi adequadamente prevista, entretanto com uma carga consideravelmente abaixo da experimental. A Figura 5.2 mostra a comparação entre as cargas estimadas pelo código e as observadas experimentalmente.

Tabela 5.4 – Estimativas segundo o ACI 318 (ACI, 2019).

Laje ID	ACI 318 (ACI, 2019)							Zona de Ruptura prevista	Zona de Ruptura observada	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$
	V_u (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V_{R,in}$ (kN)	$V_{R,out}$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN)	V_{ACI} (kN)			
S-REF	265,1	171,4	0	171,4	-	257,1	171,4	-	-	1,55
SC3-250	320,8	85,7	190,8	276,5	186,2	257,1	186,2	Out	In	1,72
SR3-500	299,0	85,7	247,1	332,8	195,7	257,1	195,7	Out	In	1,53
SR5-500	301,2	85,7	247,1	332,8	286,4	257,1	257,1	Out	In	1,17
SC3-750	381,4	85,7	572,3	658,0	205,0	257,1	205,0	Out	Out	1,86
SC5-750	366,4	85,7	572,3	658,0	278,6	257,1	257,1	CFP	Out	1,43

In: dentro da zona armada / Out: fora da zona armada / CFP: corte junto à face do pilar.

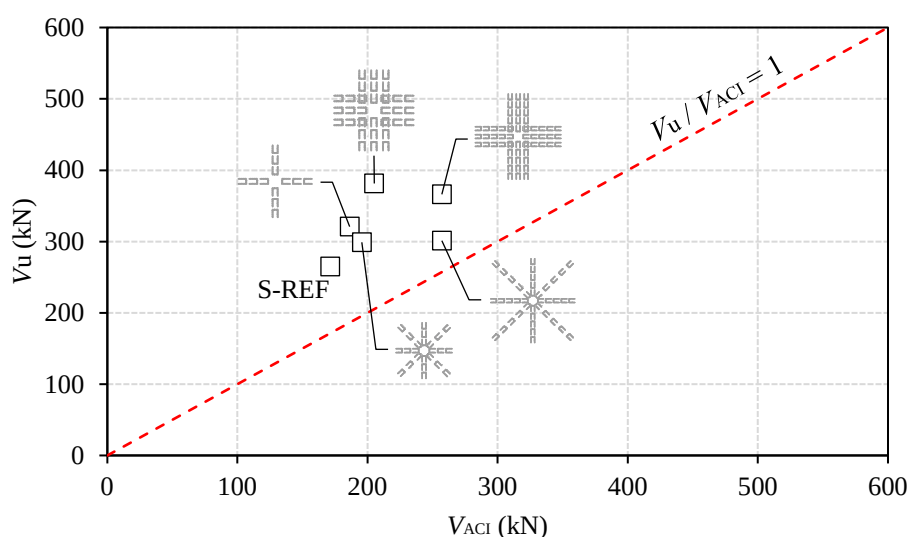


Figura 5.2 – Comparação dos resultados às estimativas do ACI 318 (ACI, 2019).

5.4 Eurocode 2 (CEN, 2004)

A norma Eurocode 2 (CEN, 2004) apresentou resultados em suma compatíveis com os observados experimentalmente. As estimativas da norma europeia são apresentadas na Tabela 5.5, onde observa-se considerável acurácia quanto a previsão para as lajes com armadura transversal disposta radialmente. Para a laje sem armadura transversal, a estimativa se apresentou conservadora, enquanto para a laje com maior quantidade total de armadura, foi superestimada. A Figura 5.2 mostra o comparativo entre os resultados estimados pela norma e os observados experimentalmente. Os resultados estimados previram adequadamente a ocorrência da superfície de ruptura em todos os casos.

Tabela 5.5 – Estimativas segundo a Eurocode 2 (CEN, 2004).

Laje ID	EUROCODE 2 (CEN, 2004)							Zona de Ruptura prevista	Zona de Ruptura observada	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$
	V_u (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V_{R,in}$ (kN)	$V_{R,out}$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN)	V_{EC2} (kN)			
S-REF	265,1	199,2	0	199,2	-	455,9	199,2	-	-	1,33
SC3-250	320,8	149,4	118,2	267,6	341,2	455,9	267,6	In	In	1,20
SR3-500	299,0	149,4	153,2	302,6	341,4	455,9	302,6	In	In	0,99
SR5-500	301,2	149,4	153,2	302,6	447,9	455,9	302,6	In	In	1,00
SC3-750	381,4	149,4	354,7	504,1	341,2	455,9	341,2	Out	Out	1,12
SC5-750	366,4	149,4	354,7	504,1	447,9	455,9	447,9	Out	Out	0,82

In: dentro da zona armada / Out: fora da zona armada / CFP: corte junto à face do pilar.

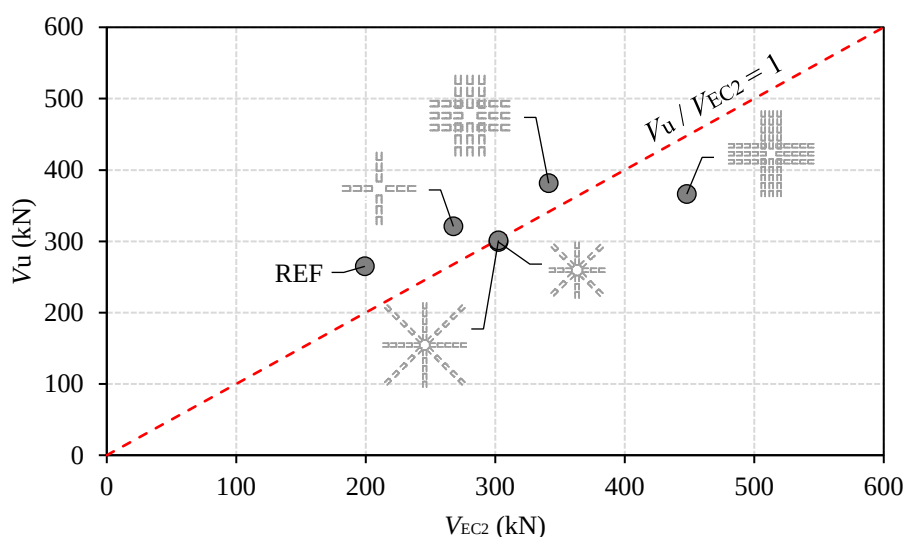


Figura 5.3 – Comparação dos resultados às estimativas da Eurocode 2 (CEN, 2004).

5.5 NBR 6118 (ABNT, 2023)

As estimativas previstas pelas equações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023) estão apresentadas na Tabela 5.6, onde observa-se que as previsões para a laje sem armadura e a laje SC3-250 apresentaram razão de carga experimental e carga teórica superior à unidade, ou seja, a norma subestimou a carga última, no entanto, a um valor muito próximo à unidade, o que significa boa precisão. Esta razão para as demais lajes foi menor que a unidade, mas ainda assim, razoável para a laje SC3-750, cuja carga foi superestimada em 7%. Para as demais lajes, a estimativa da norma foi maior que a carga experimental, principalmente para as lajes com armaduras dispostas radialmente. No entanto, cabe destacar o maior espaçamento radial nestas lajes. A Figura 5.4 mostra que a relação entre as cargas estimadas pela norma e as obtidas experimentalmente.

Tabela 5.6 – Estimativas segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Laje ID	NBR 6118 (ABNT, 2023)							Zona de Ruptura prevista	Zona de Ruptura observada	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$
	V_u (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V_{R,in}$ (kN)	$V_{R,out}$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN)	V_{NBR} (kN)			
S-REF	265,1	246,9	0	246,9	-	410,3	246,9	-	-	1,07
SC3-250	320,8	189,9	124,2	314,1	422,8	410,3	314,1	In	In	1,02
SR3-500	299,0	189,9	248,4	438,3	423,0	410,3	410,3	CFP	In	0,73
SR5-500	301,2	189,9	248,4	438,3	557,9	410,3	410,3	CFP	In	0,73
SC3-750	381,4	189,9	372,5	562,4	422,8	410,3	410,3	CFP	Out	0,93
SC5-750	366,4	189,9	372,5	562,4	555,0	410,3	410,3	CFP	Out	0,89

In: dentro da zona armada / Out: fora da zona armada / CFP: corte junto à face do pilar.

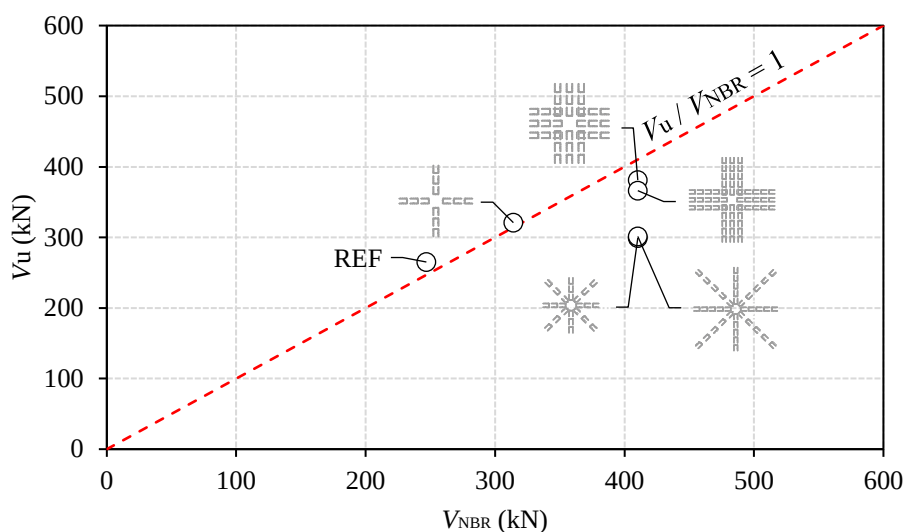


Figura 5.4 – Comparação dos resultados às estimativas da NBR 6118 (ABNT, 2023).

5.6 Comparação entre as estimativas

Os resultados das normas apresentados na seção anterior quanto à assertividade na previsão da carga última de punção estão sintetizados na Figura 5.5 e na Tabela 5.7, onde nota-se que a norma Eurocode 2 obteve média mais próxima à unidade, com variação de 7%, seguida respectivamente pela NBR 6118, com 10%, no entanto, com média inferior a um. Isso mostra que o desempenho dessas normas foi mais assertivo em relação às outras, uma vez que a unidade corresponde a exatidão. Além disso, essas normas apresentaram os menores valores de desvio padrão, indicando menor dispersão em torno do valor média. Respectivamente, as normas ACI 319 e Model Code 10 apresentaram médias maiores em relação a NBR 6118 e a Eurocode 2, indicando valores superiores e mais distantes de um, caracterizando estimativas conservadoras.

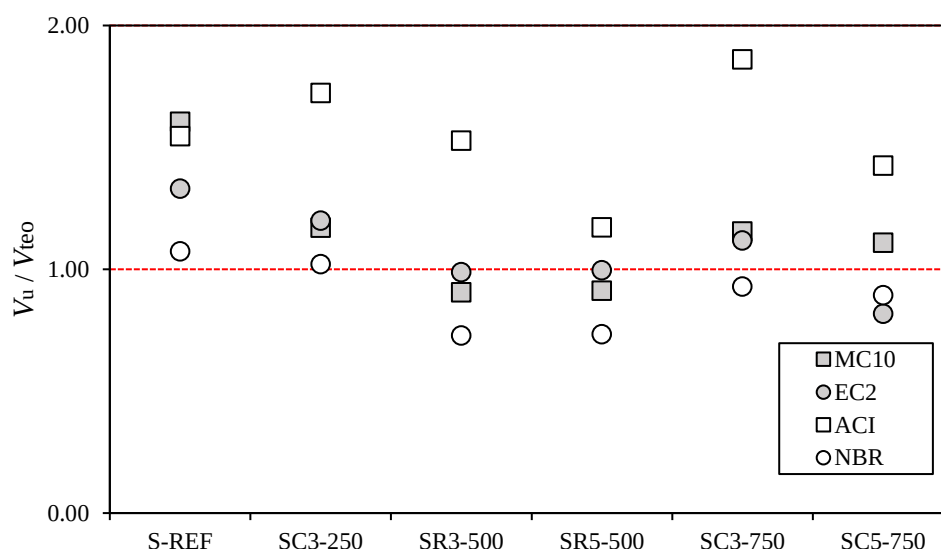


Figura 5.5 – Comparação entre as estimativas normativas.

Tabela 5.7 – Medidas de dispersão.

Laje ID	V_u (kN)	V_{MC10} (kN)	$\frac{V_u}{V_{MC10}}$	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$	V_{EC2} (kN)	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$	V_{NBR} (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$
S-REF	265,1	165,1	1,61	171,4	1,55	199,2	1,33	246,9	1,07
SC3-250	320,8	274,0	1,17	186,2	1,72	267,6	1,20	314,1	1,02
SR3-500	299,0	330,3	0,91	195,7	1,53	302,6	0,99	410,3	0,73
SR5-500	301,2	330,3	0,91	257,1	1,17	302,6	1,00	410,3	0,73
SC3-750	381,4	330,3	1,15	205,0	1,86	341,2	1,12	410,3	0,93
SC5-750	366,4	330,3	1,11	257,1	1,43	447,9	0,82	410,3	0,89
Média			1,14		1,54		1,07		0,90
Desvio padrão			0,23		0,22		0,16		0,13
Coef. De variação			20%		14%		15%		15%

Em relação à laje de referência, sem armadura transversal, a norma brasileira NBR 6118 foi a que apresentou a melhor estimativa, subestimando o valor experimental em 7%, enquanto a Eurocode 2, o ACI 318 e a Model Code 10 estimaram cargas mais conservadoras, subestimadas respectivamente em 33%, 55% e 61%.

A Figura 5.6 mostra o comparativo da cargas experimental e a estimada pelas normas. Ao considerar somente o grupo de lajes com armadura transversal em disposição radial, a norma Eurocode 2 estimativas muito próximas à exatidão. Já o ACI 318 apresentou valores conservadores, enquanto a Model Code 10 e a NBR 6118, cargas superestimadas.

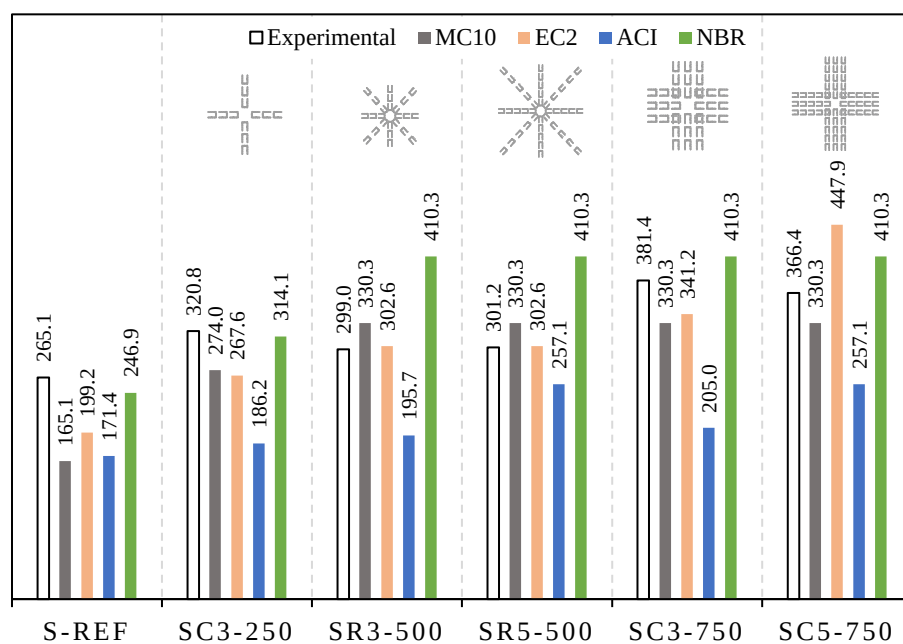


Figura 5.6 – Comparativo entre as cargas estimadas.

6 CONCLUSÕES

6.1 Resultados experimentais

O presente trabalho teve como objetivo a proposta de um novo arranjo de armadura de cisalhamento para lajes lisas como mecanismo resistente à punção, sendo uma alternativa de uso às soluções já existentes. A armadura proposta se trata de um estribo aberto, com ganchos de ancoragem nas armaduras de flexão e possibilitando a instalação nas laje de maneira mais fácil, uma vez que a região próxima ao pilar é uma área onde a concentração de armaduras é elevada, dificultando o posicionamento das armaduras de punção. O estribo possui inclinação de 60° , devido à hipótese de surgimento da fissura crítica a 30° discutida na seção 4.5. A partir do que foi proposto pelo programa experimental e com base nos resultados apresentados nos capítulos 4 e 5, pode-se inferir as seguintes conclusões:

- As dimensões adotadas para as lajes (1400x1400x120) foram adequadas, uma vez que foi possível observar o fenômeno da punção na proporção que se estima ser adequada para situações reais;
- A laje com menor quantidade de armadura transversal por camada (SC3-250) foi a que apresentou menores flechas para um mesmo patamar de carga. As lajes com armadura transversal disposta radialmente (SR3-500 e SR5-500) apresentaram rigidez similar à laje de referência, mas as flechas foram em média 30% maiores. As lajes com maior quantidade de aço por camada na armadura transversal (SC3-750 e SC5-750) apresentaram as maiores flechas observadas. Logo, a quantidade de armadura transversal por camada e o número de camadas se mostrou proporcional às flechas observadas;
- A armadura de cisalhamento se mostrou eficaz, uma vez que promoveu aumentos de 21%, 38% e 44% nas lajes com armadura disposta em cruz. Nas lajes com armadura em disposição radial, o ganho de resistência foram de 13% e 14%. O menor ganho se deve ao maior espaçamento das diagonais, que proporcionou uma região de fragilidade ao surgimento da superfície de ruptura. Deste modo, a armadura se mostrou mais eficiente para uso com disposição em formato de cruz;

- A armadura de cisalhamento proporcionou consideravelmente maior ductilidade na ruptura, de modo que o modo de ruína das lajes com maior área de aço por camada foi por flexão;
- A deformação das armaduras de flexão aumentou consideravelmente nas lajes armadas ao cisalhamento, promovendo, inclusive, a mudança do domínio 3 para o 2, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), evidenciando que as tensões na diagonal tracionada foram distribuídas, promovendo maior solicitação na armadura longitudinal;
- A adoção da armadura de cisalhamento foi capaz de promover aumento nas solicitações no concreto. Embora nenhuma laje tenha atingido o limite de esmagamento, as deformações no concreto aumentaram significativamente com a adoção de armadura transversal, devido à capacidade de reforço da diagonal tracionada proporcionado pelo estribo;
- O acréscimo de camadas não promoveu ganho significativo de resistência, uma vez que as lajes com armadura disposta radialmente em 3 e 5 camadas apresentaram cargas de ruptura praticamente iguais. Nas lajes com armadura transversal disposta em cruz, a que possuía 5 camadas rompeu a uma carga menor em relação a de 3. Esse comportamento mostrou que a introdução de várias camadas de armadura transversal pode alterar a distribuição de tensões na laje, concentrando-as em áreas menos efetivas ou fragilizando certas regiões da laje, o que pode reduzir a capacidade resistente à punção;
- Embora o acréscimo de camadas de armadura transversal não tenha se mostrado efetivo na capacidade de carga de punção, observou-se um ganho significativo na ductilidade, onde foi possível notar a mobilização de resistência residual das lajes com 5 camadas em relação às lajes de mesma área de aço e 3 camadas;
- A quantidade de aço por camada na armadura transversal foi proporcional à quantidade de fissuras de flexão;

6.2 Conclusões sobre as estimativas das normas

Com base no que foi discutido na seção 2.3 e nas observações obtidas a partir do comportamento experimental das lajes, em conjunto às análises realizadas no Capítulo 5, foram inferidas as seguintes conclusões:

- A norma europeia Eurocode 2 (CEN, 2004) foi a que apresentou as melhores estimativas para previsão da carga última de punção, obtendo a menor média da relação de carga experimental e estimada. Além disso, obteve o segundo menor valor de desvio padrão. No entanto, a norma superestimou o valor da laje SC5-750. A norma também foi a que melhor apresentou estimativas quanto à previsão da superfície de ruptura, prevendo adequadamente a zona de ruptura de todas as lajes armadas ao cisalhamento;
- A norma norte americana ACI 318 (ACI, 2019) foi a que apresentou os resultados mais conservadores, com a maior média entre as normas da relação de carga experimental e estimada. A norma não previu adequadamente as superfícies de ruptura das lajes. Ressalta-se que, apesar de tender a ser antieconômico, os resultados apresentados pela norma estão em favor da segurança;
- Os resultados estimados pela Model Code 10 (*fib*, 2010) apresentaram a maior dispersão entre as normas, obtendo o maior coeficiente de variação. A estimativa da superfície de ruptura foi assertiva somente para a laje SC3-250. É importante destacar que a maioria das estimativas obtiveram relação de carga experimental e estimada superior a um, indicando dimensionamento em favor da segurança.
- A NBR 6118 foi a que previu com melhor assertividade a carga de ruptura da laje sem armadura transversal e da laje com menor quantidade de aço por camada (SC3-250), inclusive prevendo adequadamente a superfície de ruptura.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

Visando aprimorar o entendimento acerca do comportamento da armadura de cisalhamento proposta no presente trabalho, sugere-se os seguintes temas:

- Variação no diâmetro do estribo e mantendo a área de aço por camada;

- Manter a configuração das lajes e ancorar o estribo na direção radial com o mesmo espaçamento da direção de cruz, a fim de avaliar se essas lajes irão apresentar comportamento intermediário;
- Avaliar a resistência à punção com maior e/ou menor número de camadas;
- Variar a inclinação da armadura de cisalhamento para verificar as hipóteses de surgimento da fissura crítica, uma vez que a Model Code 10 e o ACI 319 idealizam o surgimento a 45° , mas a Eurocode e a NBR 6118 a $26,6^\circ$;
- Variar a espessura da laje, a fim de avaliar a eficiência do estribo em lajes com maior e menor rigidez;
- Variar a granulometria do agregado graúdo do concreto, mantendo a resistência, a fim de avaliar o comportamento do estribo quando há diminuição da mobilização de resistência por meio do engrenamento dos agregados;
- Modificar a taxa de armadura de flexão em uma das direções, a fim de avaliar possíveis concentrações de tensões e mudanças no modo e no plano de ruptura;
- Realizar análise computacional para visualizar a distribuição de tensões.

7 REFERÊNCIAS

ACI Committee 318-19. **Building Code Requirements for Structural Concrete**, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2019.

ACI-ASCE COMMITTEE 426. The shear strength of reinforced concrete members—Slabs. **Journal of the Structural Division**, v. 100, n. 8, p. 1543–1591, 1974.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67 - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**, Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222 - Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**, Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6892 - Ensaio de tração a temperatura ambiente**, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522 - Determinação dos Módulos de Elasticidade**, Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739 - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**, Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento Design of concrete structures-Procedure**, Rio de Janeiro, 2023.

BAZANT, P.; CAO, Z. Size effect in Punching Shear Failure of Slabs. **ACI Structural Journal**, 1987.

BAZANT, Z. P.; KIM, J.-K. Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams. **ACI Journal**, v. 81, n. 38, p. 456–468, out. 1984.

BIRKLE, G. **Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout**. Calgary, Alberta: University of Calgary, mar. 2004.

BROMS, C. E. Ductility of Flat Plates: Comparison of Shear Reinforcement Systems. **ACI Structural Journal**, v. 104, n. 6, p. 703–711, 2007.

BROMS, C. E. Tangential strain theory for punching failure of flat slabs. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 1, p. 95–104, 1 jan. 2016.

BROMS, C. E. Cages of inclined stirrups as shear reinforcement for ductility of flat slabs. **ACI Structural Journal**, v. 116, n. 1, p. 83–92, 1 jan. 2019.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2009. v. 2

DILGER, W.; BIRKLE, G.; MITCHELL, D. Effect of Flexural Reinforcement on Punching Shear Resistance. **ACI Symposium Publication**, v. 232, 2005.

ELSTNER, E.; HOGNESTAD, R. C. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. **ACI Journal Proceedings**, v. 53, n. 7, 1956.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, CEN, EN 1992-1, 2004.

GHANNOUM, C. M. **Effect of high-strength concrete on the performance of slab-column specimens**. Montreal, Québec: McGill University, 1998.

HALLGREN, M. **Punching shear tests on reinforced high strength concrete slabs**. Technical Report 1994: 14, Department of Structural Engineering, Royal, 1994.

HAWKINS, N. M.; FALLSEN, H. B.; HINOJOSA, R. C. Influence of column rectangularity on the behavior of flat plates structures. **American Concrete Institute**, p. 127–146, 1971.

INGERSLEV, Å. The strength of rectangular slabs. **Struct. Eng**, v. 1, n. 1, p. 3–14, 1923.

JOHANNES MOE. **Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads**. Skokie, IL, USA: Development Department Bulletin No. D47, 1961.

JOHANSEN, K. W. Bruchmomente der kreuzweise bewehrten Platten. **IVBH Abhandlungen**, v. 1, p. 277–296, 1932.

LI, K. K. L. **Influence of size on punching shear strength of concrete slabs**. Montreal, Canada: McGill University, 2000.

MCHARG, P. J. et al. Benefits of concentrated slab reinforcement and steel fibers on performance of slab-column connections. **ACI Structural Journal**, v. 97, p. 225–234, 1 mar. 2000.

MENÉTREY, P. Relationships between Flexural and Punching Failure. **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 4, p. 412–417, 1998.

MITCHELL, D.; COOK, W. D.; DILGER, W. Effects of Size, Geometry and Material Properties on Punching Shear Resistance. **ACI Symposium Publication**, v. 232, 2005.

MODEL CODE. **Model code for Concretes Structures**. International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.

MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 104, n. 4, p. 485–494, ago. 2008.

OLIVEIRA, D. R. C.; MELO, G. S.; REGAN, P. E. Punching strengths of flat plates with vertical or inclined stirrups. **Aci Structural Journal**, v. 97, p. 485–491, 2000.

OLIVEIRA, D. R. C.; REGAN, P. E.; MELO, G. S. S. A. Punching resistance of RC slabs with rectangular columns. **Magazine of Concrete Research**, v. 56, n. 3, p. 123–138, abr. 2004.

OLIVEIRA, D. R. C. DE. **Análise experimental de lajes cogumelo de concreto de alta resistência com armadura inclinada de punção**. Dissertação de Mestrado—Brasília: Universidade de Brasília - UNB, mar. 1998.

OLIVEIRA, D. R. C. DE. **Análise Experimental de Lajes cogumelo de concreto armado com pilares retangulares**. Tese de Doutorado—Brasília: Universidade de Brasília - UNB, ago. 2003.

PARK, R.; GAMBLE, W. L. **Reinforced Concrete Slabs**. Second ed. v. 2.

REGAN, P. **Shear reinforcement of flat slabs**. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings. **Anais**, 2000.

REGAN, P. E. Symmetric punching of reinforced concrete slabs. **Mgazine of Concrete Research**, v. 38, n. 136, p. 115–128, set. 1986.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Application of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement Seismic behaviour of slab-column connections. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 4, p. 485–494, 2009.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Application of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement Seismic behaviour of slab-column connections. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 4, p. 485–494, ago. 2010.

SCHMIDT, P.; KALUS, M.; HEGGER, J. Critical view on the level of maximum punching strength of flat slabs and column bases using database evaluations. **Structural Concrete**, v. 22, n. 6, p. 3646–3660, 1 dez. 2021.

SHATARAT, N.; SALMAN, D. Investigation of punching shear behavior of flat slabs with different types and arrangements of shear reinforcement. **Case Studies in Construction Materials**, v. 16, 1 jun. 2022.

SIQUEIRA, J. P.; MELO, G. Punching shear in flat slabs with open stirrups as shear reinforcement. **Structural Concrete**, v. 24, 10 ago. 2022.

TIMM STEIN; AMIN GHALI; WALTER DILGER. Distinction between Punching and Flexural Failure Modes of Flat Plates. **ACI Structural Journal**, v. 104, n. 3, p. 357–365, maio 2007.

VAN LANGENDONCK, T. **Teoria elementar das charneiras plásticas**. Associação Brasileira de Cimento Portland, 1970. v. 1

VANDERBILT M. D. Shear Strength of Continuous Plates. **Journal of the Structural Division**, v. 98, n. 5, p. 961–973, 1 maio 1972.