

Universidade Federal do Pará



Marcus Vinícius Pereira de Freitas

**Análise Experimental dos Limites Superiores de
Resistência à Punção de Lajes Lisas de
Concreto Armado com Armaduras de
Cisalhamento**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia

2018



Marcus Vinícius Pereira de Freitas

**Análise Experimental dos Limites Superiores de Resistência à
Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de
Cisalhamento.**

Dissertação de Mestrado

Orientador: Maurício de Pina Ferreira

Outubro de 2018



Marcus Vinícius Pereira de Freitas

**Análise Experimental dos Limites Superiores de Resistência à
Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado com Diferentes Tipos
de Armaduras de Cisalhamento.**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção
do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em
Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

Aprovada pela Comissão Examinadora.

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Orientador – Universidade Federal do Pará

Prof. Dr. Aarão Ferreira de Lima Neto
Examinador Interno – Universidade Federal do Pará

Prof. PhD. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo
Examinador Externo – Universidade de Brasília

Prof. PhD. Válder Lúcio
Examinador Externo – Universidade Nova de Lisboa

Tucuruí, 30 de Outubro de 2018

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Marcus Vinícius Pereira de Freitas.

TÍTULO: Análise Experimental dos Limites Superiores de Resistência à Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

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.

Marcus Vinícius Pereira de Freitas.

Av. Antônio Maia, nº 1440, Velha Marabá.

68.500-005 Marabá – PA – Brasil.

dos Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Biblioteca Central / UFPA, Belém – PA

Freitas, Marcus Vinícius Pereira de.

Análise Experimental dos Limites Superiores de Resistência à Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento. / Marcus Vinícius Pereira de Freitas; orientador Mauricio de Pina Ferreira. -- Tucuruí, 2018.
120 p.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

1. Punção. 2. Concreto armado. 3. Lajes lisas. 4. Armaduras de cisalhamento.

CDD - 23. ed. 624

*Dedico a meus pais, Antônia e Adenizio,
por sempre acreditarem nos meus sonhos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço, inicialmente, a Deus me guiou no meio das provas no período de realização desse mestrado, colocando as pessoas certas para que tudo ocorresse bem.

Agradeço ainda ao orientador, Maurício de Pina Ferreira, que além das orientações prestadas e conselhos, se tornou um amigo pessoal e profissional, sem ele esse trabalho não teria se realizado.

Agradeço também ao Dr. Aarão Ferreira de Lima neto, pelos conselhos e orientações em tantos anos de vida acadêmica, que hoje posso contar como amigo pessoal, profissional e colega de trabalho.

Sabemos que amizade é uma palavra muito forte, portanto deixo aqui meus agradecimentos aos amigos do NÚMEA: Manoel Mangabeira (Manoelzão) pelo auxílio e parceria durante a árdua jornada em Tucuruí e Belém; Alex Nascimento, o “velho” mandou lembranças; Luamim Tapajós nas orientações e direcionamento em Tucuruí, aproveitei bem; Matheus Kenji pela paciência em todas as disciplinas do mestrado; Karoline Dantas por tantas palavras singelas e meigas; Mayara, Inês, Sara, Fred, Gleidson, Alan, Rosalvo e tantos outros membros do grupo que não caberiam nesse parágrafo.

Aos amigos de Tucuruí também deixo meus agradecimentos: Francirene Bonfim pela incansável paciência e condução nas atividades no laboratório de Tucuruí-PA; Lucas Manoel pela convivência no alojamento e ajuda imensurável na realização do programa experimental; Marília Caíres e Jedson Abrantes a dupla do barulho que sempre me deu apoio; Vanessa Carolaine e Rosangela que me proporcionaram conhecimentos durante a realização do trabalho; e a tanto outros que foram parte desse trabalho.

Não poderia deixar de agradecer ao meu amigo Anderson Abreu pelos anos de amizade e parceria vivenciadas desde a infância.

Agradeço ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico e ao Campus Universitário de Tucuruí, por disponibilizarem recursos humanos e financeiros para realização dessa pesquisa.

Por fim, agradeço aos meus pais Adenizio Freitas, Antônia Freitas, minha irmã, Stefanny Freitas, pelo amor incondicional, vocês são minha inspiração e fonte de energia.

RESUMO

No sistema de lajes lisas, a ligação laje-pilar é um ponto crítico devido ao risco de ruptura à punção. Diversos colapsos estruturais são relatados devido a esse modo de ruína e erros construtivos são as principais causas desses acidentes, levando pesquisadores a estudarem novas armaduras de cisalhamento para minimiza-los. A utilização de armaduras de cisalhamento é o meio mais eficiente para aumentar ductilidade e resistência à punção, porém sua correta disposição gera conflito com as armaduras de flexão. Desta forma, Ferreira *et al.* (2016) propõem uma armadura treliçada pré-fabricada posicionada internamente às armaduras de flexão, a qual gerou a patente de número BR 10 2015 006518 3 A2. Portanto, o trabalho realizado nesta pesquisa, contribui para a investigação dos casos de cisalhamento bidirecional para a armadura em questão.

Nesta pesquisa foram realizados 5 ensaios experimentais de lajes lisas de concreto armado submetidas a carregamento simétrico, contendo armaduras de cisalhamento do tipo *Stud Rails* e a armadura treliçada pré-fabricada proposta por Ferreira *et al.* (2016). O estudo avaliou o desempenho das armaduras no que tange a resistência à punção e analisou os limites superiores de resistência, uma vez que se utilizou taxa de armadura de flexão de 2% e taxas de armadura transversal em torno de 1%. As lajes eram octogonais com 2500mm de distância entre faces paralelas, lado 1036 mm e espessura de 210 mm, moldadas com concreto com resistência à compressão de 30 MPa e apoiadas em pilares quadrados de lado 400 mm. Analisou-se as variáveis: tipo de armadura de cisalhamento, inclinação e espaçamento das camadas de armaduras de cisalhamento, bem como os parâmetros de dimensionamento das normas ACI 318 (2014), EC2 (2014), ABNT NBR 6118 (2014) e ficha de aprovação técnica ETA 12/0454 (2012).

Os resultados experimentais mostram que o incremento de carga, em relação à laje sem armadura de cisalhamento, chegou a até 92%, com o uso da armadura treliçada pré-fabricada e 101% com o uso de *Studs*, mostrando que o limite superior de carga última em função da resistência do concreto (V_u/V_c) pode ser limitado a 2 e que a armadura estudada nesse trabalho apresenta um elevado potencial de comercialização, uma vez que seu custo por incremento de carga foi menor do que a laje armada com *Studs Rails*, exceto para os critérios sugeridos pelo ETA 12/0454, reduzindo o custo total em 15,6%.

Palavras-chave: Punção; Concreto armado; Lajes lisas; Armaduras de cisalhamento.

ABSTRACT

In the flat slab system, the slab-column connection is a critical point due to the risk of punching shear failure. Several structural collapses are reported due to this mode of failure and constructive errors are the main causes of such accidents, leading researchers to study new shear reinforcement to minimize them. The use of shear reinforcement is the most efficient way to increase punching shear ductility and strength, but its correct arrangement generates conflict with the flexural reinforcement. Thus, Ferreira *et al.* (2016) propose a pre-fabricated truss reinforcement positioned internally to the flexural reinforcement, which generated the patent number BR 10 2015 006518 3 A2. Therefore, the work carried out in this research contributes to the investigation of cases of bidirectional shear for the present reinforcement.

In this research, 5 experimental tests of reinforced concrete flat slabs submitted to symmetrical loading, containing both Stud Rails and the pre-fabricated truss reinforcement proposed by Ferreira *et al.* (2016) as shear reinforcement, were carried out. The study evaluated the performance of the reinforcement in relation to punching shear strength and analyzed the upper limits of strength, since a flexural reinforcement ratio of 2% and shear reinforcement ratios around 1% were used. The slabs were octagonal with a 2500 mm distance between parallel faces, side of 1036 mm and thickness of 210 mm, cast with concrete around 30 MPa and supported on columns with 400-mm-side. The following variables were analyzed: shear reinforcement type, slope and spacing of the shear reinforcement layers, as well as the design parameters of ACI 318 (2014), EC2 (2014), ABNT NBR 6118 (2014) and ETA 12/0454 (2012) codes.

The experimental results show that the increase of load, in relation to the slab without shear reinforcement, reached up to 92%, with the use of pre-fabricated truss reinforcement, and 101% with the use of Studs, showing that the upper limit of ultimate load as a function of the concrete strength (V_u/V_c) can be limited to 2 and that the reinforcement studied in this research has a high commercial potential, since its cost per increment of load was lower than the one of the slab reinforced with Studs Rails, except for the design criteria suggested by ETA 12/0454, reducing the total cost by 15.6%.

Keywords: Punching shear; Reinforced concrete; Flat slabs; Shear reinforcement.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA	4
1.2. OBJETIVOS	5
1.2.1. Geral	5
1.2.2. Específicos	5
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. PUNÇÃO	7
2.2. ARMADURA DE CISALHAMENTO PARA LAJES	10
2.2.1. Armadura com ancoragem por dobras	11
2.2.2. Armadura com ancoragem mecânica	12
2.2.3. Armadura Internas e/ou com ancoragem deficiente	13
2.2.3.1. Armadura Treliçada Pré-Fabricada	17
2.3. RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	26
2.3.1. ACI318 (2014)	26
2.3.2. Eurocode 2 + BS A1 EC2 (2014).	28
2.3.3. ABNT NBR 6118 (2014)	30
2.3.4. EOTA ETA - 12/0454 (2012)	31
2.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO	33
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	36
3.1. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES	36
3.2. ARMADURA DE FLEXÃO	38
3.3. ARMADURA DE CISALHAMENTO	40
3.4. ARMADURA COMPLEMENTAR	44
3.5. SISTEMA DE ENSAIO	46
3.6. INSTRUMENTAÇÃO	49
3.6.1. Deslocamentos Verticais	49
3.6.2. Deformações nas armaduras e no concreto	50

3.7. MATERIAIS	55
3.7.1. Concreto	55
3.7.2. Concretagem e cura das lajes	55
3.7.3. Propriedades mecânicas	56
3.7.4. Aço	56
3.8. CRITÉRIOS DE CÁLCULO	58
3.8.1. Contabilização das armaduras contribuintes para resistência à punção	58
3.8.2. Inclinação das armaduras	60
4. RESULTADOS	61
4.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS LAJES	61
4.2. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO E SUPERFÍCIE DO CONCRETO	64
4.3. DEFORMAÇÕES INTERNAS NO CONCRETO	72
4.4. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO	74
4.5. MAPA DE FISSURAÇÃO	81
4.6. CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA DAS LAJES	85
4.7. ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	89
4.8. ESTIMATIVA DE CUSTO	90
5. CONCLUSÕES	94
5.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL	94
5.1.1. Sistema de ensaio	94
5.1.2. Monitoramento dos deslocamentos	95
5.1.3. Deformações nas armaduras de flexão e superfície do concreto	95
5.1.4. Deformações internas do concreto	96
5.1.5. Deformações nas armaduras de cisalhamento	96
5.1.6. Deformações nas armaduras complementares	98
5.1.7. Fissuração e superfície de ruptura	98
5.2. ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	99
5.3. ESTIMATIVA DE CUSTO	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características das lajes.....	37
Tabela 3.2 - Composição do traço adotado	55
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto	56
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do aço	57
Tabela 4.1 – Tabela de classificação dos modos de ruptura.....	88
Tabela 4.2 – Comparação de cargas experimentais com as estimadas pelos critérios normativos	89
Tabela 4.3 – Comparação entre V_u e V_{cs} dos critérios normativos	90
Tabela 4.4 - CPU armadura treliçada pré-fabricada a 90° laje SW1	91
Tabela 4.5 - CPU armadura treliçada pré-fabricada a 60° laje SW2	92
Tabela 4.6 - CPU EC2 – Stud Rails laje SR1	92
Tabela 4.7 - CPU ETA – Stud Rails laje SR2	92

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Disposição ideal versus arranjo adaptado.....	1
Figura 1.2 – Detalhe armadura treliçada pré-fabricada	2
Figura 1.3 – Acidente estrutural do Residencial Grand Parc. (Coutinho <i>et al.</i> , 2016).....	3
Figura 1.4 – Tipos de arranjos das armaduras de cisalhamento (Pereira Filho, 2016).....	4
Figura 2.1 - Modos de ruptura à punção de lajes lisas de concreto armado.....	7
Figura 2.2 – Comportamento dos modos de ruptura por punção	8
Figura 2.3 - Superfície de ruptura interceptando a armadura de cisalhamento (Ferreira, 2010).....	9
Figura 2.4 - Desenvolvimento de fissuras de arrancamento. a) ensaio padrão de arrancamento; b) fissuras de arrancamento; c) ruptura fora da região de reforço; d) delaminação (Muttoni, 2009).	9
Figura 2.5 – Gráficos de carga x rotação das lajes de Kinnunen e Nylander (1960). (Muttoni, 2008).....	10
Figura 2.6 - Tipos de armadura de cisalhamento com ancoragem por dobras (Pereira Filho, 2016).....	11
Figura 2.7 - Estribo de beutel tipo I (Adaptado Beutel e Hegger, 2002).....	12
Figura 2.8 - Armadura de cisalhamento com ancoragem mecânica.....	13
Figura 2.9 - Fissuras de delaminação (Regan e Samadian, 2001).....	14
Figura 2.10 - Gráfico carga deslocamento. (Adaptado Hassan, 2015).....	14
Figura 2.11 – Resultados de ensaios carga x rotação (Einpaul <i>et al.</i> , 2016)	16
Figura 2.12 - Tipos de armadura de cisalhamento com ancoragem deficiente	17
Figura 2.13 - Detalhes da armadura do estribo.....	18
Figura 2.14 – Armadura treliçada pré-fabricada (Ferreira <i>et al.</i> , 2016)	19
Figura 2.15 – Processo industrializado de corte e dobra da armadura	19
Figura 2.16 - Gráfico V_u/V_{ref} . (adaptado de Ferreira <i>et al.</i> , 2016)	20
Figura 2.17 - Gráficos 1ª Série de ensaios (adaptado Tapajós , 2017).....	21
Figura 2.18 - Gráficos 2ª Série de ensaios (adaptado Tapajós, 2017).....	21
Figura 2.19 – Gráficos cortante x deslocamento (Sousa, 2017).....	22
Figura 2.20 – Comportamento da armadura treliçada pré-fabricada em lajes lisas	24
Figura 2.21 – Processo de instalação dos módulos de armadura em uma laje.....	25
Figura 2.22 – Possíveis arranjos para os módulos da armadura treliçada pré-fabricada.....	26
Figura 2.23 – Critérios de detalhamento (Adaptado ACI 318, 2014)	28
Figura 2.24 - Perímetro de controle Eurocode2 (Adaptado Eurocode2, 2014).....	30
Figura 2.25 - Perímetro de controle ABNT NBR 6118 (2014) (Adaptado ABNT NBR 6118, 2014).....	30

Figura 2.26 - Regiões e perímetro de controle apunção em lajes lisas com armadura de cisalhamento segundo o ETA (Adaptado ETA 12/0454, 2012).....	32
Figura 2.27 – Simplificação para distribuição de tensões na flexão	34
Figura 2.28 – Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho	35
Figura 3.1 – Dimensões dos espécimes e pontos de aplicação de carga	38
Figura 3.2 - Armaduras de flexão das lajes e detalhe do pilar	39
Figura 3.3 - Detalhes das armaduras de cisalhamento produzidas pela TREJOR.....	40
Figura 3.4 - Studs utilizados como armadura de cisalhamento.	41
Figura 3.5 - Projeto das armaduras de cisalhamento	41
Figura 3.6 - Arranjo e distribuição das armaduras de cisalhamento nas lajes. SR1 e SR2.....	42
Figura 3.7 - Posicionamento das armaduras de cisalhamento nas lajes SR1 e SR2.....	42
Figura 3.8 - Detalhe do projeto dos módulos da armadura treliçada pré-fabricada	43
Figura 3.9 - Módulos confeccionados	43
Figura 3.10 – Arranjo dos módulos da armadura de cisalhamento nas lajes SW1 e SW2..	44
Figura 3.11 - Posicionamento das armaduras de cisalhamento nas lajes SW1 e SW2.....	44
Figura 3.12 – Área de armação da armadura complementar	45
Figura 3.13 – Detalhe da armadura complementar.....	45
Figura 3.14 – Detalhe da armadura complementar.....	45
Figura 3.15 – Detalhe do arranjo das armaduras complementares SW1 e SW2	46
Figura 3.16 – Sistema de ensaio	47
Figura 3.17 – Foto frontal do sistema de ensaio.....	48
Figura 3.18 – Foto geral do sistema de ensaio	48
Figura 3.19 – Posicionamento dos LVDT's	49
Figura 3.20 – Posicionamento dos LVDT's	50
Figura 3.21 – Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão e na superfície do concreto	51
Figura 3.22 – Extensômetros internos	52
Figura 3.23 – Extensômetros internos posicionados Laje REF.....	52
Figura 3.24 – Extensômetros das armaduras de cisalhamento lajes SR1 e SR2	53
Figura 3.25 – Extensômetros das armaduras de cisalhamento lajes SW1 e SW2.....	54
Figura 3.26 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado ACI318, 2014)	58
Figura 3.27 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado EC2, 2014)....	59
Figura 3.28 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado NBR 6118, 2014).....	59
Figura 3.29 – Critérios de detalhamento conforme ETA 12/0454 (2012).....	60
Figura 4.1 – Gráficos de deslocamento lajes REF e SR2.....	62
Figura 4.2 – Gráficos de deslocamento das laje SR2, SW1 e SW2	62
Figura 4.3 – Gráfico carga deslocamento	64

Figura 4.4 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto.	65
Figura 4.5 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto.	66
Figura 4.6 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto laje SW2	66
Figura 4.7 – Determinação do posicionamento da linha neutra	67
Figura 4.8 – Gráfico da variação do bloco de compressão em função da carga	68
Figura 4.9 – Variação da linha neutra no interior das lajes	69
Figura 4.10 – Gráfico carga x deformação para os extensômetros nas barras de flexão.....	70
Figura 4.11 – Gráficos extensômetros de concreto tangenciais (C4) e radiais (C5)	71
Figura 4.12 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje de referência.....	72
Figura 4.13 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje SR1.....	73
Figura 4.14 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje SR2.....	74
Figura 4.15 – Perfil de deformações dos extensômetros das armaduras de cisalhamento das lajes SR1 e SR2	75
Figura 4.16 – Perfil de deformações dos extensômetros das armaduras de cisalhamento das lajes SW1 e SW2.....	76
Figura 4.17 – Variação da contribuição de V_c e V_s para diferentes camadas de armadura de cisalhamento para as lajes SR1 e SR2	78
Figura 4.18 – Variação da contribuição de V_c e V_s para diferentes camadas de armadura de cisalhamento para as lajes SW1 e SW2.....	79
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras complementares das lajes SW1 e SW2.....	80
Figura 4.20 – Indicação das fissuras monitoradas	81
Figura 4.21 – Gráficos de carga por abertura de fissura.....	82
Figura 4.22 – Mapa de Fissuração da laje REF	83
Figura 4.23 – Mapa de Fissuração da laje SR1	83
Figura 4.24 – Mapa de Fissuração da laje SR2	84
Figura 4.25 – Mapa de Fissuração da laje SW1	84
Figura 4.26 – Mapa de Fissuração da laje SW2	85
Figura 4.27 – Área adotada para produção da equipe.....	91
Figura 4.28 - Gráfico custo por m^2	93
Figura 4.29 - Gráfico custo por incremento de carga por m^2	93

LISTA DE SÍMBOLOS

a	é a maior dimensão do pilar
$A_{sw/camada}$	é a área de aço presente na camada analisada.
A_{swtot}	é a área de aço total da armadura de cisalhamento na seção transversal de um perímetro de armaduras;
b	é a menor dimensão do pilar.
C	é a dimensão da face do pilar;
d	é a altura útil;
d_y	altura útil das barras dispostas no eixo y;
E_s	módulo de elasticidade do aço.
E_{ci}	módulo de elasticidade inicial
ϵ_{ys}	é a deformação de escoamento do aço
ϵ_{ct}	é a deformação limite a tração do concreto;
ϵ_s	é a deformação do aço;
f_c	é a resistência à compressão do concreto;
$f_{yw,ef}$	é a tensão de escoamento efetiva na armadura de cisalhamento;
f_{ys}	é a tensão de escoamento do aço;
f_u	carga de ruptura nos ensaios de materiais;
f_{yw}	é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;
r	é a distância do centro da laje até o LVDT
r_q	é o raio de aplicação de carga
S_0	é o espaçamento entre o pilar e a primeira camada de armadura de cisalhamento;
S_r	é o espaçamento entre as camadas de armadura de cisalhamento;
S_{r2}	é o espaçamento entre camadas de armadura de cisalhamento adotado pelo ETA;
u_0	é o perímetro do pilar.
u_1	é o perímetro de controle afastado a 2d das faces do pilar;
u_{out}	é o perímetro de controle afastado d/2 da região das armaduras de cisalhamento, como mostra
ρ	é a média geométrica da taxa de armadura de flexão;
ρ_w	é dado como a taxa de armadura transversal

m_c	é o número de perímetros de armaduras de cisalhamento na região C;
m_r	é o momento resistente da laje;
m_D	é o número de perímetros de armaduras de cisalhamento na região D
n_C	é o número de armaduras de cisalhamento por perímetro na região C;
v	é o fator de redução da eficiência da resistência biela;
$v_{\min}$	é a tensão mínima;
$V_{s/camada}$	é a força atuante na camada a qual deseja monitorar;
V	é a força cortante;
V_s	é força de contribuição das camadas de armadura contribuintes à punção;
V_c	é a parcela de contribuição do concreto
V_u	é a carga de ruptura
V_{flex}	carga teórica de ruptura a flexão;
$V_{teórico}$	carga teórica das normas;
x	distância da face comprimida à linha neutra;
α	é o ângulo de inclinação da camada da armadura;
θ	é o ângulo de inclinação da perna da armadura do estribo;
ϕ_w	é o diâmetro da armadura de cisalhamento.

1. INTRODUÇÃO

No sistema construtivo em lajes lisas, a região da ligação entre a laje e o pilar é um ponto crítico devido ao risco de ruptura à punção, o qual consiste em um modo de ruptura brusco podendo levar a estrutura à ruína através do colapso progressivo. O sistema estrutural com lajes diretamente apoiadas sobre os pilares foi desenvolvido no começo do século XX por C. P. Turner, na América do Norte, e Robert Maillart, na Europa. Trata-se de um modelo estrutural que simplifica significativamente as etapas de confecção de formas e armaduras, mas que requer cuidados, uma vez que erros construtivos podem levar a estrutura à ruína.

Além dos problemas construtivos habituais, a utilização de armadura de cisalhamento em lajes lisas gera outras dificuldades construtivas, uma vez que as armaduras de cisalhamento interferem na distribuição das armaduras de flexão, gerando elevada concentração de armaduras em uma área restrita. Isso ocorre para todos os tipos de armadura de cisalhamento onde a ancoragem é feita dentro da região das armaduras de flexão, forçando ajustes em sua disposição. A Figura 1.1a ilustra um arranjo ideal utilizando *Studs Rails* como armadura de cisalhamento, em que a hachura destaca os *Studs* que estão em conflito com a armadura de flexão. A Figura 1.1b mostra um possível ajuste no arranjo radial para permitir o posicionamento das armaduras. Percebe-se que este ajuste altera o espaçamento das armaduras de cisalhamento, podendo desfavorecer o seu desempenho estrutural.

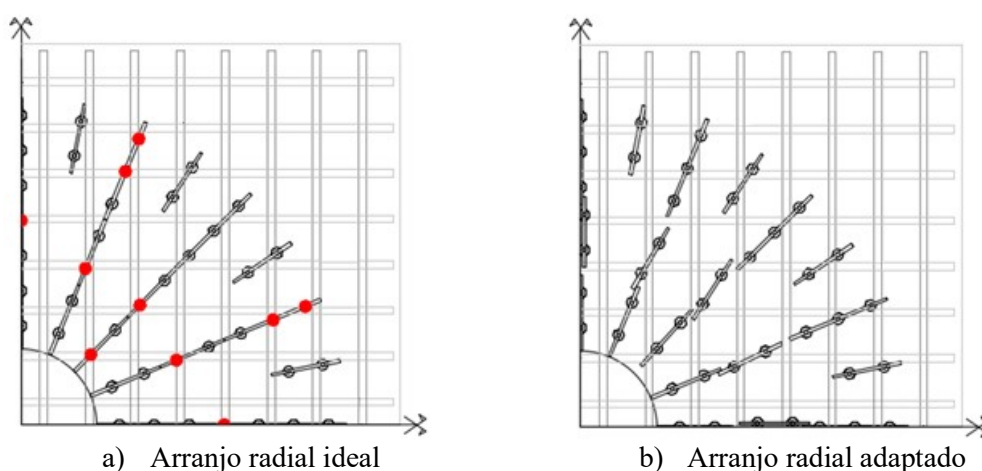
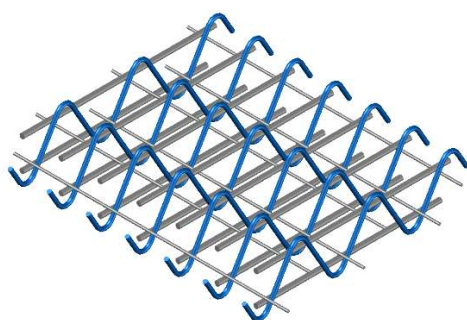


Figura 1.1 - Disposição ideal versus arranjo adaptado

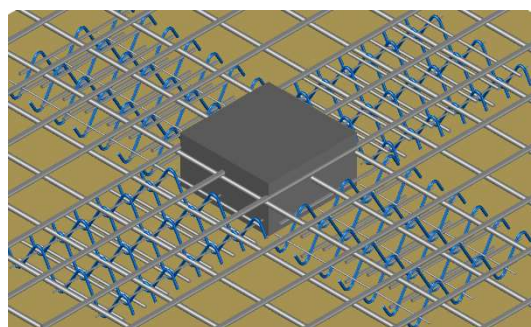
De uma forma geral, mesmo armaduras como os *Double Headed Studs*, que são mais populares fora do Brasil, devido a sua elevada capacidade de ancoragem e flexibilidade construtiva, também geram interferências mesmo podendo ser instalados após a montagem das armaduras de flexão. Para minimizar estes problemas, autores como Regan e Samadian

(2001), Trautwein (2001), Park *et al.* (2007), Caldentei *et al.* (2013), e Furche (2014), desenvolveram pesquisas com armaduras de cisalhamento onde a sua ancoragem independem das armaduras de flexão. Os estudos de Regan e Samadian (2001) mostraram que esse tipo de armadura estaria sujeito a uma ruptura prematura por delaminação. Trautwein (2006) buscou estudar a utilização de uma armadura complementar para combater o surgimento desse fenômeno, concluindo que auxiliam no controle da abertura de fissuras horizontais.

Ferreira *et al.* (2016) propõe uma nova armadura de cisalhamento treliçada pré-fabricada, montada em módulos e posicionada entre as armaduras de flexão, evitando possíveis conflitos. O processo de instalação desta armadura é rápido quando comparado a instalação de *Stud Rails*, diminuindo o tempo de execução da construção. A Figura 1.2a mostra o módulo da armadura pré-fabricada e a Figura 1.2b mostra as armaduras de flexão superiores apoiadas nos módulos posicionados da armadura treliçada disposta em um arranjo em cruz.



a) Módulo da armadura treliçada



b) Armadura em um arranjo em cruz

Figura 1.2 – Detalhe armadura treliçada pré-fabricada

Nos últimos anos o Brasil registrou relevantes acidentes estruturais com ruptura por punção. Em 2016 ocorreu em Vitória, no estado de Espírito Santo, o colapso da área de lazer do edifício residencial Grand Parc levando a uma vítima fatal. Conclusões indicam que este acidente ocorreu por falhas construtivas (COUTINHO *et al.*, 2016). A Figura 1.3 mostra imagens do local após o acidente, percebe-se na Figura 1.3b que a armadura de flexão superior, formada por armaduras passivas e mono cordoalhas engraxadas, desceu durante a concretagem, reduzindo de forma significativa a altura útil da laje. Caso fossem utilizadas as armaduras de cisalhamento proposta por Ferreira *et al.* (2016), a altura útil das lajes teria sido preservada, uma vez que os módulos apoiariam as armaduras superiores, minimizando seu deslocamento horizontal.



a) Vista geral da estrutura após o colapso

b) Detalhe de uma das ligações laje-pilar

Figura 1.3 – Acidente estrutural do Residencial Grand Parc. (Coutinho *et al.*, 2016)

A revisão da literatura mostra uma vasta quantidade de acidentes estruturais com ruptura por punção em edifícios, como nos casos do edifício *Sampoong Department Store* discutido por Gardner (2002) e do edifício *Commonwealth Avenue* discutido por King e Delatte (2004), destacando-se que, em sua maioria, estes acidentes estão relacionados com falhas importantes nas fases de execução. O contexto remete que uma estrutura construída com lajes lisas deve possuir um nível de exigência mais elevado em seu controle executivo, pois acidentes com ruptura frágil são suscetíveis.

Além do tipo de armadura, outro fator que deve ser determinado pelo projetista é o arranjo e as disposições das armaduras de cisalhamento a serem adotadas, pois estes interferem nos critérios de cálculo. A Figura 1.4 mostra os arranjos comumente utilizados e recomendados pelos parâmetros normativos. Segundo Andra *et al.* (1979 *apud* Birkle, 2004) o arranjo ideal das armaduras de cisalhamento é aquele em que elas são distribuídas igualmente por volta de toda a superfície de ruptura, como o arranjo radial (Figura 1.4a), que é recomendado pela Eurocode 2 (2014) incluindo o anexo nacional BS EN A1 (2014), já o ACI 318 (2014) recomenda a utilização do arranjo em cruz (Figura 1.4d) o qual facilita a execução para diversos tipos de armadura de cisalhamento.

Adoção de arranjos circunferencial (Figura 1.4b) e em grade (Figura 1.4c) tendem a ter uma distribuição não homogênea no que tange o perímetro de controle adotado pelos critérios normativos, dificultando a determinação das armaduras que de fato contribuem para a resistência à punção, esses arranjos podem ser observados nos trabalhos de Yamada *et al.* (1992) e Lips *et al.* (2012).

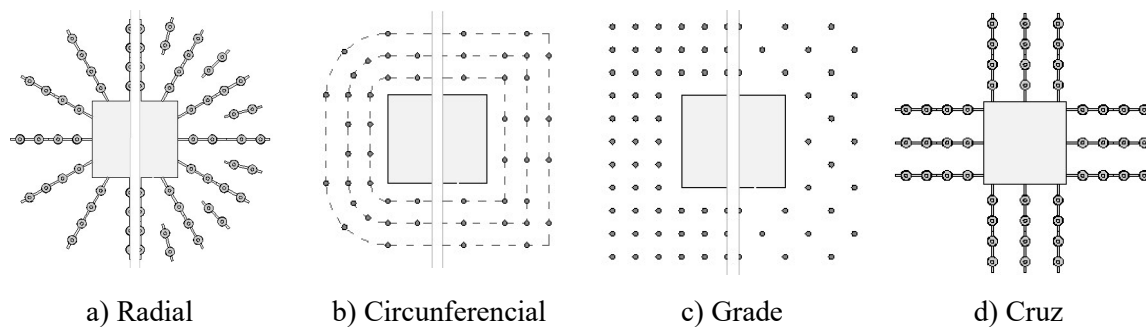


Figura 1.4 – Tipos de arranjos das armaduras de cisalhamento (Pereira Filho, 2016)

Grandes recomendações normativas, como as normas Eurocode 2 (2014) e ABNT NBR 6118 (2014), determinam regras de detalhamento orientando o espaçamento das camadas de armadura de cisalhamento, em que a zona de contribuição das armaduras que resistem à punção será no perímetro de controle de 2 vezes a altura útil (d) afastados da região adjacente ao pilar, porém a ficha de aprovação técnica ETA 12/0454 (2012) orienta que essa zona deva ser considerada a $1,125.d$ afastado do pilar, indicando que a zona contribuinte das armaduras de cisalhamento se distribui nas primeiras camadas e a partir desse perímetro as armaduras são posicionadas com espaçamentos maiores.

Além do arranjo, perímetros de controle e distribuição das armaduras, os parâmetros normativos divergem quanto a limitação da resistência à punção de lajes lisas de concreto armado. Pode-se citar como exemplos o EC2 e o anexo nacional britânico (2014) o qual limita a resistência na região interna as armaduras em $1,5$ da resistência do concreto (V_c), o ACI 318 (2014) limita em $1,5 V_c$ para lajes armadas com estribos e $2,0 V_c$ para lajes armadas com *Studs* e a ficha de aprovação técnica ETA 12/0454 (2012) o qual impõe essa limitação na resistência máxima (V_{max}) em $1,96 V_c$. Autores como Gomes e Regan (1999), Yamada *et al.* (1992), Chana e Desai (1992) alcançaram em seus ensaios relações de carga última pela carga de referência (V_u/V_c) superiores a $2,0$, chegando até $2,3$, mostrando que um limite de $2,0 V_c$ aparenta ser conservador.

1.1. Justificativa

Com a utilização mais frequente de lajes lisas, existe a necessidade de aumentar a produtividade, minimizando-se a incompatibilidade das armaduras de cisalhamento com as de flexão e reduzindo-se o custo global do projeto. Além disso, é importante destacar que as normas de projeto divergem quanto a estimativa da capacidade resistente à punção de lajes lisas de concreto armado com armadura de cisalhamento. A ficha de aprovação técnica ETA

12/0454 (2012) apresenta recomendações de dimensionamento e detalhamento bastante distinta das normas internacionais, permitindo a redução significativa do consumo de armaduras de cisalhamento.

Autores como Ferreira (2016), Tapajós (2017) e Sousa (2017) vêm estudando uma armadura treliçada pré-fabricada que tem como objetivo minimizar os problemas citados e produzi-la em escala industrial, tornando-a viável economicamente. A patente de número BR 10 2015 006518 3 A2 é fruto desses trabalhos desenvolvidos na Universidade Federal do Pará. Esta linha de pesquisa, que inicialmente tratou os casos de cisalhamento unidirecional agora avança através deste trabalho para a investigação dos casos de cisalhamento bi-direcional (punção).

Este trabalho tem como motivação analisar experimentalmente os limites superiores de resistência à punção na região de ligação entre a laje e o pilar em sistemas com lajes lisas de concreto armado, comparando-se o desempenho estrutural das armaduras propostas com o observado para armaduras tracionais como os *Studs Rails*. Os ensaios foram dimensionados buscando-se atingir uma relação de resistência entre a força última (V_u) e a parcela de resistência do concreto (V_c) de $V_u/V_c = 2,5$. Ressalta-se que esta série de ensaios faz parte do projeto de doutorado do Eng. Manoel Mangabeira Pereira Filho, em andamento na Universidade de Brasília.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

O objetivo desta pesquisa é avaliar experimentalmente o desempenho da ligação laje-pilar em lajes lisas de concreto armado sob carregamento simétrico, utilizando armadura treliçada pré-fabricada, bem como analisar os limites superiores de resistência à punção de lajes lisas com armadura de cisalhamento.

1.2.2. Específicos

De maneira mais específica esta pesquisa busca:

- Avaliar a influência de diferentes distribuições de armaduras de cisalhamento na resistência à punção em lajes lisas de concreto armado;

- Proporcionar um campo amostral para definição de limites superiores de resistência de lajes lisas de concreto armado com armadura de cisalhamento;
- Verificar o desempenho da armadura treliçada pré-fabricada quando submetida à punção;
- Analisar o incremento de resistência à punção devido a inclinação das camadas da armadura treliçada pré-fabricada
- Realizar um estudo de custo básico, referente a execução das armaduras para este trabalho.

1.3. Estrutura do trabalho

Este trabalho será composto por 5 capítulos. No capítulo 2 é feito uma revisão bibliográfica sobre punção, mostrando os tipos de armadura utilizadas, um breve resumo dos parâmetros normativos ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2014) , ABNT NBR 6118 (2014) e ETA 12/0454 (2012) e os critérios adotados para o cálculo da resistência a flexão das lajes. O capítulo 3 descreve o programa experimental realizado no Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE) em Tucuruí-PA. São apresentadas as características das lajes e do sistema de ensaio desenvolvido para esta pesquisa, detalhes das armaduras, instrumentação e propriedades mecânicas dos materiais utilizados.

No capítulo 4 serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados, bem como mostrar uma análise de custo executivo das diferentes situações abordadas na pesquisa, por fim, no Capítulo 5 são apresentadas as conclusões.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Punção

De acordo com Guandalini (2006) a punção se dá por meio de uma ruptura brusca por cisalhamento, a qual pode ocorrer em lajes lisas de concreto armado devido à ação de uma carga concentrada em uma área como a reação de um pilar. Segundo Ruiz e Muttoni (2009), uma laje plana de concreto armado reforçada com armadura de cisalhamento, pode desenvolver três modos distintos de ruptura por punção, sendo eles: o esmagamento do concreto perto na face do pilar ($V_{R,max}$), fissura cortando a região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,cs}$) e fissura fora da zona reforçada ($V_{R,out}$).

Além desses três tipos de ruptura, diversos autores que estudam lajes lisas com armaduras de cisalhamento que não tem sua ancoragem envolvendo as armaduras de flexão, observaram uma forma de rompimento por fissuras horizontais entre a armadura de flexão e a de cisalhamento. Regan e Samadian (2001) ao ensaiarem lajes lisas detalharam o aparecimento dessas fissuras, associando-as a uma perda de rigidez a flexão, denominando-as como fissuras de delaminação. Yamada *et al.* (1992), Gomes e Andrade (2000) e Hassan (2015) também identificaram o surgimento de fissuras de delaminação em seus ensaios, evidenciando de maneira clara esse tipo de ruptura. A Figura 2.1 mostra os modos de ruptura em lajes seccionadas após os ensaios.



a) Esmagamento da biela adjacente ao pilar ($V_{R,max}$) (Adaptado de Lips, 2012)



b) Ruptura dentro da região das armaduras ($V_{R,cs}$) (Ferreira, 2010)



c) Ruptura fora da região das armaduras ($V_{R,out}$) (Adaptado de Ferreira, 2010)

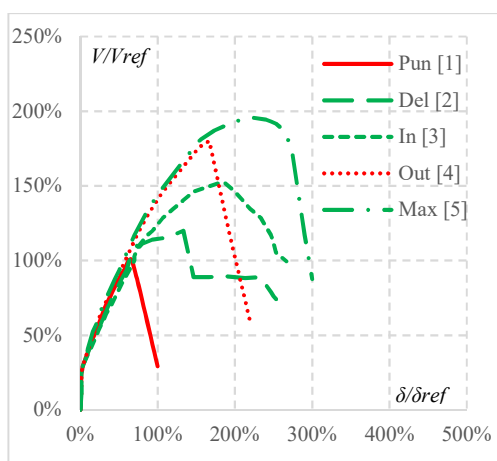


a) Ruptura por delaminação (Hassan, 2015)

Figura 2.1 - Modos de ruptura à punção de lajes lisas de concreto armado

Autores como Beutel e Hegger (2002) e Ruiz e Muttoni (2010) afirmam que a utilização de armaduras de cisalhamento é a solução técnica que melhor consegue incrementar na resistência à punção, tornando o rompimento mais dúctil.

Comparando os modos de ruptura identifica-se tendências específicas de comportamentos. A Figura 2.2 foi elaborada com o intuito de compilar diferentes modos de ruptura em um mesmo gráfico. Os valores adotados se baseiam em lajes estudadas na revisão bibliográfica, em que a carga última e a rotação de cada laje foi dividida pela carga última e rotação de sua respectiva laje de referência. Para lajes sem armadura de cisalhamento a ruptura por punção (Pun) ocorre de maneira brusca, a qual pode ser observada analisando as lajes de referência dos autores como Lips *et al.* (2012); para a ruptura por delaminação (Del), observa-se uma queda na resistência de forma brusca seguido por uma estabilização do carregamento e aumento dos deslocamentos, esse comportamento é bem representado pelas lajes de Hassan (2015); a ruptura dentro da região das armaduras (*In*) ocorre com ductilidade, sendo esse comportamento bem representado nas lajes de Birkle e Dilger (2008); o rompimento fora das camadas de armadura (*Out*) também acontece de forma brusca, conforme as lajes de Birkle (2008); e por fim, a ruptura pelo esmagando do concreto na região do pilar (Max) ocorrendo de maneira abrupta, lajes de Heinzmann *et al.* (2012).



OBS: [1] Lips *et al.* (2012); [2] Hassan (2015); [3] Birkle e Dilger (2008); [4] Birkle (2008); Heinzmann *et al.* (2012).

Figura 2.2 – Comportamento dos modos de ruptura por punção

As recomendações normativas, como o ACI 318 (2014) e EC 2 (2014), consideram que a resistência à punção para lajes com armadura de cisalhamento é dada pela soma da contribuição do aço e concreto, detalhando regras de distribuição das armaduras com o objetivo de evitar rupturas bruscas. Ao se estudar os comportamentos dos modos de ruptura

é ideal que o modo de falha se dê dentro da zona armada (In), Fib bulletin 12 (2001) orienta que em situações de projeto a seguinte relação deve ser seguida: $V_{in} \leq V_{out} \leq V_{max}$.

Segundo Ferreira (2010), a resistência à punção está diretamente ligada a superfície de ruptura. Em lajes com armadura de cisalhamento é fundamental a definição da inclinação dessa superfície, pois a parcela de contribuição do concreto e do aço são diretamente influenciadas pela capacidade da ancoragem das armaduras. A Figura 2.3 estima uma superfície de ruptura interceptando as armaduras de cisalhamento e possibilitando o cálculo do comprimento de ancoragem dos *Studs*.

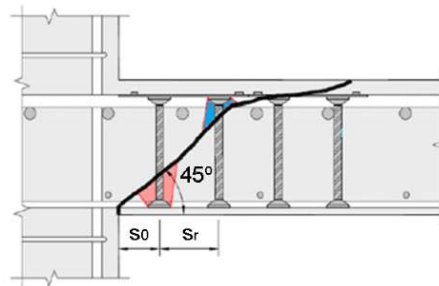


Figura 2.3 - Superfície de ruptura interceptando a armadura de cisalhamento (Ferreira, 2010)

De acordo com Ruiz e Muttoni (2009) diversas pesquisas vêm sendo desenvolvidas em relação ao modo de ruptura por arrancamento de pontos de ancoragem no concreto armado para a aplicação em lajes lisas, ressaltando que a aplicação direta dos resultados de ensaios de arrancamento ao cisalhamento não é ideal, pois as condições em que esses ensaios são realizados diferem das reais de uma laje lisa. A Figura 2.4 ilustra as superfícies de fissuração quando analisadas ao arrancamento.

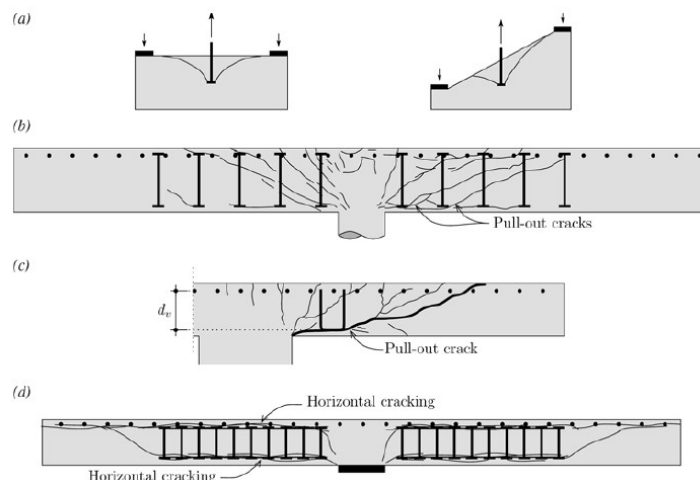


Figura 2.4 - Desenvolvimento de fissuras de arrancamento. a) ensaio padrão de arrancamento; b) fissuras de arrancamento; c) ruptura fora da região de reforço; d) delaminação (Muttoni, 2009).

Muttoni (2008) apresenta a teoria da fissura crítica para o cálculo da resistência à punção em lajes sem armaduras de cisalhamento. Embasado nos trabalhos Kinnunen e Nylander (1960), o autor compreende que a resistência à punção diminui com o acréscimo da rotação da laje (ψ), a qual é função da carga aplicada e de sua resistência a flexão, podendo ser explicada pelo surgimento de uma fissura crítica de cisalhamento cortando a biela. A Figura 2.5 evidencia a perda de resistência à punção com o aumento da rotação das lajes devido a diminuição das taxas de armadura de flexão e mostra o comportamento do critério de ruína adotado pelo modelo. Ruiz e Muttoni (2009) complementam o método incluindo diretrizes para o cálculo de lajes com armadura de cisalhamento.

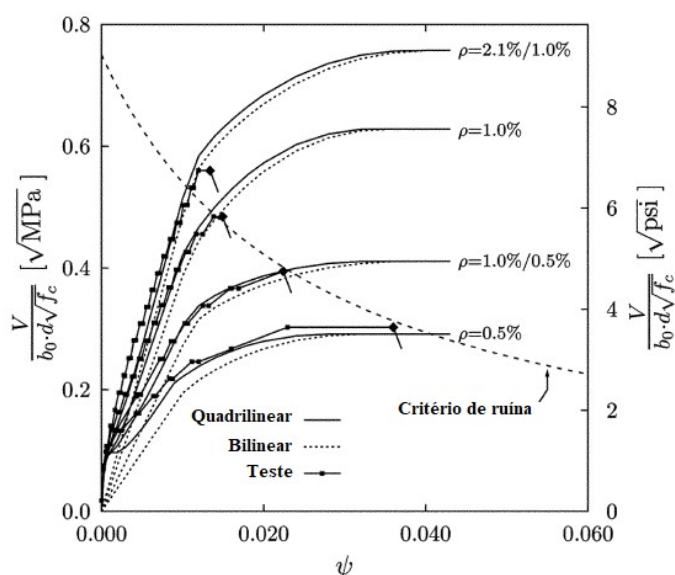


Figura 2.5 – Gráficos de carga x rotação das lajes de Kinnunen e Nylander (1960). (Muttoni, 2008)

2.2. Armadura de cisalhamento para lajes

Para o bom funcionamento da armadura no combate ao cisalhamento, faz-se necessário que a sua resistência se dê também pela contribuição do concreto, sendo fundamental que, em um comportamento conjunto, ocorram condições para as armaduras atingirem seu escoamento, o qual pode ser garantido basicamente por meio dos mecanismos de aderência entre o aço e o concreto, e dos mecanismos de ancoragem dessas armaduras. Em lajes lisas, a distribuição de esforços na armadura após a formação do cone de punção dependerá da maneira à qual as camadas de armadura de cisalhamento interceptam a fissura crítica (FERREIRA *et al.*, 2016).

Na literatura são estudados diferentes tipos de armadura de cisalhamento, neste trabalho utilizaremos o seguinte critério para classifica-las: armadura com ancoragem por dobras, que contém estribos bem ancorados envolvendo as barras de flexão; armadura com ancoragem mecânica com sua ancoragem na região das armaduras de flexão; e armadura com ancoragem deficiente por serem posicionadas entre as armaduras de flexão ou não as envolver.

2.2.1. Armadura com ancoragem por dobras

Diversos pesquisadores vêm estudando o comportamento de estribos fechados, abertos e contínuos como armadura para combater à punção. Pode-se citar Hegger *et al.* (2007), Volum *et al.* (2010), Lips *et al.* (2012) e Yamada *et al.* (2012) como autores que estudaram recentemente esses tipos de armadura. A Figura 2.6 apresenta diferentes tipos de armadura classificadas nesse contexto.

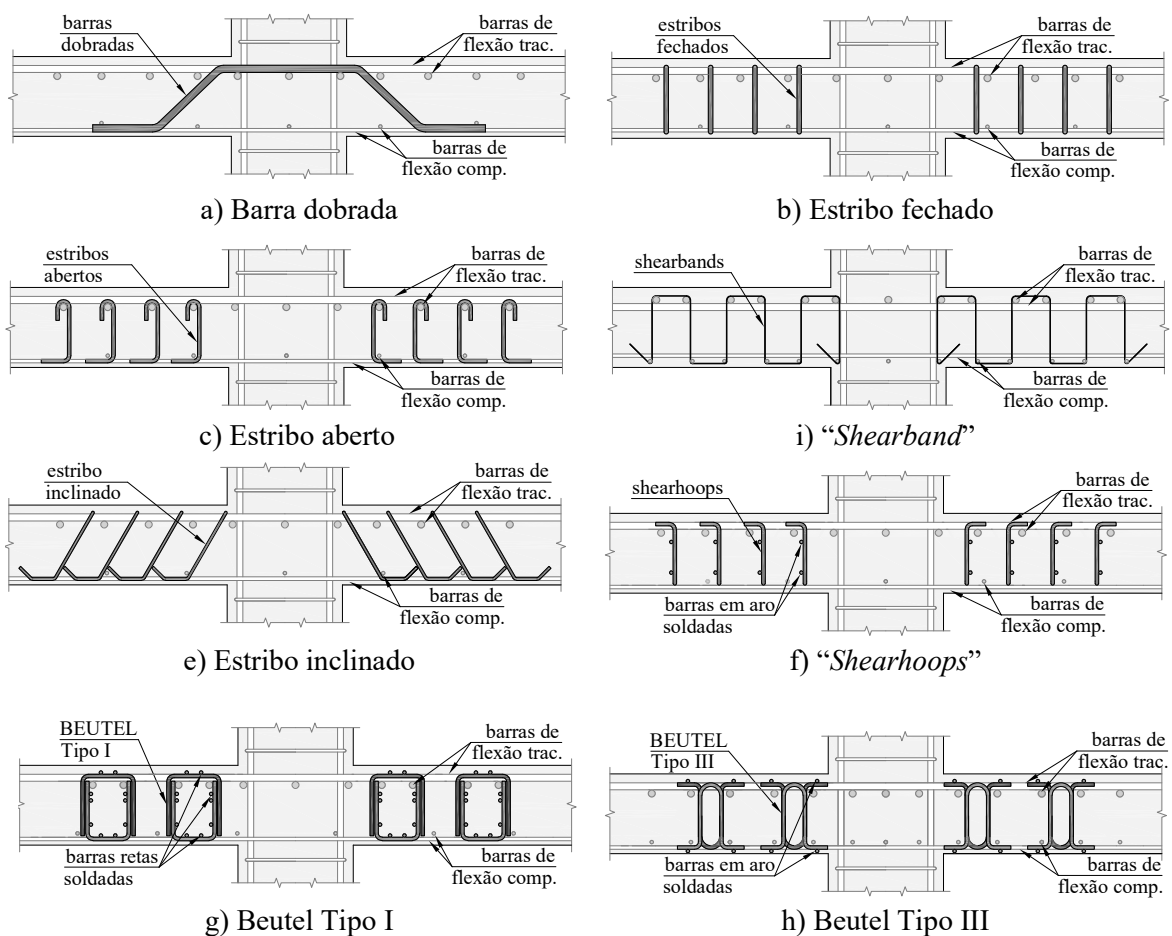


Figura 2.6 - Tipos de armadura de cisalhamento com ancoragem por dobras (Pereira Filho, 2016)

De maneira geral esses tipos de estribos proporcionam excelentes resultados para o incremento de resistência à punção em lajes lisas, podendo-se destacar o trabalho de Beutel (2002) o qual estudou o estribo mostrado na Figura 2.6b, que consiste na união de dois elementos, sendo um posicionado na parte inferior, não envolvendo as barras de flexão inferiores, e o outro posicionado na parte superior da armadura de flexão, as envolvendo. Barras foram soldadas nos estribos para garantirem seu mecanismo de ancoragem e a transferência de esforços entre os elementos dos estribos se dá por meio do transpasse realizado. A Figura 2.7 ilustra o funcionamento deste elemento.

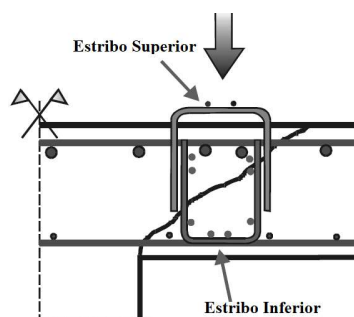


Figura 2.7 - Estribo de beutel tipo I (Adaptado Beutel e Hegger, 2002)

Beutel e Hegger (2002) compararam a eficiência do estribo tipo I ao estribo convencional e tiveram um acréscimo de carga equivalentes, sendo o estribo tipo I 7% menos resistente que o convencional. Portanto, ao analisar o trabalho de Beutel e Hegger (2002) conclui-se que os mecanismos de ancoragem adotados pelos autores incrementam a capacidade de ancoragem dos elementos e que o transpasse é capaz de transferir os esforços entre a parte inferior e superior do estribo tipo I quando submetidos a fissuras de cisalhamento.

2.2.2. Armadura com ancoragem mecânica

No sistema construtivo de lajes lisas as armaduras com ancoragem mecânica apresentam uma significativa parcela do setor de armadura de cisalhamento, destacando-se por apresentarem um maior controle de qualidade ao fato de que são produzidas industrialmente.

Dentre os diversos tipos destas armaduras, destacam-se os *Studs Rails* que se constituem basicamente de barras soldadas em tiras de aço com cabeça de ancoragem em sua extremidade, os *Double headed studs* que são caracterizadas por terem sua ancoragem

por meio de cabeças de aço nas duas extremidades, sendo esse tipo de armadura a comumente mais utilizada pelo fato de sua montagem ser mais simples do que as demais, podendo ser encontrada no trabalho de Ferreira (2010). E por fim, as fatias de perfis I metálicos, apresentadas por Gomes e Regan (1999) como armaduras de combate à punção, demonstrando-se muito eficientes, alcançando o dobro de resistência em relação à laje de referência. Por mais que essas armaduras apresentem resultados excelentes e uma maior facilidade executiva quando comparadas aos estribos fechados, também provocam problemas construtivos devido a interferência com as armaduras de flexão. A Figura 2.8 ilustra os tipos de armadura citadas.

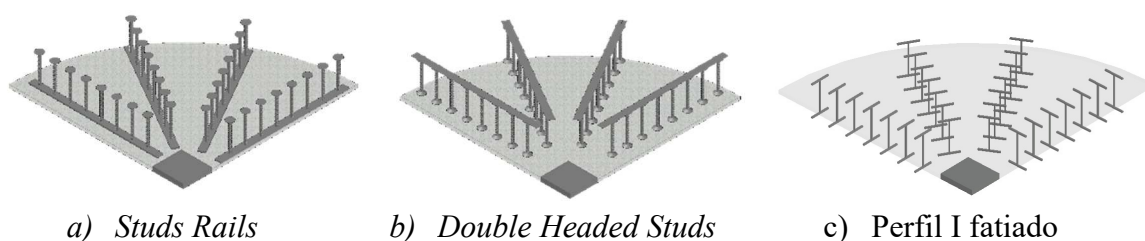


Figura 2.8 - Armadura de cisalhamento com ancoragem mecânica

2.2.3. Armadura Internas e/ou com ancoragem deficiente

Diversos pesquisadores vêm estudando novas armaduras de cisalhamento a fim de conhecer seu comportamento e encontrar soluções mais eficientes no combate à punção. Regan e Samadian (2001) apresentam resultados de duas lajes ensaiadas com a armadura denominada *Riss Star* (Figura 2.12g), a qual foi desenvolvida com a finalidade de ser prática, pois sua ancoragem é interna às armaduras de flexão e também serve como apoio na montagem das armaduras superiores. Essa armadura tem como mecanismo de ancoragem barras de aço soldadas lateralmente.

Os autores observaram em seu modo de ruptura a existência de fissuras horizontais indicando uma separação vertical, sendo identificadas no contato da armadura de cisalhamento com as barras de flexão inferiores e superiores, mostradas na Figura 2.9. Regan e Samadian (2001) associam esse fenômeno a perda de rigidez a flexão denominando-a delaminação. Os resultados da ruptura desses espécimes mostraram, que mesmo apresentando esse tipo de falha, uma performance estrutural satisfatória proporcionando 70% de acréscimo de resistência. Nota-se que os critérios normativos não estimam a resistência de ligações entre a laje e o pilar para esse tipo de armadura, porém, estariam sujeitos a uma ruptura prematura por delaminação.

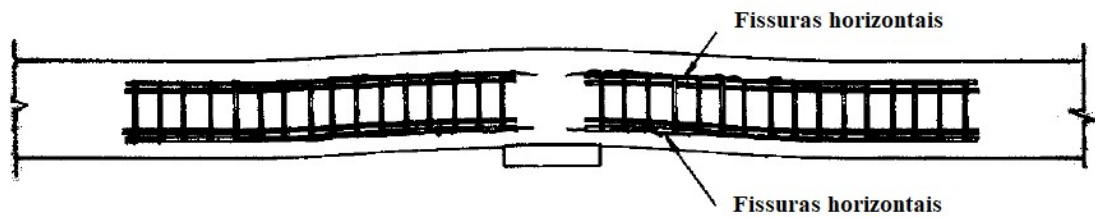


Figura 2.9 - Fissuras de delaminação (Regan e Samadian, 2001)

Hassan (2015) estudou uma armadura interna utilizando fibras de polímero visando reduzir os efeitos de corrosão, comumente visualizados em estruturas de concreto armado. O autor obteve resultados que auxiliam no entendimento do comportamento de lajes lisas sujeitas a delaminação. A Figura 2.10 mostra o gráfico carga deslocamento de duas lajes do autor, bem como a seção transversal dos elementos após a ruptura, com a laje $G_{(1.6)}350\text{-GBSS}(d/4)$ apresentando ruptura dentro da região das armaduras de cisalhamento e a laje $G_{(1.6)}350\text{-CSS}(d/4)$ rompendo de forma frágil por delaminação com fissuras horizontais em seu corte.

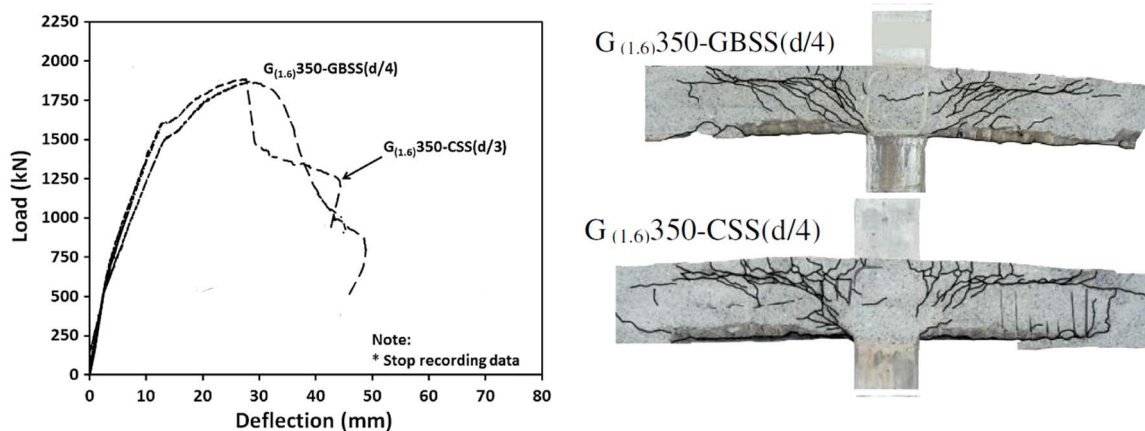


Figura 2.10 - Gráfico carga deslocamento. (Adaptado Hassan, 2015)

Gomes e Andrade (2000) e Trautwein (2001) estudaram a utilização de *Studs Rails* entre as armaduras de flexão (Figura 2.12e) e também verificaram o surgimento de fissuras horizontais relacionadas a delaminação. Os autores também avaliaram a influência do posicionamento do mecanismo de ancoragem da armadura de cisalhamento, elaborando lajes com a ancoragem inferior das armaduras de cisalhamento posicionada na região das armaduras de flexão, bem como a influência de pinos, como armadura complementar, na parte inferior dos *Studs Rails*, sendo posicionados internamente às armaduras de flexão (Figura 2.12f).

Ao analisar os resultados dos autores, conclui-se que a utilização das armaduras internas proporcionam resultados satisfatórios, chegando a incrementar em 78% a resistência da laje de referência; os pinos adotados não incrementaram na resistência das lajes, servindo apenas como mecanismo para o controle de abertura das fissuras horizontais; e o posicionamento do mecanismo de ancoragem reflete diretamente no incremento de resistência, pois os espécimes com o mecanismo de ancoragem inferior posicionado na região das armaduras de flexão resistiram 12% a mais quando comparados aos com armadura interna.

Trautwein (2006) complementou os estudos de armaduras internas utilizando *Stud Rails*, utilizando como uma das variáveis a substituição dos pinos complementares por armaduras em forma de U, denominadas de gancho, que envolviam as barras de flexão e o mecanismo de ancoragem inferior dos *Studs*. O autor conclui que a forma de fissuração na parte superior das lajes se manteve igual para as lajes desse e do trabalho de Gomes e Andrade (2000). A utilização da armadura complementar em forma de gancho retardou o aparecimento de fissuras de delaminação e conforme o acréscimo de camadas dessa armadura a fissura horizontal foi impedida de surgir, fato que provocou um acréscimo de resistência, chegando a modificar o plano de ruptura da laje com maior número de ganchos.

Furche (1997) iniciou os trabalhos experimentais com uma armadura treliçada pré-fabricada, denominada *Filigran* (Figura 2.12c), com três barras ligadas por outras barras diagonais soldadas, sendo uma diagonal vertical e uma inclinada a 45°. A Organização Europeia de Avaliação Técnica (EOTA) publicou o *European Technical Assessment* (ETA) 13/0521 (2013) que fornece um guia para projeto de lajes com esse tipo de armadura. Siburg *et al.* (2014) deu continuidade aos estudos dessa armadura e propôs adaptações que incrementaram capacidade resistente à punção nos espécimes ensaiados.

Os mecanismos de ancoragem são um dos principais fatores analisados nesses tipos de armadura. Einpaul *et al.* (2016) buscou avaliar a influência da ancoragem em 11 diferentes tipos de armadura de cisalhamento. A Figura 2.11 apresenta os resultados alcançados em sua pesquisa, deixando claro os tipos de armaduras utilizadas e seus comportamentos de carga por rotação.

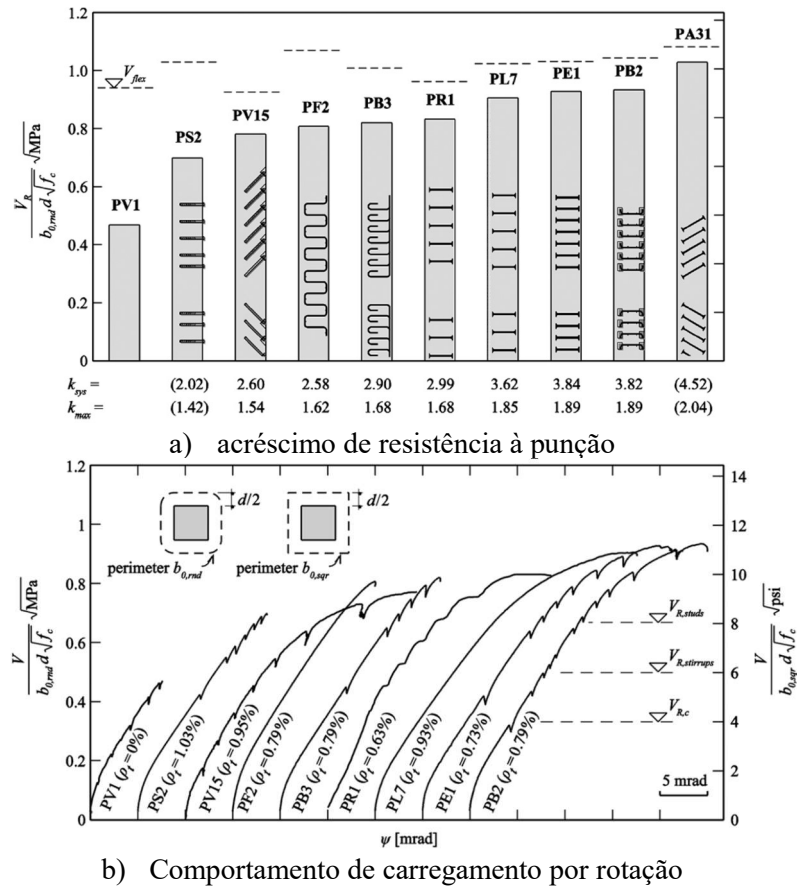


Figura 2.11 – Resultados de ensaios carga x rotação (Einpaal *et al.*, 2016)

Com os resultados de Einpaal *et al.* (2016) fica claro que a ancoragem influi diretamente na resistência à punção de lajes lisas. Hegger *et al.* (2017) analisou os trabalhos desenvolvidos nos últimos 20 anos do *Institute of Structural Concrete*, onde foram ensaiadas lajes lisas variando os tipos de armadura e a qualidade de suas ancoragens, buscando entender seus comportamentos, chegando a conclusões similares as de Einpaal *et al.* (2016).

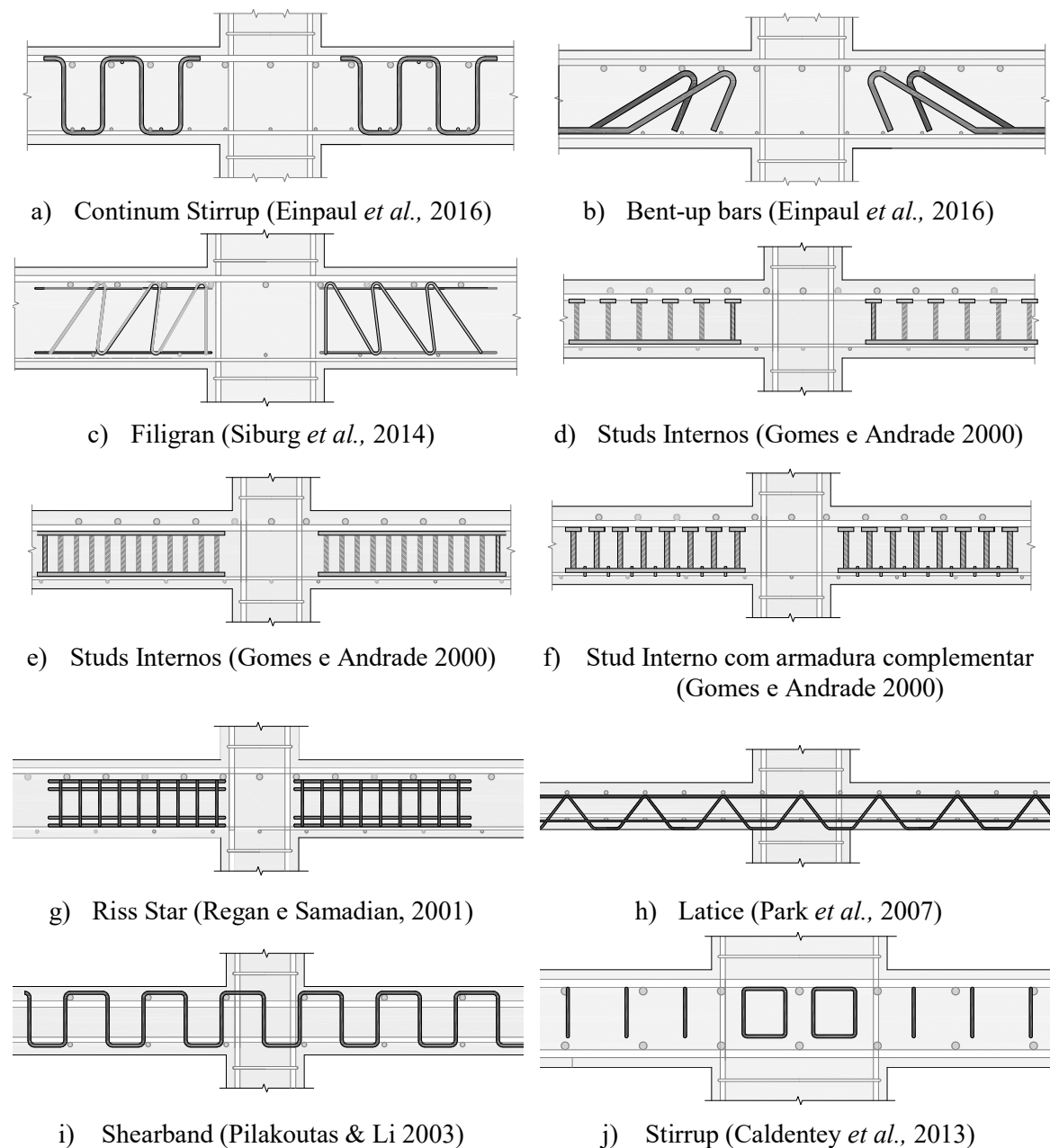


Figura 2.12 - Tipos de armadura de cisalhamento com ancoragem deficiente

2.2.3.1. Armadura Treliçada Pré-Fabricada

A armadura treliçada pré-fabricada é uma armadura de cisalhamento posicionada internamente as armaduras de flexão, com seus mecanismos de ancoragem não às envolvendo. Ferreira *et al.* (2016) a apresenta como uma possível solução às dificuldades construtivas na adoção de armaduras de cisalhamento em painéis de lajes lisas, pois os tipos de armadura e os arranjos comumente utilizados geram conflitos com as armaduras de flexão, forçando ajustes nas disposições projetadas.

Foi desenvolvida como uma armadura de cisalhamento objetivando sanar as incompatibilidades entre armaduras de cisalhamento e de flexão, aumentar a produtividade executiva do sistema de lajes lisas, diminuir o custo efetivo global dos projetos e se tornar industrialmente comerciável. Sua idealização surgiu a partir da face lateral de uma treliça comumente utilizada na confecção de lajes pré-moldadas, podendo ser montada em módulos unidos por meio de barras de composição conforme a necessidade desejada.

A utilização de uma treliça espacial em lajes lisas acarreta em um baixo aproveitamento do aço empregado nas pernas da treliça, pois existirão pernas inclinadas longitudinalmente ao aparecimento das fissuras de cisalhamento. Os módulos desse estribo foram projetados a fim de se obter uma maior eficiência, pois toda a área de aço contribui ao combate das fissuras radiais provenientes do cisalhamento bidirecional.

O módulo consiste em posicionar as camadas de armadura de cisalhamento e ligá-las por meio de barras de composição, montando uma gaiola de armação. A Figura 2.13 mostra de maneira simples a montagem de um módulo dessa armadura, que consiste em: posicionar a camada de armadura na inclinação desejada, inserir as barras de composição e amarrá-las, inserir as demais camadas de armadura e repetir o processo de amarração até chegar no tamanho desejado para o módulo.

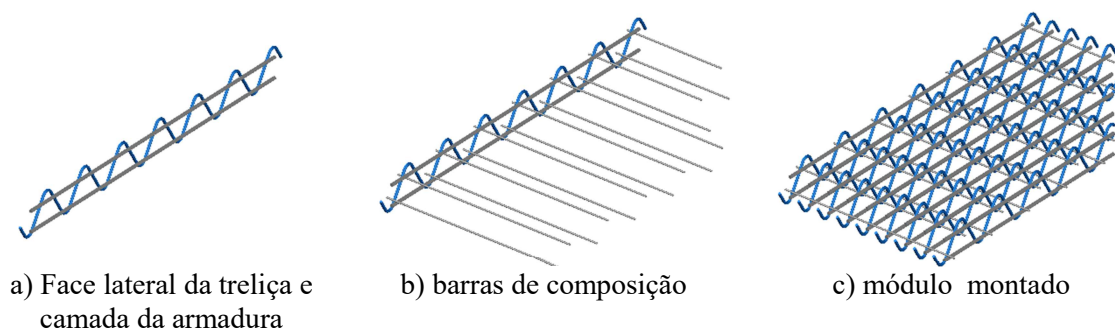


Figura 2.13 - Detalhes da armadura do estribo

As camadas de armadura dos módulos apresentam duas barras de aço soldadas em sua face, uma na parte superior e outra na inferior, proporcionando maior capacidade de ancoragem, servindo como apoio as armaduras de flexão e diminuindo a utilização de espaçadores para garantir a altura útil, como pode ser verificado na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Armadura treliçada pré-fabricada (Ferreira *et al.*, 2016)

As camadas de armadura dos módulos dessa armadura são fabricadas com aço CA-50, sendo sua ancoragem garantida por meio de duas barras transversais soldadas na face do estribo. A fabricação das camadas de armadura de um módulo se dá industrialmente por meio do equipamento Eura 13 da marca Schnell, que corta e dobra vergalhões de aço conforme projeto. A Figura 2.15 mostra uma camada da armadura do estribo sendo executada. Além do corte e dobra automatizados, o processo de fabricação exige que barras sejam soldadas na lateral da camada de armadura utilizando eletrodo E70.

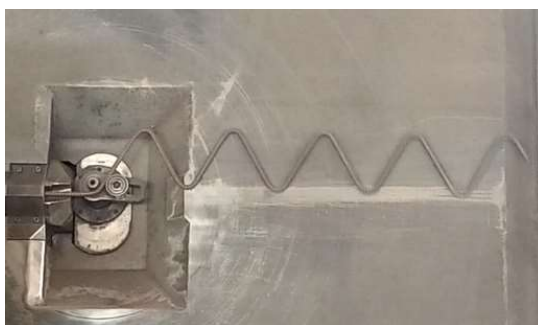


Figura 2.15 – Processo industrializado de corte e dobra da armadura

Ferreira *et al.*, (2016) testou a armadura treliçada pré-fabricada em 8 vigas faixas de concreto armado, submetidas a ensaios de cisalhamento, com dimensões de 2500 mm de comprimento e 500 mm de largura, sendo: duas vigas de referência, sem armadura de cisalhamento, duas com estribos fechados e quatro com a armadura em questão. A nomenclatura das vigas é dada de acordo com as variáveis, onde a primeira letra faz referência ao tipo de armadura: C para as vigas com estribos fechados e W para as vigas com a armadura treliçada pré-fabricada. Após a primeira variável, o número faz referência a relação do vão de cisalhamento sobre a altura útil (a/d), variando entre 2 e 4; a última variável faz referência ao ângulo de inclinação da armadura transversal com o eixo longitudinal das vigas.

Os resultados desses ensaios são apresentados na Figura 2.16, mostrando que vigas armadas com a armadura treliçada pré-fabricada apresentaram acréscimo na resistência ao

cisalhamento quando comparadas as vigas de referência, chegando até 82% de acréscimo, evidenciando um grande potencial da armadura. Além disso, nota-se que para vigas mais esbeltas a eficiência da armadura diminui, o autor conclui que a redução na capacidade de carga é decorrente do surgimento de fissuras de delaminação.

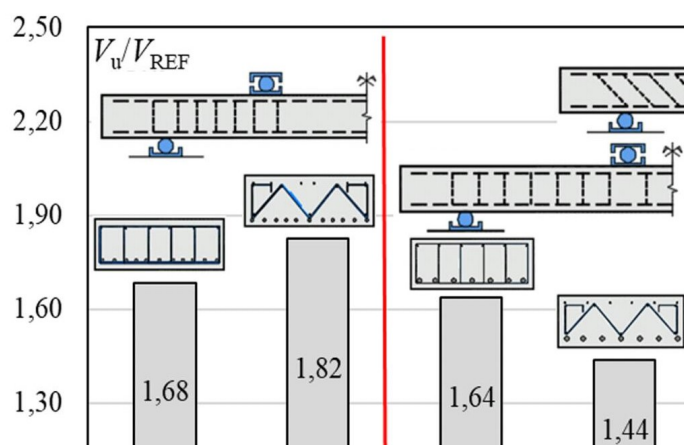


Figura 2.16 - Gráfico V_u/V_{ref} . (adaptado de Ferreira *et al.*, 2016)

Tapajós (2017), motivado pelo trabalho de Ferreira *et al.* (2016), ensaiou 9 vigas faixas de concreto armado com o objetivo de investigar o desempenho de diferentes tipos de armadura de cisalhamento. Foram comparadas as armaduras *Stud Rails*, estribo fechado e a armadura treliçada pré-fabricada. Também foi analisado a utilização de uma armadura complementar junto a essa armadura, com a finalidade de verificar sua influência no acréscimo de resistência ao cisalhamento.

A nomenclatura adotada para as vigas faz referência às suas principais características, R para a viga de referência, C para as vigas com estribo fechado (*Closed stirrup*), S para as vigas com *Stud*, W para as vigas com a armadura treliçada pré-fabricada e Wc para as vigas com a armadura adicionada de uma armadura complementar. O trabalho foi dividido em duas séries de ensaios, sendo a primeira com taxa de armadura transversal de 0,16 e a segunda série com 0,25. Todas as vigas possuíam uma relação de a/d de 3,5 e os resultados de força cortante por deslocamento são mostrados na Figura 2.17 e Figura 2.18

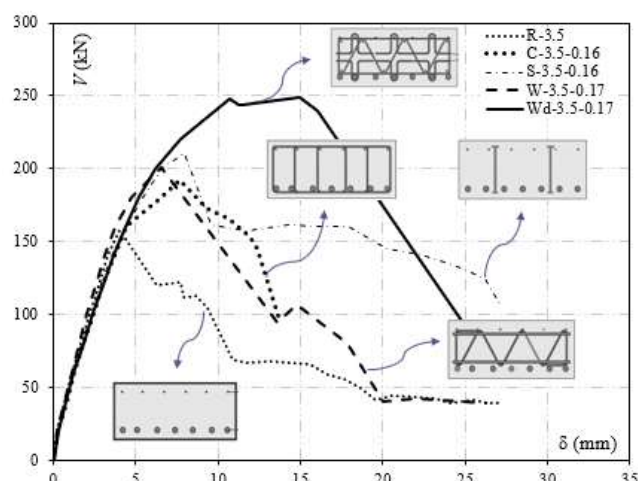


Figura 2.17 - Gráficos 1ª Série de ensaios (adaptado Tapajós , 2017)

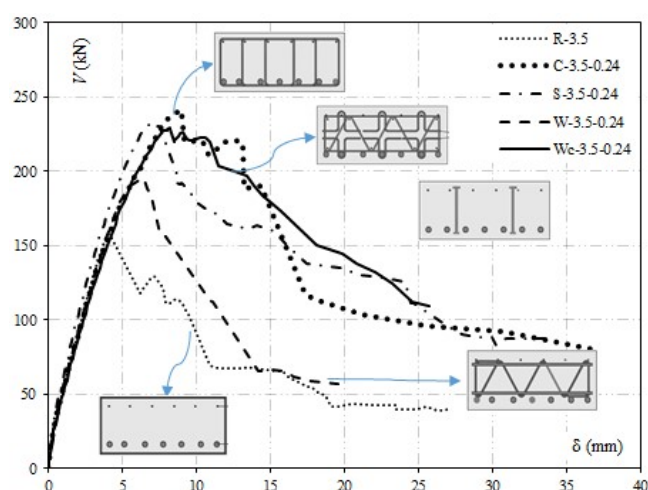


Figura 2.18 - Gráficos 2ª Série de ensaios (adaptado Tapajós, 2017)

Nota-se ganhos significativos de resistência nas vigas da primeira série de ensaios. A viga com a armadura treliçada pré-fabricada apresentou comportamento similar quando comparadas as demais armaduras de cisalhamento, já a viga Wc merece destaque pois apresentou resistência maior que as armaduras com ancoragem mecânica (*Stud Rails*), superando-a em torno de 20%. As armaduras de cisalhamento instrumentadas no trabalho de Tapajós (2017) mostram que a utilização da armadura complementar melhora a ancoragem da armadura treliçada pré-fabricada, fazendo com que a viga Wc-3.5-0.17 atingisse uma carga de ruptura maior, gerando um acréscimo de deformação 54,6% nas armaduras de cisalhamento da viga W-3.5-0.17.

Para a segunda série de ensaios é válido destacar que a viga W apresentou resistência menor quando comparada com as demais vigas, porém a viga Wc apresentou resistência similar ao restante do grupo. De acordo com Tapajós (2017), apesar da taxa de armadura transversal da viga Wc-3.5-0.25 ser maior que a viga Wc-3.5-0.17 foi observado

que obtiveram resistências próximas, acreditando que seja decorrente de um limite provocado pela delaminação.

Ao analisar o trabalho de Tapajós (2017), observa-se que as armaduras complementares aumentam a capacidade de suporte de vigas que usam a armadura treliçada pré-fabricada, porém o comportamento da armadura complementar não foi observado pela ausência de instrumentação nessas armaduras.

Sousa (2017) buscou estudar a influência da inclinação das camadas de armadura em relação ao eixo horizontal e o comportamento da armadura complementar em vigas faixa de concreto armado utilizando a armadura treliçada pré-fabricada. Foram analisadas experimentalmente 5 vigas faixa de concreto armado com dimensões de 500x210x2300 mm, sendo: uma viga de referência, sem armadura transversal e as demais receberam a armadura treliçada pré-fabricada, sendo alterada a posição da armadura complementar e a inclinação das camadas de armadura.

De maneira análoga a Tapajós (2017), Sousa (2017) adota a nomenclatura para evidenciar as principais características adotadas nos elementos, onde Wc indica a utilização da armadura de cisalhamento utilizando armadura complementar, 0.4 representa a taxa de armadura transversal e 60 ou 90 indicam a inclinação da camada de armadura com a horizontal e, por fim, as letras minúsculas onde: *a* indica armadura complementar na face superior e inferior e *b* indicando armadura complementar apenas na face inferior. Os resultados de força cortante por deslocamento são mostrados na Figura 2.19.

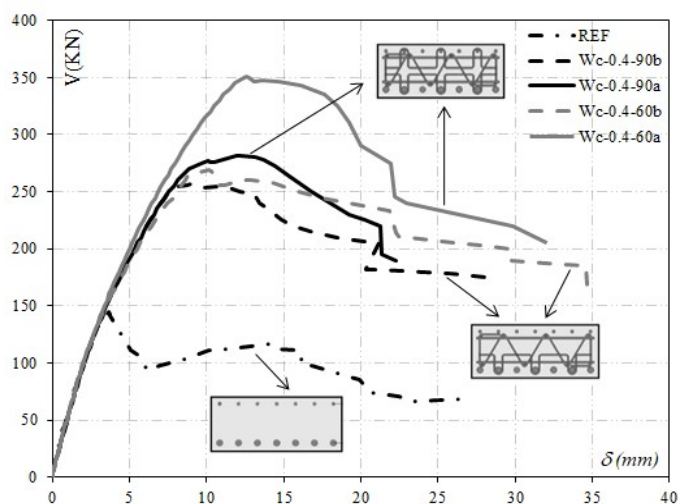


Figura 2.19 – Gráficos cortante x deslocamento (Sousa, 2017)

A Figura 2.19 mostra o comportamento das vigas ensaiadas, e nota-se que os resultados são similares aos encontrados por Tapajós (2017), indicando que para maiores

taxas de armadura de cisalhamento o ganho de carga última é limitado por fissuras de delaminação, tendo como limite resistência próxima aos 250kN.

Observa-se ao analisar as vigas Wc-0.4-90b e Wc-0.4-60b que a armadura complementar posicionada apenas na face inferior não proporcionou ganhos significativos em sua carga última e quando posicionada nas duas faces, viga Wc-0.4-60a, permitiu uma maior transferência de esforços às armaduras de cisalhamento, obtendo maior ductilidade e resistência, fato também percebido quando comparada as vigas W-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.17 de Tapajós (2017).

No trabalho de Sousa (2017) as armaduras complementares foram monitoradas. Ao se analisar os gráficos de carga por deformação, nota-se que o mecanismo de transferência de esforços idealizado entre a armadura de cisalhamento e a complementar é efetivo. As armaduras interceptadas pela fissura principal de cisalhamento conseguem transferir esforços de maneira gradual às armaduras complementares. As camadas de armaduras complementares que estão distantes da fissura principal são ativadas quando não existe capacidade de transferência de esforços entre as armaduras interceptadas pela fissura principal, fazendo com que sua ativação seja visualizada nos gráficos carga-deformação por descontinuidades de deformações.

As deformações nas armaduras de cisalhamento das vigas com armadura complementar em ambas as faces foram maiores quando comparadas as vigas com armadura complementar apenas na parcela inferior, aumentando de 2,46% da viga Wc-0.4-60b, para 3,20% viga Wc-0.4-60a, evidenciando que sua utilização consegue transferir esforços por transpasse às armaduras de cisalhamento.

Ao analisar os trabalhos de Ferreira *et al.* (2016), Tapajós (2017) e Sousa (2017) conclui-se que para a utilização da armadura treliçada pré-fabricada como armadura de cisalhamento é ideal a adoção de armadura complementar na face superior e inferior do elemento estrutural, pois proporciona uma maior otimização da armadura, aumentando a carga última e ductilidade. Para as camadas de armaduras inclinadas, conclui-se que o aumento de resistência se deve ao seu maior comprimento de ancoragem.

O comportamento da armadura treliçada pré-fabricada como armadura de cisalhamento, em lajes lisas de concreto armado, pode ser compreendido a partir da idealização de um modelo de bielas e tirantes na região de ligação entre a laje e o pilar, como ilustrado na Figura 2.20, com as forças de compressão detalhadas por linhas tracejadas e as de tração por linhas contínuas. A ligação destes elementos está sob a ação de momento fletor e força cortante, os esforços são decompostos e seus fluxos são representados por setas.

A análise da região nodal evidencia que a armadura de cisalhamento é tracionada, mostrando que ao se adotar a armadura treliçada pré-fabricada o esforço não é transferido diretamente ao nó, pois o seu mecanismo de ancoragem não envolve as barras de flexão, possibilitando o aparecimento de fissuras horizontais (delaminação), conforme mostrado na Figura 2.20c. Com a utilização da armadura complementar, os esforços da armadura principal podem ser transferidos por transpasse à região nodal e a abertura da fissura horizontal pode ser controlada, pois as armaduras complementares costuram essa fissura (Figura 2.20e).

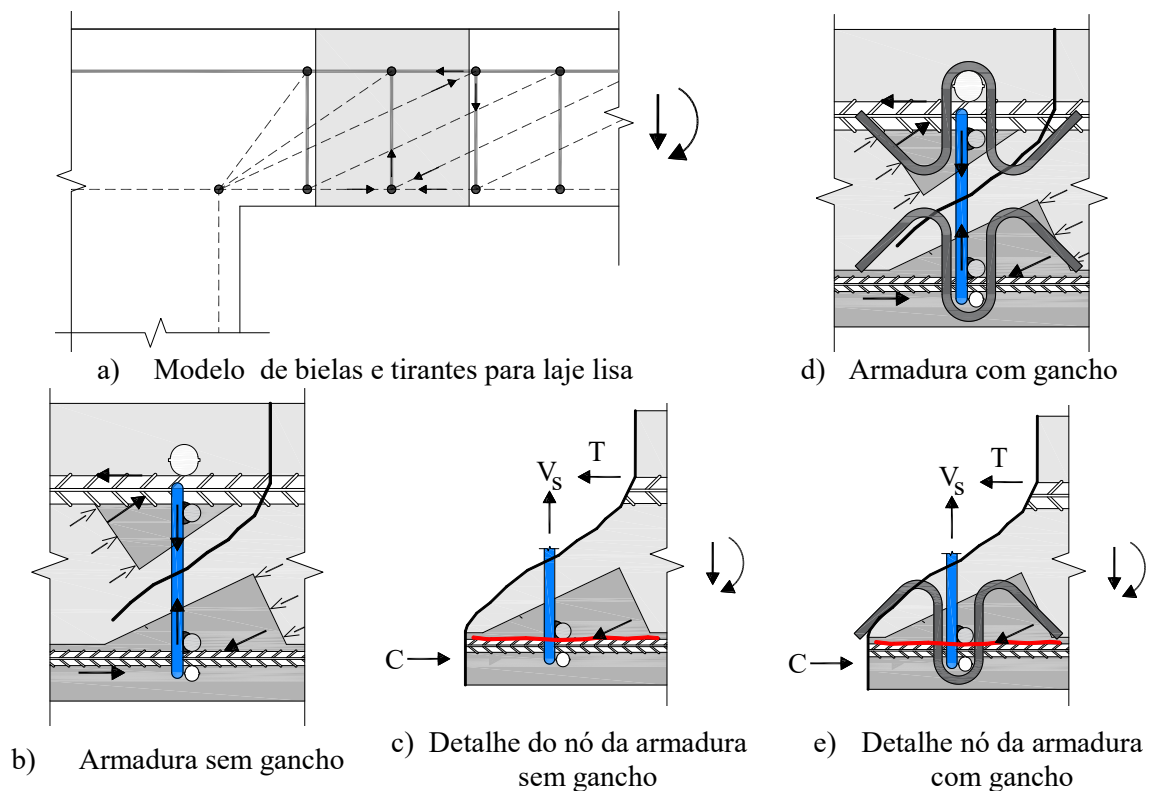


Figura 2.20 – Comportamento da armadura treliçada pré-fabricada em lajes lisas

Para visualizar o processo de instalação das armaduras na forma de uma laje lisa a Figura 2.21 detalha o seu passo a passo, consistindo em: posicionar a armadura de flexão inferior sobre os espaçadores, instalar a armadura complementar inferior envolvendo as barras de flexão inferiores, posicionar os módulos da armadura na distância especificada no projeto, posicionar a armadura de flexão superior sobre os módulos, posicionar a armadura complementar superior envolvendo as barras de flexão e, por fim, a concretagem.

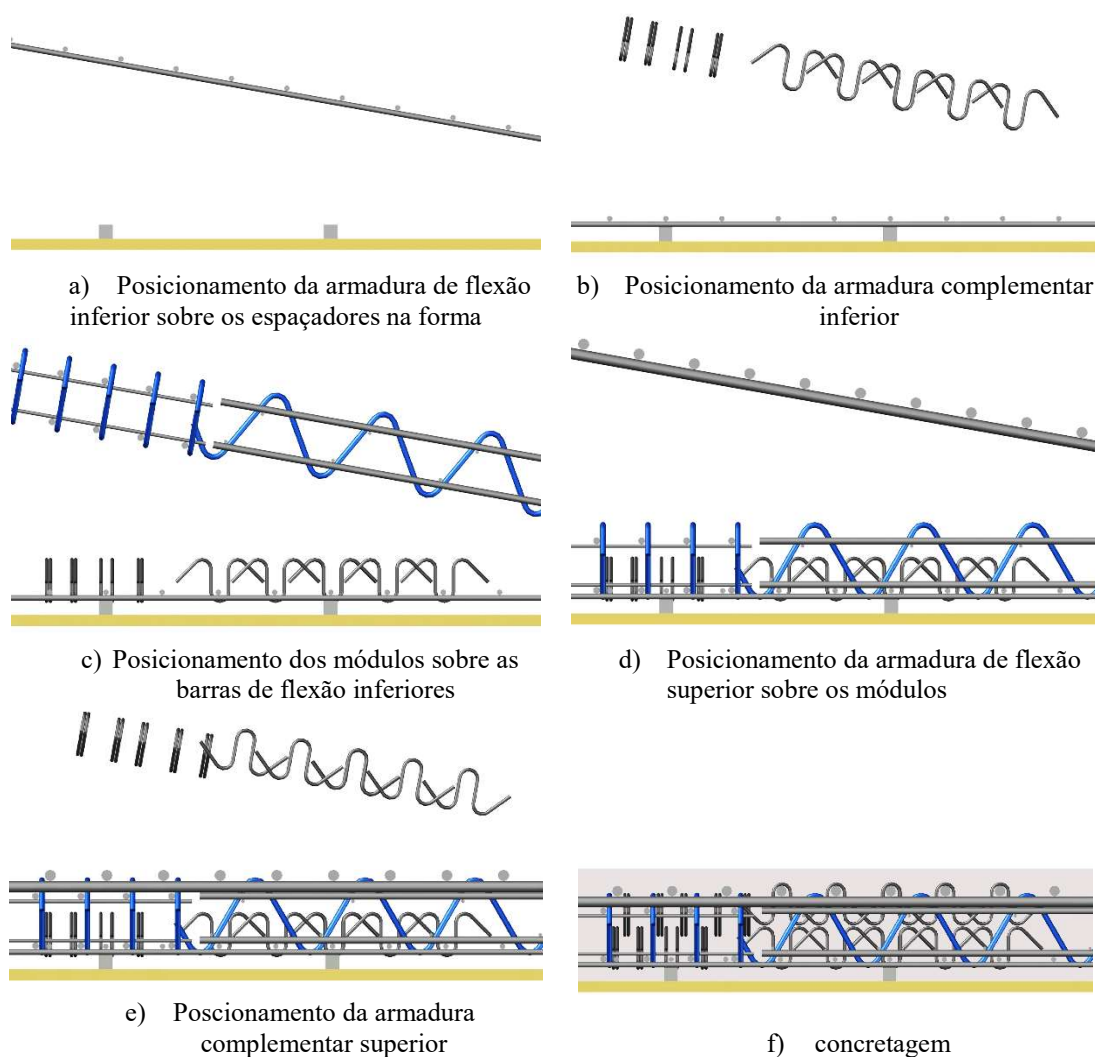
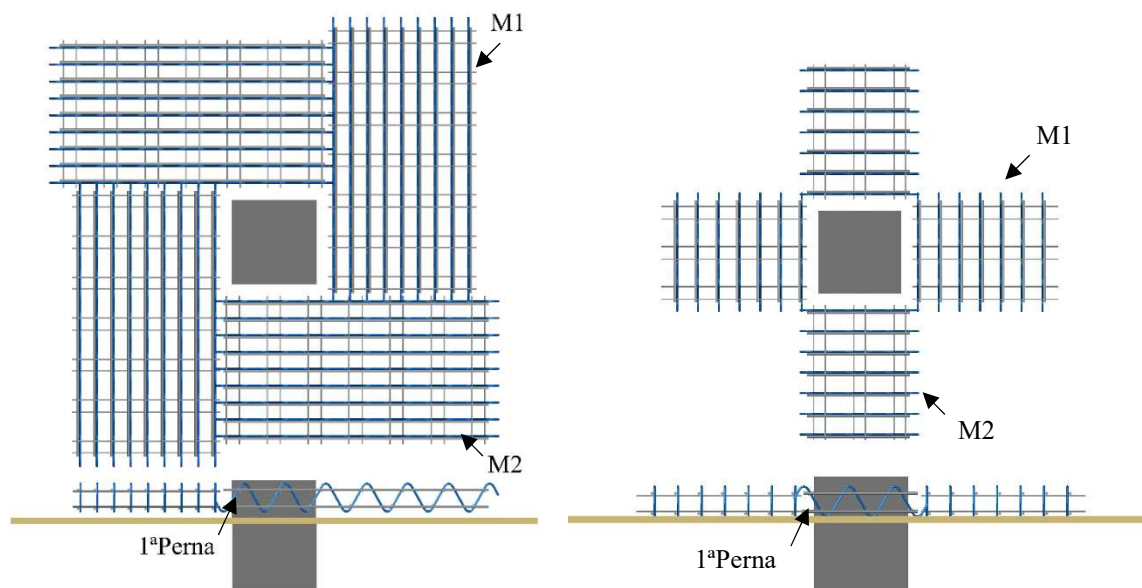


Figura 2.21 – Processo de instalação dos módulos de armadura em uma laje

O arranjo adotado para esse tipo de armadura pode ser em grade ou em cruz, conforme mostra a Figura 2.22. Os módulos são dispostos paralelamente às faces do pilar, sendo a primeira perna de aço contribuinte ao cisalhamento posicionada perpendicularmente à projeção da sua face adjacente. Para um arranjo completo são necessários dois tipos de módulos, M1 e M2, sendo o módulo M1 apoiado na segunda camada da armadura de flexão inferior e o M2 que se apoia na primeira camada da armadura de flexão inferior.



a) arranjo em grade

b) arranjo em cruz

Figura 2.22 – Possíveis arranjos para os módulos da armadura treliçada pré-fabricada

2.3. Resistência à punção

Grandes recomendações normativas como as normas ACI 318 (2014), ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2014) e o ETA 12/0454 (2012), assumem que a resistência à punção de lajes lisas sem armaduras de cisalhamento ($V_{R,c}$) pode ser estimada com base em uma tensão resistente (τ_R) atuando em uma área de controle ($u \cdot l \cdot d$). No caso de lajes com armaduras de cisalhamento, a resistência à punção se dá pela soma da contribuição do aço e concreto. Estas normas orientam que devem ser checadas as possibilidades de ruptura: dentro da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,cs}$); fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,out}$); ou ainda devido ao esmagamento da biela próxima ao pilar ($V_{R,max}$).

As normas determinam regras distintas de detalhamento e espaçamento de armaduras, bem como adotam arranjos distintos. Nesse capítulo foi indicado o critério de contabilização da área de aço contribuinte na resistência à punção para o arranjo em grade utilizado nessa pesquisa.

2.3.1. ACI318 (2014)

O ACI 318 (2014) estima que a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento deve ser determinada por meio de uma tensão resistente aplicada em um perímetro de controle afastado do pilar a uma distância igual a

$d/2$, com uma superfície média posicionada no meio da fissura de punção sendo considerada uma inclinação igual a 45° . A Figura 2.23 mostra o perímetro de controle correspondente ao recomendado pelo ACI 318 (2014).

A tensão resistente para pilar interno deve ser calculada de acordo com a Equação (2.1), onde o ACI determina a menor entre as três expressões apresentadas. Isso se deve ao fato de que a resistência à punção não depende exclusivamente da raiz da resistência à compressão. A segunda e terceira expressão levam em consideração o efeito negativo que pilares com dimensões muito pequenas em relação à altura útil da laje e estimam uma diminuição na tensão resistente para pilares retangulares devido a concentrações de tensões em suas extremidades, respectivamente.

$$V_{Rc,ACI} = \min \begin{cases} 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,17 \cdot (1 + 2/[a/b]) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,083 \cdot (40 \cdot d/u_1 + 2) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \end{cases} \quad (2.1)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto limitada ao valor máximo de 69 MPa;

u_1 é o perímetro de controle em mm;

d é a altura útil da laje em mm;

a é a maior dimensão do pilar;

b a menor dimensão do pilar.

Para lajes lisas com armaduras de cisalhamento essa norma recomenda a verificação de três possíveis modos de ruptura V_{Rmax} , V_{Rcs} e V_{Rout} , especificando que a Equação (2.2), Equação (2.3) e Equação (2.4) podem ser utilizadas para o dimensionamento de lajes com armaduras de cisalhamento constituídas de barras dobradas ou estribos com uma ou múltiplas pernas, abertos ou fechados.

$$V_{Rcs,ACI} = A_{swtot} \cdot f_{yw} + V_{Rc,ACI} \begin{cases} 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow estr. \\ 0,25 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow studs \end{cases} \quad (2.2)$$

$$V_{Rout,ACI} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d \quad (2.3)$$

$$V_{Rmax,ACI} = \begin{cases} 0,5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow estribos \\ 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow studs \end{cases} \quad (2.4)$$

Onde:

$A_{swt\text{tot}}$ é a área de aço da armadura de cisalhamento na seção transversal de um perímetro de armaduras;

f_{yw} é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento limitada ao valor de 420 MPa;

s_r é o espaçamento entre os perímetros de armadura de cisalhamento;

u_{out} é o perímetro de controle afastado $d/2$ da região das armaduras de cisalhamento, como mostra a Figura 2.23.

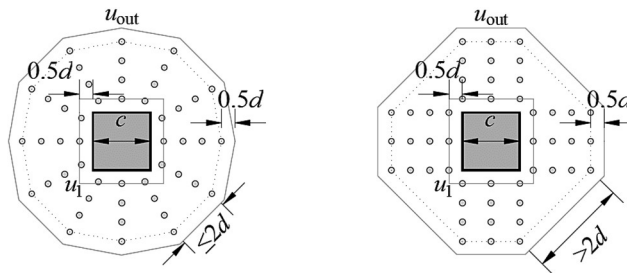


Figura 2.23 – Critérios de detalhamento (Adaptado ACI 318, 2014)

2.3.2. Eurocode 2 + BS A1 EC2 (2014).

As recomendações do Eurocode 2 para o dimensionamento de lajes lisas são divididas em três documentos, sendo eles: EC2 (2004), AC EC2 (2010) e BS A1 EC2 (2014). A verificação da resistência à punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento deve ser feita em um perímetro de controle afastado $2d$ da face do pilar ou área carregada, considerando uma inclinação hipotética da fissura de punção igual a $26,6^\circ$, conforme ilustrado Figura 2.24.

Para o cálculo da tensão resistente essa norma utiliza formulações empíricas que levam em consideração o efeito de escala, taxa de armadura de flexão e a resistência do concreto. A estimativa da resistência à punção de uma laje desse tipo pode ser feita utilizando-se a Equação (2.5).

$$V_{Rc,EC2} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \geq v_{\min} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.5)$$

Onde:

k é um parâmetro que considera o efeito de escala, obtido através de $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, com d em mm;

ρ é a média geométrica da taxa de armadura de flexão nas duas direções calculada por $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02$ onde ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura de flexão da laje nos sentidos x e y , levando em consideração apenas uma faixa de laje igual à dimensão do pilar naquela direção acrescida de $3 \cdot d$ para cada lado.

f_c é a resistência à compressão do concreto;

u_1 é o perímetro de controle afastado a $2d$ das faces do pilar;

d é a altura útil da laje.

$v_{\min}$ é a tensão resistente mínima para o caso de taxas de armadura de flexão muito baixas.

Obtida através de $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_c}$.

Para lajes com armadura de cisalhamento esta norma também recomenda a verificação de três possíveis modos de ruptura, sendo V_{Rcs} calculado pela Equação (2.6) que considera 75% da resistência à punção em lajes sem armadura de cisalhamento somado à força resultante do aço dentro da área de influência do perímetro de controle que contribuem na resistência à punção; V_{Rout} expresso pela Equação (2.7) que recomenda o uso da tensão resistente à punção em um perímetro afastado em $1,5d$ da região da armadura de cisalhamento ilustrado na Figura 2.24; e V_{Rmax} pela Equação (2.8).

$$V_{Rcs.EC2-04} = 0,75 \cdot V_{Rc.EC2} + A_{swtot} \cdot f_{yw,ef} \leq 1,5 \cdot V_{Rc.EC2} \quad (2.6)$$

$$V_{Rout.EC2-04} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \quad (2.7)$$

$$V_{Rmax.EC2-04} = 0,4 \cdot f_c \cdot v \cdot u_0 \cdot d \quad (2.8)$$

Onde:

A_{swtot} é a área de aço total da armadura de cisalhamento na seção transversal de um perímetro de armaduras;

α é o ângulo de inclinação da camada da armadura;

β é o ângulo de inclinação da perna da armadura do estribo;

$f_{yw,ef}$ é a tensão de escoamento efetiva na armadura de cisalhamento, a qual deve ser calculada através de $f_{yw,ef} = 1,15 \cdot (250 + 0,25 \cdot d) \leq f_{yw}$ em MPa e o valor de d em mm;

s_r é o espaçamento entre os perímetros de armadura de cisalhamento;

u_{out} é o perímetro de controle afastado a $1,5d$ da região da armadura de cisalhamento;

v é o fator de redução da eficiência da resistência à compressão do concreto da biela, devido a localização em zonas de tensões de tração diagonal. Dado por $v = 0,6 \cdot (1 - f_c/250)$;

u_0 é o perímetro do pilar.

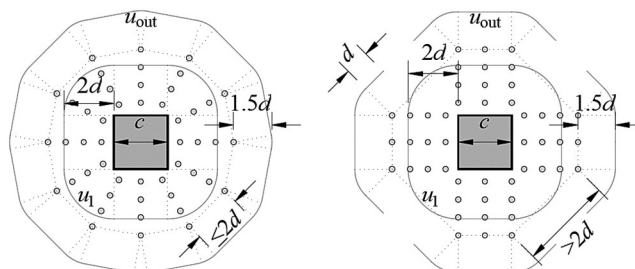


Figura 2.24 - Perímetro de controle Eurocode2 (Adaptado Eurocode2, 2014)

2.3.3. ABNT NBR 6118 (2014)

As normas Eurocode 2 (2014) e ANBT NBR 6118 (2014) possuem modelos de cálculo baseados nas recomendações da norma CEB-FIP MC90 (1993). Essas são muito similares, porém possuem aspectos que as tornam diferentes, que são: o coeficiente de segurança γ_c , sendo 1,4 para a ABNT NBR 6118 (2014) e 1,5 para o EC2; o efeito de escala e a taxa de armadura de flexão que não são limitadas na norma brasileira.

Para critérios de dimensionamento a norma brasileira recomenda que a resistência à punção de laje lisas sem armadura de cisalhamento deve ser estimada a partir do perímetro de controle afastado a $2d$ da face do pilar, ilustrado na Figura 2.25, a qual pode ser calculada de acordo com a Equação (2.5).

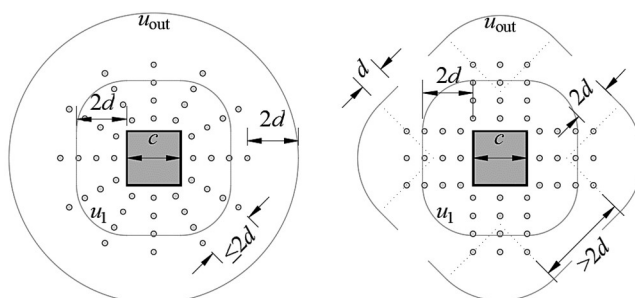


Figura 2.25 - Perímetro de controle ABNT NBR 6118 (2014) (Adaptado ABNT NBR 6118, 2014)

Para o dimensionamento de lajes lisas com armadura de cisalhamento é recomendado realizar a verificação dos mesmos três modos de ruptura. Para o cálculo do

V_{Rcs} utiliza-se a Equação (2.6), sendo o $f_{yw,ef}$ limitado em 345 MPa para conectores e 287,5 MPa para estribos. O cálculo do V_{Rout} é feito de acordo com a Equação (2.7), porém o perímetro de controle afastado em $2d$ da região da armadura de cisalhamento, como ilustra a Figura 2.25. Na verificação do V_{Rmax} , o cálculo é feito por analogia ao esmagamento de bielas em vigas de acordo com a Equação (2.9).

$$V_{Rmax.NBR} = 0,45 \cdot f_c \cdot v \cdot u_0 \cdot d \quad (2.9)$$

Onde:

v é o fator de redução da eficiência da resistência a compressão da biela devido a sua localização em uma zona fissurada, provocada por tensões de tração lateral. Dado por $v = 0,6 \cdot (1 - f_c/250)$;

A ABNT NBR (2014) comenta que a estimativa de resistência da biela pode ser aumentada em 20% para lajes com carregamento concêntrico.

2.3.4. EOTA ETA - 12/0454 (2012)

A ETA 12/0454 (2012), apresenta a mesma metodologia para a verificação de resistência à punção, porém suas formulações diferem por apresentarem considerações distintas para o cálculo de lajes lisas com armadura de cisalhamento. Para lajes lisas sem armadura de cisalhamento, esta recomendação orienta a utilizar a Equação (2.10).

$$V_{Rc.ETA} = C_R \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \geq v_{min} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.10)$$

Onde:

C_R é um fator empírico que pode ser obtido através de:

$$C_R = \begin{cases} 0,18 \rightarrow u_0/d \geq 4 \\ 0,18 \cdot (0,1 \cdot u_0/d + 0,6) \geq 0,15 \rightarrow u_0/d < 4 \end{cases}$$

ρ é a taxa de armadura de flexão respeitando os limites de $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq \begin{cases} 0,02 \\ 0,5 \cdot (f_c/f_{ys}) \end{cases}$.

v_{min} é a tensão mínima obtida através de $v_{min} = \begin{cases} 0,0525 \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow d \leq 600mm \\ 0,0375 \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow d > 800mm \end{cases}$; podendo usar interpolação para valores intermediários.

Para lajes lisas com armadura de cisalhamento, *Double-headed Studs*, se faz necessário a verificação dos três possíveis modos de ruptura. Esta norma trata de maneira distinta a resistência dentro da região das armaduras de cisalhamento quando comparada aos critérios normativos aqui citados, pois recomenda que a área armada à punção seja dividida em regiões C e D, sendo que a região C se estende da face do pilar a uma distância de $1,125d$, a qual as armaduras de cisalhamento devem ser dimensionadas para suportar toda a carga solicitante; e a região D é definida a partir do término da região C até o último perímetro de armaduras, sendo ilustrado na Figura 2.26. Para a verificação da resistência à ruptura dentro da região das armaduras (V_{Rcs}), é considerado apenas a contribuição das armaduras posicionada dentro da região C, conforme a Equação (2.11).

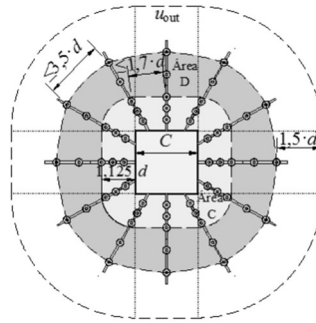


Figura 2.26 - Regiões e perímetro de controle apunção em lajes lisas com armadura de cisalhamento segundo o ETA (Adaptado ETA 12/0454, 2012)

$$V_{Rcs.ETA} = \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} \cdot n_C \cdot m_C \cdot f_{yw} \quad (2.11)$$

A verificação da ruptura na região externa às armaduras (V_{Rout}) apresenta limitações da taxa de armadura para ruptura sem armadura de cisalhamento. O perímetro de controle u_{out} é definido conforme a Figura 2.26, porém os critérios para definição do espaçamento entre as armaduras na região D (s_{RD}), calculados pela Equação (2.12), o torna diferente dos outros critérios normativos.

$$s_{RD} = 1,5 \cdot \frac{d}{n_C} \cdot \frac{m_D}{m_C} \leq 0,75 \cdot d \quad (2.12)$$

Para o cálculo V_{Rmax} em lajes lisas, esta recomendação multiplica a resistência à punção sem armadura de cisalhamento por uma constante, sendo calculada conforme a Equação (2.13).

$$V_{Rmax} = 1,96 \cdot V_{RcETA} \quad (2.13)$$

Onde:

ϕ_w é o diâmetro da armadura de cisalhamento;

n_C é o número de armaduras de cisalhamento por perímetro na região C;

m_C é o número de perímetros de armaduras de cisalhamento na região C;

m_D é o número de perímetros de armaduras de cisalhamento na região D;

α é o ângulo de inclinação da camada da armadura;

θ é o ângulo de inclinação da perna da armadura do estribo;

Baseado em seus ensaios e nos de Lips *et al.* (2012), em lajes armadas com *Double headed Studs* e ruptura no esmagamento da biela, Muttoni e Bujnak (2012) desenvolveram uma melhoria para a previsão do esmagamento da biela do ETA 12/5404 (2012), acrescentando um fator para tentar considerar a esbeltez da laje. Assim, a resistência ao esmagamento da biela pode ser obtida através da Equação (2.14).

$$V_{Rmax} = 1,96 \cdot V_{Rc.ETA} \cdot \left(\frac{5 \cdot d}{r_q} \right)^{1/3} \quad (2.14)$$

r_q é a distância do centro do apoio ao ponto de aplicação de carga.

2.4. Resistência à flexão

A teoria de linhas de ruptura foi utilizada para determinar a resistência à flexão para as lajes ensaiadas nessa pesquisa. Essa metodologia é comumente empregada por diversos autores como Regan (2000), Ferreira (2010) e Lima Neto (2012), obtendo resultados satisfatórios.

De acordo com EC2, o momento fletor último por unidade de comprimento pode ser obtido através da análise do diagrama simplificado, o qual representa os esforços de tração e compressão atuantes em uma seção de concreto armado submetida ao esforço de

flexão, resumidos na Figura 2.27, em que x' é a altura do bloco de compressão simplificado e x é o posicionamento da linha neutra.

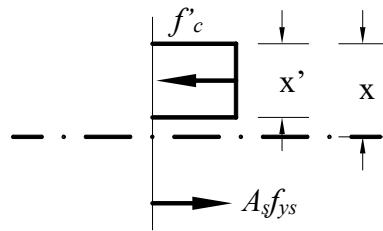


Figura 2.27 – Simplificação para distribuição de tensões na flexão

Portanto o momento fleto último, é dado pela expressão:

$$M_R = \rho \cdot f_y \cdot d^2 \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c} \right) \quad (2.15)$$

Onde:

ρ é a taxa de armadura de flexão das lajes;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

d é a altura útil das armaduras;

f_c é a resistência média a compressão do concreto.

O carregamento foi aplicado simetricamente em todos os bordos das lajes, idealizando uma laje armada em duas direções. A Figura 2.28 mostra a distribuição das linhas de ruptura adotada neste trabalho, sendo baseadas em trabalhos com geometria de lajes similares, como o de Beutel (2002). Nota-se que os eixos de rotação nos pilares não formam um quadrado, isso se deve a aproximação equivalente do pilar a um octógono, pois a partir dele se traça uma distribuição das possíveis linhas de ruptura desse elemento, já que o carregamento foi aplicado em 8 pontos espaçados igualmente.

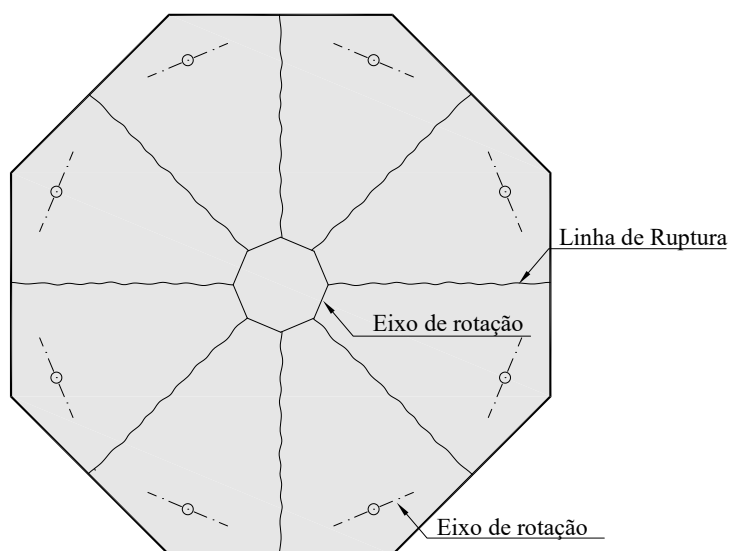


Figura 2.28 – Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho

Correlacionando a deflexão das lajes deste trabalho com as linhas de ruptura adotada, chega-se a Equação (2.16), a qual pode-se determinar a carga de ruptura das lajes (V_{flex}).

$$V_{flex} = 9,76m_R \quad (2.16)$$

Onde:

m_R é o momento resistente da laje;

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este trabalho tem como motivação analisar experimentalmente os limites superiores de resistência à punção na região de ligação entre a laje e o pilar em lajes lisas de concreto armado. Objetivou-se aumentar a resistência das lajes buscando atingir a uma relação de resistência entre força última pela força do concreto de 2,5 (V_u/V_c), buscando avaliar a capacidade máxima de incremento de carga para o sistema de laje lisa. Para isso, adotou-se elevadas taxas de armaduras de flexão, para evitar rupturas por flexão, e elevadas taxas de armadura de cisalhamento para aumentar a capacidade resistente da região interna as armaduras.

As armaduras de cisalhamento foram dispostas até o ponto de aplicação do carregamento, afastando a possibilidade de ruptura fora da região das armaduras, além disso, seus mecanismos de ancoragem foram intensificados levando ao posicionamento de armaduras de cisalhamento com baixo cobrimento, aumentando sua capacidade de ancoragem, almejando o esmagamento da biela e levando as armaduras adotadas nesse trabalho a limites de resistências superiores.

3.1. Características das lajes

Para avaliar a resistência à punção e o comportamento de ligações laje-pilar com armaduras de cisalhamento, foram realizados 5 ensaios experimentais no Laboratório de Estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico na Universidade Federal do Pará, Campus de Tucuruí. Foram ensaiadas lajes octogonais com lados de 1036 mm e espessura de 210 mm. Os objetivos principais eram observar o comportamento, resistência e o modo de ruptura das lajes, que tinham como variáveis: o tipo de armadura de cisalhamento, a inclinação dessas armaduras, o tipo de arranjo e a influência dos espaçamentos entre as camadas de armadura de cisalhamento.

Com o objetivo de minimizar as variáveis nas comparações entre os espécimes, os parâmetros que influenciam na resistência à punção como altura útil, f_{ck} , seção do pilar, taxa de armadura de flexão foram igualados. As taxas de armadura de cisalhamento foram mantidas as mais próximas possíveis entre si, uma vez que se utilizou armaduras com bitolas distintas esse parâmetro não se conseguiu uma igualdade de taxa para todos os espécimes.

As lajes foram apoiadas em pilares quadrados de lado 400 mm, resultando em uma relação do lado de pilar sobre a altura útil (c/d) de 2,5, reduzindo as concentrações de tensões entre a laje e os cantos dos pilares. A taxa de armadura de flexão tracionada em todas as lajes é de 2% e o concreto foi dosado para uma resistência de 30 MPa. A Tabela 3.1 apresenta de maneira resumida as características dos espécimes desse trabalho, em que α indica a inclinação da camada de armadura com a horizontal, d significa a altura útil, que foi obtida por meio da média da verificação da altura útil em 8 pontos em cada espécime, e ρ_w é dado como a taxa de armadura transversal, a qual é calculada conforme as recomendações de Lips *et al.* (2012), dada pela Equação(3.1). Nota-se que a laje SR2 apresenta uma taxa de armadura transversal equivalente à da SR1, porém a quantidade de aço utilizada nas armaduras de cisalhamento para essa laje foi menor quando comparada a SR1. A Figura 3.1 mostra as dimensões, em milímetros, adotadas para as lajes, indicando os pontos de aplicação de carga, seu raio de carga (R1125) e os furos realizados nas lajes.

$$\rho_w = \frac{n_R \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_w^2}{s_1 \cdot (4c + \pi d)} \quad (3.1)$$

Onde:

ρ_w é a taxa de armadura transversal;

ϕ_w é diâmetro da armadura de cisalhamento;

c é a dimensão do pilar;

d é a altura útil;

n_R é o número de linhas de armaduras;

Tabela 3.1 - Características das lajes

Laje	d (mm)	ρ_w (%)	Armaduras de Cisalhamento					Arranjo
			α (°)	No. Camadas	No. Linhas	S_θ	S_r	
						(mm)	(mm)	
REF	155,9	-	-	-	-	-	-	-
SR1	157,1	1,15	90	8	12	80	100	Radial
SR2	160,4	1,17	90	8	12	60	60*	Radial
SW1	152,4	0,94	90	15	-	80	80	Grade
SW2	152,2	0,94	60	15	-	80	80	Grade

Obs: c = 400 mm; f_c = 29,8 MPa; ρ = 2,0%; *Sr2= 120 mm;

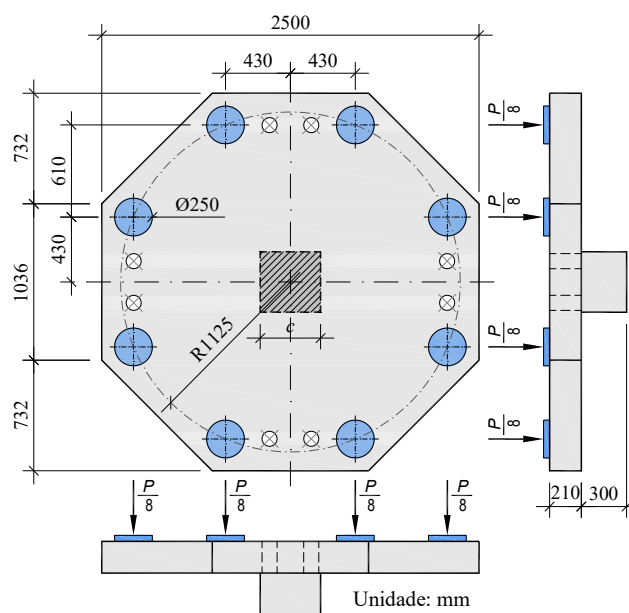


Figura 3.1 – Dimensões dos espécimes e pontos de aplicação de carga

3.2. Armadura de flexão

As lajes deste trabalho foram dimensionadas com uma elevada taxa de armadura de flexão, afastando possibilidade de uma ruptura por flexão. As armaduras foram formadas por barras de aço CA 50 distribuídas nas faces superiores e inferiores das lajes. Os espécimes apresentavam 8 furos de 100mm de diâmetro necessários para a montagem no sistema de ensaio, que entravam em conflito com as armaduras de flexão, fazendo com que os posicionamentos das barras fossem ajustados nos pontos de interferências. As armaduras de flexão das lajes REF, SR1 e SR2 foram compostas por barras retas na superfície superior e inferior, sendo a armação superior composta por barras de 25 mm e armadura inferior por barras de 12,5 mm de diâmetro.

Par as lajes REF, SR1 e SR2 o espaçamento planejado para a distribuição das armaduras superiores foi de 150 mm, porém a fim de manter o correto posicionamento das armaduras de cisalhamento, optou-se por ajustar os espaçamentos das barras de flexão superiores, evitando conflitos com as armaduras de cisalhamento e furos das lajes, tornando-os simétricos em relação aos eixos, respeitando a quantidade de barras para se alcançar a taxa de armadura desejada. Utilizou-se barras com elevado diâmetro, dificultando a dobra desses elementos, impossibilitando ancoragem por ganchos. Para garantir uma ancoragem satisfatória das barras de flexão superiores, foram utilizados dois mecanismos, sendo eles: ganchos complementares em forma de *u* feitos com barras de 16,0 mm de diâmetro nas

extremidades das barras centrais; e ancoragem mecânica nas extremidades das barras restantes, composta por chapas de aço quadradas soldadas nas extremidades das barras.

Nas Lajes SW1 e SW2 foram utilizadas barras de 20 mm de diâmetro para as armaduras superiores, espaçadas a cada 150mm, e barras de 10.0 mm de diâmetro para as inferiores, sendo os espaçamentos ajustados para não entrarem em conflito com os furos das lajes. A ancoragem das barras tracionadas foi garantida por meio de dobras em suas extremidades formando ganchos. A Figura 3.2 mostra o detalhamento das armaduras de flexão adotadas nas lajes deste experimento, sendo: o primeiro e segundo quadrantes apresentam a composição das armaduras para as lajes SW1 e SW2, armaduras inferiores e superiores, respectivamente; o terceiro e quarto quadrantes apresentam as armaduras das lajes REF, SR1 e SR2, armaduras superiores e inferiores, respectivamente.

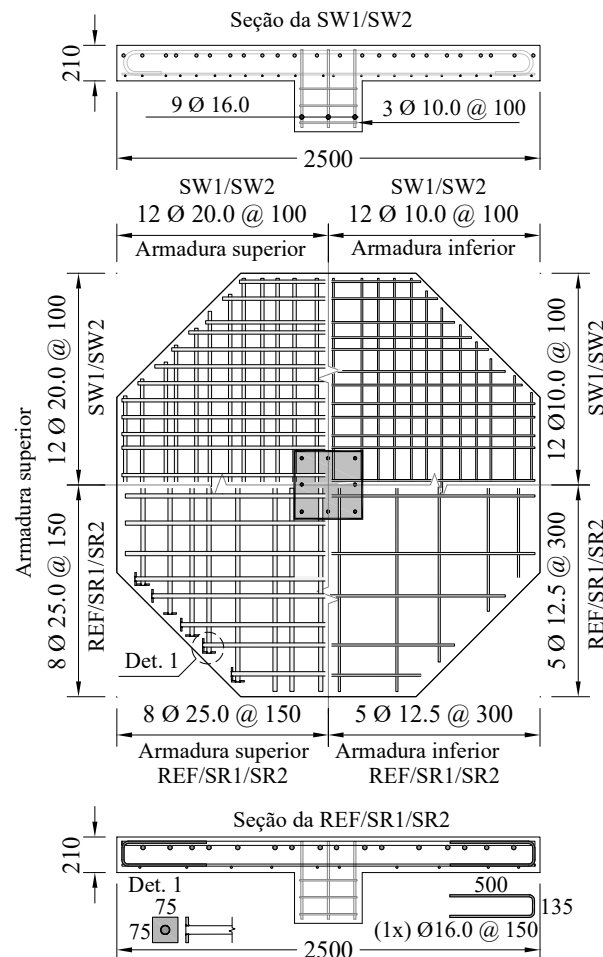


Figura 3.2 - Armaduras de flexão das lajes e detalhe do pilar

O cobrimento projetado foi de 25mm para as barras na face inferior e de 30 mm para as da face superior. Antes da concretagem das lajes, foram realizadas medições para verificar os valores reais dos espaçamentos das barras e sua altura útil.

As armaduras dos pilares foram compostas por barras de CA 50 com 16 mm de diâmetro na direção longitudinal e por estribos de 10,0 mm de diâmetro, espaçados a cada 100 mm com cobrimento de 25 mm. Devido a área da chapa de aplicação da carga ser menor que a área base do pilar, foram adicionados 2 ganchos em forma de cruz, com 10 mm de diâmetro espaçados a cada 100 mm para combater possíveis esforços de fendilhamento,

3.3. Armadura de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento utilizadas nesta pesquisa foram os *Studs Rails* produzidas pela empresa TREJOR e armadura treliçada pré-fabricada produzida na cidade de Belém do Pará. O *Stud Rail* se caracteriza por possuir ancoragem mecânica proporcionada por uma chapa de aço circular na parte superior, com diâmetro normalmente 3.D, onde D é o diâmetro do conector, e na parte inferior uma ancoragem constituída por uma chapa de aço que conecta um variado número de armaduras. A Figura 3.3 mostra os detalhes de produção das armaduras pela empresa TREJOR.

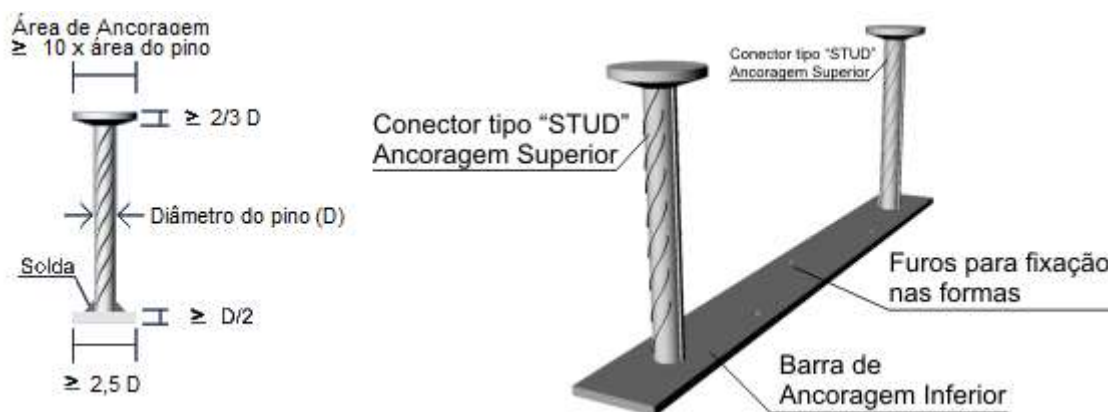


Figura 3.3 - Detalhes das armaduras de cisalhamento produzidas pela TREJOR.

Como objetivo deste trabalho é atingir limites superiores de resistência, avaliar a eficiência dos diferentes tipos de distribuição e de armaduras de cisalhamento adotadas, as lajes foram construídas com camadas de armadura que se estenderam até o ponto de aplicação de carga para evitar uma possível ruptura na região externa às armaduras.

A Figura 3.4 mostra os *Studs Rails* utilizados nas lajes SR1 e SR2, nota-se que foram utilizados *Studs* com diâmetros diferentes, sendo os de 16 mm utilizados na laje SR1 e os de 12 mm utilizados na laje SR2. Os critérios de espaçamento das camadas de armadura de cisalhamento se basearam em parâmetros normativos, sendo o EC2 (2014) para laje SR1 e ETA 12/0454 (2012) para a SR2. A Figura 3.5 detalha as características e distribuição das armaduras ao longo das lajes, nota-se que para obter taxas de armaduras de cisalhamento similares foi necessário diminuir os espaçamento entre camadas de armadura na laje SR2, porém após o perímetro de $0,125.d$ esse espaçamento foi aumentado, diminuindo o consumo total de aço dessa laje quando comparada a SR1.

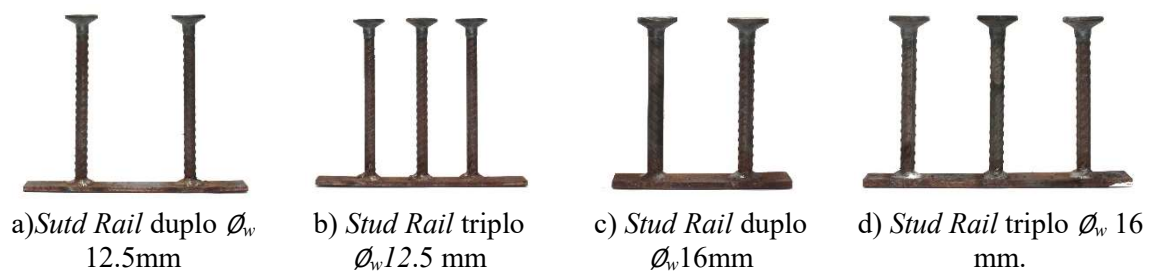
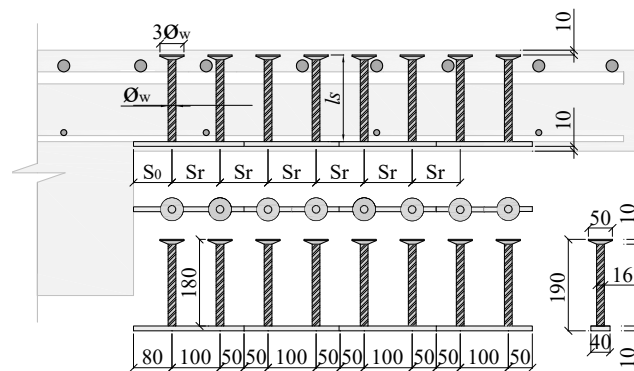
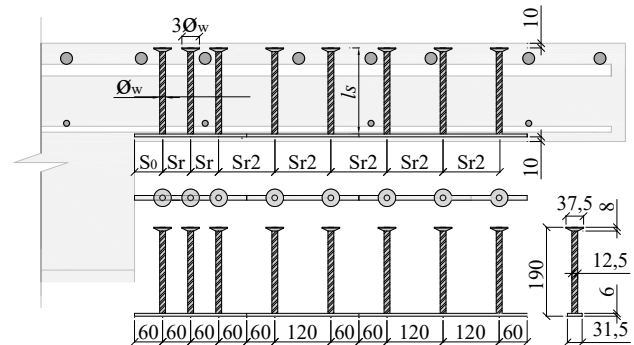


Figura 3.4 - Studs utilizados como armadura de cisalhamento.



a) Detalhes dos *Studs Rails* com $\varnothing_w$ de 16 mm na laje SR1



b) Detalhes dos *Studs Rails* com $\varnothing_w$ de 12 mm na laje SR2

Figura 3.5 - Projeto das armaduras de cisalhamento

A Figura 3.6 e Figura 3.7 apresentam, respectivamente, os desenhos das vistas superiores dos arranjos, detalhando os espaçamentos entre as camadas de armadura e uma visualização das armaduras de cisalhamento posicionadas no interior das formas. As lajes SR1 e SR2 possuem arranjo radial, porém com espaçamentos distintos entre camadas de armadura.

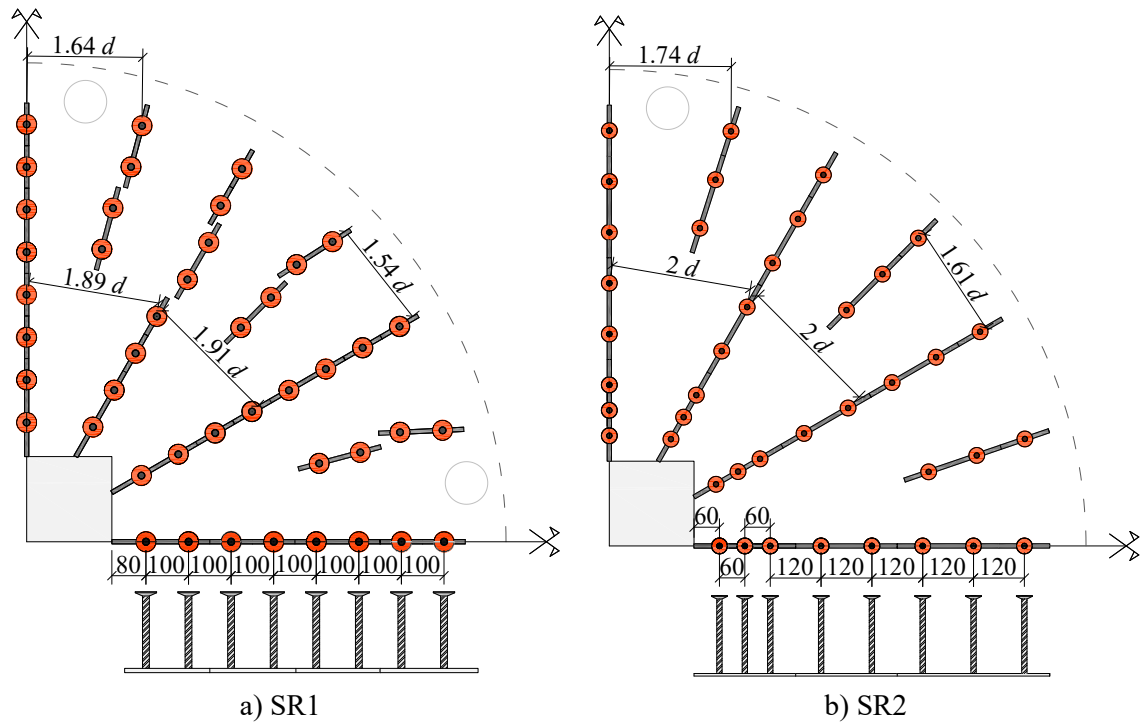


Figura 3.6 - Arranjo e distribuição das armaduras de cisalhamento nas lajes. SR1 e SR2.



Figura 3.7 - Posicionamento das armaduras de cisalhamento nas lajes SR1 e SR2

Como apresentado anteriormente, foram confeccionadas duas lajes com o uso da armadura treliçada pré-fabricada denominadas SW1 e SW2, sendo armadas com arranjo em grade e com todos os parâmetros iguais entre si, exceto a inclinação da armadura em relação a horizontal, sendo 90° na laje SW1 e 60° na laje SW2.

Como as lajes foram projetadas com a mesma altura útil, foi necessário aumentar o tamanho dos estribos inclinados a 60° para que o módulo da armadura treliçada pré-fabricada ficasse na mesma altura. A Figura 3.8 detalha o projeto das armaduras de cisalhamento utilizadas nessas lajes e a Figura 3.9 mostra os módulos da armadura treliçada pré-fabricada a 90° e 60° .

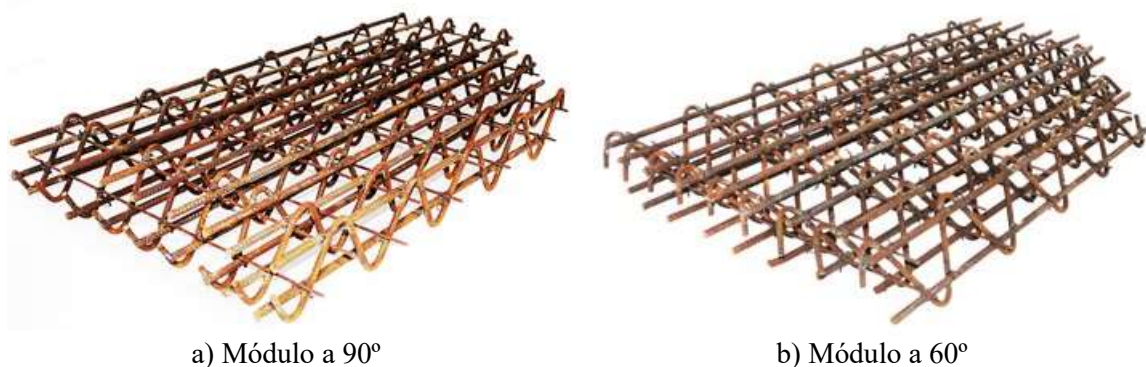
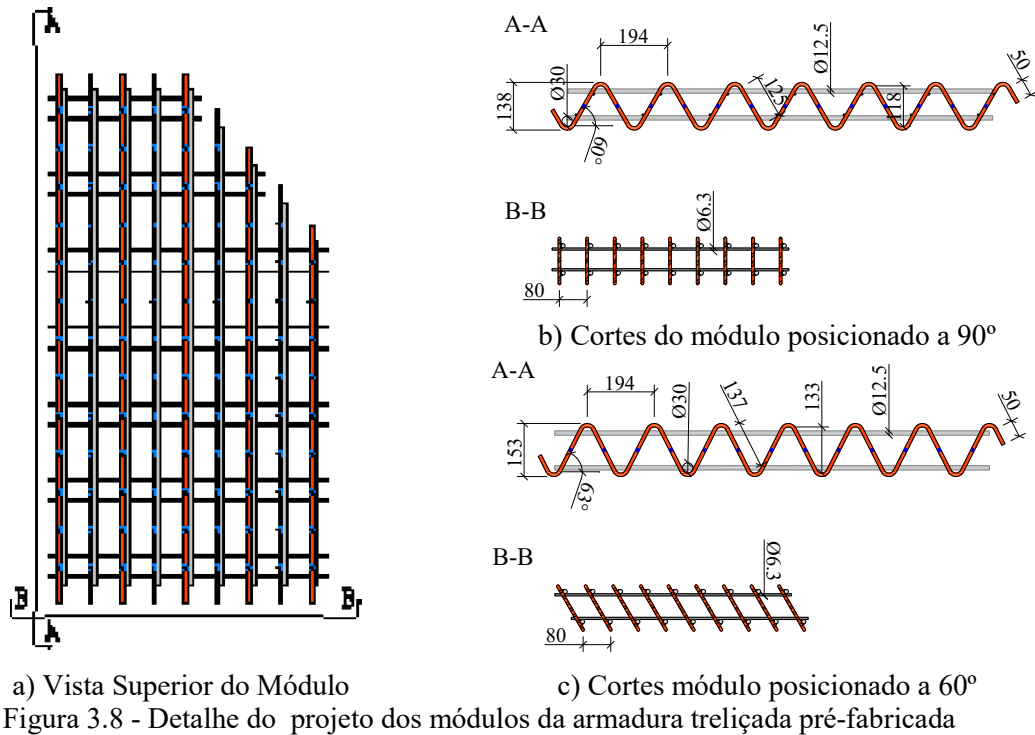


Figura 3.9 - Módulos confeccionados

O arranjo idealizado com essa armadura é o arranjo em grande, composto por módulos da armadura posicionados estrategicamente afim de garantir sua funcionalidade e desempenho. Esse arranjo foi idealizado para que todas as pernas constituintes do módulo

trabalhem para resistir ao cisalhamento. A Figura 3.10 mostra o posicionamento dos módulos, sendo cada camada de armadura espaçada a cada 80 mm. A Figura 3.11 mostra os módulos posicionados no interior da forma, sobre as armaduras de flexão inferiores. Mesmo apresentando um alto congestionamento de armaduras, as lajes SW1 e SW2 tiveram um tempo de execução menor do que as armadas com *Studs Rails*.

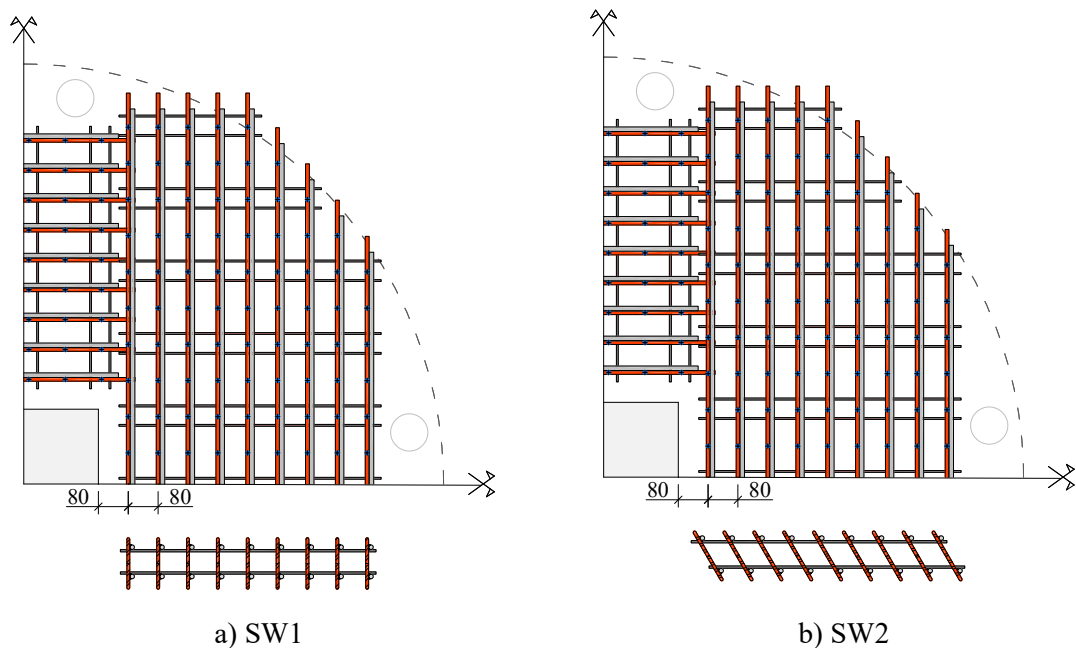


Figura 3.10 – Arranjo dos módulos da armadura de cisalhamento nas lajes SW1 e SW2

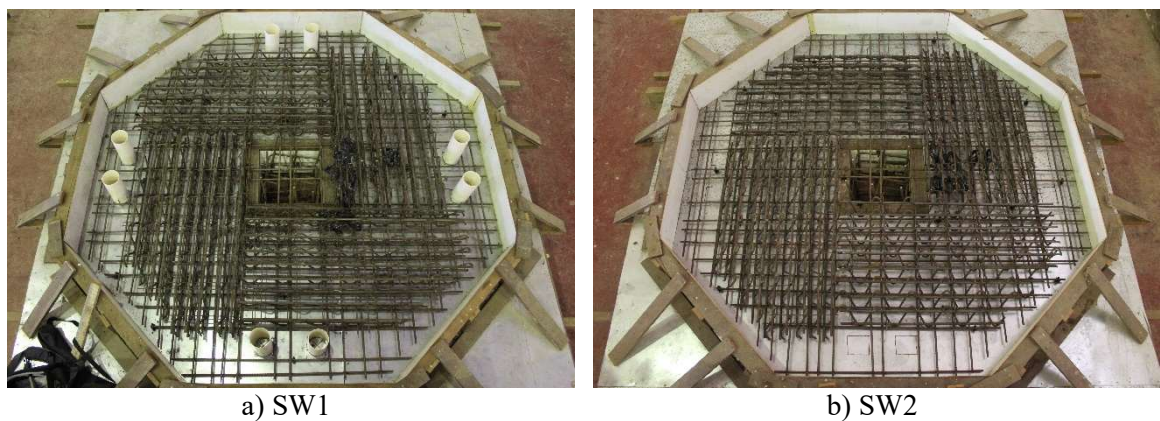


Figura 3.11 - Posicionamento das armaduras de cisalhamento nas lajes SW1 e SW2

3.4. Armadura complementar

Como a armadura treliçada pré-fabricada não envolve as armaduras de flexão, existe a possibilidade de a ruptura ocorrer por delaminação. Foi utilizado uma armadura

complementar para evitar esse tipo de ruptura, denominada nesse trabalho de gancho, que deve ser distribuída em uma região de $2d$ da face do pilar conforme detalha a Figura 3.12.

O critério de dimensionamento da taxa de armadura complementar é calculado igualando a tensão de escoamento das armaduras de cisalhamento com as da armadura complementar, contidas no perímetro de $2d$ afastado da face do pilar. As armaduras complementares devem envolver as armaduras de flexão inferiores e superiores, portanto a taxa calculada deve ser empregada tanto nas barras superiores como nas inferiores.

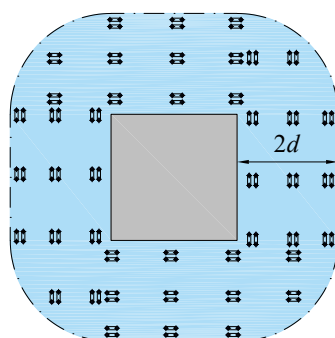
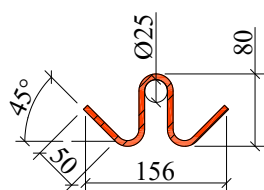


Figura 3.12 – Área de armação da armadura complementar

A Figura 3.13 detalha suas dimensões e o mostra confeccionado. Os ganchos envolvem as barras de flexão e foram posicionados nas armaduras tracionadas e comprimidas. A Figura 3.14 detalha a seção transversal de uma camada de armadura com o gancho posicionado e a Figura 3.15 o posicionamento dessas armaduras.

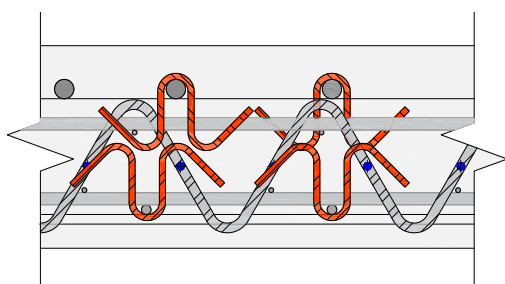


a) Dimensões gancho



b) Gancho confeccionado

Figura 3.13 – Detalhe da armadura complementar



a) Posicionamento dos ganchos



b) Ganchos posicionados

Figura 3.14 – Detalhe da armadura complementar

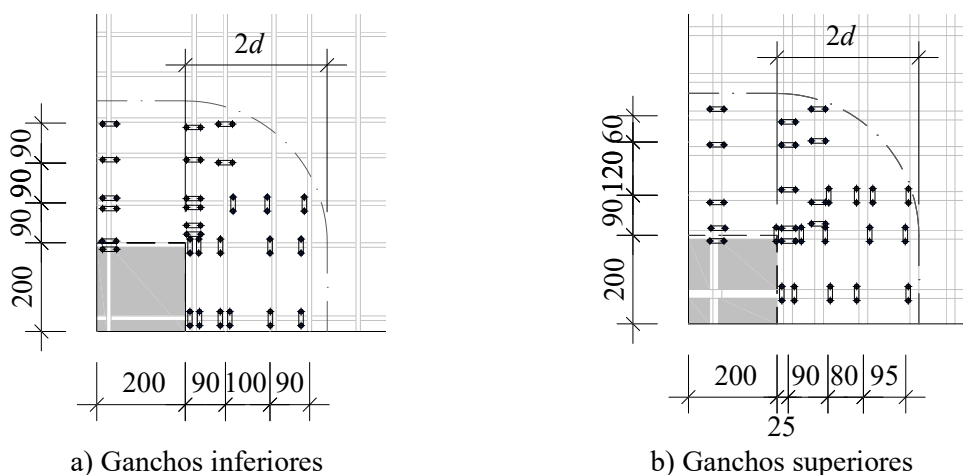


Figura 3.15 – Detalhe do arranjo das armaduras complementares SW1 e SW2

3.5. Sistema de ensaio

As lajes foram ensaiadas em um sistema de reação metálico autoportante com capacidade de 3000 kN. Além do sistema de reação o ensaio foi composto por: um cilindro hidráulico com capacidade de 3000 kN; uma célula de carga com capacidade para 3000 kN e precisão de 1 kN; uma bomba elétrica para acionamento do sistema; quatro vigas metálicas rígidas para distribuir o carregamento; oito tirantes de aço utilizados para a reação; e oito chapas de aço distribuídas simetricamente em relação ao centro da laje, servindo de ponto de aplicação de carga, proporcionando um raio de carga de 1125 mm.

O carregamento ocorreu de baixo para cima, empurrando todo o sistema de ensaio para cima até chegar no nível das porcas, que foram utilizadas como mecanismo de transferência de esforço para as vigas de reação. Os dados de extensômetros nas armaduras de flexão e cisalhamento, LVDT'S e extensômetros na superfície e internos ao concreto, foram captados utilizando dois módulos de sistema de aquisição de dados ADS 2000 LINKSYS. A Figura 3.16 mostra a implantação, o corte e uma vista 3D, sendo o raio da laje 1250 mm e o raio de aplicação do carregamento 1125 mm. A Figura 3.17 a Figura 3.19 mostram fotos do sistema de ensaio.

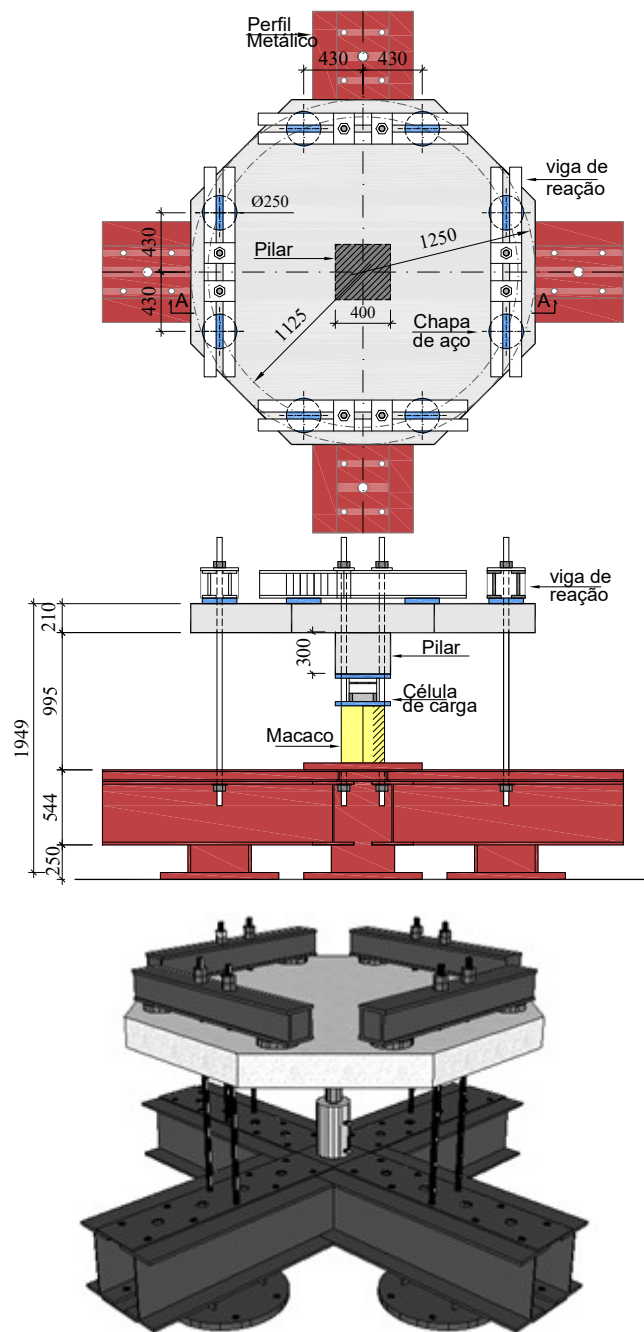


Figura 3.16 – Sistema de ensaio



Figura 3.17 – Foto frontal do sistema de ensaio



Figura 3.18 – Foto geral do sistema de ensaio



Figura 3.19 – Posicionamento dos LVDT's

3.6. Instrumentação

3.6.1. Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais nas lajes foram medidos em 12 pontos por meio de LVDTs fabricados pelas empresas KYOWA. A Figura 3.20 apresenta os pontos de monitoramento dos deslocamentos verticais nas lajes e o posicionamento dos instrumentos. Os LVDTs 1, 7, 8 e 12 foram posicionados nas interseções das projeções dos eixos dos pontos de aplicação de carga com os eixos da laje, sendo posicionados sob a laje a fim de verificar o deslocamento global do sistema. Os demais LVDT's foram fixados em perfis metálicos, os quais foram posicionados sobre as vigas de reação do sistema de ensaio, fazendo com que deslocassem em conjuntos, funcionando como um *yoke*. O deslocamento no centro do pilar foi monitorado por meio do LVDT de número 6, medindo o deslocamento máximo durante os ensaios.

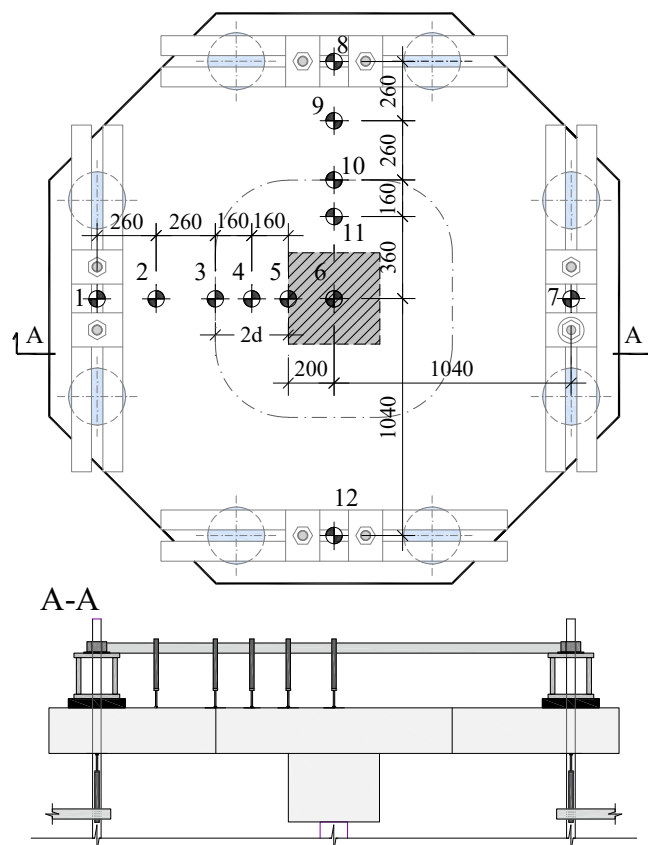


Figura 3.20 – Posicionamento dos LVDT's

3.6.2. Deformações nas armaduras e no concreto

Foram monitoradas as deformações superficiais e internas do concreto, além de deformações nas armaduras de flexão e de cisalhamento para acompanhar o comportamento das lajes durante todas as fases de carregamento. A medição das deformações nas armaduras foi realizada por meio de extensômetros elétricos. Em cada ponto de armadura monitorado foram posicionados dois extensômetros, diametralmente opostos, buscando minimizar possíveis efeitos de flexão das barras. A deformação apresentada nos gráficos consiste na média aritmética dos resultados obtidos.

O objetivo principal do monitoramento das barras de flexão tracionadas foi de verificar a proximidade de uma ruptura por flexão das lajes ensaiadas. Devido à simetria apenas um quadrante foi monitorado. Decidiu-se instrumentar 5 barras tracionadas para as lajes REF, SR1 e SR2, partindo do centro da laje até sua borda externa, para as lajes SW1 e SW2 adotou-se o mesmo critério exceto pelo fato de serem monitoradas apenas 4 barras na armadura superior.

As deformações na superfície inferior do concreto das lajes também foram monitoradas, a fim de se verificar o possível esmagamento do concreto. Os extensômetros

utilizados para o concreto foram fabricados pela empresa EXCEL Sensores. Extensômetros foram posicionados próximos ao pilar a distâncias que oferecem as deformações máximas no concreto como observado por Ferreira (2010), sendo dois tangenciais (C1 e C4) e um radial (C5). Outros extensômetros de concreto foram posicionados adjacentes as barras de aço monitoradas com a finalidade de se traçar um perfil do comportamento a flexão das lajes. A Figura 3.21 mostra a posição dos extensômetros em cada laje.

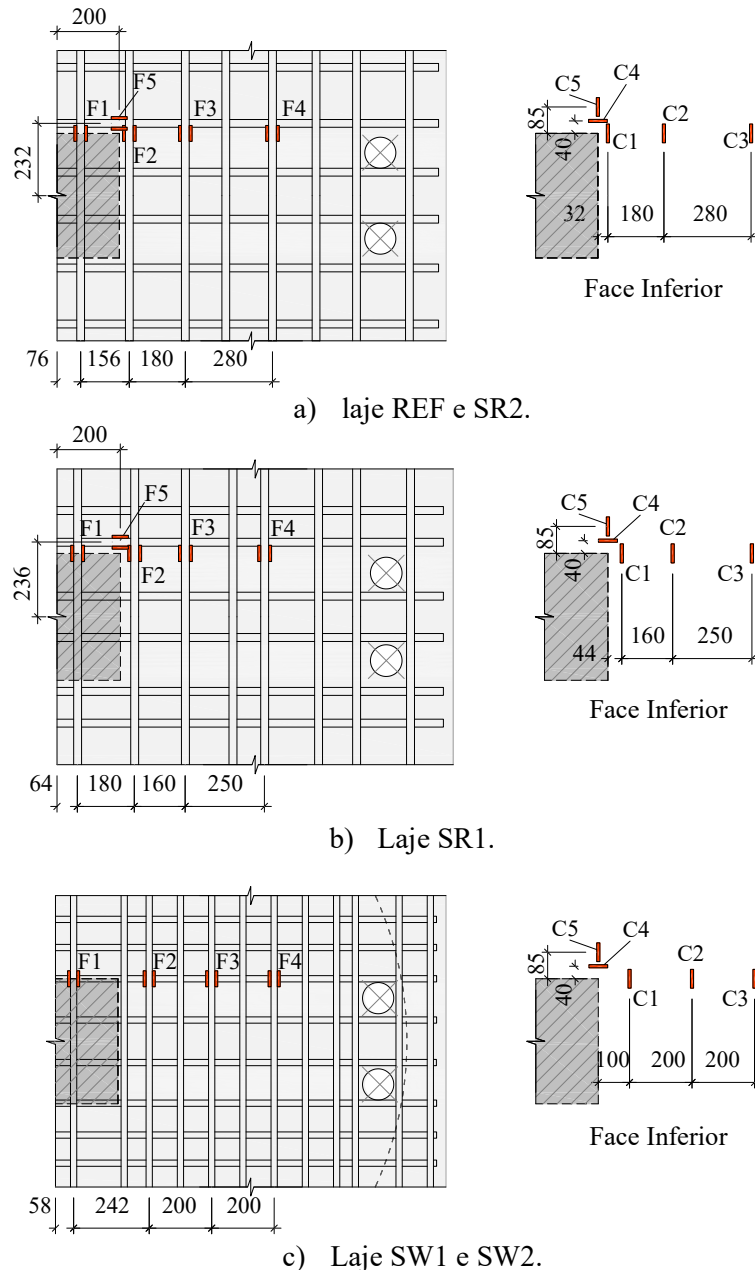


Figura 3.21 – Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão e na superfície do concreto

Nas lajes REF, SR1 e SR2 foram inseridos extensômetros internos ao concreto, fabricados pela empresa KYOWA, para monitorar a distribuição dos gradientes de

deformação de tração e de compressão do concreto. O posicionamento desses extensômetros se deu em duas formas distintas, sendo divididos por quadrantes, em que dois quadrantes monitoraram deformações de compressão e nos outros dois, as deformações de tração no concreto.

Para os extensômetros de compressão, adotou-se dois ângulos, sendo estes: 52° , resultante de forças de compressão idealizadas por uma biela partindo da ancoragem superior da segunda camada de *Studs*; e 28° resultante de forças de compressão idealizando uma biela partindo da ancoragem superior da primeira camada de *Studs* até a face do pilar. Para os extensômetros de tração, adotou-se ângulos perpendiculares aos de compressão. A Figura 3.22 detalha o posicionamento dos extensômetros internos e a Figura 3.23 os mostram posicionados nas lajes.

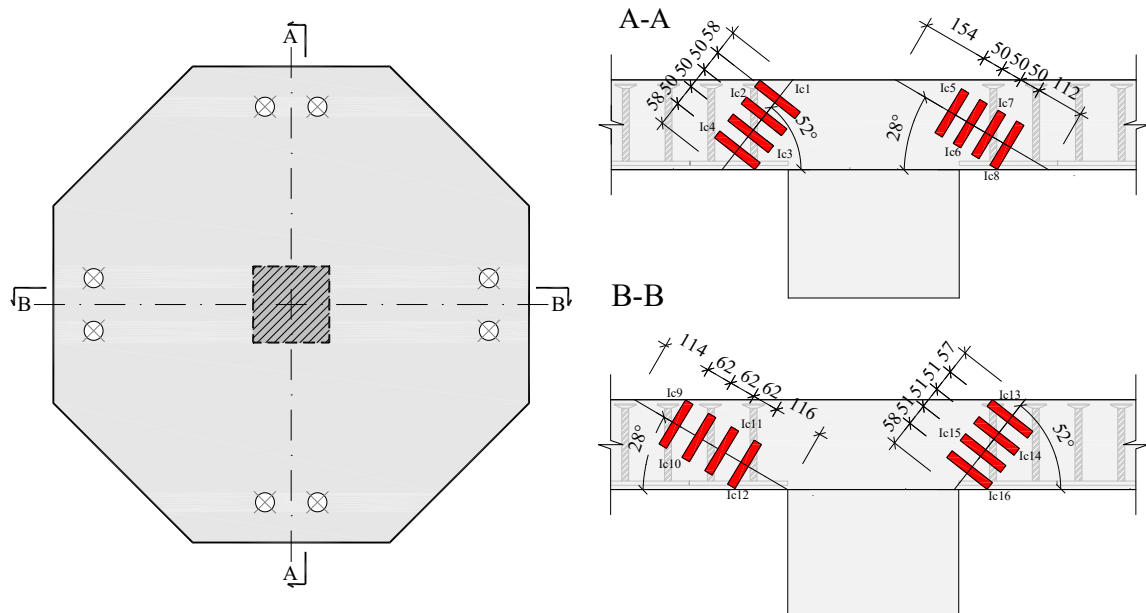


Figura 3.22 – Extensômetros internos



Corte AA



Corte BB

Figura 3.23 – Extensômetros internos posicionados Laje REF

As armaduras de cisalhamento foram instrumentadas com os mesmos extensômetros das armaduras de flexão. Andra (1981) ensaiou lajes armadas com *Double Headed Studs* e *Studs Rails* espaçadas até $0,5d$ do ponto de aplicação de carga, observando que as camadas de armaduras de cisalhamento trabalham de formas distintas. A norma ACI 318:2014 admite que apenas a primeira camada contribui para a resistência à punção, já o EC2:2014 admite que mais de uma camada contribua. Baseado nos estudos de Andra (1981) e nas recomendações normativas, percebe-se que o monitoramento das camadas de armadura de cisalhamento é fundamental para entender o comportamento de transferência das cargas dos arranjos e dos tipos de armaduras de cisalhamento utilizadas nesse trabalho. Com isso, decidiu-se instrumentar camadas da armadura de cisalhamento ultrapassando o perímetro de controle de $2d$ da face do pilar.

Cada ponto instrumentado recebeu dois extensômetros diametralmente opostos. Optou-se por monitorar a linha de armadura localizada no eixo do pilar em todas lajes, obtendo maiores parâmetros comparativos. Para as lajes SW1 e SW2 a armadura complementar também foi monitorada, com a finalidade de verificar seu comportamento no estado bidirecional de tensões. A Figura 3.24 e Figura 3.25 mostram a distribuição dos extensômetros nas armaduras de cisalhamento das lajes.

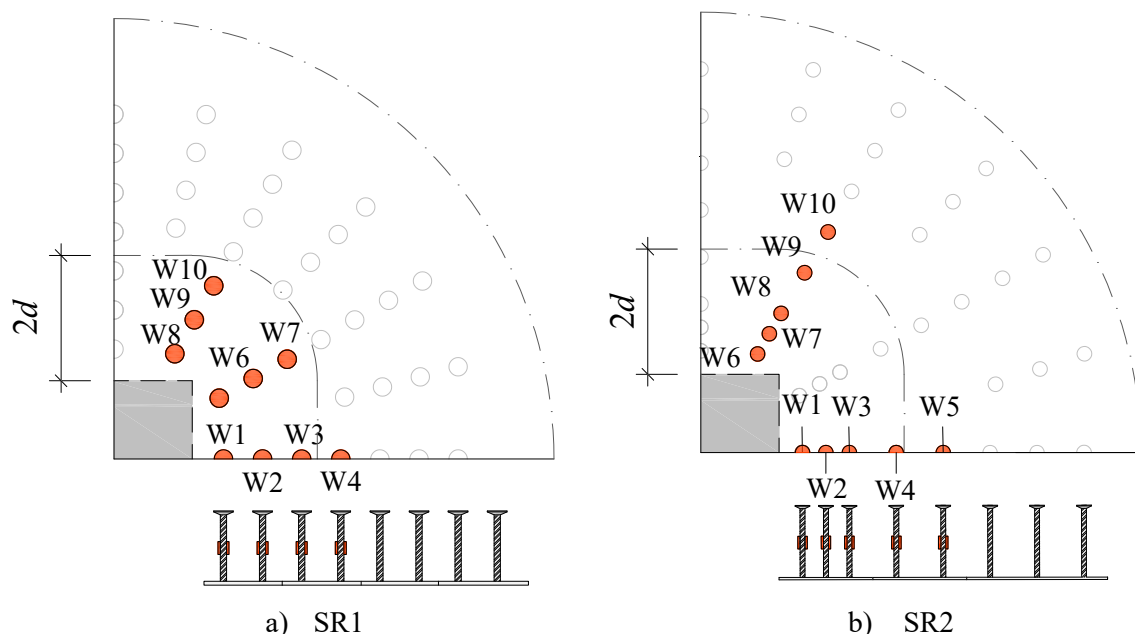


Figura 3.24 – Extensômetros das armaduras de cisalhamento lajes SR1 e SR2

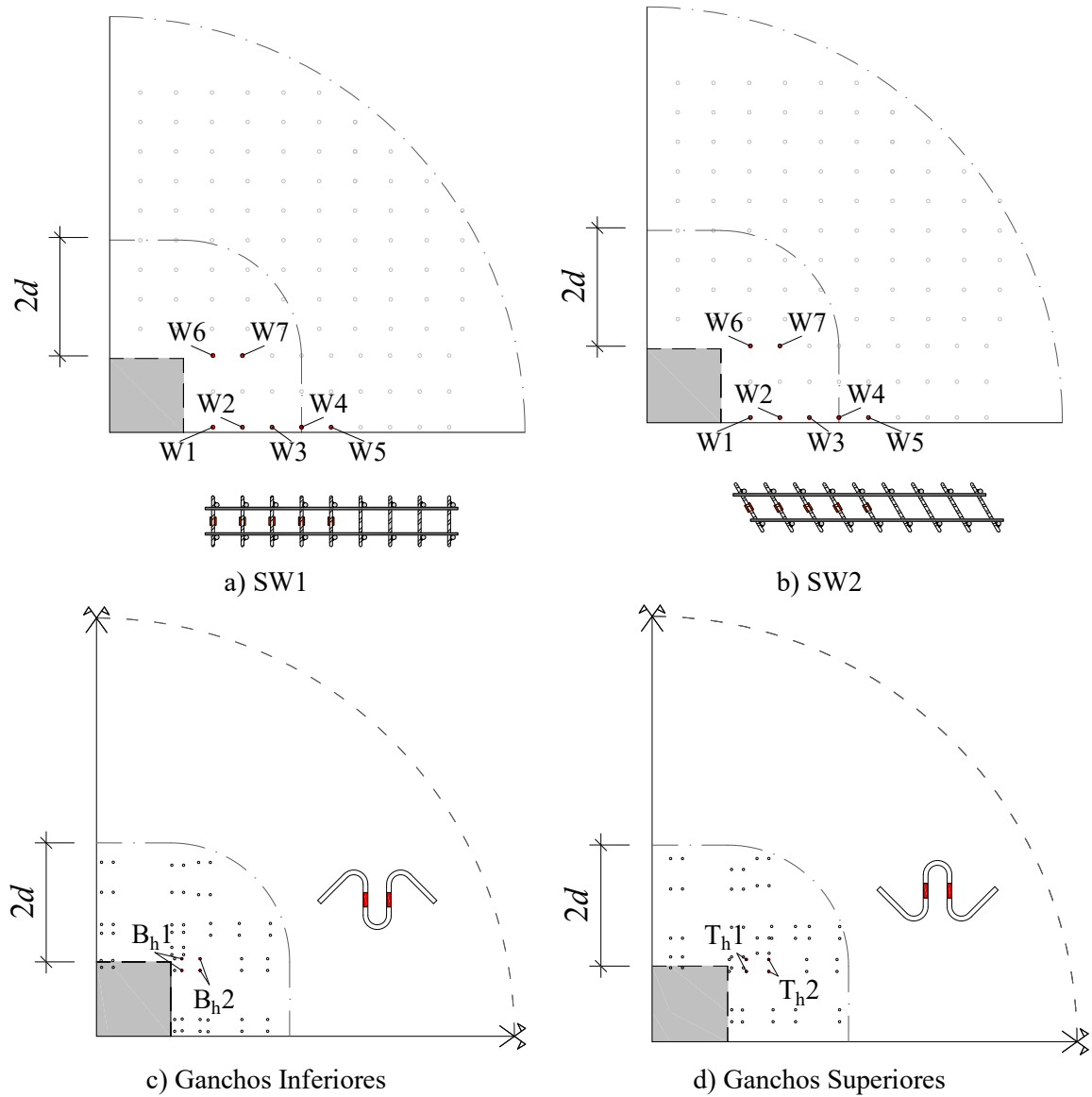


Figura 3.25 – Extensômetros das armaduras de cisalhamento lajes SW1 e SW2

3.7. Materiais

3.7.1. Concreto

O concreto utilizado para a confecção das lajes foi produzido junto a empresa CONCRENORTE, dosado com cimento CP II – E, para o agregado miúdo foi utilizado 100% de areia de quartzo e para o agregado graúdo utilizou-se brita nº 1, originada da britagem de rochas basálticas com diâmetro máximo de 19 mm. Como as lajes eram muito armadas, utilizou-se o aditivo Muraplast FK 101 fabricado pela empresa MC Bauchemie para aumentar a trabalhabilidade do concreto e proporcionar um maior tempo de pega. A Tabela 3.2 apresenta as quantidades de material utilizadas em cada m³ de concreto.

Tabela 3.2 - Composição do traço adotado		
Materiais	Traço Unitário	Quantidade (kg/m ³)
Cimento CP II E32	1	388
Areia	2,3	891
Brita nº1	2,5	968
Aditivo - Muraplast FK 101	0,01	3,87
Relação água/cimento (<i>a/c</i>)	0,44	166,5

3.7.2. Concretagem e cura das lajes

O volume de concreto necessário para a concretagem das 5 lajes e a confecção de 45 corpos de prova foi de 6,5 m³. A concretagem foi realizada durante 3 horas sendo utilizados dois vibradores de imersão para o correto adensamento do concreto. Cerca de 5 horas após o término da concretagem iniciou-se o processo de cura das lajes e dos corpos de prova. O processo adotado tanto para as lajes como para os corpos de prova foi o mesmo e consistiu em colocar sacos de cimento umidificados sobre a superfície de concreto que estivesse exposta, sendo umidificados 2 vezes por dia durante 7 dias. Logo após a umidificação das lajes e dos corpos de prova, estes elementos eram cobertos por uma lona plástica, que tinha a função de auxiliar a retenção da umidade em torno das peças de concreto.

3.7.3. Propriedades mecânicas

Para cada laje foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos com 100 mm de base por 200 mm altura, sendo utilizados para a caracterização da resistência à compressão e resistência à tração. Para determinação do módulo de elasticidade do concreto foram moldados 15 corpos de prova cilíndricos de 150mm de altura por 300mm de comprimento, 3 para cada laje, e ensaiados no dia do ensaio.

Os ensaios de compressão simples seguiram as recomendações da norma NBR 5739:2007, os ensaios de compressão diametral atenderam às exigências da NBR 7222:2011 e módulo de elasticidade a NBR 8522 (2008). A Tabela 3.3 apresenta o resultado das médias dos ensaios de corpos de prova de resistência à compressão (f'_c), resistência à tração (f_{ct}) e módulo de elasticidade (E_{ci}). O resultado do ensaio de módulo de elasticidade apresentado consiste na média dos resultados de todos os corpos de prova ensaiados. Como a data de rompimento das lajes ocorreu com idade superior a 60 dias após a concretagem utilizou-se como parâmetro de cálculo a média geral dos resultados.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto

Laje	f'_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_{ci} (GPa)
REF	31,05	4,11	36,48
SR1	30,44	3,74	
SR2	29,68	3,60	
SW1	27,37	3,44	
SW2	30,44	3,74	
Média	29,80	3,73	

3.7.4. Aço

Foram retirados 3 corpos de cada barra instrumentada, utilizados para a caracterização das propriedades mecânicas do aço. Estes foram submetidos a ensaios de tração axial realizados no laboratório de engenharia civil de Tucuruí – PA da Universidade Federal do Pará, de acordo com as recomendações da NBR 6892 (2013). Foi utilizado a média dos resultados de 3 corpos de prova de cada diâmetro para determinar suas propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do aço

Armadura	Ø (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Estribo	6,3	453,33	2,30	1097,70	197,40
	10,0	590,30	2,78	878,10	212,79
Stud	12,5	590,27	2,98	727,70	198,26
	16,0	509,00	2,74	705,50	186,72
Flexão	20,0	506,77	2,58	724,90	197,51
	25,0	527,41	2,74	790,00	192,41

3.8. Critérios de cálculo

Os critérios normativos ACI 318 (2014), ABNT NBR 6118 (2014) e EC 2 (2014), bem como a ficha de aprovação técnica ETA 12/0454 (2012), determinam diretrizes para que suas formulações possam ser utilizadas, porém existem situações que não se adequam a essas diretrizes. Portanto, as adaptações realizadas para o cálculo da resistência à punção das lajes são apresentadas a seguir.

3.8.1. Contabilização das armaduras contribuintes para resistência à punção

As orientações citadas anteriormente não indicam diretrizes para a contabilização das armaduras que efetivamente contribuem na resistência à punção para um arranjo em grade. Portanto, as adaptações para as recomendações técnicas são indicadas na Figura 3.26 até a Figura 3.29, onde a área em azul indica que as armaduras devem ser contabilizadas. Ressalta-se que nas figuras não são indicados os perímetros externos, uma vez que as armaduras de cisalhamento foram posicionadas até o ponto de aplicação de carga, afastando uma ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento.

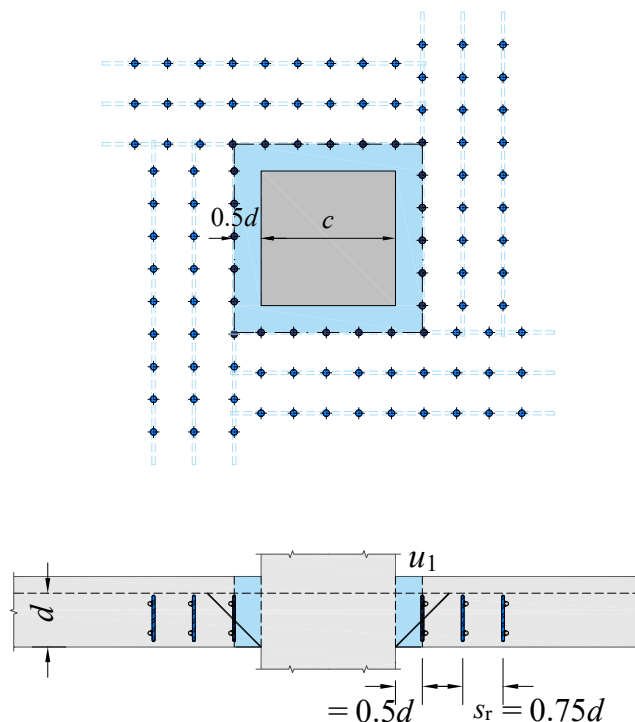


Figura 3.26 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado ACI318, 2014)

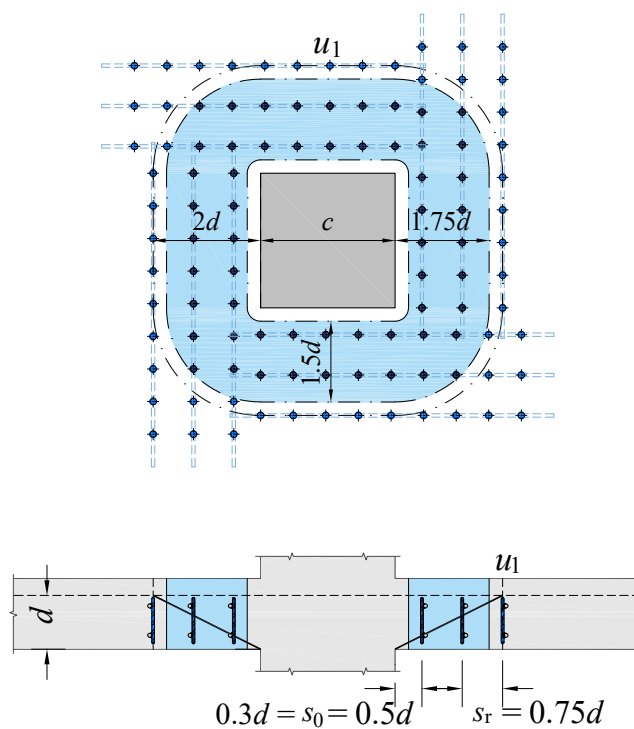


Figura 3.27 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado EC2, 2014)

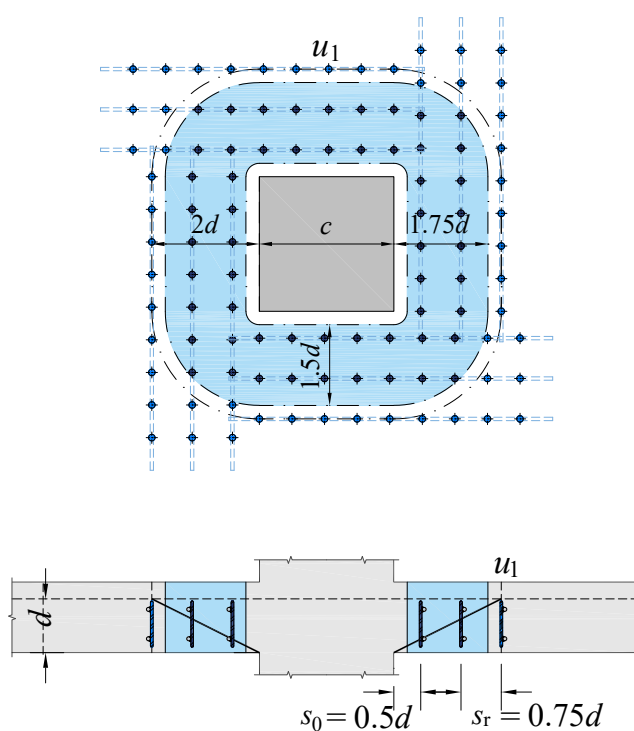


Figura 3.28 – Critérios de detalhamento para arranjo em grade (Adaptado NBR 6118, 2014)

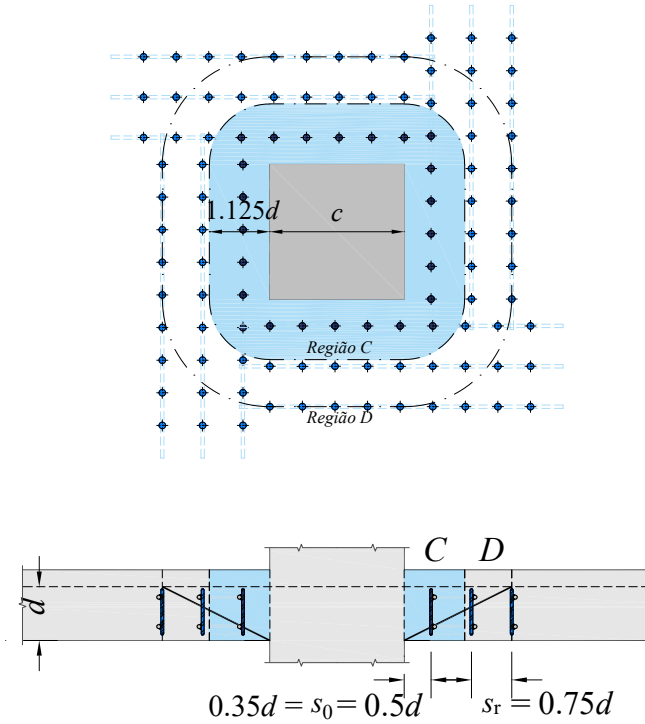


Figura 3.29 – Critérios de detalhamento conforme ETA 12/0454 (2012)

3.8.2. Inclinação das armaduras

Neste trabalho adotou-se uma armadura treliçada pré-fabricada que tem como característica uma forma senoidal, apresentando penas inclinadas, como mostrado na Figura 3.8. As camadas dessa armadura também foram inclinadas em relação a horizontal. Para se contabilizar a influência dessas inclinações multiplicou-se a parcela resistente do aço de cada critério normativo, por fatores que realizam a decomposição dos esforços, apresentados na Equação 3.2.

$$V_s = V_{SNorma} \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot (\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)) \cdot \text{sen}(\theta) \quad (3.2)$$

Onde:

V_s é a parcela de contribuição do aço com as adaptações;

V_{SNorma} é a parcela de contribuição do aço pela respectiva norma adotada;

α é o ângulo de inclinação da camada da armadura;

β é o ângulo de inclinação da perna da armadura treliçada pré-fabricada;

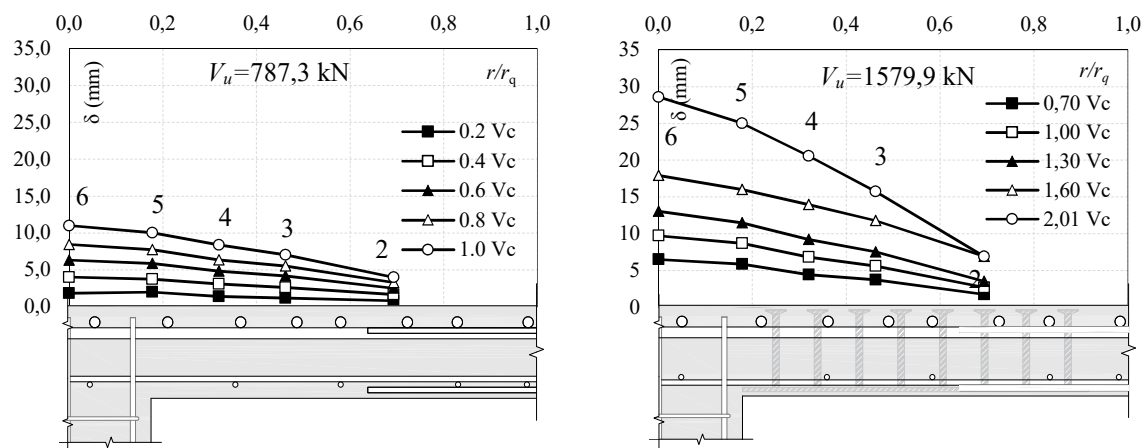
4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais obtidos através da realização da série de ensaios descrita no capítulo 3. São apresentados: deslocamentos verticais, deformações na superfície do concreto, deformações nas armaduras de flexão, deformações nas armaduras de cisalhamento e o mapeamento das fissuras de flexão visíveis durante os ensaios. Apresenta-se as cargas de ruptura observadas ao final de cada ensaio, que em conjunto com os resultados descritos acima, possibilitam o direcionamento para estimar o modo de ruptura das lajes, comparando-os com as previsões normativas. Ao final deste capítulo é apresentado um estudo comparativo entre os custos de execução do sistema de laje lisa utilizando *Stud Rails* e os módulos das armaduras treliçadas pré-fabricadas.

4.1. Deslocamentos verticais das lajes

Os deslocamentos verticais das lajes foram monitorados em 12 pontos ao longo de seus eixos. Foram monitorados os mesmos pontos em todas as lajes ensaiadas, possibilitando uma comparação direta entre os resultados observados. A leitura foi realizada continuamente durante todo o ensaio com a utilização de LVDT's, permitindo traçar o comportamento de deslocamento e rotação das lajes.

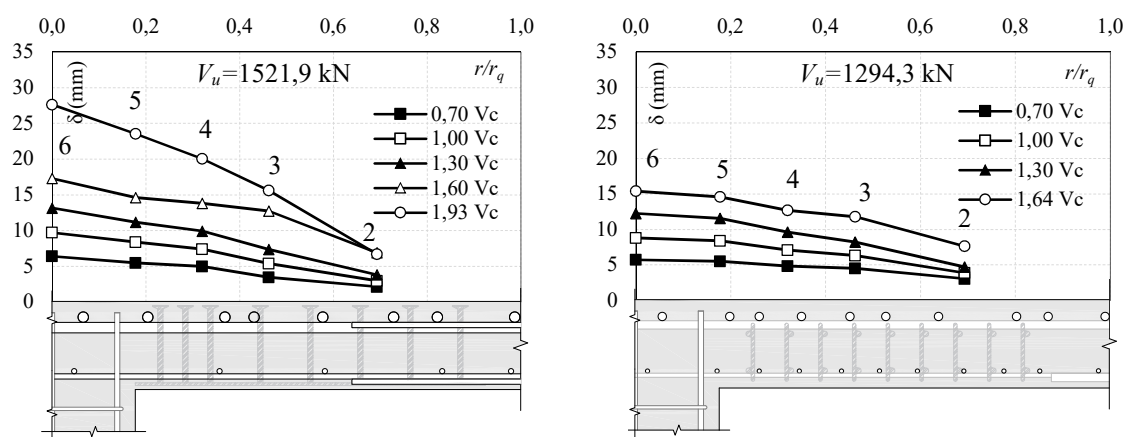
Para expressar o deslocamento das lajes até o momento de ruptura se utilizou a média das leituras do posicionamento dos LVDT's correspondentes. A Figura 4.1 até a Figura 4.2 mostram gráficos de perfis de deslocamentos verticais de cada laje, dados em função da distância de monitoramento do LVDT dada por r/r_q , em que r é a distância do centro da laje até o LVDT e r_q é o raio de aplicação de carga. Os gráficos foram montados para diferentes passos de carga dados em função da resistência da laje de referência (V_c) até ser atingida a carga de ruptura.



a) Laje REF

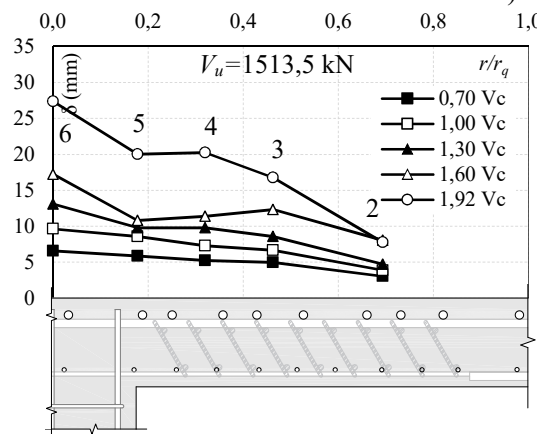
b) Laje SR1

Figura 4.1 – Gráficos de deslocamento lajes REF e SR2



a) Laje SR2

b) Laje SW1



c) Laje SW2

Figura 4.2 – Gráficos de deslocamento das laje SR2, SW1 e SW2

Nota-se que nas figuras anteriores as leituras dos LVDT's adjacentes a borda dos pilares (LVDT 05) é menor do que a leitura do LVDT 6, variação provocada por uma pequena variação da espessura da laje nessa região, bem como pela distorção de deformações cisalhantes, situação que é discutida no trabalho de Lips (2012). Para a laje SW2 o LVDT não apresentou leituras coerentes quando comparado as lajes SR1 e SR2, sua leitura não

descreve um comportamento de rotação claro, deixando um patamar de estabilização entre o LVDT 5 e LVDT 4. Isto correu em detrimento de uma fissura interceptar o ponto de leitura, fazendo que não obtivesse leituras coerentes. Os LVDT's 1, 7, 8 e 12 foram posicionados com a finalidade de monitorar a distribuição da aplicação de carregamento nas lajes, os dados mostram que o sistema deslocou, porém, não foram significativas ao ponto de gerar um desbalanceamento do carregamento.

A fim de verificar a ductilidade dos elementos ensaiados, o comportamento pós-pico foi monitorado. A Figura 4.3 mostra a carga por deslocamento em função do LVDT 6, o qual mediu os deslocamentos máximos dos elementos. Nota-se que as lajes SR1, SR2 e SW2 apresentaram comportamento similar, diferentemente da laje SW1 e REF. Ressalta-se que a curva referente a laje SR1 não foi prolongada pois o ensaio foi interrompido, porém mostra que sua ruptura ocorreu de forma dúctil e com maior resistência quando comparada as demais. A laje SR2, mesmo com uma quantidade de aço utilizada na armadura de cisalhamento bem inferior as demais lajes, apresentou um excelente comportamento pós-pico, com altos deslocamentos para carregamentos elevados.

Analisando as lajes que utilizaram a armadura treliçada pré-fabricada, nota-se uma diferença significativa quando comparadas entre si. A Laje SW1 apresentou um comportamento frágil no momento da ruptura, comportamento similar as lajes de Hassan (2014) mostradas na Figura 2.10, ficando claro o indício que sua superfície de ruptura possa ter ocorrido por delaminação. As lajes REF e SW1 apresentaram uma estabilização do carregamento após a ruptura, evidenciando que as barras de flexão que passam por dentro do pilar possibilitaram essa estabilização.

A Laje SW2 apresentou comportamento distinto da SW1, pois sua carga de ruptura foi mais elevada se aproximando das armadas com *Studs Rails*. Apresentou comportamento dúctil e deslocamentos elevados para grandes carregamentos, não evidenciando uma ruptura por delaminação. Acredita-se que o incremento de carga se dê pela maior capacidade de ancoragem, pois apresenta um maior comprimento das pernas da treliça quando comparadas aos módulos da laje SW1.

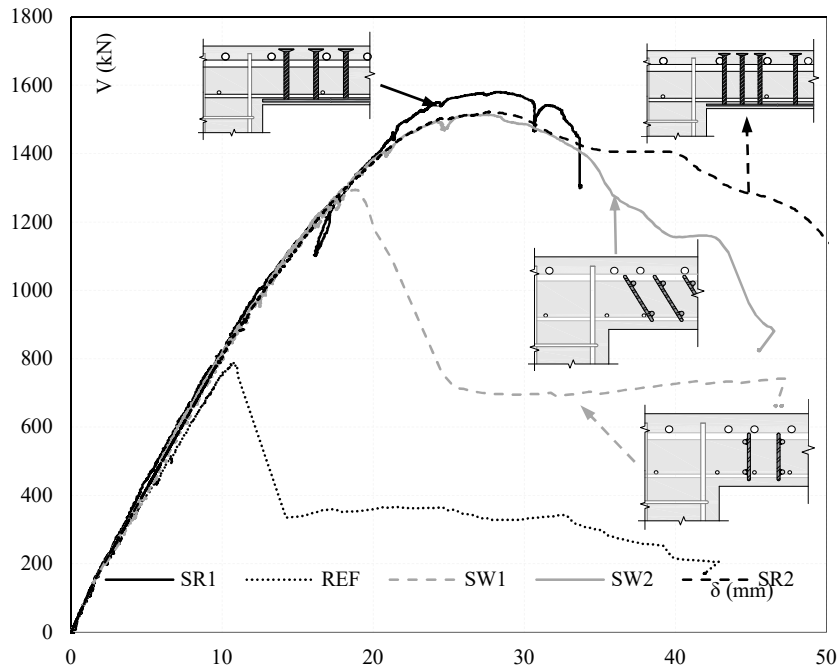


Figura 4.3 – Gráfico carga deslocamento

4.2. Deformações nas armaduras de flexão e superfície do concreto

As deformações superficiais no concreto foram monitoradas utilizando extensômetros elétricos posicionados na superfície inferior das lajes. Foram utilizados 5 extensômetros em cada laje, sendo 2 dispostos próximo ao canto do pilar, a fim de medir as deformações máximas do concreto (C4 e C5) apresentados na Figura 4.11, sendo os demais posicionados adjacentes as barras de flexão instrumentadas.

As deformações nas armaduras de flexão foram monitoradas com maior predominância nas barras de flexão superiores, sendo monitorada apenas 1 barra na direção oposta. Da Figura 4.4 até a Figura 4.6 são apresentados gráficos de perfil de deformações nas armaduras de flexão, dispostas na parte superior do gráfico, e deformações na superfície do concreto, localadas na parte inferior.

Os gráficos apresentam as deformações para diferentes estágios de carregamento relacionados ao V_c , e plotados em função da distância de monitoramento das barras dada por r/r_q , em que r é a distância do centro da laje até o ponto monitorado e r_q é o raio de aplicação de carga, permitindo avaliar qualitativamente a distribuição dos esforços de flexão ao longo da seção transversal, facilitar a visualização de uma possível ruptura por flexão e servir de base para traçar a variação da linha neutra ao longo das seções das lajes.

Nota-se que na Figura 4.4a) a leitura do extensômetro F1 não condiz com o comportamento esperado. Ao compará-lo com as demais lajes fica evidente que os dados não são compatíveis com a realidade, portanto não é válido que sejam considerados nas análises.

Na Figura 4.5, observa-se que a Laje SR2 distribuiu de forma mais homogênea os esforços às barras de flexão, pois os extensômetros F2, F3 e F4 apresentaram deformações similares em todos os passos de carregamento analisados, fato não observado nas demais lajes, indicando que a distribuição das armaduras de cisalhamento afeta na distribuição dos esforços às barras de flexão.

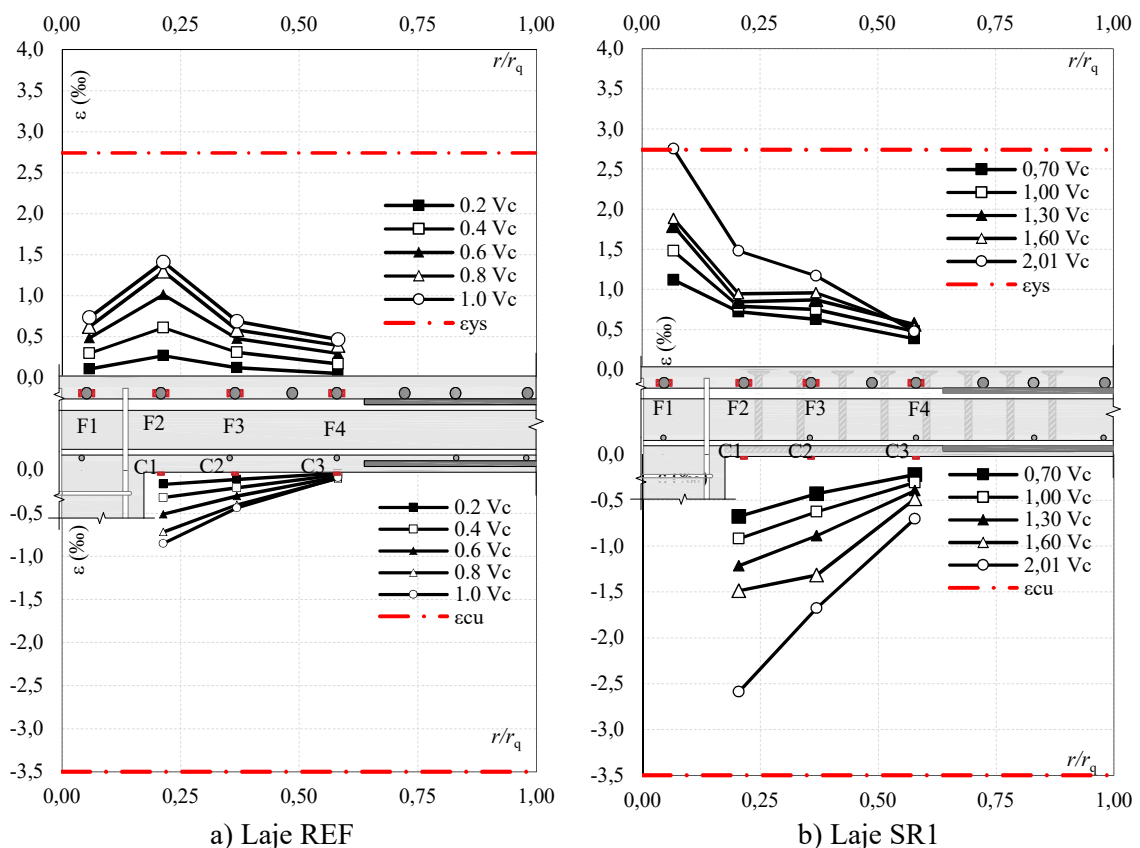


Figura 4.4 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto

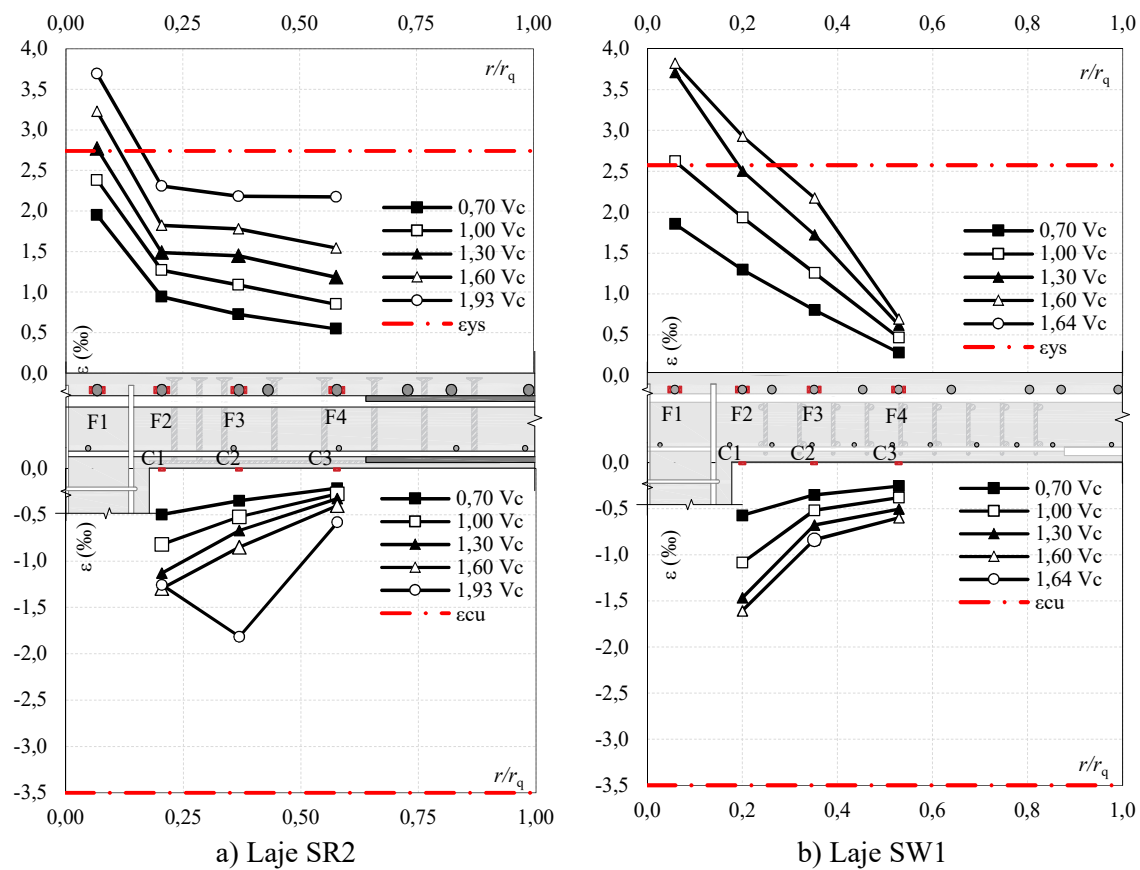


Figura 4.5 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto

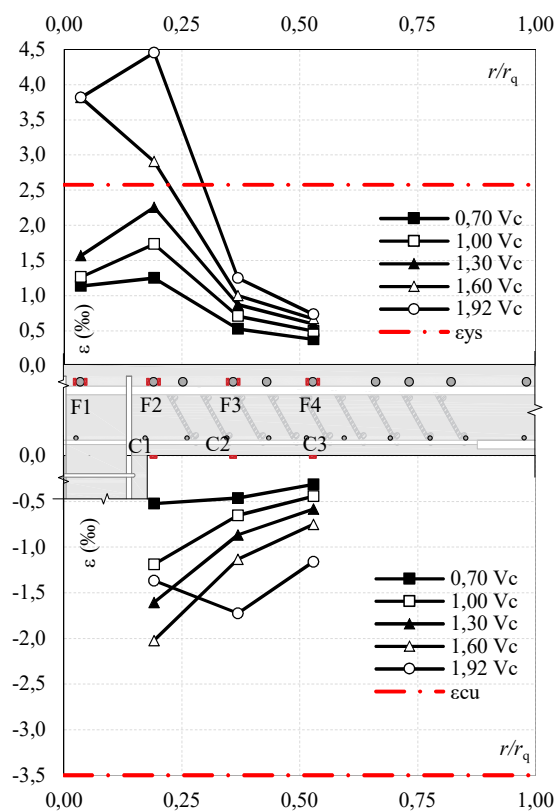


Figura 4.6 – Gráficos de deformação na armadura de flexão e na superfície do concreto laje SW2

A Figura 4.7 apresenta a metodologia utilizada para identificar a posição da linha neutra em função das deformações obtidas anteriormente, onde se utilizou de semelhança de triângulo entre as deformações do aço e do concreto para determinar o posicionamento da linha neutra (L.N) e a altura do bloco de compressão (x). As seções monitoradas foram nomeadas em S1, S2 e S3, referenciando os pontos monitorados pelos extensômetros C1, C2 e C3.

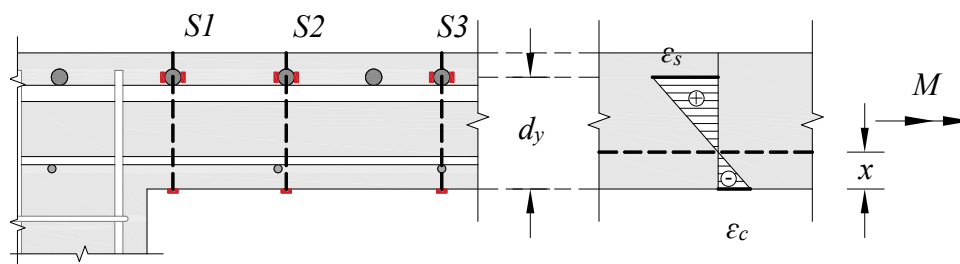


Figura 4.7 – Determinação do posicionamento da linha neutra

A partir da metodologia citada, elaborou-se os gráficos mostrados na Figura 4.8, que apresentam a variação da relação x/d pelo carregamento dos espécimes. A relação de x/d dada pela deformação última ao esmagamento do concreto (3,5‰) e da deformação de escoamento do aço foi de 0,57 para as lajes REF, SR1 e SR2, e de 0,56 para as lajes SW1 e SW2, essa variação se deve a utilização de barras com diâmetros diferentes, resultando em diferentes deformações de escoamento.

Os gráficos apresentam alta relação de x/d no início dos ensaios, evidenciando que o concreto não havia sido fissurado e armadura de flexão não estava sendo solicitada. Após o surgimento das primeiras fissuras, o comportamento da linha neutra se altera, diminuindo a altura do bloco de compressão, pois as armaduras começam a balancear o sistema.

As lajes ensaiadas neste trabalho, no momento de ruptura, apresentaram relação x/d inferiores aos limites encontrados anteriormente, exceto a laje SR1 que apresentou uma relação de 0,6, próxima do limite calculado, porém sua ruptura foi dúctil, não sendo observado esmagamento do concreto. As lajes com armadura treliçada pré-fabricada apresentaram o comportamento da linha neutra na seção S1 e S3 similares, porém o comportamento na seção S2 da laje SW1 é distinto das demais, sendo observado uma baixa relação de x/d , evidenciando uma zona de compressão inferior as demais lajes.

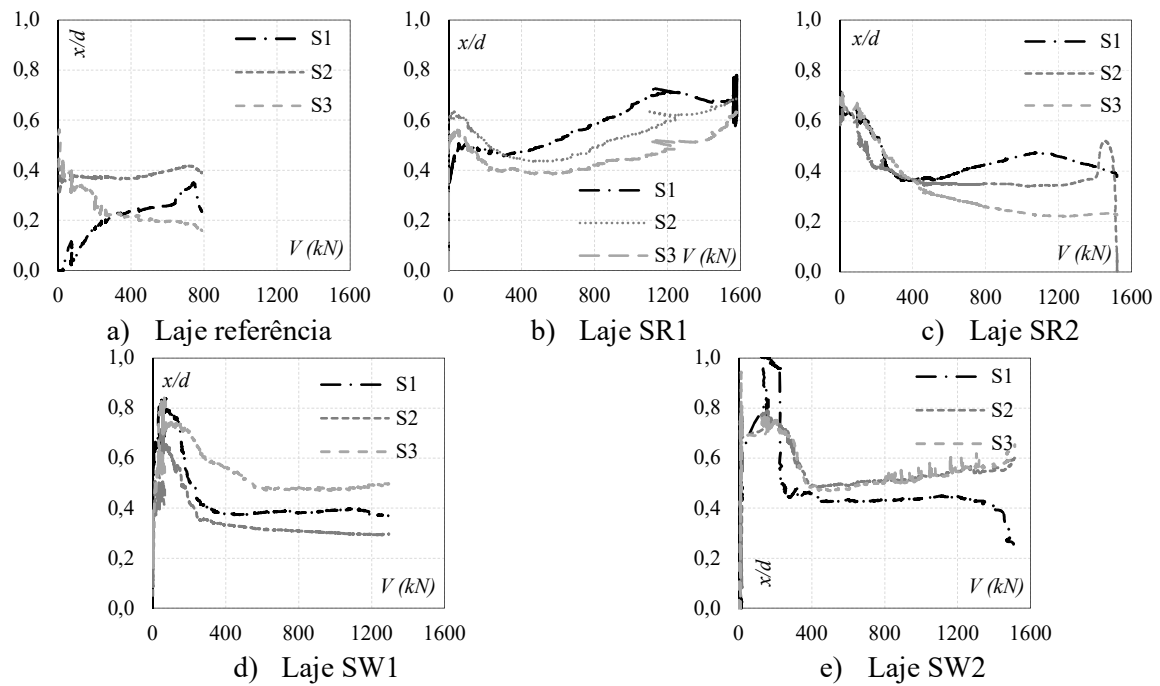


Figura 4.8 – Gráfico da variação do bloco de compressão em função da carga

De maneira geral, pode-se notar comportamentos da altura do bloco de compressão que podem ser utilizados para eventuais suposições em modelos de bielas e tirantes, pois a laje sem armadura de cisalhamento apresenta uma relação de x/d que pode variar de 0,2 a 0,4, e as lajes com armadura de cisalhamento, em sua seção S1, atingem um patamar de estabilização em torno de 0,4, exceto para a laje SR1.

A Figura 4.9 apresenta, de maneira qualitativa, a variação da linha neutra para diferentes passos de carga, dados em função da resistência da laje de referência (V_c). Observa-se que as análises realizadas anteriormente ficam claras nessa figura, que mostra a zona de compressão no momento de ruptura e no momento em que se atinge a carga da laje de referência. Nota-se que o bloco de compressão envolve por completo a ancoragem inferior das armaduras de cisalhamento, exceto para a laje SW1, em que em sua seção S2 a linha neutra se desloca para baixo, imediatamente acima da armadura de flexão inferior e abaixo da barra soldada na lateral da armadura treliçada pré-fabricada, gerando tensões máximas de cisalhamento no ponto de vista dos esforços de flexão, o que pode indicar uma possível zona de fragilidade, fato não observado na laje SW2.

Nota-se que as lajes com *Stud Rails* apresentam uma maior zona de compressão quando comparada as demais, possibilitando uma maior capacidade de ancoragem das armaduras, uma vez que o concreto não estaria fissurado nessa região. Nas lajes com armadura treliçada pré-fabricada a sua ancoragem inferior não apresenta uma zona de

compressão similar as armadas com *Stud Rail*, pois seu mecanismo de ancoragem não foi intensificado pela adoção de um baixo cobrimento.

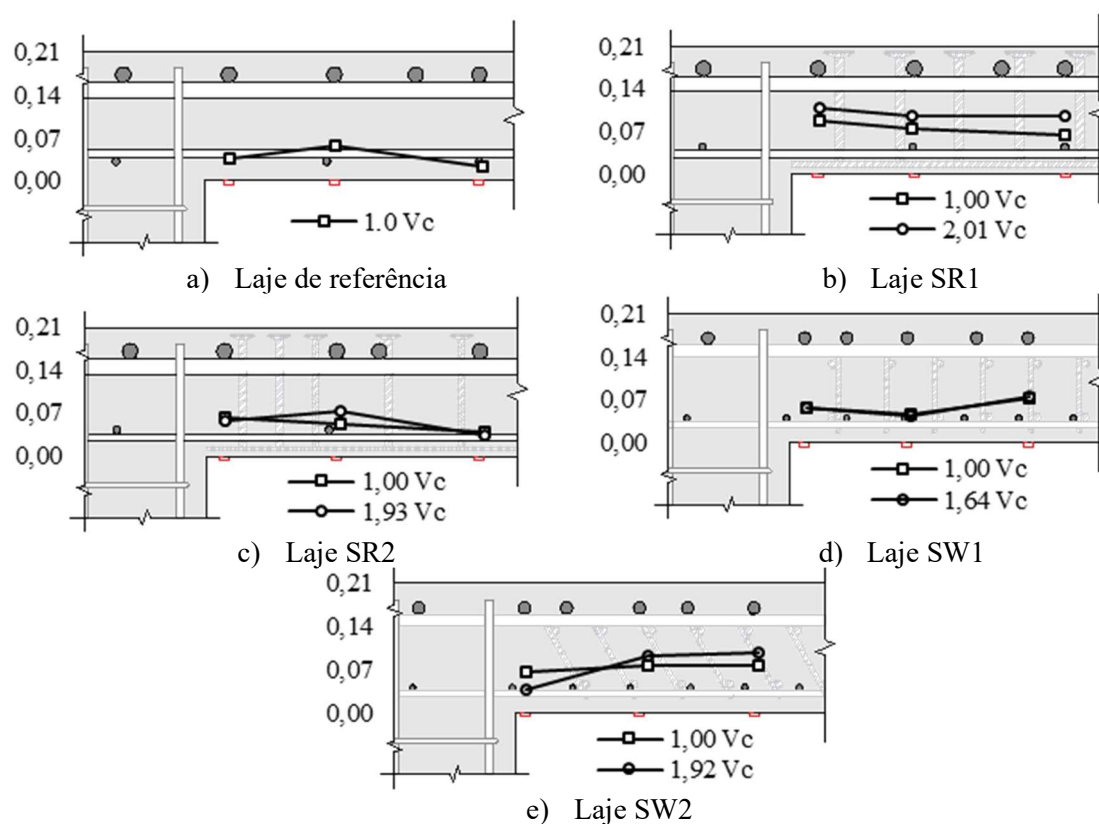


Figura 4.9 – Variação da linha neutra no interior das lajes

A Figura 4.10 apresenta os gráficos de carga deformação dos extensômetros de flexão, que mostram as deformações pós o pico de carga de cada laje deste trabalho, evidenciando que as deformações aliviam após sua ruptura. Esses gráficos também deixam evidente o ponto de carga em que as armaduras são ativadas, indicando a carga de fissuração das lajes. A Figura 4.10a) não apresenta as deformações pós pico da laje de referência para não impedir a visualização do comportamento desses extensômetros, porém o comportamento pós pico foi o mesmo das demais lajes.

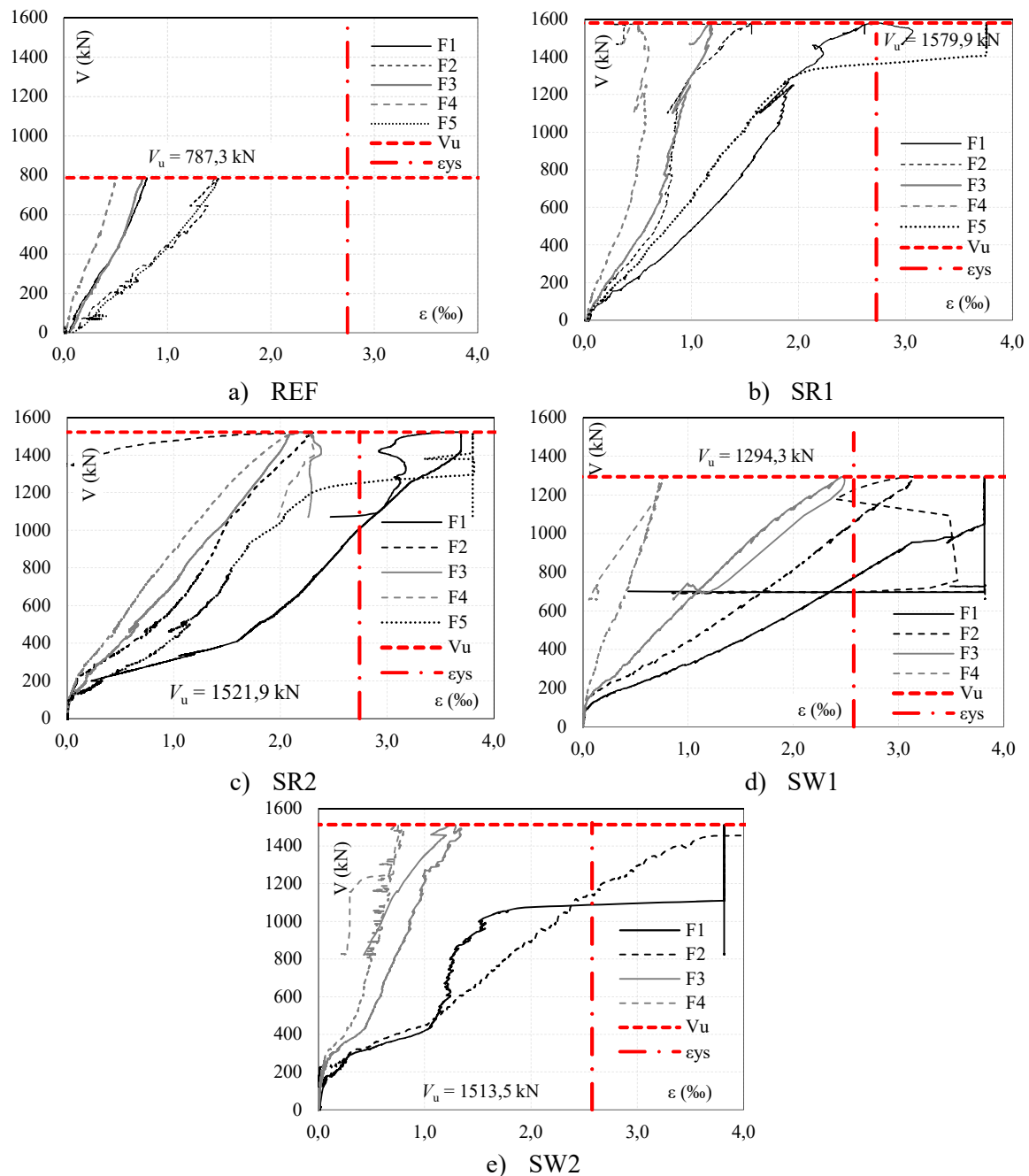


Figura 4.10 – Gráfico carga x deformação para os extensômetros nas barras de flexão

A Figura 4.5a) e a Figura 4.6 apresentam uma particularidade na leitura das deformações superficiais do concreto no momento de ruptura, pois ocorre uma redução das deformações de compressão do extensômetro C1. A Figura 4.11 apresenta os gráficos carga por deformação dos extensômetros superficiais de concreto, C4 e C5, com a finalidade de obter as deformações máximas nos cantos dos pilares. Os gráficos mostraram que o comportamento de alívio nas deformações do extensômetro C4 (equivalente ao C1) não foi notado, porém o extensômetro C5 apresentou deformações de tração na carga de ruptura das lajes.

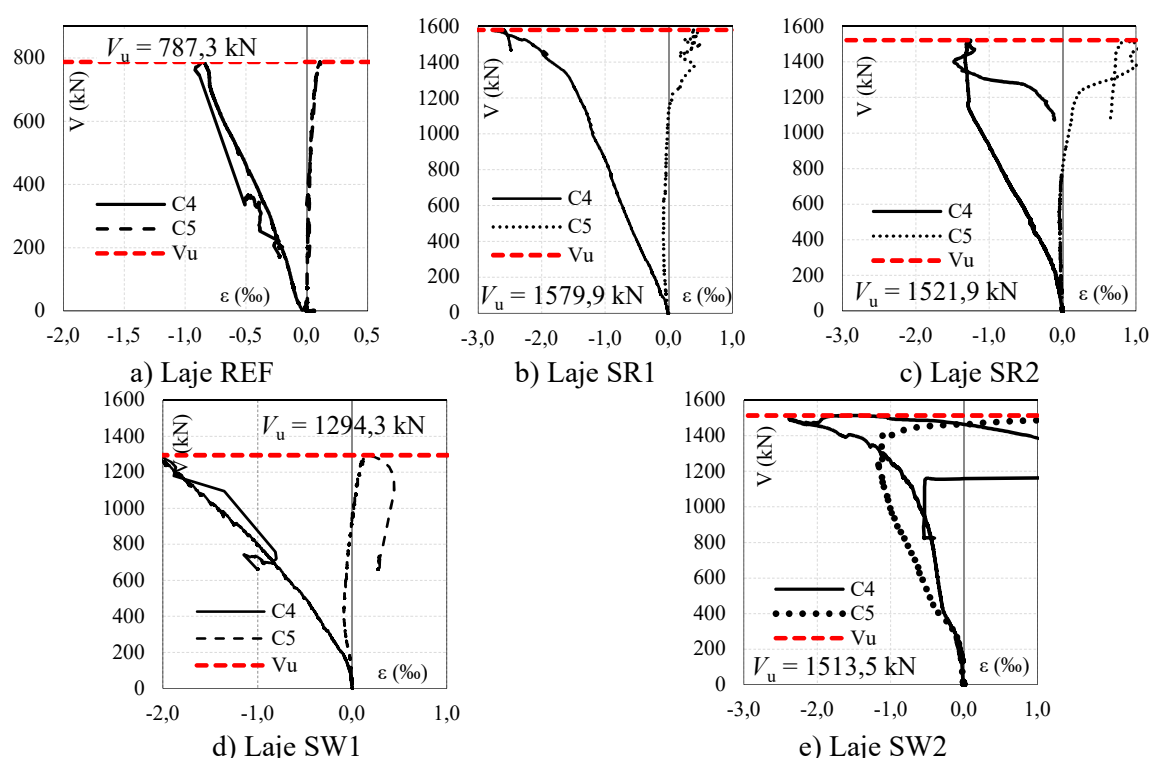


Figura 4.11 – Gráficos extensômetros de concreto tangenciais (C4) e radiais (C5)

Os extensômetros C5, presentes na Figura 4.11, apresentam deformações próximas de zero até 90% da carga de V_c , em seguida sofrem de redução das deformações de compressão chegando a tracionar com deformações próximas a 1‰. O extensômetro radial da laje SW2 apresentou deformações de compressão maiores, não ficando próximas de zero, porém o mesmo comportamento de redução nas deformações de compressão com carregamento próximo a 90% da carga de ruptura. O comportamento de redução das deformações de compressão também é verificado nas lajes de Muttoni (2008), Ferreira (2010) e Lima Neto (2012) o qual pode ser explicado pela formação de uma biela em formato de cotovelo conforme explicado por Muttoni (2008).

Analisando os resultados em torno do programa experimental, nota-se que a elevada taxa de armadura de cisalhamento aliado a um C/d alto proporcionou uma resistência elevada à punção, chegando a escoar barras da armadura de flexão, porém não ao ponto de se notar um esmagamento do concreto na região do pilar, evidenciando que não ocorreu ruptura por flexão nas lajes.

4.3. Deformações internas no concreto

Com a finalidade de coletar informações experimentais para melhor compreender o comportamento da distribuição de esforços no entorno do pilar, utilizou-se extensômetros internos ao concreto posicionados para computar as deformações na região de maiores esforços à punção (V_{max}).

A Figura 4.12 até a Figura 4.16 apresentam o comportamento das deformações lidas pelos extensômetros até a carga de ruptura de cada laje. Os extensômetros IC1 ao IC8 foram posicionados para medirem as deformações de compressão do concreto, seus gráficos mostram que o comportamento das deformações se altera de acordo com o tipo de armadura de cisalhamento adotada, o qual pode ser observado comparando os gráficos das lajes de referência com a SR1 e SR2.

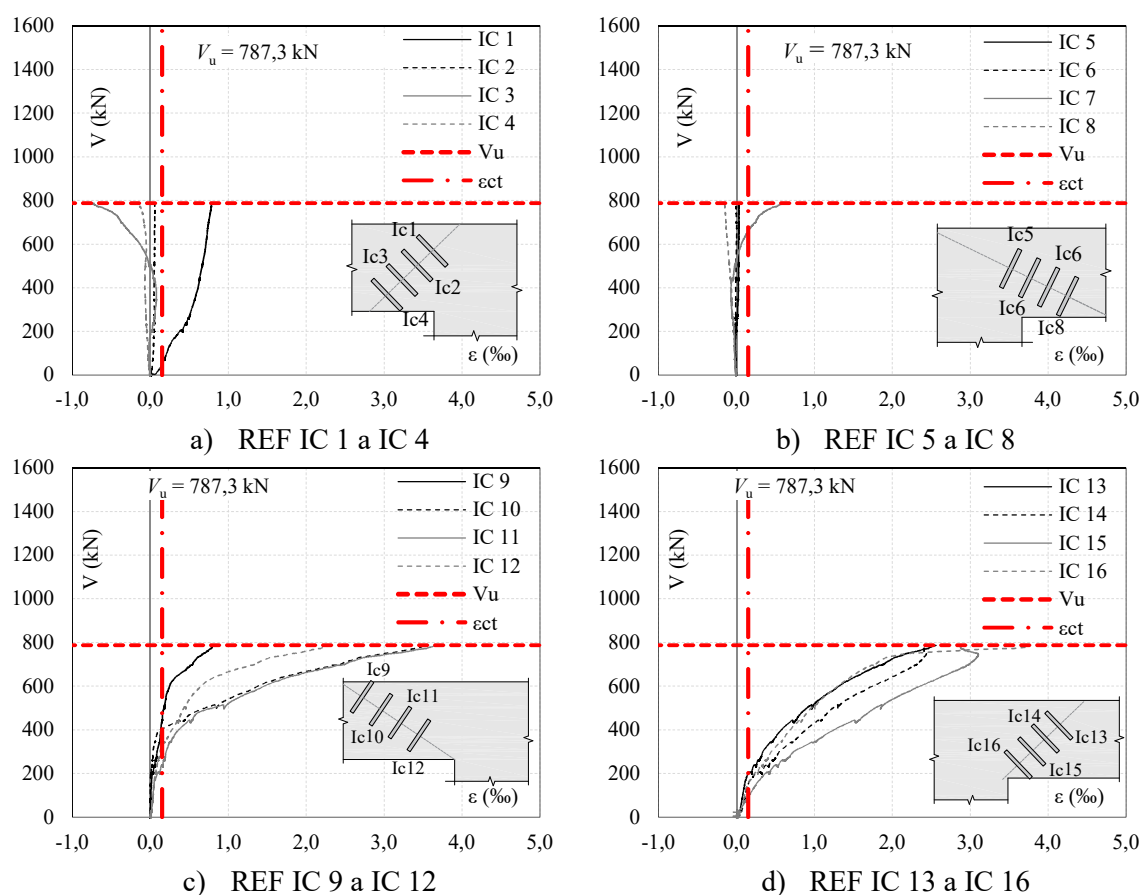


Figura 4.12 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje de referência

Nota-se que as deformações de compressão são influenciadas pelo nível de fissuração das lajes, fato percebido ao se analisar os extensômetros IC1 e IC5 de todas as lajes, sendo os primeiros a sofrerem deformações de tração, provavelmente provocadas

por fissuras de flexão junto a face do pilar. Não se observam deformações de compressão elevadas do concreto, ficando distantes do limite para seu esmagamento.

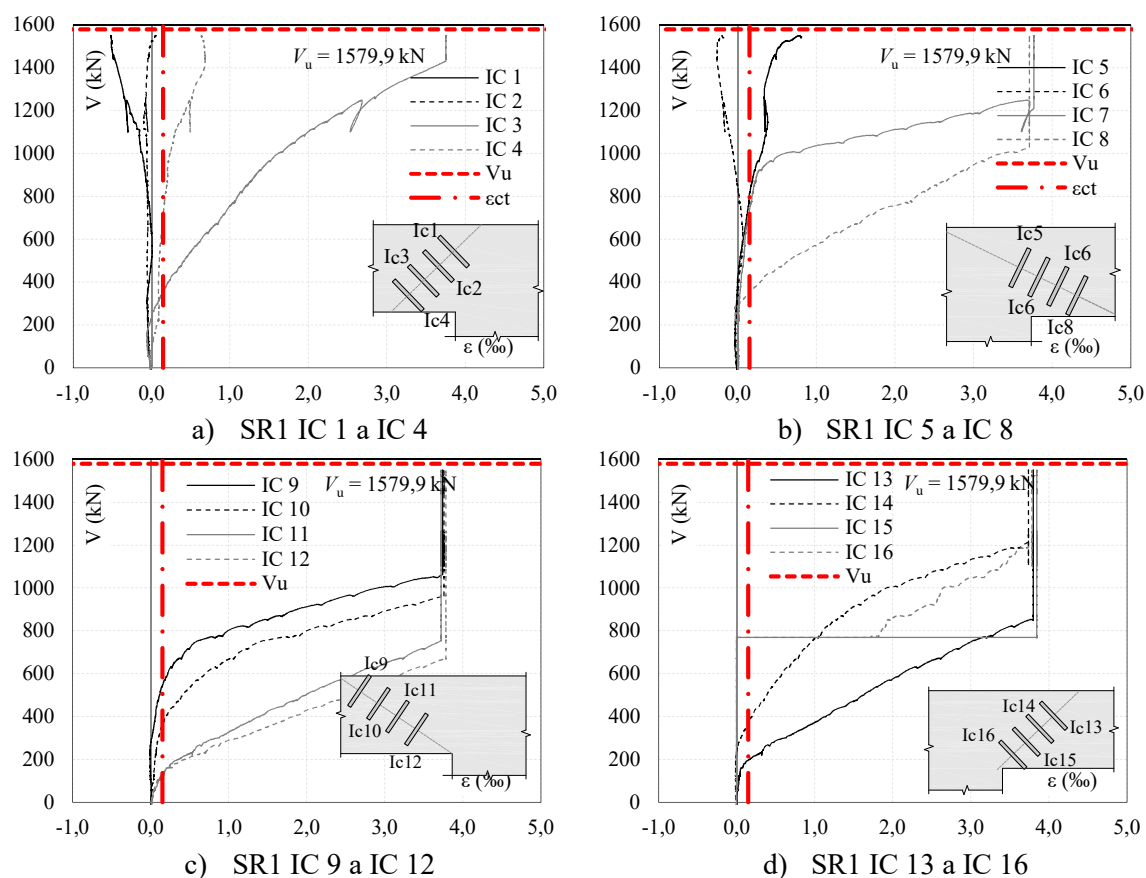


Figura 4.13 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje SR1

Os extensômetros Ic9 ao Ic16 monitoraram as deformações de tração, que progridem linearmente ao longo dos ensaios, atingindo níveis elevados no momento de sua ruptura. Nota-se que, mesmo em pequenos carregamentos, as deformações lidas excedem o limite de deformação de tração axial do concreto, indicando que não contribui diretamente e significativamente para resistir aos esforços de tração.

Percebe-se ainda que ocorre uma variação das deformações de tração a medida que a inclinação dos extensômetros são alteradas, ultrapassando o limite de deformação a tração do concreto (ϵ_{ct}) após ser atingida a resistência do concreto (V_c). Portanto, as leituras indicam que o concreto não contribui diretamente na resistência a tração após ser ultrapassada a carga de ruptura da laje de referência.

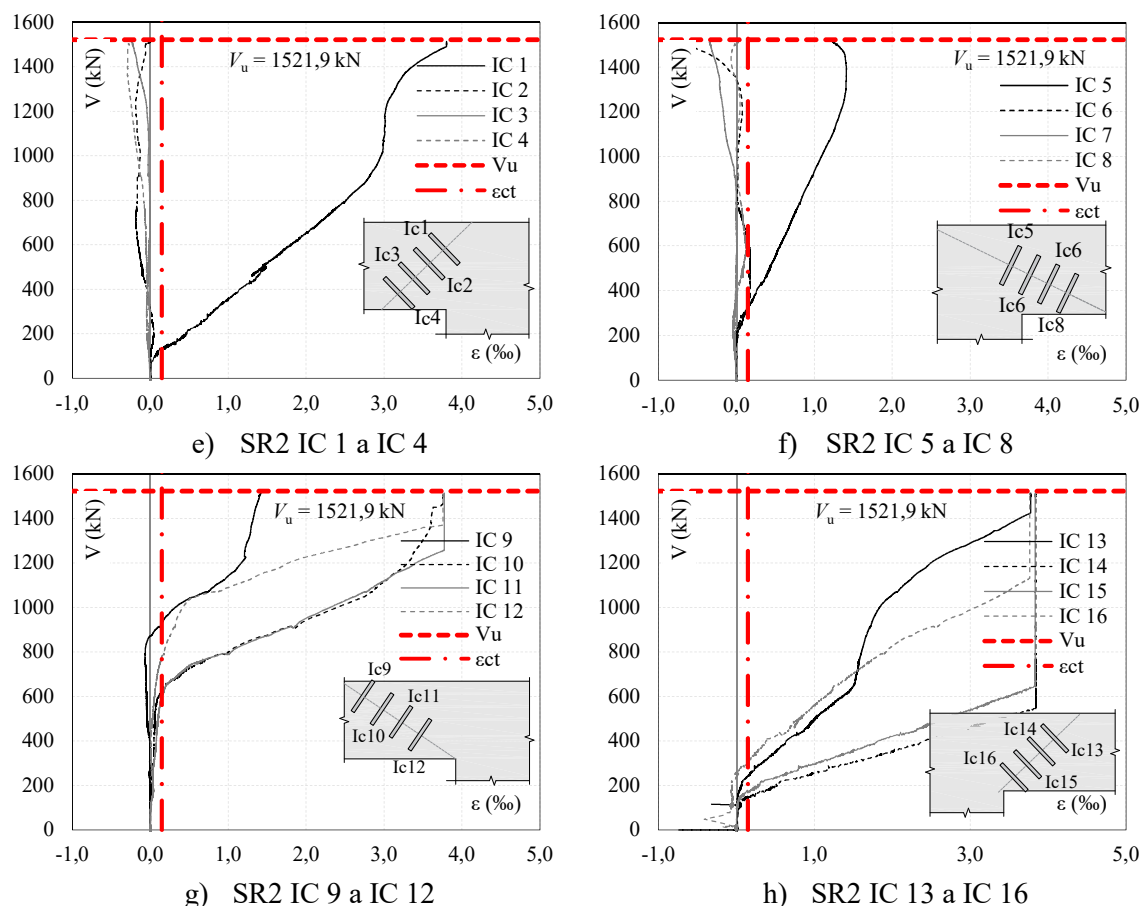


Figura 4.14 - Gráfico de deformação dos extensômetros internos da laje SR2

4.4. Deformações nas armaduras de cisalhamento

Para as lajes SW1 e SW2 foram monitoradas 5 camadas de armadura de cisalhamento, sendo as duas primeiras camadas monitoradas duplamente. Para a laje SR1 monitorou-se 3 *studs* por camada até a terceira camada, na quarta camada apenas um *stud* foi monitorado, diferentemente do monitorado na laje SR2 onde se monitorou 2 *studs* por camada até a quinta camada. A diferença no monitoramento entre a laje SR1 e SR2 ocorreu devido a posição das camadas, pois a quinta camada de *Stud* da laje SR1 ficou muito distante da quinta camada do *Stud* da SR2. Os resultados das deformações registradas durante os ensaios para estas armaduras são apresentados na Figura 4.15 e Figura 4.16.

O comportamento das armaduras da laje SR1 indica que a fissura de punção interceptou a primeira camada de armadura de cisalhamento, elevando sua solicitação a tensões próximas a de escoamento do aço. A 2ª camada de armadura também apresentou nível de deformação elevado, porém bem abaixo da deformação de escoamento, o que leva a crer que a fissura possa ter interceptado de forma parcial. As armaduras de 3ª e 4ª camadas não foram altamente solicitadas, apresentando pequenas deformações.

As deformações nas armaduras de cisalhamento da laje SR2, Figura 4.15b), apresentaram comportamento distinto das da laje SR1, pois a 1ª, 2ª e 3ª camadas de armaduras deformaram de forma bem similar, diferentemente do apresentado na SR1. Nota-se que provavelmente a fissura crítica de cisalhamento interceptou as três primeiras camadas, e por estarem próximas entre si (60 mm de espaçamento) as tensões foram distribuídas de maneira proporcional, com a segunda camada de armaduras apresentando maiores deformações no momento da ruptura, podendo ser em função da superposição dos esforços da 1ª e 3ª camadas. A 4ª e 5ª camadas apresentaram pequenas deformações, na ordem de 30% quando comparadas a maior deformação da segunda camada, comportamento semelhante ao verificado para a 3ª e 4ª camada da laje SR1. Ressalta-se que a segunda camada de armadura de cisalhamento da laje SR1 está com um afastamento igual a terceira camada da laje SR2, indicando que existe um perímetro ideal em que as armaduras são mais solicitadas.

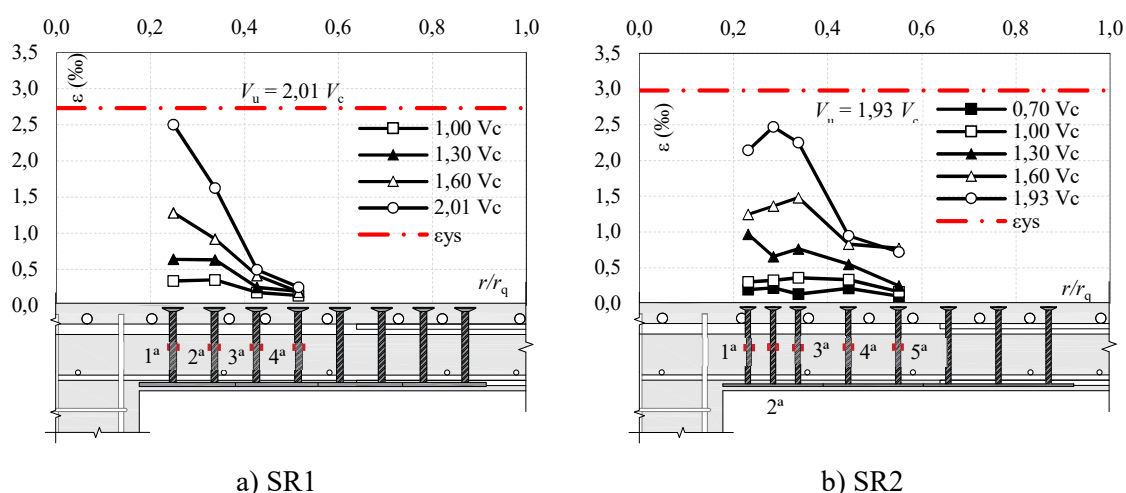


Figura 4.15 – Perfil de deformações dos extensômetros das armaduras de cisalhamento das lajes SR1 e SR2

A Figura 4.16a) apresenta os dados das deformações das camadas de armaduras na laje SW1, nota-se que as armaduras de cisalhamento sofreram pequenas deformações quando comparadas as lajes anteriores, fato que pode ser justificado pela armadura apresentar uma maior quantidade de pernas que resistem ao esforço de cisalhamento e sua ancoragem ser dada na região interna as armaduras de cisalhamento. A 3ª, 4ª e 5ª camadas das lajes armadas com a armadura treliçada pré-fabricada apresentaram deformações próximas de zero, não atuando de maneira significativa para contribuir com a resistência aos esforços de punção.

A laje SW2, quando comparada a SW1, apresentou deformações coerentes para as camadas de armadura. Nota-se que as deformações da 1ª e 2ª camadas da laje SW2

foram superiores as da laje SW1, fato que pode ser associado a inclinação da armadura com a horizontal e por possuir um maior comprimento de ancoragem, elevando sua capacidade de carga. As deformações na 3ª, 4ª e 5ª camadas foram similares a apresentada na SW1, não desenvolvendo deformações significativas.

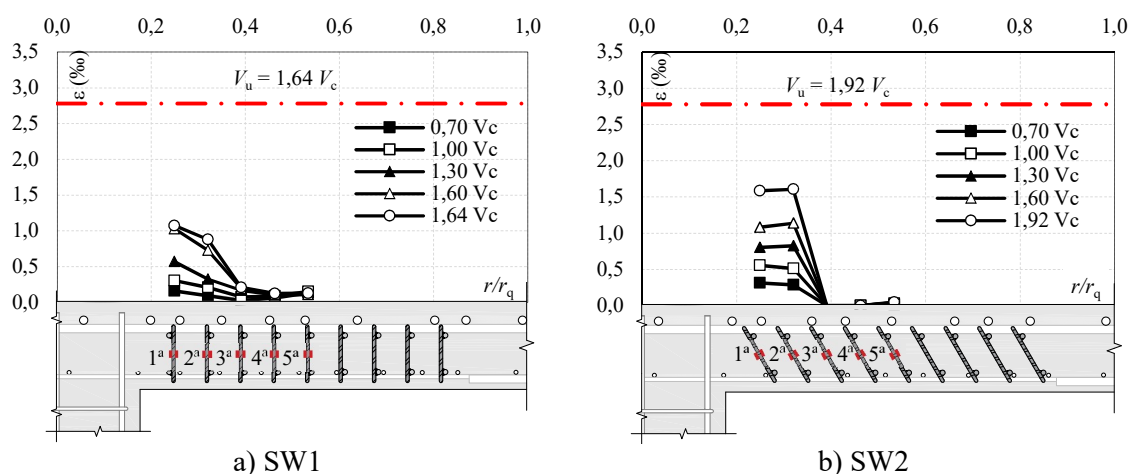


Figura 4.16 – Perfil de deformações dos extensômetros das armaduras de cisalhamento das lajes SW1 e SW2

Ao se comparar as deformações nas armaduras de cisalhamento entre todas as lajes, percebe-se que a armadura treliçada pré-fabricada não consegue atingir deformações no limiar do escoamento do aço, diferentemente do percebido nos studs, indicando que existe um limite máximo de tensão que essas armaduras venham a ser solicitadas.

Pode-se estimar a força atuante em cada camada de armadura de cisalhamento por meio da lei de Hook, dada pela Equação (4.1), adotando a deformação na camada de armadura monitorada como sendo a deformação média para as demais barras dessa camada.

$$V_{s/camada} = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_{sw/camada} \quad (4.1)$$

Onde:

$V_{s/camada}$ é a força atuante na camada a qual deseja monitorar;

ε_s é a deformação da armadura de cisalhamento na camada monitorada;

E_s é o módulo de elasticidade do aço utilizado;

$A_{sw/camada}$ é a área de aço presente na camada analisada.

Como a resistência à punção é dada pela soma da contribuição do concreto com a contribuição do aço, Equação (4.2), pode-se estimar a contribuição de resistência do concreto, uma vez que a força aplicada e a contribuição do aço são conhecidas. A Figura

4.17 e Figura 4.18 mostram os gráficos de contribuição da parcela do aço (V_s) e do concreto (V_c), tendo como objetivo mostrar a variação da contribuição do concreto na resistência à punção, confabulando diferentes cenários de contribuição do aço. O primeiro cenário é estimado pela soma das forças atuantes na 1ª e 2ª camadas de armadura de cisalhamento e o segundo cenário, pela contribuição da 1ª, 2ª e 3ª camadas de armadura de cisalhamento. Os gráficos são constituídos pelo acréscimo de carga em função da carga última da laje de referência deste trabalho.

$$V = V_c + V_s \quad (4.2)$$

Onde:

V é a força cortante;

V_s é força de contribuição das camadas de armadura contribuintes à punção;

V_c é a parcela de contribuição do concreto;

Ao analisar o gráfico da Figura 4.17a), nota-se que a contribuição da 1ª e 2ª camadas de armadura é suficiente para suportar todo o carregando para essa laje, indicando que, para esse cenário, no momento da ruptura o concreto não contribui na resistência à punção. O segundo cenário, Figura 4.17b), deixa claro que para uma contabilização de mais uma camada, ultrapassaria a carga última da laje, evidenciando que existe um limite para contabilização das camadas que contribuem efetivamente na resistência à punção.

A laje SR2 apresentou comportamento similar a laje SR1, pois apresenta um menor espaçamento das armaduras, concentrando-as a $1,125d$ da face do pilar, fazendo com que sua terceira camada fique alinhada com a segunda camada da laje SR1, evidenciando que a proposta de distribuição de armadura apresentada pelo ETA 12/0454 é eficiente para lajes muito armadas deste trabalho, pois consegue definir um perímetro ideal de contribuição das armaduras que efetivamente resistem ao cisalhamento.

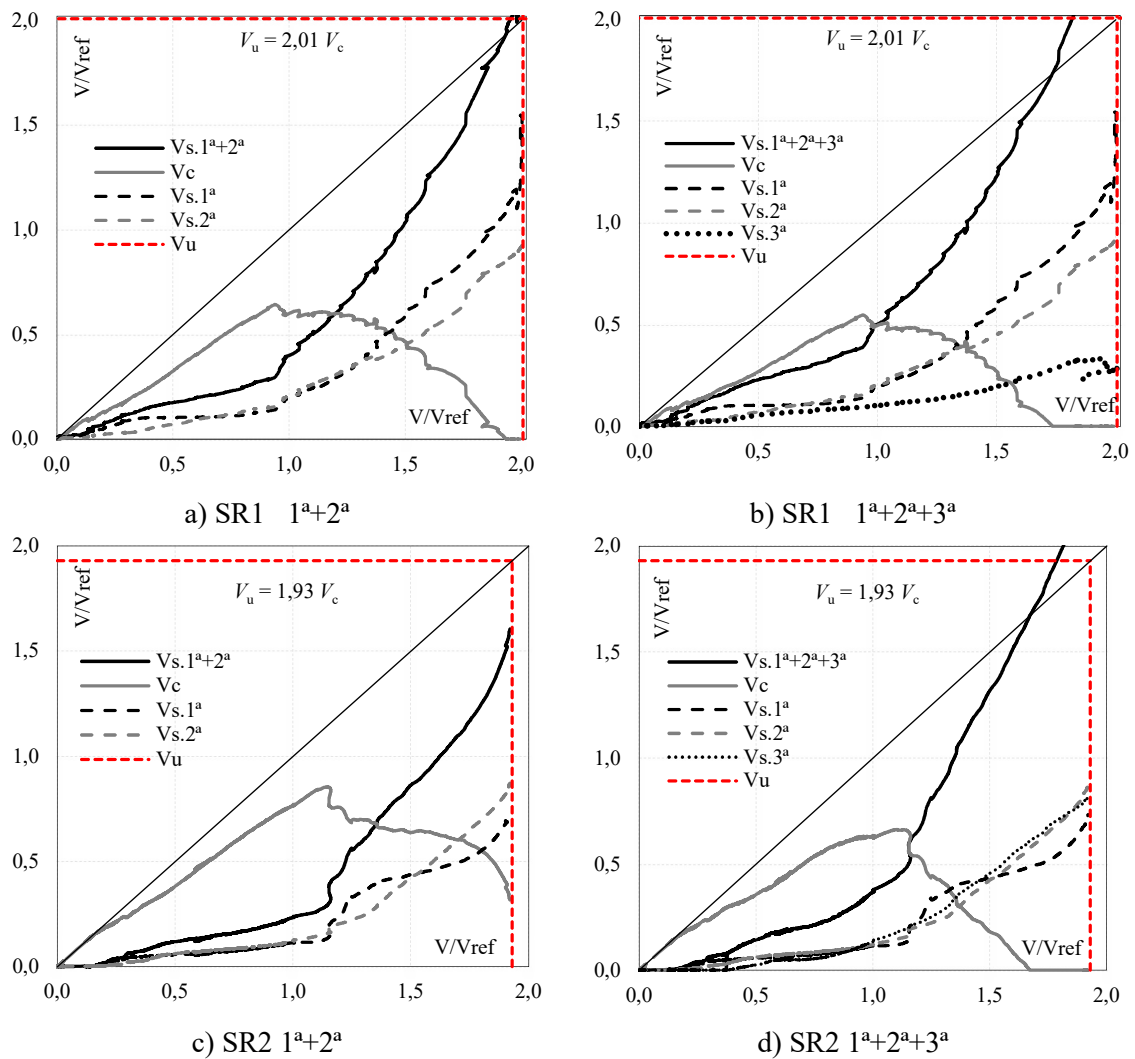


Figura 4.17 – Variação da contribuição de V_c e V_s para diferentes camadas de armadura de cisalhamento para as lajes SR1 e SR2

A Figura 4.18 apresenta os gráficos referentes as lajes SW1 e SW2, nota-se que não foi realizado um segundo cenário para a laje SW2, pois sua terceira camada não apresentou deformações significativas. Essas lajes apresentaram comportamentos similares, mostrando que as camadas de armadura de cisalhamento não absorvem por completo a carga de ruptura desses elementos, sendo necessário uma contribuição do concreto para que o equilíbrio seja alcançado. Portanto para lajes que utilizam armadura treliçada pré-fabricada deve-se contar com uma parcela do concreto, pois as armaduras não desenvolvem tensão suficiente para resistir a carga máxima.

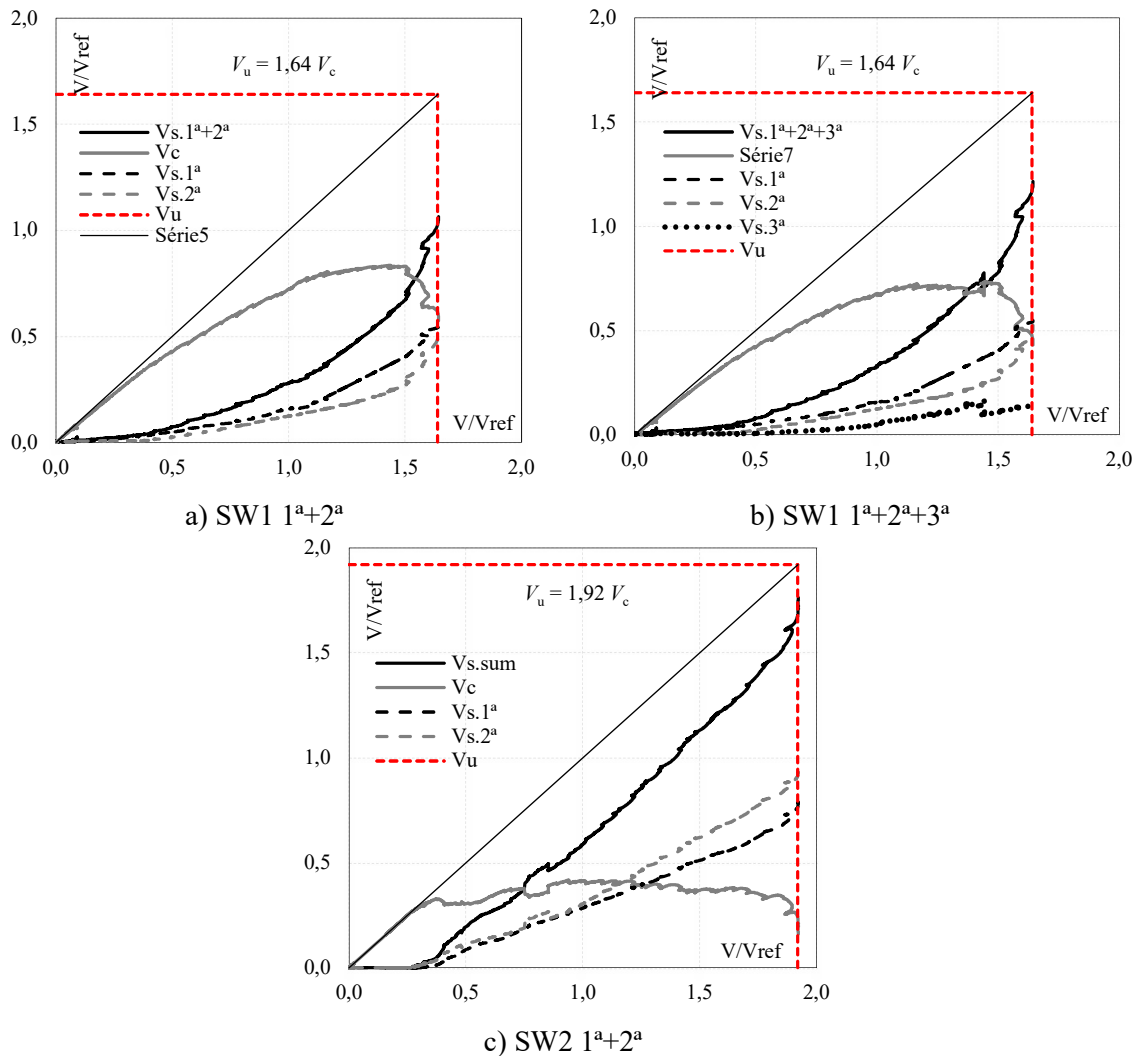


Figura 4.18 – Variação da contribuição de V_c e V_s para diferentes camadas de armadura de cisalhamento para as lajes SW1 e SW2

Além das camadas de armadura de cisalhamento, monitorou-se duas camadas de armaduras complementar nas lajes SW1 e SW2. A Figura 4.19 apresenta os gráficos de carga-deformação dessas armaduras, onde TH são as armaduras que envolvem as barras de flexão tracionadas, superiores, e BH as que envolve as barras comprimidas, inferiores.

Para a laje SW1, Figura 4.19a), nota-se que os ganchos superiores posicionados na primeira camada começaram a sofrer deformações em pequenos carregamentos, provenientes, provavelmente, de fissuras de flexão, situação não observada para os ganchos inferiores pois estão localizados na zona comprimida, sem interferências de fissuras de flexão. Para os ganchos posicionados na quarta camada a situação inversa foi observada, em que os ganchos superiores não trabalharam e os inferiores passaram a ser solicitados no momento em que a fissura de punção surgiu na laje, indicando que o gancho foi interceptado por essa fissura.

Os ganchos da laje SW2 apresentaram comportamento similar a laje SW1, com a primeira camada de gancho monitorada apresentando deformações nas armaduras superiores provenientes de sua interceptação por fissuras de flexão e os ganchos inferiores da última camada apresentando intensificação de deformações após o aparecimento das fissuras de punção.

O comportamento apresentado pelos ganchos indica que o mecanismo de transferência de esforços (transpasse) é eficiente, solicitando gradativamente alguns ganchos, possivelmente costurando fissuras horizontais. Sousa (2017) encontrou deformações similares para a armadura complementar adjacente a armadura principal interceptada pela fissura de cisalhamento, verificando um aumento gradual de suas deformações, porém as demais armaduras não eram solicitadas até momentos antes da ruptura, fato não ocorrido nas lajes desse trabalho.

Ao comparar as deformações dos ganchos inferiores da segunda camada da laje SW1 (BH2), com a variação da altura da linha neutra dessa laje, nota-se que o posicionamento da armadura complementar se dá na região de uma possível zona de fragilidade, como mencionado anteriormente, o que levanta a hipótese de que as fissuras horizontais se propagaram em um perímetro posterior ao $2d$, tendenciado uma ruptura brusca.

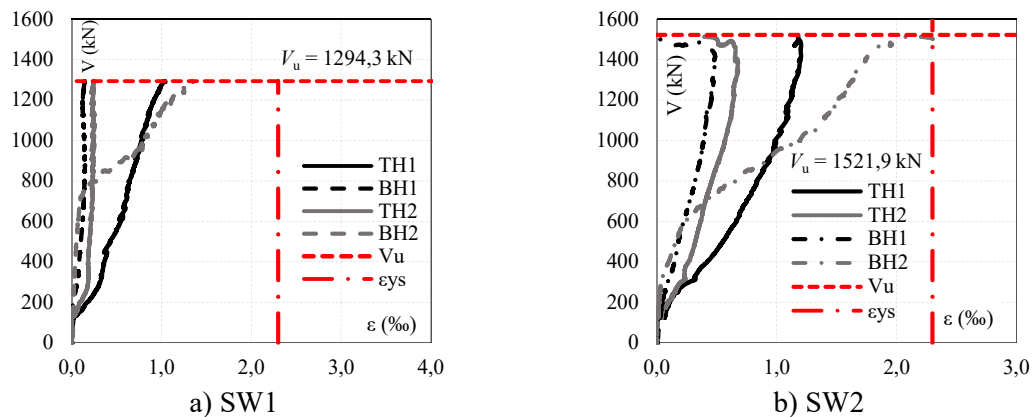


Figura 4.19 – Deformações nas armaduras complementares das lajes SW1 e SW2

4.5. Mapa de fissuração

Durante a realização dos ensaios o carregamento foi aplicado ininterruptamente e após cada passo de carga houve um intervalo para a realização do acompanhamento da fissuração de cada laje. As aberturas das fissuras foram observadas e monitoradas com a utilização de lupa e de um fissurômetro, respectivamente. As primeiras fissuras que surgiram nas lajes foram de flexão, iniciando-se dentro da região do pilar, e posteriormente, conforme o incremento de carga, avançaram em direção as bordas da laje até contornar toda a seção do pilar, concentrando-se em seus cantos.

A Figura 4.21 apresenta gráficos de carga por abertura de fissura, mostrando as fissuras que aparecem em torno do pilar, identificadas nos gráficos como “Pilar”; fissuras radiais, identificadas como “Radial” e fissuras tangenciais, de punção, identificadas como “Tangencial”, mostradas na Figura 4.20. Os resultados são fundamentais na orientação da determinação de limites de abertura de fissuras para um estado limite de serviço (E.L.S.).

É perceptível que a carga de fissuração observada durante os ensaios foi de 200 kN, porém com as análises dos gráficos de deformação nas armaduras fica claro que a carga foi menor, por volta de 150kN, pois as armaduras passaram a ser ativadas. A Figura 4.22 até a Figura 4.26 mostram fotos superiores das lajes após a finalização dos ensaios, nota-se que todas apresentaram fissuras tangenciais bem definidas.

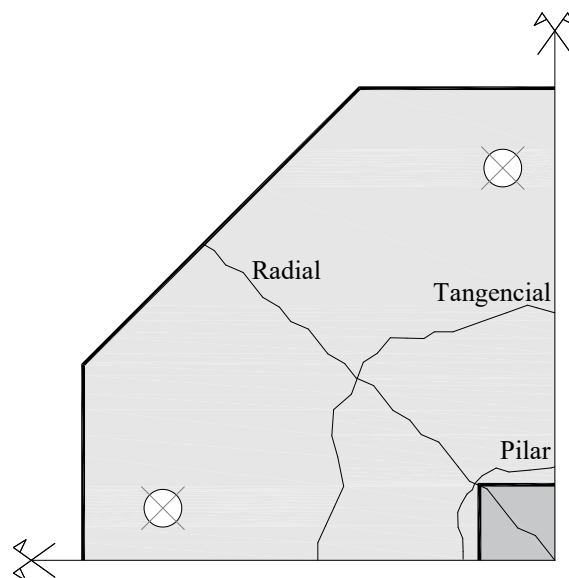


Figura 4.20 – Indicação das fissuras monitoradas

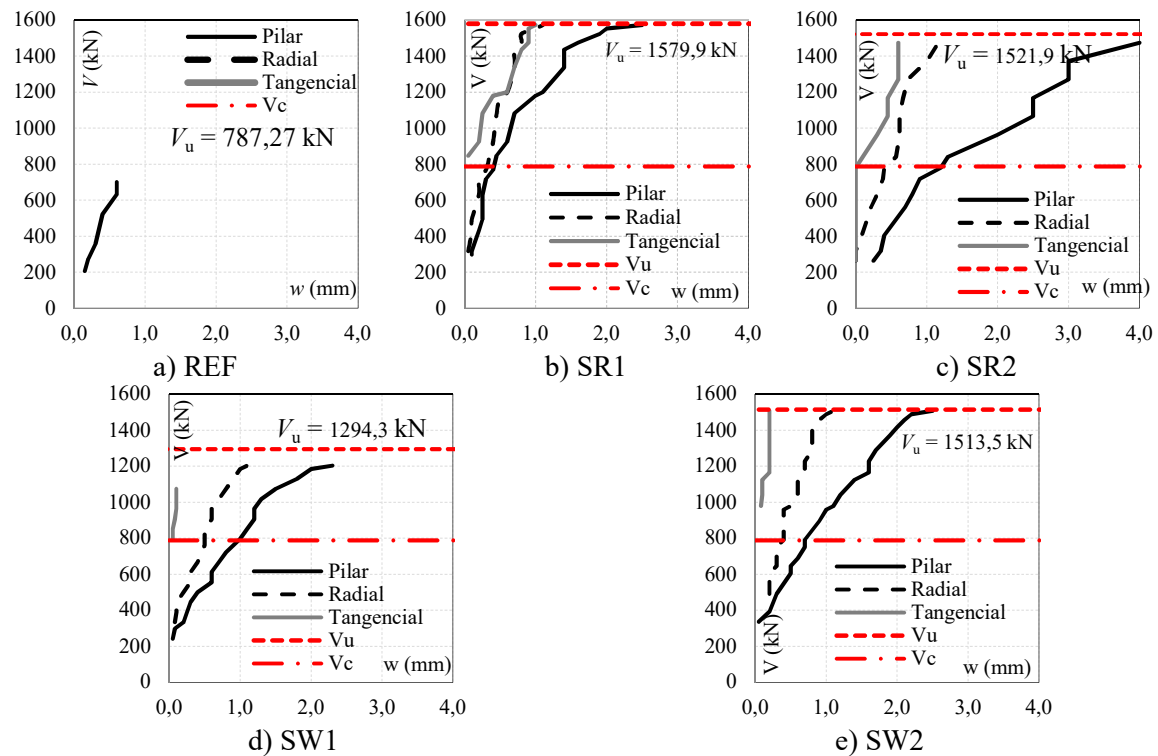


Figura 4.21 – Gráficos de carga por abertura de fissura

Após o surgimento das fissuras de contorno do pilar, surgiram fissuras radiais em toda a laje. Essas partiram do pilar e atingiram as bordas das lajes com um estágio de carregamento na faixa de 40 a 50% de V_c . Quando as fissuras radiais atingiram por completo as bordas da laje não se notaram o surgimento de novas fissuras. Quando esgotada a capacidade resistente do concreto (V_c) a laje de Referência veio a ruptura e a fissura tangencial se tornou visível.

Para as lajes com armadura de cisalhamento as fissuras tangenciais surgiram tentando circular a seção do pilar por volta de 100% a 110% de V_c . Com o incremento do carregamento, as aberturas de fissura começaram a se intensificar e novas camadas de fissuras tangenciais apareceram evidenciando comportamento extremamente dúctil de todas as lajes com armadura de cisalhamento, exceto a laje SW1 que apresentou uma ruptura abrupta e logo em seguida sua estabilização



Figura 4.22 – Mapa de Fissuração da laje REF



Figura 4.23 – Mapa de Fissuração da laje SR1

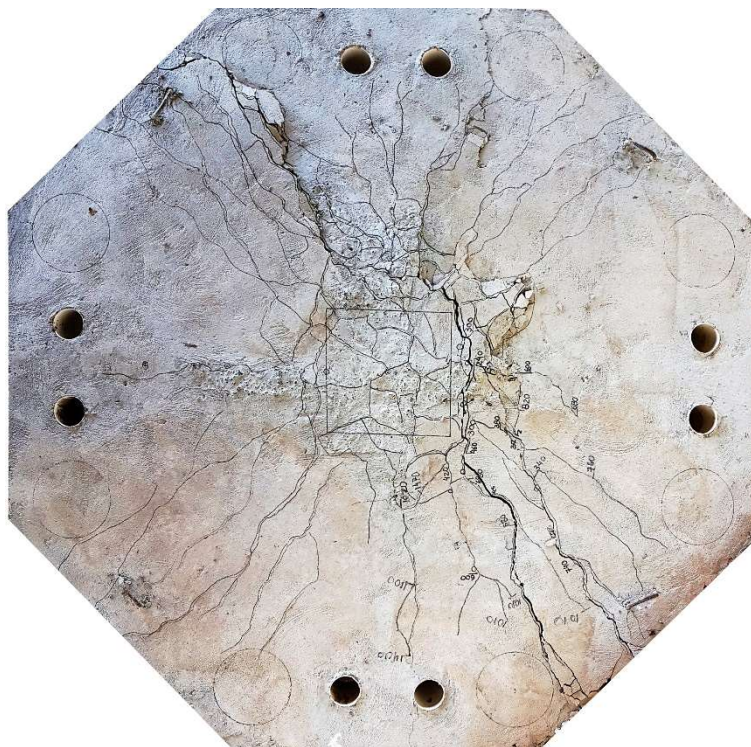


Figura 4.24 – Mapa de Fissuração da laje SR2



Figura 4.25 – Mapa de Fissuração da laje SW1

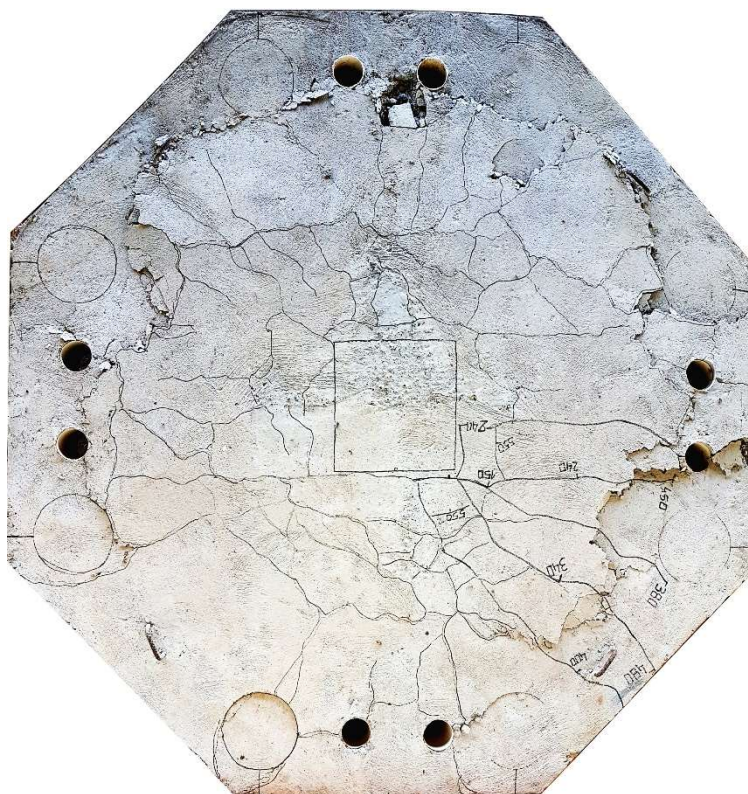


Figura 4.26 – Mapa de Fissuração da laje SW2

4.6. Classificação dos modos de ruptura das lajes

Usualmente utiliza-se o comportamento de carga por deslocamento para diferenciar rupturas por flexão das de cisalhamento, pois em lajes lisas sem armadura de cisalhamento a ruptura por punção ocorre de maneira brusca, porém para lajes com armadura de cisalhamento sua ductilidade aumenta. Portanto, o critério adotado para determinar o modo de ruptura das lajes deste trabalho baseia-se nas observações experimentais dos materiais isoladamente e em conjunto. Os meios experimentais adotados para essa classificação são: análises das deformações nas armaduras de flexão, deformações na superfície do concreto e o comportamento das fissuras.

Além de evidências experimentais a razão entre a carga de ruptura dos elementos e a resistência teórica à flexão (V_u/V_{flex}) também é levada em consideração. Para relações maiores que 1, o modo de ruptura seria classificado como flexão; para relações próximas de 1 a ruptura ocorreria por flexão e punção simultaneamente; e para menores que 1, seria por punção, porém as evidências experimentais prevalecem, pois existe variação nos modelos teóricos.

A laje de referência tem seu modo de ruptura classificado como punção, pois é nítido, no mapa de fissuração, a formação do cone de punção, apresentando um

comportamento frágil no gráfico carga – deslocamento, nenhuma armadura de flexão chegando ao patamar de escoamento e os extensômetros superficiais do concreto longe de uma ruptura por esmagamento, além da relação V_u/V_{flex} ficar muito abaixo de 1.

A laje SR1 não apresentou um cone de punção visível em sua superfície, destacando fissuras de flexão. O seu comportamento no gráfico carga – deslocamento mostra que sua ruptura ocorreu de forma dúctil. O extensômetro de flexão F1 atingiu deformação próxima ao limite de escoamento do aço e os demais extensômetros ficaram bem distante desse patamar. Analisando os extensômetros do concreto nota-se que as deformações ficaram abaixo de 2,8%, não caracterizando uma ruptura por esmagamento do concreto. A relação x/d para o momento de ruptura ficou em torno de 0,60 indicando uma alta solicitação do bloco de compressão possibilitando uma ruptura com esmagamento do concreto e com um menor nível de deslocamento, não sendo visualizados nos dados experimentais. A relação para V_u/V_{flex} ficou em 0,75 indicando que sua ruptura tenha ocorrido por punção. A partir da análise conjunta das informações experimentais e auxiliada pela capacidade resistente teórica, essa laje tem seu modo de ruptura classificado como punção.

A laje SR2 apresentou em seu mapa de fissuração uma fissura predominante de flexão com elevada abertura, porém isso se deve ao prolongamento excessivo do ensaio, pois após sua ruptura o carregamento não foi cessado, fazendo com que as fissuras de flexão se tornassem predominantes em sua superfície. Ao analisar os resultados do gráfico de carga-deslocamento nota-se uma ruptura dúctil e similar as lajes SR1 e SW2, que tiveram seu modo de ruptura classificado como punção; os extensômetros de flexão F1 e F2 chegaram ao escoamento e os demais não atingiram esse nível de deformação, também se nota que as deformações nas armaduras diminuem no pós pico, indicando um alívio de carga; os extensômetros de concreto não apresentaram deformações próximas ao limite de uma ruptura por esmagamento, com o extensômetro C1 sofrendo uma redução das deformações de compressão na região próximo ao pilar; no momento de sua ruptura a relação de x/d foi de 0,4, indicando uma ruptura dúctil com deformações do aço acima das deformações de escoamento e deformações no concreto atingindo o esmagamento, com isso é esperado que os deslocamentos no momento da ruptura fossem maiores, porém percebe-se que são similares nas lajes SR1 e SW2. A relação para V_u/V_{flex} ficou em 0,71 indicando que sua ruptura tenha ocorrido por punção. A partir da análise conjunta das informações experimentais e auxiliada pela capacidade resistente teórica, essa laje tem seu modo de ruptura classificado como punção.

A laje SW1 apresentou comportamento distinto no gráfico carga deslocamento, mostrando uma forma de ruptura brusca e posterior estabilização do carregamento pós pico de carga, indicando uma ruptura por punção com superfície de ruptura de delaminação conforme apresentado anteriormente. No que tange as armaduras de flexão apenas os extensômetros F1 e F2 chegaram ao patamar de escoamento, sendo o restante apresentando deformações inferiores. As deformações superficiais do concreto indicam que não ocorreu esmagamento observando deformações máximas próximas a 2‰. A relação de x/d no momento de ruptura foi de 0,47, indicando ruptura dúctil e com escoamento das armaduras. A relação para V_u/V_{flex} ficou em 0,68 indicando que sua ruptura tenha ocorrido por punção. A partir da análise conjunta das informações experimentais e auxiliada pela capacidade resistente teórica, essa laje tem seu modo de ruptura classificado como punção.

A laje SW2 apresentou excelente comportamento, pois sua ruptura ocorreu de forma dúctil e com resistência muito elevada, similar as lajes SR1 e SR2, proporcionando um expressivo ganho de resistência quando comparada a laje de referência. No mapa de fissuração é possível visualizar uma superfície de ruptura circunferencial, similar ao cone de punção. Essa laje também teve seu modo de ruptura classificado como punção, uma vez que apresentou comportamento similar a laje SR2, em que apenas as duas barras iniciais escoaram, porém, os extensômetros de concreto não atingiram níveis de deformação elevados na carga de ruptura, repetindo o comportamento de redução das deformações de compressão presente na laje SR2.

A Tabela 4.1 apresenta a carga de ruptura das lajes ensaiadas nesse trabalho, as suas estimativas de resistência a flexão, o resumo da classificação dos modos de ruptura das lajes de acordo com a metodologia citada, e uma possível superfície de ruptura baseada nos resultados obtidos nesse trabalho, uma vez que não foram obtidos sinais de esmagamento do concreto na região do pilar descartando a possibilidade de esmagamento da biela comprimida, restando a superfície de ruptura dentro das regiões das armaduras de cisalhamento. As estimativas teóricas de V_{flex} são superiores as cargas de ruptura dos elementos, reforçando que sua ruptura não ocorreu por flexão.

Tabela 4.1 – Tabela de classificação dos modos de ruptura.

Laje	V_u (kN)	V_{flex} (kN)	V_u/V_{flex}	Modo de rupt.
REF	787,27	2077,0	0,38	Punção
SR1	1579,87	2094,1	0,75	Punção
SR2	1521,92	2150,9	0,71	Punção
SW1	1294,34	1893,8	0,68	Punção
SW2	1513,54	1892,8	0,80	Punção

4.7. Estimativas de resistência à punção

A Tabela 4.2 apresenta uma comparação entre as cargas de ruptura (V_u) e os modos de ruptura observados nos ensaios versus a carga e os modos de ruptura estimados pelas recomendações ACI 318 (2014), EC2 (2014) baseado no anexo nacional britânico, ABNT NBR 6118 (2014) e ETA 12/0454. Uma vez que o programa experimental buscou uma ruptura dentro da região das armaduras de cisalhamento levando as camadas de armadura até o ponto de aplicação de carga, não foram calculadas as resistências fora da região das armaduras de cisalhamento.

A comparação entre as normas deixa evidente que os critérios normativos conseguiram prever com precisão a carga de ruptura de laje sem armadura de cisalhamento, uma vez que sua resistência se limita à resistência do concreto (V_c) e as relações $V_u / V_{teórico}$ ficaram próximas de 1, exceto o ACI 318 pois suas estimativas são conservadoras como observados por Pereira Filho (2016). Para as demais lajes, mesmo as armadas com *Studs Rails*, os critérios não conseguem prever com exatidão sua carga de ruptura, exceto o ETA que manteve a relação próximo de 1, menos para a laje SW1 o qual acredita-se que sofreu uma ruptura prematura por delaminação.

Tabela 4.2 – Comparação de cargas experimentais com as estimadas pelos critérios normativos

Slab No.	V_u (kN)	Modo de rupt. (Autor)	ACI 318 - 2014		EC2* 2014		NBR 6118		ETA 12/0454	
			V_u / V_{ACI}	Rupt. ACI	V_u / V_{EC2}	Rupt. EC2	V_u / V_{NBR}	Rupt. NBR	V_u / V_{ETA}	Rupt. ETA
REF	787,27	Pun	1,26	Pun	1,01	Pun	0,94	Pun	1,01	Pun
SR1	1579,9	In	1,25	Max	1,33	In	0,74	Max	1,02	Max
SR2	1521,9	In	1,37	In	1,25	In	0,70	Max	0,95	Max
SW1	1294,3	In/Del	1,41	Max	1,15	In	0,62	Max	0,88	Max
SW2	1513,5	In	1,65	Max	1,34	In	0,73	Max	1,03	Max

* Considerando o anexo nacional BS EN A1 (2014),

Nota-se que todos os critérios, exceto o EC2, erram ao estimar o modo de ruptura para as lajes muito armadas desse trabalho, pois limitam suas resistências ao esmagamento da biela (V_{max}). A Tabela 4.3 apresenta um comparativo das previsão da resistência interna (V_{cs}) dos critérios normativos e mostra que a NBR e o ETA a superestimam, enquanto o ACI e o EC2 a subestimam. O fato de o EC2 subestimar a resistência interna à punção se deve a limitação imposta que V_{cs} deve ser menor igual a $1,5 V_c$, já o ACI é por considerar apenas a primeira camada de armadura como sendo a contribuinte para resistir à punção.

A comparação da resistência última com a estimativa de resistência na região interna às armaduras de cisalhamento é fundamental, pois mostram que para lajes com elevadas taxas de armaduras os critérios superestimam essa resistência, como o caso da NBR e do ETA.

Tabela 4.3 – Comparação entre V_u e V_{cs} dos critérios normativos

Slab No.	V_u (kN)	Modo de rupt. (Autor)	ACI 318 - 2014		EC2* -2014		NBR 6118		ETA 120454 /2012	
			V_{csACI}	V_u / V_{csACI}	V_{csEC2}	V_u / V_{csEC2}	V_{csNBR}	V_u / V_{csNBR}	V_{csETA}	V_u / V_{csETA}
REF	787,27	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR1	1579,9	In	1490,93	1,06	1183,80	1,33	2607,53	0,61	2456,17	0,64
SR2	1521,9	In	1109,29	1,37	1216,50	1,25	2697,79	0,56	2607,73	0,58
SW1	1294,3	Del	972,17	1,33	1126,60	1,15	2426,21	0,53	1920,02	0,67
SW2	1513,5	In	1073,80	1,41	1125,47	1,34	2705,23	0,56	2217,04	0,68

* Considerando o anexo nacional BS EN A1 (2014),

4.8. Estimativa de custo

Dado o baixo índice de execução desse sistema construtivo na região norte do Brasil, esse tópico tem como objetivo proporcionar um indicativo preliminar do custo executivo da utilização de diferentes armaduras de combate à punção nas lajes deste trabalho, avaliar financeiramente o impacto da forma de espaçamento da armadura transversal sugerida pelo ETA e propiciar um parâmetro inicial da viabilidade de produção da armadura treliçada pré-fabricada como armadura de cisalhamento em escala industrial.

A análise de custo deste trabalho foi focada na produção das armaduras, seja pela compra ou por fabricação, e por sua execução *in-loco*, sendo levantados apenas seus custos diretos. Os índices de produtividade de mão de obra utilizados para compor a composição de preço unitário (CPU) dos diferentes tipos de armaduras foram baseados na execução das 5 lajes desse trabalho, onde se monitorou o tempo de montagem das armaduras nas formas e a montagem dos módulos pela equipe, formada por um amador e um ajudante.

Os preços de insumos e serviços foram cotados em outubro de 2017, baseados na realidade do município de Belém do Pará, e a mão de obra foi adotada conforme o Sinapii de dezembro de 2017 para folha não desonerada. A produção da equipe foi monitorada em m² baseado na área de armação da laje conforme Figura 4.27, a Tabela 4.4 até Tabela 4.7 apresentam as composições dos custos das lajes por unidade de m².

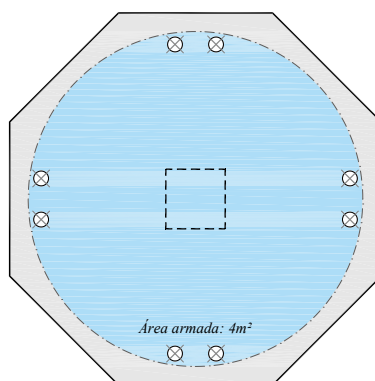


Figura 4.27 - Área adotada para produção da equipe

Tabela 4.4 - CPU armadura treliçada pré-fabricada a 90° laje SW1

CPU Produção módulo a 90° (SW1) - Laje Lisa h= 21 cm -					Unid:	m²
out/17	Código	Insumo	Und	Quant	R\$/unid	R\$ total
COTAÇÃO		CA 50 - 12,5 mm	Kg	90,52	R\$ 3,65	R\$ 330,39
COTAÇÃO		CA 50 - 10,0 mm	Kg	48,53	R\$ 3,65	R\$ 177,12
COTAÇÃO		CA 60 - 5,0 mm	Kg	18,43	R\$ 3,65	R\$ 67,27
SINAPI	337	Arame recozido	Kg	3,00	R\$ 7,77	R\$ 23,31
COTAÇÃO		Eletrodo	Kg	8,00	R\$ 10,00	R\$ 80,00
COTAÇÃO		Máquina de Solda 88 kW	H	6,00	R\$ 0,05	R\$ 0,27
COTAÇÃO		Energia	kW	105,60	R\$ 0,50	R\$ 52,80
SINAPI	88317	Soldador	Hh	6,00	R\$ 20,27	R\$ 121,62
SINAPI	88245	Armador (Produção)	Hh	14,00	R\$ 18,50	R\$ 259,00
SINAPI	88316	Servente (Produção)	Hh	14,00	R\$ 14,73	R\$ 206,22
SINAPI	88245	Armador (Montagem)	Hh	1,00	R\$ 18,50	R\$ 18,50
SINAPI	88316	Servente (Montagem)	Hh	1,00	R\$ 14,73	R\$ 14,73
					Custo Produção:	R\$ 1.318,00
					Custo Montagem:	R\$ 33,23
					Produção (m²):	4,00
					Custo Unitário / m²:	337,81

Tabela 4.5 - CPU armadura treliçada pré-fabricada a 60° laje SW2

CPU Produção módulo a 60° (SW2) - Laje Lisa h= 21 cm -					Unid:	m²
out/17	Código	Insumo	Und	Quant	R\$/unid	R\$ total
COTAÇÃO		CA 50 - 12,5 mm	Kg	90,52	R\$ 3,65	R\$ 330,39
COTAÇÃO		CA 50 - 10,0 mm	Kg	52,23	R\$ 3,65	R\$ 190,65
COTAÇÃO		CA 60 - 5,0 mm	Kg	18,43	R\$ 3,65	R\$ 67,27
SINAPI	337	Arame recozido	Kg	3,00	R\$ 7,77	R\$ 23,31
COTAÇÃO		Eletrodo	Kg	8,00	R\$ 10,00	R\$ 80,00
COTAÇÃO		Máquina de Solda 88 kW	H	6,00	R\$ 0,05	R\$ 0,27
COTAÇÃO		Energia	kW	105,60	R\$ 0,50	R\$ 52,80
SINAPI	88317	Soldador	Hh	6,00	R\$ 20,27	R\$ 121,62
SINAPI	88245	Armador (Produção)	Hh	14,00	R\$ 18,50	R\$ 259,00
SINAPI	88316	Servente (Produção)	Hh	14,00	R\$ 14,73	R\$ 206,22
SINAPI	88245	Armador (Montagem)	Hh	1,00	R\$ 18,50	R\$ 18,50
SINAPI	88316	Servente (Montagem)	Hh	1,00	R\$ 14,73	R\$ 14,73
					Custo Produção:	R\$ 1.331,53
					Custo Montagem:	R\$ 33,23
					Produção (m²):	4,00
					Custo Unitário / m²:	341,19

Tabela 4.6 - CPU EC2 – Stud Rails laje SR1

CPU Produção Studs Rails EC 2 (SR1) - Laje Lisa h= 21 cm -					Unid:	m²
out/17	Código	Insumo	Und	Quant	R\$/unid	R\$ total
COTAÇÃO		Studs Rails c/ 3 und	pç	12,00	R\$ 28,95	R\$ 347,40
COTAÇÃO		Studs Rails c/ 2 und	pç	48,00	R\$ 20,00	R\$ 960,00
COTAÇÃO		Frete SP p/ Belém/PA	kg	83,84	R\$ 1,76	R\$ 147,55
SINAPI	88245	Armador (Montagem)	Hh	2,00	R\$ 18,50	R\$ 37,00
SINAPI	88316	Servente (Montagem)	Hh	2,00	R\$ 14,73	R\$ 29,46
					Custo Produção:	R\$ 1.454,95
					Custo Montagem:	R\$ 66,46
					Produção (m²):	4,00
					Custo Unitário / m²:	380,35

Tabela 4.7 - CPU ETA – Stud Rails laje SR2

CPU Produção Studs Rails ETA (SR2) - Laje Lisa h= 21 cm -					Unid:	m²
out/17	Código	Insumo	Und	Quant	R\$/unid	R\$ total
COTAÇÃO		Studs Rails c/ 3 und	pç	12,00	R\$ 22,35	R\$ 268,20
COTAÇÃO		Studs Rails c/ 2 und	pç	48,00	R\$ 15,90	R\$ 763,20
COTAÇÃO		Frete SP p/ Belém	und	51,16	R\$ 1,76	R\$ 90,05
SINAPI	88245	Armador (Montagem)	Hh	2,00	R\$ 18,50	R\$ 37,00
SINAPI	88316	Servente (Montagem)	Hh	2,00	R\$ 14,73	R\$ 29,46
					Custo Produção:	R\$ 1.121,45
					Custo Montagem:	R\$ 66,46
					Produção (m²):	4,00
					Custo Unitário / m²:	296,98

Para facilitar a visualização das informações apresentadas nas tabelas de composições de custo unitários elaborou-se o gráfico na Figura 4.28, porém não proporciona um parâmetro aplicável aos projetistas, portanto foi elaborado o gráfico ilustrado na Figura 4.29, o qual apresenta os resultados do custo por incremento de carga por m^2 . Nota-se que a armadura treliçada pré-fabricada posicionada a 90° obteve um maior custo por incremento de carga, uma vez que sua carga última foi inferior quando comparada as demais lajes. Destaca-se que a laje armada com inclinação de 60° e a laje SR1 foram armadas de acordo com as recomendações normativas do EC2, notando-se que a armadura treliçada pré-fabricada inclinada apresentou um menor custo por incremento de carga quando comparado a laje SR1, mostrando um elevado potencial de se tornar produzida em escala industrial. O destaque em relação a custos se deu pelo critério do espaçamento do ETA (laje SR2), apresentando um menor custo por incremento de carga quando comparada a laje armadura inclinada, na ordem de 13,83% de economia em relação a laje SW2, e quando comparada a laje SR1 a redução passa a ser de 15,62%.

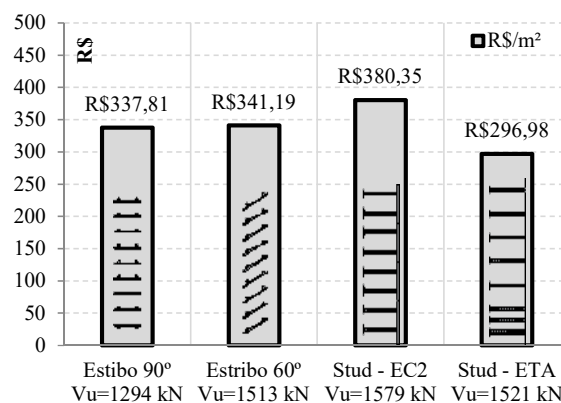


Figura 4.28 - Gráfico custo por m^2

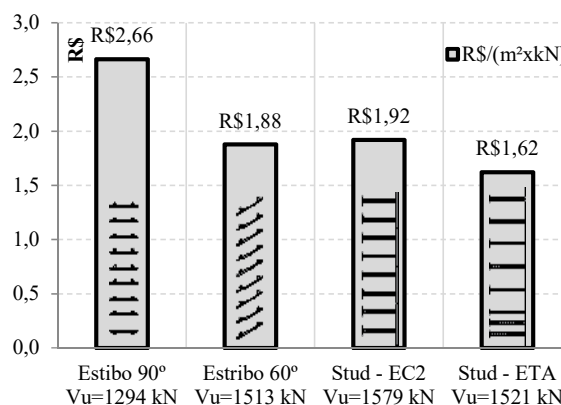


Figura 4.29 - Gráfico custo por incremento de carga por m^2

5. CONCLUSÕES

De maneira geral os objetivos almejados com esse trabalho foram alcançados, pois avaliou-se experimentalmente o desempenho das armaduras de cisalhamento *Studs Rails*, laje SR1 e SR2, e armaduras treliçadas pré-fabricadas com a armadura complementar, lajes SW1 e SW2. As armaduras apresentam grande potencial para incrementar resistência à punção em lajes lisas de concreto armado, proporcionando um aumento em função da laje de referência de até 92% com o uso da armadura treliçada pré-fabricada e 101% com o uso de *Studs*. Nota-se que não foi alcançado uma relação de V_u/V_c próxima de 2,5, indicando que a utilização de um limite superior de resistência à punção para lajes muito armadas seja de 2,0 V_c .

Os tipos de armaduras utilizadas apresentaram comportamento e ductilidades semelhantes, com exceção da laje SW1 que apresentou um comportamento distinto devido a uma ruptura por delaminação. Adotou-se uma armadura complementar a armadura treliçada pré-fabricada controlando a abertura de fissuras horizontais e transferindo esforços entre a armadura de flexão e a armadura de cisalhamento. Analisou-se a forma de espaçamentos das camadas de armadura de cisalhamento chegando a resultados excelentes, os quais reduziram o custo por incremento de carga em 15,6%. Conclui-se que a armadura treliçada pré-fabricada apresenta potencial técnico e comercial para aplicação como armadura de cisalhamento em lajes lisas, bem como a utilização das recomendações da ficha técnica de aprovação ETA - 12/0454 (2012) aumentam a eficiência das armaduras. A seguir são apresentadas conclusões mais detalhadas sobre cada item abordado na pesquisa.

5.1. Programa experimental

5.1.1. Sistema de ensaio

Os ensaios foram o marco inicial para estudos de lajes lisas no Laboratório de Estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE) da UFPa. O sistema foi projetado e construído para funcionar como pórtico fechado, permitindo o ensaio de diversos tipos de espécimes, incluindo lajes de diferentes proporções.

A montagem dos ensaios se deu com a utilização de um caminhão munck, o qual posicionava a laje sobre tubos metálicos dispostos junto a face da mesa de reação, fazendo

com que o centro do pilar ficasse alinhado com o centro de aplicação da carga. Os equipamentos utilizados para a aplicação e medição dos carregamentos foram considerados satisfatórios, a carga última foi monitorada por meio de uma célula de carga e confirmada por meio da pressão exercida no cilindro. Para verificar a simetria de distribuição de carregamento adotou-se o critério de monitoramento dos deslocamentos nos 4 pontos de reação da laje. Notou-se que houve uma pequena variação de deslocamentos, porém não foram significativas para um desbalanceamento do sistema de ensaio.

5.1.2. Monitoramento dos deslocamentos

Os deslocamentos verticais das lajes foram monitorados em 12 pontos, permitindo uma comparação direta entre os resultados dos ensaios. Ao analisar os resultados acredita-se que a quantidade de LVDTs utilizada foi suficiente para traçar um perfil condizente de deslocamento, que serviram de base para verificar a ductilidade das lajes, bem como criar parâmetros comparativos para futuras modelagens computacionais. Para trabalhos futuros aconselha-se a acrescentar um LVDT para confirmar os resultados do LVDT 5, uma vez que para essa posição apenas um LVDT foi utilizado.

5.1.3. Deformações nas armaduras de flexão e superfície do concreto

As deformações nas armaduras de flexão permitiram uma boa interpretação do comportamento à flexão das lajes deste trabalho, evidenciando que a distribuição das armaduras de cisalhamento altera a distribuição dos esforços nas barras de flexão, visualizado nos extensômetros da laje SR2 quando comparados aos demais das lajes deste trabalho.

O monitoramento das deformações superficiais no concreto foi eficiente, permitindo verificar que, em algumas lajes deste trabalho, o concreto passa a ser aliviado após as deformações de pico, podendo alcançar deformações de tração, o que reforça a idealização de modelos de bielas e tirantes com tirante na parcela comprimida do concreto. Não foram observadas deformações próximas as deformações últimas do concreto (3,5‰), também não houve deslocamento próximo a região do pilar, afastando a possibilidade de ruptura por flexão com esmagamento do concreto.

O monitoramento de deformações de compressão e de tração justapostas ao longo da seção da laje, possibilitou traçar a posição da linha neutra, permitiu avaliar

qualitativamente o comportamento à flexão e a zona de concreto não fissurado. As análises mostram que o mecanismo de ancoragem inferior das armaduras de cisalhamento está em uma zona com forças de compressão perpendiculares ao sentido de tração, exceto para a laje SW1 que apresentou seu mecanismo na zona fissurada, imediatamente acima da linha neutra, indicando maiores tensões de cisalhamento no ponto de vista da flexão, tornando um ponto de fragilidade pois essa armadura não envolve as barras de flexão. Notou-se ainda que as lajes com uma maior parcela de concreto não fissurado conseguiram solicitar de maneira mais eficiente as camadas de armadura de cisalhamento. Portanto, conclui-se que a capacidade de ancoragem altera na resistência a ruptura dos elementos submetidos à punção.

5.1.4. Deformações internas do concreto

Como visto no programa experimental, o monitoramento das deformações internas no concreto ocorreu em três das cinco lajes ensaiadas, permitindo analisar resultados de maneira qualitativa. Os dados coletados servirão de referência para modelagens computacionais, porém verificou-se que o comportamento das deformações internas varia conforme a inclinação e o tipo de armadura de cisalhamento utilizada. Conclui-se que, para os níveis de deformação observados, o concreto não contribui diretamente na resistência a tração diagonal, entretanto pode vir a contribuir a partir de outros mecanismos como o engrenamento dos agregados. Ao analisar as deformações de compressão, não se verificou deformações elevadas, indicando que não ocorreu ruptura por esmagamento da biela, diferentemente do apontado nos critérios normativos. Considera-se que o monitoramento realizado foi satisfatório, porém ressalta-se que para uma comparação direta seria necessário um maior controle executivo na inclinação e posicionamento desses extensômetros.

5.1.5. Deformações nas armaduras de cisalhamento

Foram monitoradas de 4 a 5 camadas de armadura de cisalhamento a fim de avaliar a influência do espaçamento entre as camadas de armadura na distribuição de tensões e determinação da zona de ativação na resistência última à punção. De maneira geral, conclui-se que o critério de definição da zona de contribuição das armaduras de cisalhamento adotado pelo ETA - 12/0454 (2012), com uma distância de $1,125d$ afastado do pilar, é o que teve maior correlação com os dados observados nas lajes desta pesquisa, uma vez que as armaduras que apresentaram maiores deformações estão posicionadas nessa distância.

Observou-se que em nenhuma das lajes testadas as armaduras de cisalhamento escoaram antes da ruína. Considera-se fundamental a realização dos cortes das lajes desta pesquisa, o que permitirá avaliar se a ruptura por punção se iniciou com a perda de ancoragem das armaduras de cisalhamento.

A partir dessas análises, conclui-se que a ancoragem do *Stud Rail*, elevou o nível de tensão nas armaduras das lajes SR1 e SR2, uma vez que teve seu mecanismo de ancoragem intensificado pelo aumento do seu comprimento, dado em função da redução de seu cobrimento. O mecanismo de ancoragem da armadura treliçada pré-fabricada, não foi capaz de elevar as deformações das armaduras de cisalhamento ao patamar dos *Studs Rails*, uma vez sua ancoragem se posicionou entre as armaduras de flexão e seu comprimento de ancoragem não foi intensificado com o uso de baixo cobrimento. Ressalta-se que as lajes com armadura treliçada pré-fabricada obteve comportamento similar ao das lajes armadas com *Studs Rails*.

Portanto, para lajes muito armadas, pode-se concluir que o nível de tensão efetiva para a utilização de armaduras treliçadas pré-fabricadas posicionadas a 90°, fica em torno de 36% da tensão de escoamento do aço utilizado, 212 MPa. Para os módulos inclinados a 60° fica em torno de 340 MPa para as camadas de armadura que efetivamente contribuem na resistência à punção, limite próximo ao adotado pelo EC2. Para utilização de *Studs Rails* em lajes muito armadas, aconselha-se adotar uma tensão efetiva característica em torno de 450 MPa, portanto essas limitações devem ser impostas nos critérios normativos como tensões efetivas características para o cálculo dessas lajes.

Com as análises de cenários da contribuição das camadas de armadura presentes na zona de ativação, verificou-se que a parcela de contribuição do concreto na resistência à punção varia em função da capacidade de ancoragem da armadura. Para as lajes armadas com *Studs Rails*, que apresentavam baixo cobrimento e alta capacidade de ancoragem, a parcela de contribuição do concreto foi nula, uma vez que as camadas de armadura desenvolveram força suficiente para resistirem a todo o esforço cortante. Por outro lado, as lajes com armadura treliçada pré-fabricada apresentaram parcela de contribuição concreto variando conforme as condições de ancoragem, uma vez que a laje SW1, com armadura posicionadas a 90°, não teve a mesma condição de ancoragem da laje SW2, apresentando parcela de contribuição do concreto de $0,5V_c$; para a laje SW2, com armadura inclinada a 60°, a parcela de contribuição do concreto foi de $0,25V_c$.

Portanto para a utilização de armaduras com alta capacidade de ancoragem, como o *Stud Rail*, a contribuição de V_c só é válida para estimativas que considerem apenas um

pequeno perímetro de contribuição das armaduras de cisalhamento, como o caso do ACI 318 (2014), que considera $0,5d$ como zona contribuinte, computando apenas a primeira camada de armadura. Para lajes com a armadura treliçada pré-fabricada a contribuição do concreto deve ser considerada, porém concluiu-se que a parcela de V_c é variável e se fixada pode gerar valores imprecisos. A tensão efetiva nas armaduras deve ser limitada para que a resistência à punção na região interna a armadura de cisalhamento seja calculada de maneira precisa.

5.1.6. Deformações nas armaduras complementares

De maneira geral, considera-se que o perímetro de armação adotado para as armaduras complementares foi satisfatório, uma vez que as lajes com armadura treliçada pré-fabricada proporcionaram aumentos significativo na carga de ruptura da laje de referência. Com as deformações nas armaduras complementares pode-se concluir que o que o mecanismo de transferência de esforços (transpasse) é eficiente, solicitando gradativamente essas armaduras, mostrando que conseguem transferir esforços a armadura principal e controlar o aparecimento de fissuras horizontais.

O comportamento de deformações das armaduras complementares obtidos nas lajes foi similar ao computado por Sousa (2017), porém as demais armaduras monitoradas não apresentaram ativação com grandes descontinuidades próximo a ruptura, fato que pode não ter sido observado pela falta de monitoramento nas camadas subjacentes, ficando como sugestão para trabalhos futuros.

5.1.7. Fissuração e superfície de ruptura

O uso de armaduras de cisalhamento atribuiu maior ductilidade às lajes ensaiadas sendo observado um elevado nível de fissuração radial e tangencial. Observou-se a formação do cone de punção nas lajes REF, SW1 e SW2, indicativo que a ruptura ocorreu por punção. As lajes SR1 e SR2 não apresentaram a formação de um nítido cone de punção em sua superfície, porém os níveis de abertura de fissuras tangenciais dessas lajes são similares a da laje SW2, indicativo relevante para a capacidade última.

Não foi possível realizar o corte das lajes por limitações técnicas na região onde foram realizados os ensaios, porém utilizou-se das análises dos resultados experimentais e do cálculo teórico da resistência à flexão para classificar os modos de ruptura, indicando

que todas as lajes romperam por punção na região interna as armaduras de cisalhamento, acredita-se que a laje SW1 tenha sofrido delaminação.

5.2. Estimativas de resistência à punção

Buscou-se analisar como os critérios normativos da ACI 318 (2014), EC2 (2014), ABNT NBR 6118 (2014) e a ficha de aprovação técnica ETA 12/0454, calculam as lajes apresentadas nesse trabalho. Observou-se que o ETA e a NBR apresentam limitadores de resistência, muitas vezes limitando-a ao V_{max} e superestimando a resistência na região das armaduras, por considerarem o escoamento de todas as pernas de armadura na zona de contribuição do aço. As recomendações do EC2 não superestimam a resistência interna a região das armaduras pois a limita em $1,5 V_c$, fazendo com que lajes com elevadas taxas de armadura de cisalhamento tenham sua resistência à punção limitada a esse fator, perdendo eficiência em ganho de resistência última.

O ETA 120454 (2012) merece destaque pois, entre os critérios analisados, é o que consegue prever com maior exatidão as cargas de ruína dessa pesquisa, porém limitando-as ao V_{max} . O ACI 318 (2014) apresenta resultados muito conservadores para o uso das armaduras treliçadas pré-fabricadas, não conseguindo dar eficiência a utilização desse tipo de armadura. A ABNT NBR 6118 (2014) foi o critério que apresentou uma grande insegurança para as lajes muito armadas desta pesquisa, pois o limitador da capacidade máxima é elevado e superestima a resistência na região interna as armaduras, fazendo com que suas previsões se tornem muito inseguras para lajes com elevadas taxas de armadura.

Para as lajes com elevadas taxas de armadura, os critérios adotados pelos parâmetros normativos necessitam de alterações que aumentem a eficiência do uso das armaduras de cisalhamento, fazendo com que consigam prever com mais exatidão a carga última e o modo de ruptura. As recomendações sugeridas pelo ETA 120454 (2012) proporcionam uma maior precisão pois limitam a resistência máxima em $1,96V_c$, porém erra ao prever a carga para a armadura treliçada pré-fabricada, fazendo com que sua utilização para projetar lajes similares a estas fiquem inseguras, pois superestima a resistência na região das armaduras de cisalhamento.

Conclui-se que o EC2 (2014) é o critério normativo que melhor consegue prever o modo de ruína e apresenta formulações a favor da segurança para as lajes com elevadas taxas

de armadura. De maneira geral, os critérios normativos podem aumentar a eficiência do uso de armadura de cisalhamento limitando a resistência na região interna em $2,0 V_c$.

5.3. Estimativa de custo

As estimativas de custos realizadas, para o campo amostral dessa pesquisa em laboratório, mostram que a armadura treliçada pré-fabricada apresenta um grande potencial comercial, pois além de proporcionarem elevada resistência seu custo por incremento de carga (R\$1,88) , quando inclinada, foi menor que a laje armada com *Stud Rails* (R\$1,92), que tem por característica ser industrializada e comerciada mundialmente. Ressalta-se que os custos de produção da armadura treliçada pré-fabricada podem ser reduzidos adotando medidas para uma produção industrial, visto que estas lajes foram protótipos iniciais e medidas para redução de custos não foram tomadas em sua produção. Conclui-se ainda que os critérios de espaçamentos reduzem significativamente os custos por incremento de carga para lajes lisas, sendo que os critérios adotados pelo ETA 120454 (2012) reduziram o custo em 15,6% ficando em R\$1,62/(kNxm²).

Referências Bibliográficas

- [1] ABNT. (2007). *NBR 5739 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil.
- [2] ABNT. (2008). *NBR 5738 - Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, Brasil.
- [3] ABNT. (2008). *NBR 8522 - Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, Brasil..
- [4] ABNT. (2011). *NBR 7222 - Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil.
- [5] ABNT. (2013). *NBR 6892 - Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente*. Rio de Janeiro, Brasil.
- [6] ABNT. (2014). *NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto: Procedimentos*. Rio de Janeiro, Brasil.
- [7] ACI 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [8] Andra, H. P. (1981). Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten, Bewehrung im Auflagerbereich. *Beton- und Stahlbetonbau*, V. 75, No. 3, pp. 53-57.
- [9] Beutel, R. e Hegger, J. (2002). The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone. *Cement & Concrete Composite*, 24, 539-549.
- [10] Birkle, G. (2004). Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout. *Department of Civil Engineering, University of Calgary, Canadá*, 152.
- [11] Birkle, G. e Dilger, W.H. (2008). Influence of slab thickness on punching shear strength. *ACI Structural Journal*. Vol. 105, Nº 2, 180 – 188.
- [12] Caldentey, A. P., Lavaselli, P. P., Peiretti, H. C., Fernández, F. A. (2013). Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs. *Engineering Structures*, 49, 855–865.
- [13] CEN. (2004). *EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, Belgium.
- [14] CEN. (2010). *EN 1992-1-1:2004/AC:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium.

- [15] CEN. (2014). *BS EN 1992-1-1:2004 A1:2014. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium.
- [16] Cornelissen, H. A. W., Hordijk D. A. and Reinhardt H. W. (1986). Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *HERON* 31, no. 2, 45 - 56.
- [18] Coutinho, H. B.; Nogueira, G. S. & Oliveira, A. B. (2016) Vistoria técnica referente ao desabamento da estrutura da laje PUC/Lazer do condomínio do residencial grand parc. relatório de vistoria técnica estrutural.
- [19] Einpaul, J., Bujnak, J., Ruiz, M. F., Muttoni, A. (2016). Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. *ACI Structural Journal*, 113.
- [20] EOTA. (2012). ETA-12/0454 Double headed studs as punching reinforcement. Langenfeld, Alemanha.
- [21] Ferreira, M. P. (2010). Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados. *Universidade de Brasília*, 275p.
- [22] Ferreira, M. P., Barros, R. N. M, Pereira Filho, M. J. M., Tapajós, L. S., Quaresma, F. S. (2016). One-way shear resistance of rc members with unconnected stirrups. *Latin American Journal of Solids and Structures*. Vol. 13, pp. 2670-2690.
- [23] Furche, J. (1997) Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. *Betonwerk Fertigertechnik*. 96–104.
- [24] Furche, J., Bauermeister, U. (2014) Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern. *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Beton- und Stahlbetonbau*, 109, 783–792.
- [25] Gardner, N. J.; Huh, J.; Chung, L. (2002). Lessons from the sampoong department store collapse. *Cement e Concrete Composites*, V. 24, pp.523-529.
- [27] Gomes, R. B. & Andrade, M. A. S. (2000). Does a punching shear reinforcement need to embrace a flexural reinforcement of a RC flat slab?, *International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, KTH Stockholm, June, 109-117.
- [28] Gomes, R. B. e Regan, P. E. (1999). Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 684-692.
- [29] Guandalini, S. (2006) Poinçoment Symétrique des dalles em béton armé. *École Polytechnique Federale de Lausanne*, Switzerland, 257.

- [30] Hassan, M., Ahmed, E. A., Benmokrane, B. (2014) Punching Shear Behavior of Two-Way Slabs Reinforced with FRP Shear Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, © ASCE, ISSN 1090-0268/04014030(13).
- [31] Hegger, J., Häusler, F., RickerZur M. (2007) Maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken. *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*, Berlin · Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 11, 770-777.
- [32] Hegger, J., Sherif, A. G., Kueres, D. and Siburg, C. (2017). Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs. *ACI Structural Journal*, May-June, 631-642.
- [33] Heinzmann, D.; Etter, S.; Villiger, S. & Jaeger, T. (2012). Punching tests on reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*. Vol. 109. N° 6. Pp 787-794.
- [34] King, S.; Delatte, N. J. (2004). Collapse of 2000 commonwealth avenue: punching shear case study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, pp.54-61.
- [35] Lips, S., Ruiz, M. F. & Muttoni. (2012). A experimental investigation on the punching strength and the deformation capacity of shear-reinforced slabs. *ACI Structural Journal*. V. 109. No 6. Pp. 889-899.
- [36] Lips, S., Ruiz, M. F. e Muttoni, A. (2012). Experimental Investigation on the Punching Strength and the Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, *ACI Structural Journal*. Vol. 109, N° 6, 889-899.
- [37] MODEL CODE 2010 (2011). fib Model Code 2010, First complete draft—V. 2, Bulletin 56, fib, Lausanne, Switzerland, Abril, 288.
- [38] Muttoni, A. & Bujnak, J. (2012). Performance of slabs reinforced by peikko psb studs. *Concrete Connections*. Vol. 2, pp 16-21.
- [39] Muttoni, A. & Ruiz, M. F. (2010). Performance and design of punching shear reinforcing systems. *fib International Congress*, 3rd.
- [40] Oliveira, P. R. F.; Andrade, A. A.; Pinto, D. A. M.; Matos Júnior, H. S.; Araújo; J. B. S.; Morais, M. G. N. O.; Seabra, M. S. G. A.; Mendes, P. T. C.; Teixeira, P. W. G. N.; Souza, S. A. C. e Reinaldo, T. S. (2013). Relatório técnico sobre o desabamento da obra do shopping rio poty. relatório técnico. *CREA/PI*.
- [41] Park, H., Ahn, K., Choi, K. and Chung, L. (2007). Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connections. *ACI Structural Journal*, May-June, 294 - 303.

- [42] Pereira Filho, M. J. M. (2016). Punção em Ligações Laje-Pilar Armadas com Conectores de Aço. Dissertação de Mestrado, *Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará*, Belém, Pará, Brasil, 119.
- [43] Pilakoutas, K. e Li, X. (2003). Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs. *Journal of Structural Engineering*, 129. Nº 9, 1164-1172.
- [44] Regan, P. E. e Samadian, F. (2001). Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs. *The Structural Engineer*, V. 79, No. 10, pp. 24-31.
- [45] Ruiz, M. F. e Muttoni, A. (2009). Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*, Vol. 106, Nº 4, pg. 485-494.
- [46] Siburg, C., Hegger, J., Furche, J., Bauermeister, U. (2014). Durchstanzbewehrung für Elementdecken. *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*, Berlin. Beton- und Stahlbetonbau 109 , 3, 170-181.
- [47] Sousa, V. C. (2017). Análise experimental de vigas de concreto armado com armadura de cisalhamento interna inclinada. *Campus universitário de Tucuruí, Universidade Federal do Pará*, 68p.
- [48] Tapajós, L. S. (2017). Cisalhamento em elementos de concreto armado com estribos desconectados. *Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará*, 98p.
- [49] Trautwein, L. M. (2001). Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento tipo “Stud” Interno e Tipo Estribo Inclinado. *Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília*, 185.
- [50] Trautwein, L. M., Bittencourt, T. N., Gomes, R. B.; e Bella, J. C. D. (2011). Punching Strength of Flat Slabs with Unbraced Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 108, Nº 2, 197-205.
- [51] Trautwein, L. M.; Bittencourt, T. N.; Gomes, R. B.; & Bella, J. C. D. (2011). Punching strength of flat slabs with unbraced shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, Vol. 108, Nº 2, pg. 197-205.
- [52] Vollum, R. L., FATTAH, T., EDER, M., ELGHAZOU, A. Y. (2010). Design of ACI type punching shear reinforcement to Eurocode 2. *Magazine of Concrete Research*, 62, 3-16.
- [53] Yamada, T.; Nanni, A. & Endo, K. (1992). Punching shear resistance of flat slabs: influence of reinforcement type and ratio. *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, pp. 555-563.