UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

DENILDA SILVA COSTA

INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO NA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS

Tucuruí
2022

DENILDA SILVA COSTA

INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO NA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura.

Orientador: Maurício de Pina Ferreira

Tucuruí

2022

FICHA CATALOGRÁFICA

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

S586i Silva Costa, Denilda.
INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO NA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS / Denilda Silva Costa. — 2022.
148 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2022.

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

CDD 624.1834

DENILDA SILVA COSTA

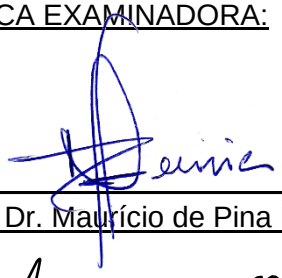
INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO NA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura

Orientador: Maurício de Pina Ferreira

Aprovada em 27 de dezembro de 2022.

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira / UFPA – Orientador

Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto / UFPA – Examinador Interno

Prof. Dr. Manoel José Mangabeira Pereira Filho / UFPA – Examinador Interno

Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira / UnB – Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as oportunidades que surgiram ao longo da minha vida e cujo trajeto me trouxeram até aqui. Pela saúde, força e disposição, além das pessoas maravilhosas que foram colocadas em meu caminho e que puderam contribuir para o meu crescimento pessoal e profissional.

À minha família, meu pai André, minha mãe Maria e minhas queridas irmãs Denise e Andréia, pelo incentivo e companheirismo durante a realização desta pesquisa.

Ao professor Dr. Maurício de Pina Ferreira pela inspiração, incentivo, por me aceitar a fazer parte deste projeto de pesquisa e pela orientação na realização deste trabalho.

Ao Dr. Manoel José Mangabeira pelo companheirismo e orientação durante toda a parte do trabalho experimental, pelos materiais disponibilizados e por toda contribuição durante a realização deste trabalho.

Ao professor Dr. Aarão Ferreira (NDAE) pela ajuda na obtenção dos materiais junto à Eletronorte e a disponibilização da infraestrutura do Campus para a realização da pesquisa.

À Francirene Bonfim, técnica do Laboratório de Engenharia Civil de Tucuruí, pelo apoio durante a realização dos ensaios.

Ao IFPA e aos professores do Colegiado do Curso Técnico em Edificações no Campus Breves por possibilitarem a minha liberação para realização da Pós-Graduação.

Aos amigos e amigas e a todos que de alguma forma fizeram parte desta caminhada, à galera do laboratório de mecânica pelo apoio e disponibilização do escritório utilizado durante os ensaios experimentais.

RESUMO

A verificação ao cisalhamento na ligação laje-pilar das lajes lisas em concreto armado é o ponto crítico do dimensionamento no estado limite último. A ruptura por punção é ruptura brusca e frágil devido às tensões cisalhantes na região de ligação entre a laje e o pilar, a melhor opção para o controle da ruptura por punção em lajes lisas é a utilização de armaduras de cisalhamento. As recomendações normativas nacionais e internacionais sugerem a utilização de armaduras de cisalhamento que envolvam as armaduras de flexão de forma que seja garantida a sua ancoragem. Entretanto, este modelo dificulta o processo executivo, sendo necessário ajustes entre as armaduras de flexão e cisalhamento no canteiro de obras. Esta pesquisa tem como objetivo apresentar uma solução técnica e construtiva para o problema da resistência à punção em lajes lisas na ligação laje-pilar através da utilização das armaduras de cisalhamento proposta por Ferreira et al. (2016), estribos treliçados pré-fabricados, variando os valores das taxas de armadura de cisalhamento e o espaçamento entre as camadas das armaduras. Posicionadas entre as armaduras de flexão superior e inferior elas possibilitam rapidez na execução e economia de mão de obra, pois é dobrada industrialmente e posicionada no local da obra, garante a altura útil da laje e elimina as interferências entre as armaduras de cisalhamento e de flexão. Para obtenção dos resultados e análise do desempenho foram realizados ensaios em 5 lajes lisas de concreto armado, uma das lajes foi armada com taxa de armadura de flexão $\rho \cong$ 2,0%, e as demais com $\rho \cong$ 1%, a taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w) variou entre 0,49% a 0,99%. As lajes foram instrumentadas para se obter os deslocamentos verticais, as deformações no concreto e nas armaduras de flexão, cisalhamento e complementares. As lajes foram dimensionadas para que a ruptura ocorresse por punção dentro da região das armaduras de cisalhamento seguindo as recomendações normativas de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), Eurocode2 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) e o relatório técnico EOTA (2017). A partir da análise dos resultados concluiu-se que as todas as lajes romperam por punção, as lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados apresentaram ganho de resistência de 73% para a laje SW3 quando comparada com a laje de referência (S0) de Freitas (2018) e de 55%, 58%, 45% e 50% para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7, respectivamente quando comparadas com as previsões da NBR 6118 (ABNT, 2014). As lajes com armaduras posicionadas até 1,125*d* da face do pilar apresentaram maiores valores de acréscimo de resistência e valores de resistência última similares às das lajes com espaçamento constante mesmo com redução da quantidade total do aço em até 95,2% do seu peso.

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

ABSTRACT

The shear check on the slab-column connection of flat slabs in reinforced concrete is the critical point of design in the ultimate limit state. Punching failure is the critical point in the design of flat slabs and is defined as a sudden and fragile failure due to shears in the region of connection between the slab and the column, the best option for the control of failure by flat slabs is to use of shear reinforcement. National and international regulations such as the use of shear reinforcements that involve bending reinforcements in a way that their anchoring is guaranteed. However, this model makes the executive process difficult, requiring configurations between the bending and shear protections at the construction site. This research aims to present a technical and constructive solution to the problem of shear resistance in flat slabs in the slab-column connection through the use of shear reinforcement proposed by Ferreira et al. (2016), prefabricated truss stirrups, varying the values of the shear reinforcement rates and the spacing between the reinforcement layers. Positioned between the upper and lower flexural reinforcements, it has speed in execution and the possibility of manpower, as it is industrially bent and positioned on the job site, the useful height of the slab and the economy eliminates conflicts between the shear and flexural reinforcements. To compare the results and analyze the performance, tests were carried out on 5 flat reinforced concrete slabs, one of the slabs was reinforced with a flexural reinforcement rate $\rho \cong$ 2,0%, and the others with $\rho \cong$1%, the reinforcement rate of shear (ρ_w) varies from 0.49% to 0.99%. As the instrumented in a way that could be the non-designed displacement forms, as in the flexural, shear and complementary reinforcements. The slabs were instrumented so that the vertical displacements, the deformations in the concrete and in the flexural, shear and complementary reinforcements could be obtained. The slabs were dimensioned so that the failure occurred by punching within the region of the shear reinforcement following the normative calculation recommendations of NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), Eurocode2 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) and the EOTA technical report (2017). From the analysis of the results, it was concluded that all slabs failed by punching, the slabs reinforced with prefabricated truss stirrups showed a strength gain of 73% for the SW3 slab when compared to the reference slab (S0) from Freitas (2018) and of 55%, 58%, 45% and 50% for slabs SW4, SW5, SW6 and SW7, respectively, when compared with the predictions of NBR 6118 (ABNT, 2014), slabs with reinforcement positioned up to 1.125*d* from the column face showed higher strength increase values and ultimate strength values similar to those of slabs with constant spacing, even with reduction of the total amount of steel by up to 95,2% of its weight.

Keywords: Punching shear. Reinforced concrete. Flat slabs. Shear reinforcements.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Modos de ruptura em lajes lisas.....1
Figura 1.2 - Tipos de ruptura por punção em lajes lisas com armaduras de cisalhamento. 1
Figura 1.3 - Fissuras de delaminação observadas por Hassan, Ahmed e Benmokrane (2015). (Hassan, Ahmed e Benmokrane, 2015).....2
Figura 1.4 - Confecção dos estribos treliçados 4
Figura 1.5 - Módulo inclinado dos estribos treliçados pré-fabricados.....4
Figura 1.6 - Montagem do estribo treliçado (Ferreira et al., 2021) 5
Figura 1.7 - Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados (Ferreira et al., 2021) 5
Figura 1.8 – Arranjos para utilizar estribos treliçados pré-fabricados (Ferreira et al., 2021).....6
Figura 1.9 - Laje armada com estribos treliçados pré-fabricados.....6
Figura 1.10 - Armadura complementar – ganchos. 7
Figura 2.1 - Superfícies de controle C e C' e perímetros de controle u_0 e u_1. (Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014).....10
Figura 2.2 - Superfície de controle C" e perímetro de controle u_{out}. (Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)) 11
Figura 2.3 - Perímetro de controle adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014) (adaptado de Freitas. (2018)).....11
Figura 2.4 - Perímetro de controle u_1. (Adaptado ACI 318, 2019).....14
Figura 2.5 - Perímetro de controle u_{out}. (Adaptado ACI 318, 2019).....16
Figura 2.6 - Perímetros u_1 e u_{out} adotado por Freitas (2018). (Adaptado de Freitas (2018)).....16
Figura 2.7 - Perímetros de controle u_0 e u_1. (Adaptado Eurocode 2, 2014) 17
Figura 2.8 - Perímetros de controle u_{out}. (Adaptado Eurocode 2, 2014).....17
Figura 2.9 - Perímetros de controle u_1. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018) 20
Figura 2.10 - Perímetro u_{out}. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018).....20
Figura 2.11 - Região para dimensionamento da área de aço das armaduras de cisalhamento. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018) 21
Figura 2.12 - Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (adaptado por Pereira Filho, 2021) 23

Figura 2.13 - Perímetros de controle u_1. (Adaptado *fib* Model Code 2010, 2013) 24
Figura 2.14 - Perímetro de controle u_{out}. (Adaptado *fib* Model Code 2010 (2013).....25
Figura 2.15 - Simplificação para distribuição de tensões na flexão 28
Figura 2.16 - Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho (Freitas, 2018) 29
Figura 2.17 - Medidas detalhadas por Regan 30
Figura 2.18 - Influência da taxa de armadura de flexão tracionada.....32
Figura 2.19 - Influência da taxa de armadura de flexão na resistência à punção. (Ferreira., 2010) 33
Figura 2.20 - Influência da taxa de armadura de flexão na resistência à punção. (Criswel, Ospina e Hawkins, 2017) 34
Figura 2.21 - Influência das dimensões do pilar na rotação e fissuração das lajes. (Einpaul et al., 2016) 36
Figura 2.22 - Fluxo e distribuição das tensões de cisalhamento para diferentes tamanhos e geometria do pilar (Einpaul et al., 2016) 36
Figura 2.23 - Influência das dimensões dos pilares na resistência à punção. (Adaptado, Teng et al., 2018).....37
Figura 2.24 - Influência da altura da laje na resistência à punção. (Adaptado, Hassan et al., 2017) 39
Figura 2.25 - Superfícies de ruptura das lajes de Dam et al. (2017). (Dam et al., 2017) 40
Figura 2.26 - Tipos de arranjo para distribuição das armaduras de cisalhamento 41
Figura 2.27 - Influência do concreto na resistência à punção. (Ferreira, 2010) 42
Figura 2.28 - Barras dobradas.....44
Figura 2.29 - Resultados obtidos nos ensaios de Eid, Magdy e Ahmed (2018). (Adaptado Eid, Magdy e Ahmed, 2018) 45
Figura 2.30 - Tipos de estribos.....46
Figura 2.31 - Estribos utilizados por Hussain, Eisa e Roshdy (2017).....47
Figura 2.32 - Tipos de Studs. 48
Figura 2.33 - Mudança no posicionamento das armaduras de cisalhamento em arranjos radiais – (Adaptado Ferreira, 2010).....48
Figura 2.34 - Studs rails internos à armadura de flexão utilizados por Trautwein (2006, 2011). (Adaptado de Trautwein, 2006, 2011).....49

Figura 2.35 - Detalhe da armadura complementar tipo gancho utilizada por Trautwein (2006, 2011) contra a delaminação. (Adaptado de Trautwein, 2006, 2011).....49
Figura 2.36 - Armadura de cisalhamento treliçada Filligran. (Furche, Siburg e Bauermeister, 2017).....50
Figura 2.37 - Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2007)..51
Figura 2.38 - Detalhes da armadura de cisalhamento estudada por Park et al (2007). (Adaptado de Park et al (2007) 51
Figura 2.39 - Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2012)..51
Figura 2.40 - Detalhes da Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2012). (Adaptado de Park et al (2012)) 52
Figura 2.41 - Detalhe das duas lajes mais esbeltas armadas com estribos treliçados pré-fabricados e que apresentaram fissuras de delaminação. (Ferreira, 2016) 53
Figura 2.42 - Detalhe da superfície de ruptura nos espécimes com estribos treliçados pré-fabricados com fissuras de delaminação. (Tapajós, 2017) 54
Figura 3.1 - Detalhes das lajes.....57
Figura 3.2 - Características gerais das lajes e pontos de carregamento.....58
Figura 3.3 - Lajes SW2 e SW3 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm).....59
Figura 3.4 - Lajes SW4 e SW5 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm).....60
Figura 3.5 - Lajes SW6 e SW7 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm).....61
Figura 3.6 - Detalhamento das armaduras de flexão da laje SW3 63
Figura 3.7 - Detalhamento das armaduras de flexão das Lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 63
Figura 3.8 - Distribuição das armaduras de flexão na face superior das lajes SW3 e SW4 64
Figura 3.9 - Detalhamento das armaduras do pilar 65
Figura 3.10 - Detalhamento da armadura complementar.....66
Figura 3.11 - Detalhe da fixação das armaduras complementares nas armaduras de flexão.....66
3.12 - Concretagem da primeira etapa.....68
3.13 - Concretagem da segunda etapa.....69
Figura 3.14 – Instrumentação das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares.....72
Figura 3.15 - Instrumentação dos deslocamentos verticais – Todas as Lajes 73
Figura 3.16 - Instrumentação das deformações devido à flexão das lajes.....75

Figura 3.17 - Instrumentação das Lajes SW3 e SW4 76
Figura 3.18 - Instrumentação das Lajes SW6 e SW7 76
Figura 3.19 - Instrumentação das lajes SW5 77
Figura 3.20 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW3 78
Figura 3.21 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW4 79
Figura 3.22 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW5 79
Figura 3.23 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW6 80
Figura 3.24 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW7 80
Figura 3.25 - Equipamentos utilizados no sistema de ensaio 86
Figura 3.26 - Sistema de ensaio 87
Figura 3.27 - Equipamentos utilizados para leitura 87
Figura 4.1 – Carga-deformação Tirantes da Laje SW5 88
Figura 4.2 - Deslocamentos verticais das lajes 90
Figura 4.3 - Gráfico carga deslocamento das lajes ensaiadas 91
Figura 4.4 - Laje S0: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto (Freitas, 2018) 94
Figura 4.5 - SW2: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto (Freitas, 2018) 94
Figura 4.6 - Laje SW3: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto 96
Figura 4.7 - Laje SW4: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto 99
Figura 4.8 - Laje SW5: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto 100
Figura 4.9 - Laje SW6: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto 101
Figura 4.10 - Laje SW7: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto 103
Figura 4.11 - Determinação da altura da linha neutra 104

Figura 4.12 - Posição da Linha Neutra.....106
Figura 4.13 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW2 (Freitas, 2018).....108
Figura 4.14 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW3 108
Figura 4.15 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW4 109
Figura 4.16 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW5 109
Figura 4.17 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW6 109
Figura 4.18 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW7 110
Figura 4.19 - Deformações ao longo do comprimento das barras de cisalhamento da Laje SW5.....111
Figura 4.20 - Deformações ao longo da Fissura Crítica - Laje SW5 112
Figura 4.21 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW2 (Freitas, 2018) 114
Figura 4.22 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW3.....115
Figura 4.23 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW4.....116
Figura 4.24 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW5.....117
Figura 4.25 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW6.....118
Figura 4.26 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW7.....119
Figura 4.27 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW2 (Adaptado de Pereira Filho (2021)).....121
Figura 4.28 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW3.....121
Figura 4.29 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW4.....122
Figura 4.30 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW5.....122
Figura 4.31 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW6.....122

Figura 4.32 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW7 123
Figura 4.33 - Indicação das fissuras monitoradas (Freitas, 2018) 123
Figura 4.34 - Mapa de fissuração das lajes S0 e SW2 (Freitas, 2018) 124
Figura 4.35 - Mapa de fissuração das lajes SW4, SW5 e SW6 125
Figura 4.36 - Mapa de fissuração da laje SW7 126
Figura 4.37 - Abertura de fissura das lajes ensaiadas 128
Figura 4.38 - Previsão para rotação das lajes e as curvas de carga-rotação obtidas nos ensaios experimentais 130
Figura 4.39 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW3 132
Figura 4.40 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW4 132
Figura 4.41 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW5 132
Figura 4.42 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW6 133
Figura 4.43 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW7 133

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características das lajes de Teng et al. (2018) 34
Tabela 2.2 - Características das lajes e resultados obtidos por Hassan et al. (2017) 37
Tabela 2.3 - Características dos espécimes ensaiados por Eid, Magdy e Ahmed (2018) 45
Tabela 3.1 - Resumo das características das lajes 58
Tabela 3.2 - Composição do traço de concreto adotado 67
Tabela 3.3 - Caracterização das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares 70
Tabela 3.4 - Caracterização das propriedades do concreto 72
Tabela 3.5 - Cálculo da resistência à flexão das lajes 81
Tabela 3.6 - Cálculo das taxas de armadura de cisalhamento 81
Tabela 3.7 - Total de quilos de aço por laje 82
Tabela 3.8 - Cálculo da quantidade de ganchos por laje 82
Tabela 3.9 – Valores de VR_c calculados para referências das lajes desta pesquisa 83
Tabela 3.10 - Dimensionamento das lajes pela NBR 6118 (ABNT, 2014) 84
Tabela 3.11 - Dimensionamento das lajes pelo ACI 318 (2019) 84
Tabela 3.12 - Dimensionamento das lajes pelo EuroCode2 (2014) 84
Tabela 3.13 - Dimensionamento das lajes pela EOTA (2017) 84
Tabela 3.14 - Dimensionamento das lajes pelo *fib* Model Code 2010 (2013) – Nível I 85
Tabela 3.15 -Dimensionamento das lajes pelo *fib* Model Code 2010 (2013) – Nível II 85
Tabela 3.16 - Dimensionamento das lajes pelo fib Model Code 2010 (2013) – Nível III 85
Tabela 4.1 - Relação V_{test}/V_{flex} 93
Tabela 4.2 - Parâmetros estatísticos 136

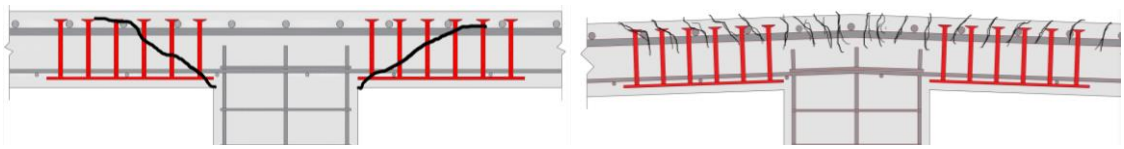
SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1
1.1 Justificativa 8
1.2 Objetivos 8
1.2.1 Objetivo Geral 8
1.2.2 Objetivos Específicos 9
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 10
2.1 Recomendações Normativas 10
2.1.1 NBR 6118 (2014): Projeto de estruturas de concreto: Procedimentos 10
2.1.2 ACI 318 (2019): *Building Code requirements for structural concrete e ACI 421.1 R-20: Guide for Shear Reinforcement for Slabs* 14
2.1.3 Eurocode 2 (2014): Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings 17
2.1.4 EOTA (2017) – Organização Europeia de Avaliação Técnica 19
2.1.5 *fib* Model Code 2010 (2013) 23
2.1.6 Resistência à Flexão 28
2.2 Fatores que influenciam na resistência à punção 31
2.2.1 Taxa de armadura de flexão 31
2.2.2 Dimensões e o tipo da seção do pilar 35
2.2.3 Altura útil da laje e *Size effect* – Efeito de tamanho 37
2.2.4 Arranjo 39
2.2.5 Resistência à compressão do concreto 41
2.2.6 Taxa de armadura de cisalhamento 43
2.3 Tipos de armaduras de cisalhamento 44
2.3.1 Barras dobradas 44
2.3.2 Estribos: fechados, abertos e contínuos 45
2.3.3 *Studs rails* e *double heads* 47
2.3.4 Armaduras treliçadas: treliças Filligran e barras treliçadas 49
2.3.5 Estribos treliçados pré-fabricados 52
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 56
3.1 Características gerais das lajes 56
3.2 Materiais 62

3.2.1 Armadura de Flexão 62
3.2.2 Armadura dos pilares 64
3.2.3 Armadura de Cisalhamento 65
3.2.4 Armadura complementar 66
3.2.5 Concreto 67
3.2.6 Propriedades mecânicas dos materiais 69
3.3 Instrumentação 72
3.3.1 Deslocamentos verticais 73
3.3.2 Deformações no concreto e nas armaduras de flexão 73
3.3.3 Deformações nas armaduras de cisalhamento e complementares 75
3.4 Dimensionamento das lajes 80
3.4.1 Dimensionamento das lajes à flexão 81
3.4.2 Dimensionamento das lajes à punção 81
3.5 Sistema de ensaio 85
4 RESULTADOS 88
4.1 Deslocamentos Verticais da Laje 88
4.2 Deformações de flexão e na face do concreto 92
4.3 Deformações nas armaduras de cisalhamento e complementares 106
4.4 Mapa de Fissuração 123
4.5 Estimativas normativas e modos de rupturas das lajes 128
5 CONCLUSÕES 136
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 140

1 INTRODUÇÃO

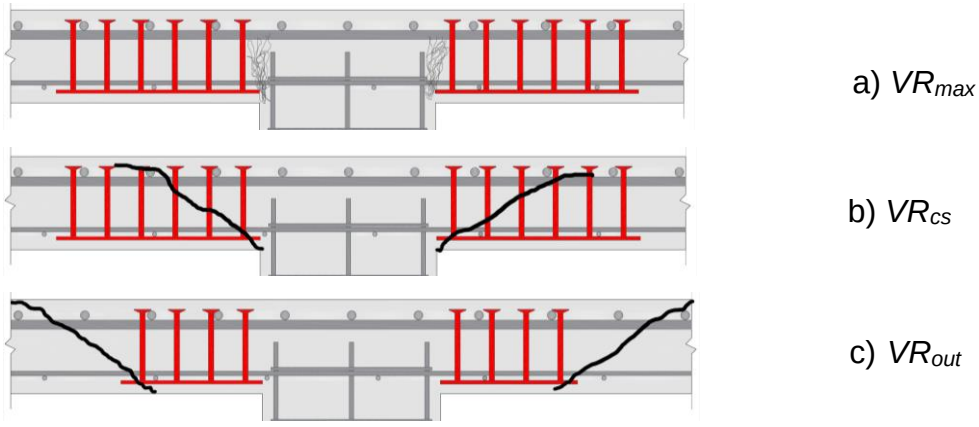
As lajes lisas de concreto armado podem chegar à ruína por dois modos: punção ou flexão. A punção em lajes lisas é definida como sendo uma ruptura brusca e frágil devido às tensões cisalhantes na região de ligação entre a laje e o pilar sem que ocorra o escoamento da armadura de flexão. De acordo com Broms (2005) ela se caracteriza pelo surgimento de fissuras inclinadas que saem da extremidade do pilar em direção a superfície da laje formando um tronco de cone (Figura 1.1a). A ruptura por flexão de acordo com Barros (2016) geralmente ocorre de forma dúctil com o escoamento da armadura de flexão tracionada podendo ser percebido fissuras, deformações e deflexões antes da ruptura da estrutura (Figura 1.1b).



a) Punção b) Flexão

Figura 1.1 - Modos de ruptura em lajes lisas.

A verificação ao cisalhamento na ligação laje-pilar das lajes lisas em concreto armado é o ponto crítico do dimensionamento no estado limite último. De acordo com Ruiz e Muttoni (2009), para lajes lisas armadas com armaduras de cisalhamento, a ruptura por punção pode ocorrer de três formas: pelo esmagamento da biela de concreto localizada próxima ao pilar, VR_{max}, (Figura 1.2a), por tração diagonal com fissuras que cortam as armaduras de cisalhamento, VR_{cs}, (Figura 1.2b) e por tração diagonal com fissuras fora das armaduras de cisalhamento, V_{Rout}, (Figura 1.2c).



a) VR_{max}

b) VR_{cs}

c) VR_{out}

Figura 1.2 - Tipos de ruptura por punção em lajes lisas com armaduras de cisalhamento.

Além dos modos de ruptura e das superfícies de ruptura mencionadas, Regan e Samadian (2001), Gomes e Andrade (2000) e Hassan, Ahmed e Benmokrane (2015) observaram o rompimento em lajes lisas por fissuras horizontais localizadas entre as armaduras de flexão e as de cisalhamento quando utilizavam armaduras de cisalhamento não ancoradas nas armaduras de flexão, denominando-as de fissuras de delaminação (Figura 1.3).

Figura 1.3 - Fissuras de delaminação observadas por Hassan, Ahmed e Benmokrane (2015). (Hassan, Ahmed e Benmokrane, 2015)

Diversos parâmetros influenciam na resistência à punção em lajes lisas como a resistência à compressão do concreto, as dimensões e o tipo de seção do pilar, o efeito de tamanho (fator que leva em consideração a altura útil da laje), a taxa de armadura de flexão, o arranjo e a utilização de armaduras de cisalhamento. Pesquisas realizadas ao longo dos anos mostram que a melhor opção para o controle da ruptura por punção em lajes lisas é a utilização de armaduras de cisalhamento (BEUTEL e HEGGER, (2002), RUIZ e MUTTONI, (2010), EID, MAGDY e AHMED (2018), BROMS (2019) e LIMA (2021)).

A pesar de ser um assunto pesquisado há mais de 70 anos, o estudo das armaduras de cisalhamento em lajes lisas continua sendo um assunto atual e de grande importância no cenário acadêmico e científico internacional. Nos últimos anos, muitas pesquisas sobre o tema foram desenvolvidas e publicadas em revistas de grande impacto internacional como as realizadas por Lima (2021), Broms (2020, 2019), Tobiran et al. (2019), Ghali e Gayed (2019), Hassan et al. (2018), Eom et al. (2017, 2018), Eid, Magdy e Ahmed (2018), Hussain, Eisa e Roshdy (2017), Fucher (2017), Dam, Wight e Parra-montesinos (2017), Fucher e Bauermeist (2017), Ricker et al. (2017), Shu et al. (2017), Al-Nasra (2018), Kueres et al. (2017), Einpaul et al. (2016), Dam e Wight (2016) entre outros autores.

Nestas pesquisas são utilizadas para o controle da ruptura por punção diferentes tipos de armaduras de cisalhamento como barras dobradas, estribos

fechados, estribos contínuos, studs, treliças etc. A maior parte delas tem como ponto comum a sua fixação nas armaduras de flexão, de forma que, as armaduras de flexão posicionam-se entre as armaduras de cisalhamento com a intenção de ter-se a melhor ancoragem possível, o que foi confirmado em pesquisas como a de Yamada et al. (1992) e Lima (2021) onde os estribos ancorados nas armaduras de flexão obtiveram maior ganho de resistência chegando ao dobro do valor da laje sem armadura de cisalhamento, enquanto as lajes com estribos posicionados internamente às armaduras de flexão sem ancoragem tiveram desempenho inferior às lajes ancoradas.

As armaduras de flexão têm papel importante na região da ligação laje-pilar por ser um local que apresenta elevados momentos negativos, portanto, maiores concentrações de armaduras de flexão. Quando as armaduras de flexão não estão bem ajustadas com as armaduras de cisalhamento podem comprometer o desempenho geral desta região. Segundo Broms (2000), Oliveira et al. (2000) e Criswel, Ospina e Hawkins (2017) as armaduras de flexão influenciam na resistência à punção e, dependendo da quantidade das taxas de armadura, podem mudar o modo de ruptura de punção para flexão. Para isso, deve-se observar a escolha do tipo de armadura de cisalhamento para que esta se ajuste de forma eficiente às armaduras de flexão.

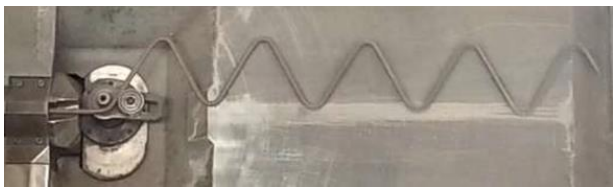
O estudo de armaduras de cisalhamento que reduzam o conflito de posicionamento com as armaduras de flexão tem sido desenvolvido ao longo dos anos como as pesquisas de Gomes e Andrade (2000), Regan e Samadian (2001), Trautwein (2006 e 2011), Park et al. (2007), Caldentei et al. (2013), Furche (2014), Broms (2019), Ferreira et al (2021) e Lima (2021). Caldentei et al. (2013) ensaiou lajes com estribos fechados posicionados internamente às armaduras de flexão e lajes com estribos fechados ancorados nas armaduras de flexão, em ambos os casos o percentual de ganho de resistência ficou torno de 20% em relação a resistência da laje sem armadura de cisalhamento. Já a pesquisa de Trautwein et al. (2011) que testaram *studs* posicionados internamente às armaduras de flexão superior e inferior obtiveram acréscimo de resistência de 108% em relação a laje de referência, sem armadura de cisalhamento, entretanto, as lajes apresentaram fissuras de delaminação e para corrigir a falha de ancoragem ele utilizou ganchos tipo U como armadura complementar.

Ferreira et al. (2016) desenvolveram uma armadura de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado com o objetivo de apresentar uma solução técnica e

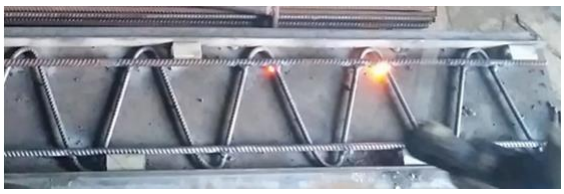
construtiva para o problema da resistência à punção em lajes lisas na ligação laje-pilar. Posicionada entre as armaduras de flexão superior e inferior ela possibilita rapidez na execução e economia de mão de obra, pois é dobrada industrialmente e posicionada no local da obra.

A armadura de cisalhamento é utilizada em módulos formados por um conjunto de treliças que são produzidas a partir da dobra de barras retas de aço CA-50 com diâmetro $\emptyset_x$ mm (Figura 1.4a). Em cada uma são fixadas através de soldagem duas barras retas com diâmetro imediatamente superior ao diâmetro da treliça e afastadas a 2cm das respectivas bordas com a função de aumentar a ancoragem (Figura 1.4b).

O módulo de estribos é composto pela junção de várias treliças através da fixação de barras retas de $\emptyset_x$ 5,0mm com arame recozido (Figura 1.5). A Figura 1.6 apresenta o detalhamento para a confecção de um módulo de estribos treliçados pré-fabricados e na Figura 1.7 o processo de montagem das lajes com os módulos com a seguinte sequência executiva: armadura de flexão inferior (1.7a), fixação das armaduras complementares inferiores (ganchos) na armadura de flexão (Figura 1.7b), posicionamento dos módulos das armaduras de cisalhamento (Figura 1.7c), posicionamento das armaduras de flexão superiores (Figura 1.7d) e fixação das armaduras complementares superiores (ganchos) na armadura de flexão (Figura 1.7e), a Figura 1.7f apresenta em corte a montagem finalizada de uma laje armada com estribos treliçados pré-fabricados.



a) Dobragem do aço



b) Confecção da treliça por processo de soldagem

Figura 1.4 - Confecção dos estribos treliçados

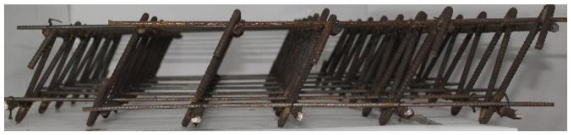
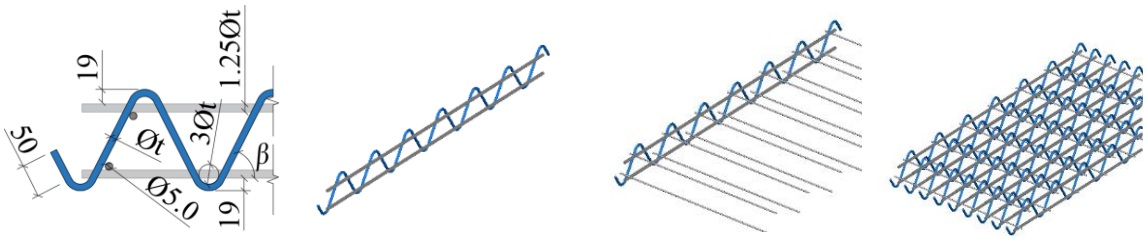
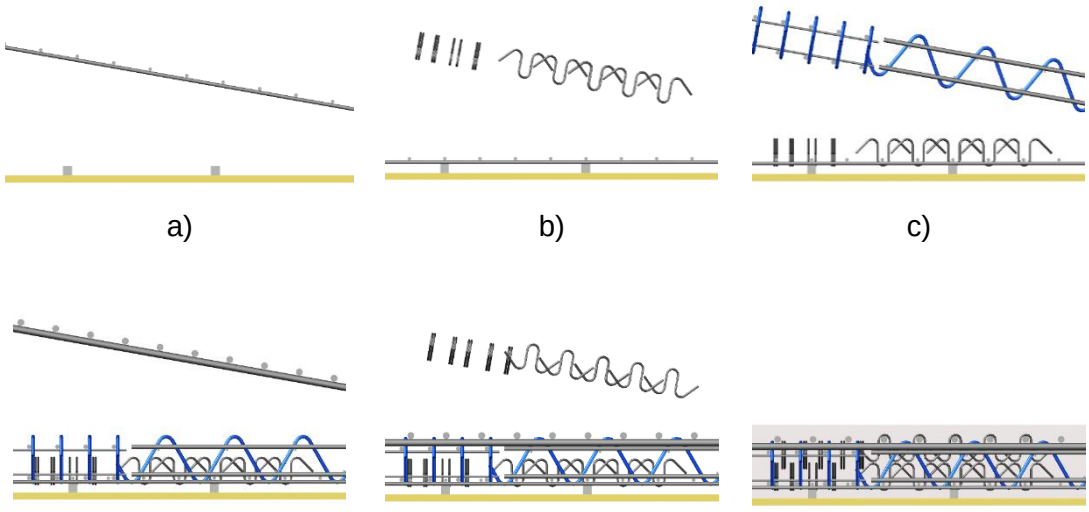


Figura 1.5 - Módulo inclinado dos estribos treliçados pré-fabricados



a) Detalhamento b) Treliças planas c) Montagem dos modulos

Figura 1.6 - Montagem do estribo treliçado (Ferreira et al., 2021)

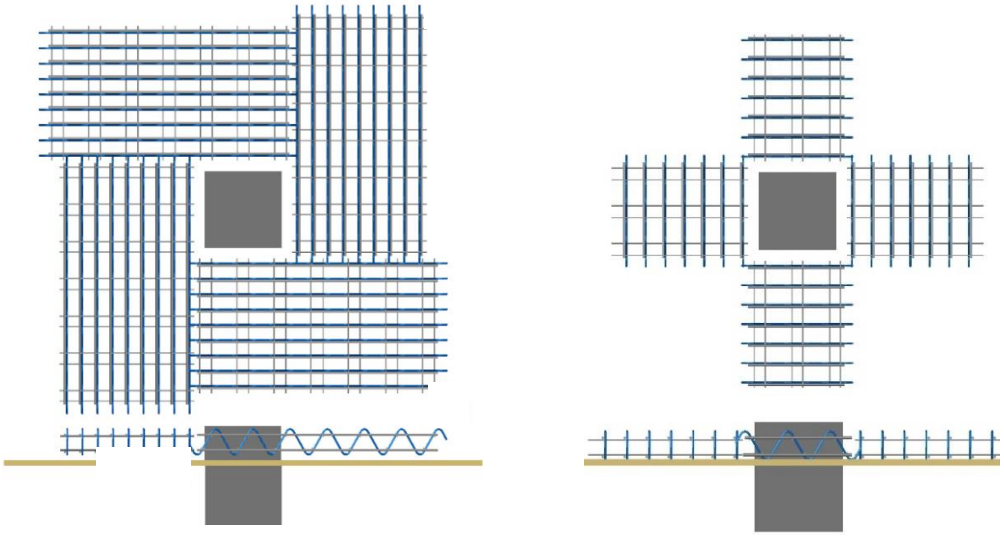


a) b) c)

d) e) f)

Figura 1.7 - Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados (Ferreira et al., 2021)

A quantidade de treliças e o espaçamento entre elas é definido na formulação do projeto estrutural, com a escolha do arranjo (grade ou cruz Figura 1.8) e dos espaçamentos (espaçamento constante ou estribos concentrados próximos ao pilar) obtendo-se a área de aço prevista no dimensionamento. A Figura 1.9a apresenta o modelo final do posicionamento das armaduras de cisalhamento em uma laje e a Figura 1.9b o modelo final com as armaduras de flexão e complementares fixadas.



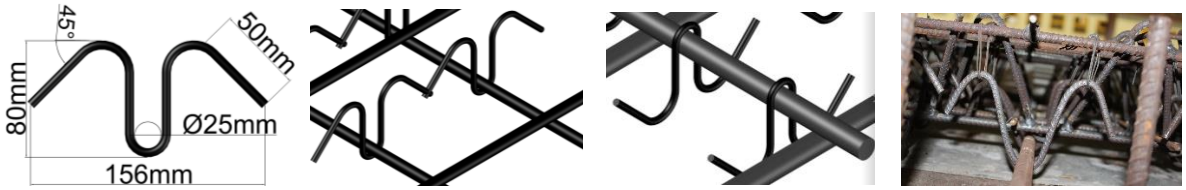
a) Arranjo em grade b) Arranjo em cruz

Figura 1.8 – Arranjos para utilizar estribos treliçados pré-fabricados (Ferreira et al., 2021)

a) Posicionamento da armadura de cisalhamento b) Posicionamento das armaduras de flexão e complementares

Figura 1.9 - Laje armada com estribos treliçados pré-fabricados

Para que ocorra a ancoragem das armaduras de cisalhamento são utilizadas armaduras complementares do tipo ganchos U (Figura 1.10) distribuídos a uma distância à 2*d* das faces dos pilares, garantindo ancoragem entre as armaduras de flexão e o concreto na zona frágil entre as armaduras de cisalhamento e as de flexão para que não ocorra ruptura por delaminação devido a formação de um plano de ruína por tração direta.



a) Detalhe do gancho b) Gancho inferior c) Gancho superior d) Posicionamento na laje

Figura 1.10 - Armadura complementar – ganchos.

Os primeiros testes com esta armadura de cisalhamento foram realizados por Ferreira et al. (2016) em vigas faixas de concreto armado com o intuito de verificar a eficiência da armadura no controle das fissuras por cisalhamento, obtendo resultados positivos e acréscimo de resistência, entretanto, percebeu-se que surgiram fissuras de delaminação. Souza et al. (2017) e Tapajós (2017) também realizaram estudos com esta armadura em vigas faixas de concreto armado com a utilização das armaduras complementares, obtendo resultados semelhantes aos primeiros de Ferreira et al. (2016) quanto ao ganho de resistência, mas com redução das aberturas das fissuras de delaminação.

Freitas (2018) realizou a primeira pesquisa utilizando estas armaduras em lajes lisas para ganho de resistência à punção. O principal objetivo foi verificar a resistência superior dessas armaduras dimensionando as lajes para romperam por compressão diagonal (esmagamento da biela do concreto próximo ao pilar), tendo como previsão valores de $VR_{max}/VR_c \cong 2{,}5$. Para isso, as lajes foram dimensionadas utilizando-se altas taxas de armadura de flexão, em torno de 2,0%, eliminando a possibilidade de ruptura por flexão. Para que não rompessem por tração diagonal dentro da região das armaduras elas foram dimensionadas utilizando-se altas taxas de armadura de cisalhamento entre 1,2% e 1,32%, ficando os valores de VR_{cs} em torno de $3{,}0VR_c$ e para que as lajes não rompessem por tração diagonal fora da região das armaduras, (VR_{out}), além das altas taxas de armadura de cisalhamento também foram utilizadas 9 camadas da armadura de cisalhamento.

As armaduras de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado foram testadas com duas inclinações em relação à laje, à 90º e à 60º, obtendo-se ganhos de resistência de 64% e 92% em relação aos valores de resistência da laje sem armadura de cisalhamento.

1.1 Justificativa

O fato das normativas relacionadas ao dimensionamento à punção em lajes lisas terem sido desenvolvidas por métodos empíricos dificulta o entendimento do comportamento real dessas estruturas. Para Feliciano (2011) a realização de ensaios experimentais é um dos melhores caminhos para entender o fenômeno da punção, pois permite a comparação com as prescrições normativas e a adequação dessas normas a um dimensionamento seguro e econômico.

Ferreira et al (2016) desenvolveu e patenteou como criação da Universidade Federal do Pará a armadura de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado (BR 102015006518-3 A2)**.** Freitas (2018) e Ferreira et al (2021) apresentaram os resultados do uso dessa armadura em lajes lisas dimensionadas para ter um valor de $VR_{máx}/V_{Rc} \cong 2{,}5$ com o intuito de induzir à ruína por compressão diagonal (biela do concreto próximo ao pilar) obtendo resultados positivos em ganho de resistência e ductilidade.

Portanto, este trabalho tem como motivação dar continuidade aos estudos com a armadura de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado em lajes lisas dimensionadas para romperem por punção dentro da região das armaduras, mas com taxa de armaduras de flexão e cisalhamento em torno de 1% e entre 0,49% e 0,99%, respectivamente, e a partir dos resultados seguir para a consolidação da patente como armadura de cisalhamento confiável para o uso em lajes lisas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é analisar experimentalmente o desempenho de 5 (cinco) lajes lisas de concreto armado sob carregamento simétrico armadas com armaduras de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado inclinados à 60º em relação à laje, com as taxas de armadura de flexão e de cisalhamento em situações de uso convencionais com 1% para as armaduras de flexão e entre 0,49% e 0,99% para as de cisalhamento. As lajes foram dimensionadas para obter-se uma relação entre VR_{cs}/VR_c de 1,7 prevendo-se como modos de rupturas tração diagonal dentro da região das armaduras para todas as lajes, otimizando o uso das armaduras quanto

a taxa de armadura, quando comparadas com as taxas de armaduras de cisalhamento e flexão utilizadas por Freitas (2018), assim como, em relação aos arranjos e espaçamentos, uma vez que, o uso destas armaduras não está previsto pelas normas vigentes.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a influência da concentração de armaduras de cisalhamento dentro da região à 1,125*d* da face do pilar devido à redução do espaçamento entre as camadas e comparando os resultados entre as lajes com mesmos parâmetros, mas com espaçamentos diferentes;
- Verificar a influência da taxa de armadura de cisalhamento no desempenho da ligação laje-pilar;
- Analisar o comportamento das armaduras de cisalhamento através da instrumentação verificando a variação das deformações ao longo do seu corpo na 1ª e na 3ª camada presentes dentro da região à 2*d* da face do pilar da laje SW5;
- Analisar o comportamento das armaduras de cisalhamento através da instrumentação verificando a variação das deformações ao longo da formação da fissura crítica na laje SW5;
- Analisar o comportamento das armaduras complementares (ganchos) através da instrumentação verificando as deformações que ocorrerão tanto nas armaduras superiores como inferiores dentro da região à 2*d* da face do pilar;
- Verificar a segurança de utilizar as normas de dimensionamento correntes ao utilizar os estribos treliçados pré-fabricados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada uma revisão sobre as recomendações normativas nacional (NBR 6118 (ABNT, 2014) e internacionais (Eurocode2 (2014), ACI 318 (2019), *fib* Model Code 2010 (2013) e o relatório técnico da EOTA (2017)) para o cálculo e dimensionamento de lajes lisas com carregamento centralizado, os principais fatores que influenciam na resistência à punção em lajes lisas e os principais tipos de armaduras de cisalhamento utilizadas para o controle da ruptura por punção.

2.1 Recomendações Normativas

2.1.1 NBR 6118 (2014): Projeto de estruturas de concreto: Procedimentos

Para o dimensionamento à punção de lajes lisas com pilares internos a norma brasileira recomenda a verificação da resistência à punção em três superfícies críticas, C, C' e C", com respectivos perímetros de controle, u_0, u_1 e u_{out}, apresentados nas Figuras 2.1 e 2.2. Para lajes sem armadura de cisalhamento a verificação é feita nas superfícies críticas C e C' e para lajes com armaduras de cisalhamento nas três superfícies.

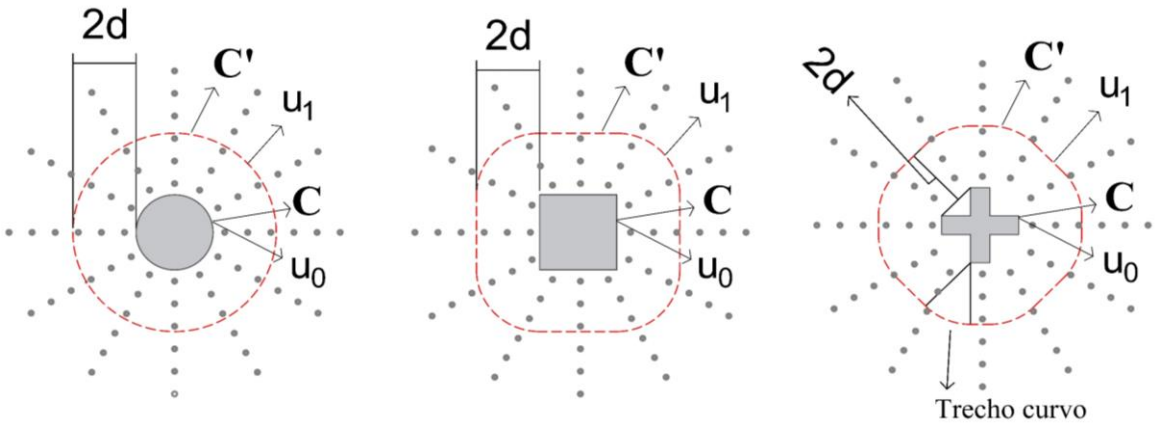


Figura 2.1 - Superfícies de controle C e C' e perímetros de controle u_0 e u_1. (Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

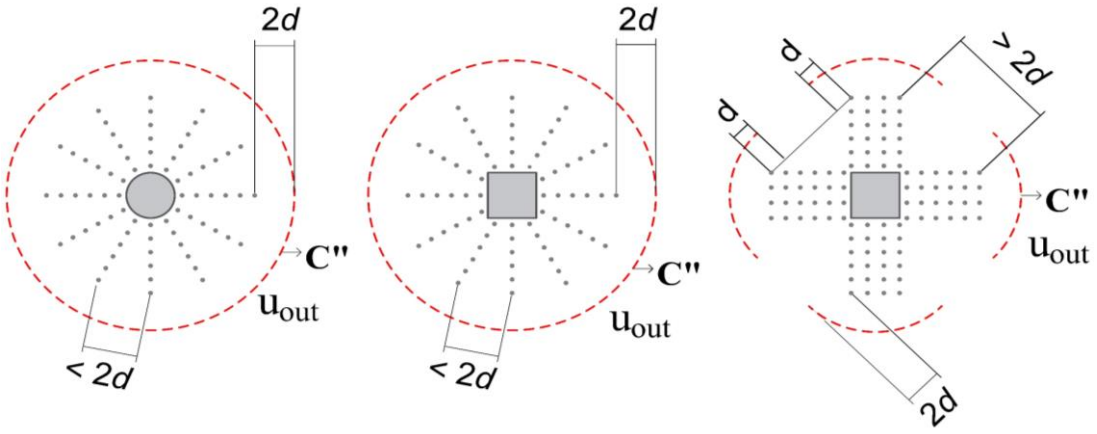


Figura 2.2 - Superfície de controle C" e perímetro de controle u_{out}. (Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014))

Para lajes com arranjos em grade a NBR 6118 (ABNT, 2014) não estabelece os critérios referentes aos perímetros de controle, por isso, neste trabalho será utilizado o arranjo adotado por Freitas (2018), que estudou lajes lisas com estribos treliçados pré-fabricados com arranjos em grade e adaptou os perímetros de controle descritos na norma chegando ao modelo de perímetro de controle mostrado na Figura 2.3.

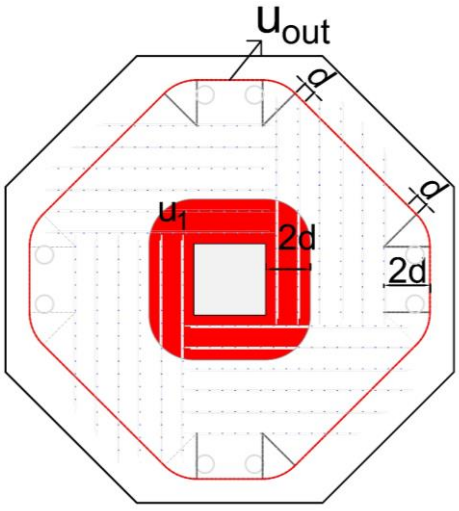


Figura 2.3 - Perímetro de controle adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014) (adaptado de Freitas. (2018)).

Na primeira superfície crítica, que corresponde ao contorno do pilar (C), é verificada a tensão de compressão diagonal do concreto por meio da Equação 2.1, esta verificação é realizada para lajes com ou sem armaduras de cisalhamento.

$$VR_{maxd} = 0{,}27 \times \alpha_{\upsilon} \times f_{cd} \times u_0 \times d \qquad (2.1)$$

Onde:

VR_{maxd} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

α_v é o fator de redução da eficiência da resistência à compressão da biela devido a sua localização em uma zona fissurada, provocada por tensões de tração lateral, dado pela Equação 2.2:

$$\alpha_{\upsilon} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right);\ f_{ck} \text{ em MPa} \qquad (2.2)$$

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto em MPa;

f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa;

u_0 é o perímetro de controle no contorno C – perímetro do pilar em mm;

d é a altura útil da laje em mm dada pela Equação 2.3:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \qquad (2.3)$$

d_x e d_y são as alturas úteis da laje nas duas direções ortogonais da laje;

A Norma permite um acréscimo no valor de cálculo da resistência da biela em 20% quando os vãos que chegam ao pilar interno não diferem em 50% e não existam aberturas próximas ao pilar.

A segunda superfície crítica (contorno C') refere-se a superfície afastada à 2*d* da face do pilar, na qual deve-se verificar a capacidade da ligação à punção associada à resistência à tração diagonal. Para lajes sem armadura de cisalhamento a resistência é obtida pela Equação 2.4 que resulta no valor referente a parcela resistente do concreto ao cisalhamento. Para lajes com armadura de cisalhamento a resistência deve ser calculada através da Equação 2.5 que considera a resistência das armaduras e parte da resistência do concreto.

$$VR_{cd} = 0{,}13 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \times \left(100 \times \rho \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times u_1 \times d\right) \qquad (2.4)$$

$$VR_{csd} = 0{,}10 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \times \left(100 \times \rho \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times u_1 \times d + 1{,}5 \times \frac{d}{S_r} \times A_{sw} \times f_{ywd} \times \operatorname{sen}\alpha \qquad (2.5)$$

Onde:

VR_{cd} é a resistência do concreto ao cisalhamento em lajes sem armadura de cisalhamento;

VR_{cd} é a resistência à tração diagonal referente a soma das resistências das armaduras de cisalhamento e do concreto;

ρ é a taxa de armadura de flexão aderente obtida pela Equação 2.6:

$$\rho=\sqrt{\rho_x \times \rho_y} \qquad (2.6)$$

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura de flexão aderente nas duas direções ortogonais da laje na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3*d* para cada um dos lados;

u_1 é o perímetro de controle no contorno C' afastado à 2d da face do pilar;

S_r é o espaçamento entre as camadas de armadura de punção;

A_{sw} é a área de aço das armaduras de punção em um contorno completo paralelo a C';

f_{ywd} é a resistência da armadura de punção, não maior que 300MPa para conectores e 250MPa para estribos em lajes com espessura até 15cm; para lajes maiores que 35cm resistência de 435MPa e para alturas intermediárias deve-se fazer interpolação linear;

α é o ângulo de inclinação entre a armadura de cisalhamento e a laje.

Na terceira superfície crítica, contorno C", é verificada a resistência à tração diagonal na região afastada à 2*d* da última camada das armaduras de cisalhamento, esta verificação é realizada apenas em lajes armadas à punção. A força resistente nesta superfície é obtida através da Equação 2.7.

$$VR_{outd}=0{,}13\times\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\times\left(100\times\rho\times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}\times u_{out}\times d \qquad (2.7)$$

Onde:

VR_{outd} é a força resistente à tração diagonal na área afastada à 2*d* da última camada de armaduras de cisalhamento;

u_{out} é o perímetro de controle do contorno C" afastado à 2*d* da última camada de armaduras de cisalhamento.

2.1.2 ACI 318 (2019): *Building Code requirements for structural concrete e ACI 421.1 R-20: Guide for Shear Reinforcement for Slabs*

A Norma Americana recomenda a verificação da resistência à punção para lajes sem e com armadura de cisalhamento. No primeiro caso, é verificado a tensão resistente à punção por tração diagonal na região afastada a 0,5*d* da face do pilar (Figura 2.4), o valor da resistência é obtido através do cálculo de três equações (Equação 2.8), sendo adotado o menor valor entre eles.

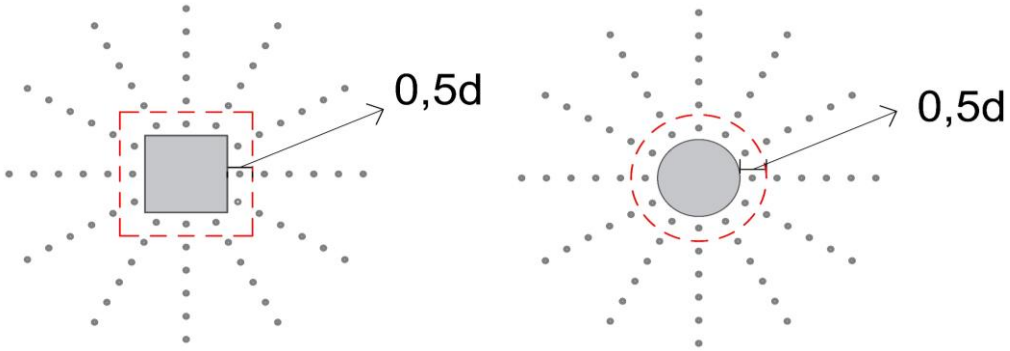


Figura 2.4 - Perímetro de controle u_1. (Adaptado ACI 318, 2019)

$$VR_{cd} < \begin{cases} 0{,}33\times\lambda_s\times\sqrt{f_c'}\times u_1\times d \\ 0{,}17\times\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\times\lambda_s\times\sqrt{f_c'}\times u_1\times d \\ 0{,}083\times\left(\alpha_s\times\frac{d}{u_1}+2\right)\times\lambda_s\times\sqrt{f_c'}\times u_1\times d \end{cases} \qquad (2.8)$$

Onde:

λ_s é o *size effect* (fator de tamanho) calculado através da Equação 2.9

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0{,}004\times d}} \leq 1 \qquad (2.9)$$

f'_c é a resistência do concreto limitado a 69 MPa;

u_1 é o perímetro de controle afastado a 0,5*d* da face do pilar;

β_c é a razão entre o maior e o menor comprimento dos lados do pilar;

α_s é uma constante que varia de acordo com o posicionamento do pilar, sendo: 40 para pilares internos; 30 para pilares de borda e; 20 para pilares de canto.

Para lajes com armaduras de cisalhamento, esta norma recomenda que sejam verificados três possíveis modos de ruptura, VR_{cs}, VR_{out} e $VR_{max.}$ No primeiro, em que as fissuras cortam as armaduras de cisalhamento, é verificado a resistência à tração diagonal na região afastada a 0,5*d* da face do pilar (u_1) cujo valor é obtido através da Equação 2.10, que considera o valor da resistência do concreto (Equação 2.11) acrescido da parcela resistida pelas armaduras (Equação 2.12).

$$VR_{csd} = VR_c + VR_s \qquad (2.10)$$

$$VR_{cd} = \left\{ \begin{array}{l} 0{,}17 \times \lambda_s \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \;\rightarrow \text{estribos} \\ < \left\{ \begin{array}{l} 0{,}25 \times \lambda_s \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \\ \left(0{,}17 + \dfrac{0{,}33}{\beta_c}\right) \times \lambda_s \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \\ \left(0{,}17 + \dfrac{0{,}083 \times \alpha_s \times d}{u_1}\right) \times \lambda_s \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \end{array} \right\} \rightarrow \text{studs} \end{array} \right\} \qquad (2.11)$$

$$VR_{sd} = A_{sw} \times f_{yw,ef} \times \left(sen_\alpha \times sen_\beta\right) \times \frac{d}{S_r} \qquad (2.12)$$

Onde:

A_{sw} é a área de aço das armaduras de cisalhamento referente a uma camada paralela ao perímetro de controle u_1;

$f_{yw,ef}$ *é* a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, limitada a 420MPa;

α é o ângulo de inclinação entre a armadura de cisalhamento e a laje;

β é o ângulo de inclinação da perna do estribo na formação da treliça.

No segundo modo de ruptura, $VR_{out,}$ a ruptura ocorre fora da área das armaduras, onde é verificado a resistência à punção por tração diagonal na região afastada a 0,5*d* da última camada de armadura de cisalhamento (Figura 2.5), calculada a partir da Equação 2.13.

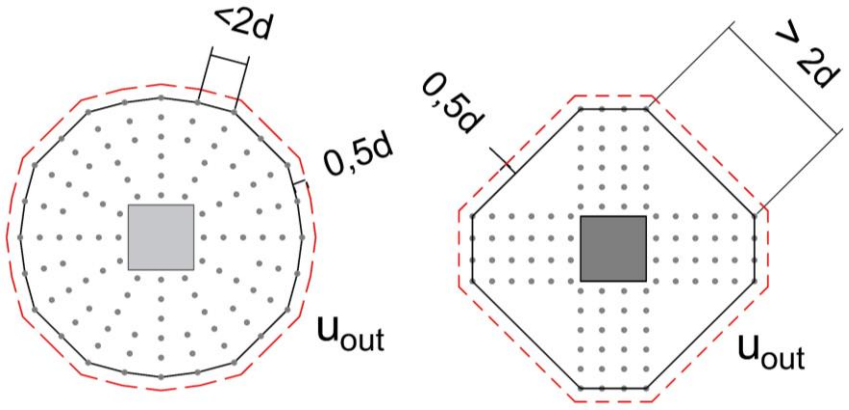


Figura 2.5 - Perímetro de controle u_{out}. (Adaptado ACI 318, 2019)

$$VR_{outd} = 0{,}17 \times \lambda_s \times \sqrt{f_c'} \times u_{out} \times d \qquad (2.13)$$

Para arranjos em grade esta norma não estabelece como deve ser quantificado o perímetro de controle $u_{out,}$ para este trabalho serão utilizados os modelos adotados por Freitas (2018) apresentados na Figura 2.6.

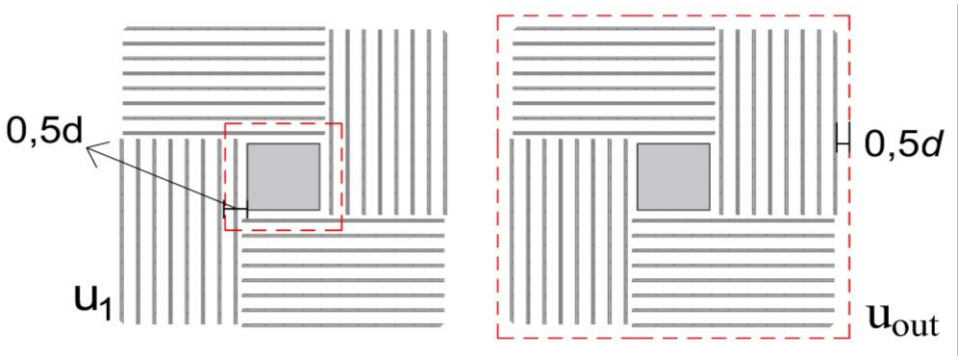


Figura 2.6 - Perímetros u_1 e u_{out} adotado por Freitas (2018). (Adaptado de Freitas (2018))

O terceiro modo de ruptura, $VR_{max,}$ ocorre pelo esmagamento da biela comprimida do concreto próximo ao pilar, a resistência é calcula através da Equação 2.14.

$$VR_{maxd} = \begin{cases} \phi_x \times 0{,}5 \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \rightarrow \text{estribos} \\ \\ \phi \times 0{,}66 \times \sqrt{f_c'} \times u_1 \times d \rightarrow \text{studs} \end{cases} \qquad (2.14)$$

Onde:

Ø é um fator de redução no valor de 0,75.

2.1.3 Eurocode 2 (2014): Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings

A Norma Europeia, Eurocode 2 (2014), define como parâmetros de verificação da resistência à punção em lajes lisas com carregamentos simétricos três áreas de controle com respectivos perímetros de controle u_0 (contorno do pilar), u_1 (afastado à 2*d* da face do pilar) *e* u_{out} (afastado à 1,5*d* da última camada de armaduras de cisalhamento) representados nas Figuras 2.7 e 2.8. Para esta pesquisa, com arranjo em grade, foi utilizada a mesma adaptação feita por Freitas (2018) para u_{out} da NBR 6118 (ABNT, 2014), mas com perímetro afastado à 1,5*d* da última camada de armaduras de cisalhamento.

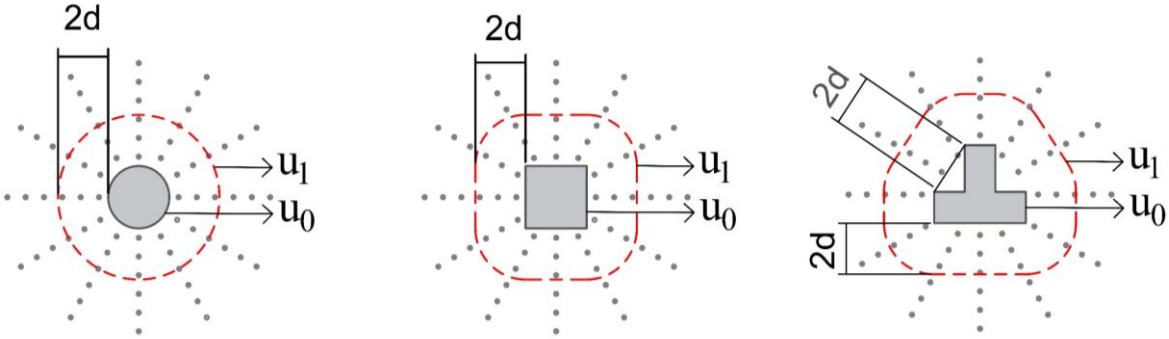


Figura 2.7 - Perímetros de controle u_0 e u_1. (Adaptado Eurocode 2, 2014)

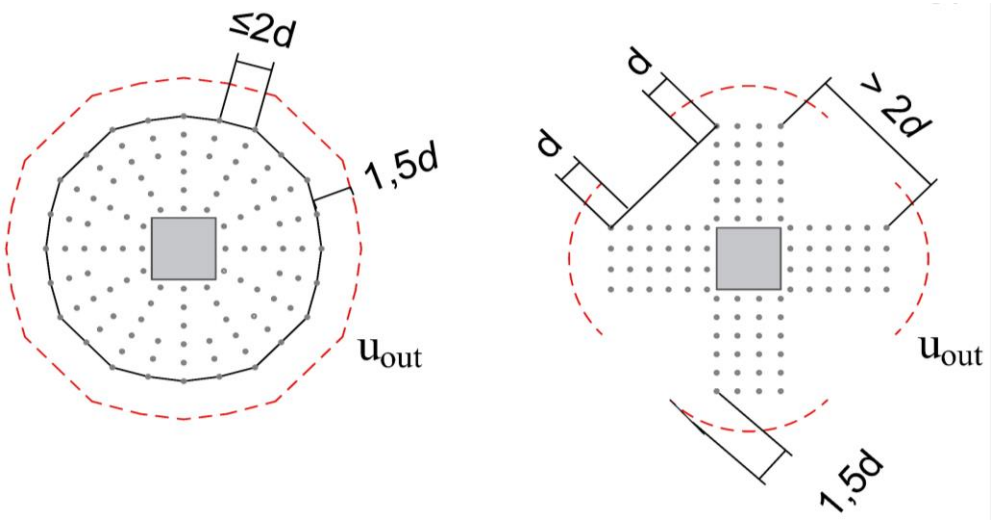


Figura 2.8 - Perímetros de controle u_{out}. (Adaptado Eurocode 2, 2014)

Para lajes sem armaduras de cisalhamento é verificado a resistência à tração diagonal na região afastada à 2*d* da face do pilar através da Equação 2.15. Para lajes com armaduras de cisalhamento, são verificados três modos de ruptura VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max}. O primeiro modo ocorre dentro da região das armaduras e o valor da resistência à tração diagonal é verificada na região afastada à 2*d* da face do pilar (u_1) por meio da Equação 2.16. O segundo modo ocorre fora da região das armaduras, a resistência à tração diagonal é verificada na região afastada à 1,5*d* da última camada das armaduras de cisalhamento, seu valor é obtido pelo uso da Equação 2.17. No terceiro modo é verificado a resistência à compressão diagonal na região próxima ao pilar (u_0) através da Equação 2.18.

$$VR_{cd} = \frac{0,18}{\lambda_c} \times k \times \left(100 \times \rho \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times u_1 \times d \qquad (2.15)$$

$$VR_{csd} = 0,75 \times VR_c + 1,5 \times \left(\frac{d}{S_r}\right) \times A_{sw} \times f_{yw,ef} \times sen_{\alpha} \times u_1 \times d \leq \left(k_{max} \times VR_c\right) \qquad (2.16)$$

$$VR_{outd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times \left(100 \times \rho \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times u_{out} \times d \qquad (2.17)$$

$$VR_{maxd} = 0,4 \times \nu \times f_{cd} \times u_0 \times d \qquad (2.18)$$

Onde:

A_{sw} é a área de aço das armaduras de cisalhamento referente a uma camada paralela ao perímetro de controle u_1;

$f_{yw,ef}$ é a tensão de escoamento efetiva da armadura de cisalhamento obtida pela Equação 2.19:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \times d \leq f_{ywd} \qquad (2.19)$$

k_{max} é o fator que limita a capacidade máxima que pode ser alcançada pela aplicação da armadura de cisalhamento, $k_{max} = 1,5$;

γ_c é o fator de segurança da redução da resistência do concreto;

k é o fator de tamanho (*size effect*) obtido pela Equação 2.20:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \; ; \; d \; em \; mm \qquad (2.20)$$

ρ é a taxa de armadura de flexão aderente obtida pela Equação 2.21:

$$\rho=\sqrt{\rho_x \times \rho_y} \leq 0{,}02 \qquad (2.21)$$

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura de flexão aderente nas duas direções ortogonais da laje;

ν é um fator de redução, dado pela Equação 2.22:

$$\nu=0{,}6\times\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right);\ f_{ck}\ em\ \text{MPa} \qquad (2.22)$$

2.1.4 EOTA (2017) – Organização Europeia de Avaliação Técnica

A EOTA é uma organização sem fins lucrativos que desenvolve Documentos de Avaliação Europeus (EAD) através dos conhecimentos científicos e tecnológicos dos seus membros. A EOTA coordena a aplicação dos procedimentos estabelecidos para um pedido de Avaliação Técnica Europeia (ETA) através do uso das EADs. De acordo com a EOTA uma ETA é:

> "Um documento que fornece informações sobre o desempenho de um produto de construção em relação às suas características essenciais. [...] A ETA fornece a maneira para o fabricante caracterizar e normatizar um produto de construção. A ETA pode ser emitida se o produto de construção não é ou não está totalmente coberto por qualquer norma europeia harmonizada (hEN) e os métodos e critérios de avaliação são estabelecidos num Documento de Avaliação Europeu (DAE)".

Além das ETAs, a EOTA também desenvolve Relatórios Técnicos (TR) que podem ser utilizados como documentos de referência e apoio aos demais documentos emitidos pela organização, neles estão detalhados os aspectos relevantes para os produtos de construção, como projeto, execução e avaliação de testes.

Em 2017 a EOTA lançou o *TR 058 – Increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs – lattice girders – Calculation methods* - que traz os métodos de cálculos da resistência à punção para lajes lisas armadas com estribos do tipo treliça e o *TR 060 - Increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs – double headed studs - Calculation methods,* que apresenta os métodos de cálculos para dimensionamento de lajes lisas armadas com *double headed studs*. Em março de 2018, a EOTA divulgou a ETA - 13/0136 onde estão descritos detalhes como os perímetros de controle, definidos como u_1, afastado

à 2*d* da face do pilar (Figura 2.9) e u_{out} afastado à *1,5d* da última camada das armaduras de cisalhamento (Figura 2.10), seus valores são obtidos com o uso das Equações 2.23 e 2.24 respectivamente, definidas na ETA 13/0136 (2018).

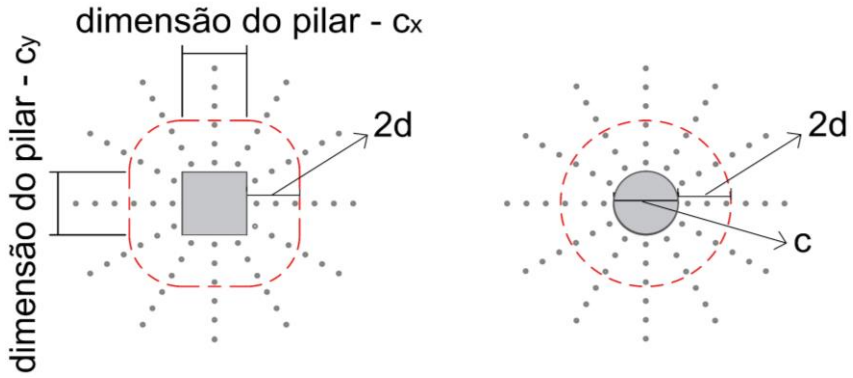


Figura 2.9 - Perímetros de controle u_1. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018)

$$u_1 = \begin{cases} 2\times(c_x + c_y) + 4\times d\times\pi \rightarrow \text{pilares quadrados} \\ \pi\times(c + 4\times d) \rightarrow \text{pilares circulares} \end{cases} \qquad (2.23)$$

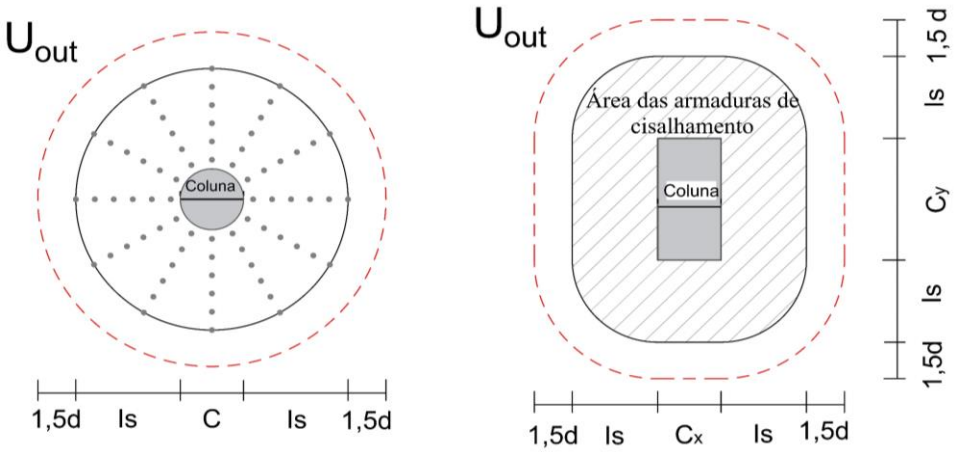


Figura 2.10 - Perímetro u_{out}. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018)

$$u_{out} = \begin{cases} 2\times(c_x + c_y) + \pi\times(2\times I_s + 3\times d) \rightarrow \text{pilares quadrados} \\ \pi\times(2\times I_s + c + 3\times d) \rightarrow \text{pilares circulares} \end{cases} \qquad (2.24)$$

Para a verificação da resistência à punção em lajes lisas, a EOTA estabelece a verificação para lajes sem armaduras e com armaduras de cisalhamento. Assim, para lajes sem armaduras deve ser verificada a resistência à punção no perímetro de controle $u_{1,}$ seu valor é calculado a partir da Equação 2.25. Para lajes com armaduras de cisalhamento devem ser verificados os modos de ruptura VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max}, sendo o primeiro no perímetro u_1 quantificando-se a resistência à tração diagonal através da Equação 2.26, ao contrário das demais normas como ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2014) e NBR 6118 (ABNT, 2014) que para esta verificação (VR_{cs}) consideram as resistências das armaduras de cisalhamento somadas a uma parte da resistência do concreto, a EOTA considera apenas a resistência das armaduras de cisalhamento sem considerar nenhuma participação do concreto para o dimensionamento das lajes lisas. A quantificação da área de aço também é diferente das demais normas, a região onde devem ser quantificadas são mostradas na Figura 2.11.

O segundo modo de ruptura (VR_{out}) ocorre na região fora das armaduras de cisalhamento, sendo verificada a resistência à tração diagonal na região u_{out}, através da Equação 2.27. Por último, é verificado a resistência máxima do concreto na região próxima ao pilar (VR_{max}) através da Equação 2.28.

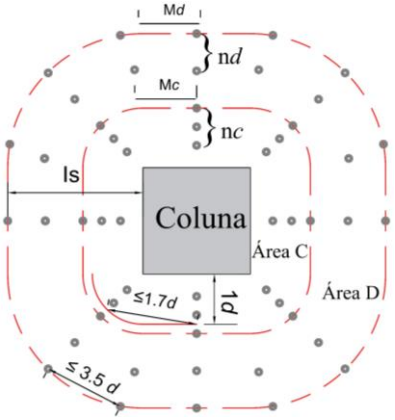


Figura 2.11 - Região para dimensionamento da área de aço das armaduras de cisalhamento. (Adaptado EOTA – ETA 13/0136, 2018)

$$VR_{cd} = C_{RC} \times k \times \left(100 \times \rho \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times u_1 \times d \geq \upsilon_{min} \times u_1 \times d \qquad (2.25)$$

$$VR_{csd} = \frac{f_{yw}}{\gamma_s} \times A_{sw} \times sen_{\alpha} \qquad (2.26)$$

$$VR_{outd} = C_{RC} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times u_{out} \times d \qquad (2.27)$$

$$VR_{maxd} = 1{,}96 \times VR_c \qquad (2.28)$$

Onde:

C_{RC} é um fator empírico, cujo valor é dado pela Equação 2.29:

$$C_{RC} = \begin{cases} \dfrac{0{,}18}{\gamma_c} \rightarrow \text{quando } \dfrac{u_0}{d} \geq 4{,}0;\ u_0 \text{ é o perímetro do pilar} \\ \dfrac{0{,}18}{\gamma_c} \times \left(0{,}1 \times \dfrac{u_0}{d} + 0{,}6\right) \geq \dfrac{0{,}15}{\gamma_c} \rightarrow \text{quando } \dfrac{u_0}{d} < 4{,}0 \end{cases} \qquad (2.29)$$

k é o fator de tamanho (*size effect*) obtido pela Equação 2.20;

ρ é a taxa de armadura de flexão aderente obtida pela Equação 2.30:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \times \rho_y} < \text{entre} \begin{cases} 0{,}02 \\ 0{,}5 \times \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \qquad (2.30)$$

υ_{min} é a tensão mínima obtida pela Equação 2.31:

$$\upsilon_{min} = \begin{cases} \dfrac{0{,}0525}{\gamma_c} \times k^{1{,}5} \times \sqrt{f_{ck}} \rightarrow d \leq 600\text{mm} \\ \dfrac{0{,}0375}{\gamma_c} \times k^{1{,}5} \times \sqrt{f_{ck}} \rightarrow d > 800 \end{cases} \qquad (2.31)$$

f_{yw} é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;

γ_s é o fator de segurança para o aço;

A_{sw} é a área de aço na região afastada à 1,125*d* da face do pilar, dada pela Equação 2.32:

$$A_{sw} = \frac{\pi \times f^2}{4} \times n_c \times m_c \qquad (2.32)$$

α é o ângulo de inclinação entre a armadura de cisalhamento e a laje;

γ_c é o fator de segurança para o concreto;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} é a resistência de cálculo da armadura de flexão;

Φ é o diâmetro da armadura de cisalhamento;

n_c é o número de armaduras de cisalhamento por perímetro dentro da região C;

m_c é o número de perímetros de armaduras de cisalhamento dentro da região C;

n_d é o número de armaduras de cisalhamento por perímetro dentro da região D;

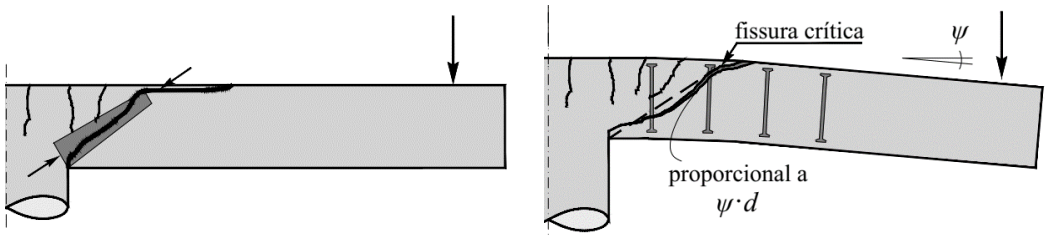
m_d é o número de perímetros de armadura na região D.

O espaçamento para as armaduras na região D é calculada a partir da Equação 2.33:

$$S_{RD} = \frac{d}{n_c} \times \frac{m_d}{m_c} \leq 0{,}75 \times d \qquad (2.33)$$

2.1.5 *fib* Model Code 2010 (2013)

O modelo de cálculo recomendado pelo *fib* Model Code 2010 (2013) é baseado na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento defendida por Muttoni e Schwartz (1991), Muttoni (2008) e Ruiz e Muttoni (2009) assumindo que a resistência da laje à punção está diretamente ligada a abertura de uma fissura crítica e tem seu valor reduzido com o acréscimo da rotação da laje (ψ) que depende da intensidade da carga aplicada e da resistência à flexão da laje (Figura 2.12).



a) Biela cruzada pela fissura crítica (MUTTONI, 2008)

b) Armadura de cisalhamento cruzada pela fissura crítica (RUIZ e MUTTONI, 2009)

Figura 2.12 - Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (adaptado por Pereira Filho, 2021)

Para estimar a rotação da laje o *fib* Model Code 2010 (2013) define quatro níveis de aproximação. O Nível I (ψ_I) é indicado para pré-dimensionamento das lajes

projetadas a partir de modelos de análise elástica linear sem redistribuição significativa de esforços internos. O Nível II (ψ_{II}) é utilizado para casos típicos de dimensionamento de novas estruturas nas quais há significativas redistribuições dos momentos fletores. O Nível III (ψ_{III}) é indicado para verificações especiais em estruturas existentes, utiliza-se equação similar ao Nível II, com os parâmetros r_q e M_s calculados por meio de modelos de análise elástica linear, mas com redução do valor da constante para prever com maior precisão a rotação da laje. O Nível IV (ψ_{IV}) é utilizado apenas em casos especiais de verificação em que sejam conhecidas detalhadamente as características dos materiais e o detalhamento das armaduras. Devem ser calculados a partir de modelos computacionais de análise não linear considerando que há surgimento de fissuras no concreto e escoamento das armaduras.

Para lajes sem armadura de cisalhamento (VR_c) a resistência à punção é calculada a partir da Equação 2.34 para o perímetro de controle u_1 (0,5d da face do pilar – Figura 2.13). Para lajes armadas à punção são realizadas as verificações da ruptura dentro da região das armaduras (VR_{cs} - Equação 2.35), considerando para o cálculo da força resistente do aço a área das barras posicionadas na região entre 0,35d e d da face do pilar, fora da região das armaduras (VR_{out} - Equação 2.36) para perímetro de controle u_{out} (0,5d_{out}) da última camada de armadura de cisalhamento – Figura 2.14) e a resistência máxima da laje (VR_{max}) que é limitada pelo esmagamento da biela do concreto e calculada pela Equação 2.37.

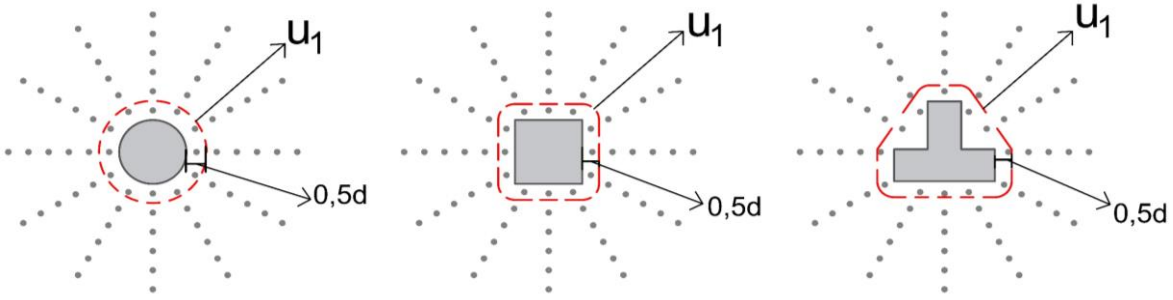


Figura 2.13 - Perímetros de controle u_1. (Adaptado *fib* Model Code 2010, 2013)

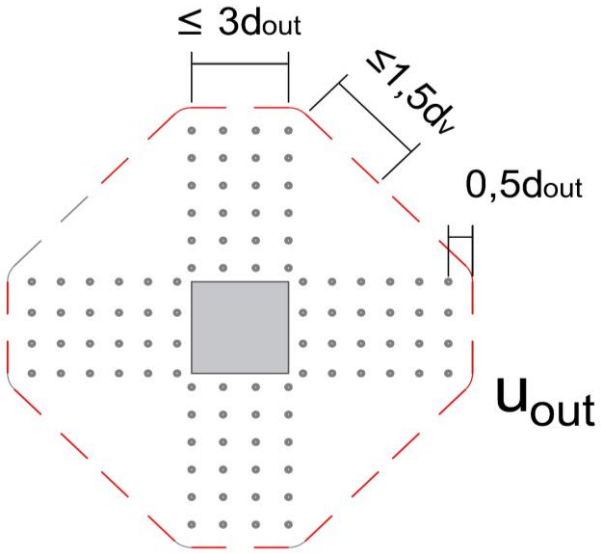


Figura 2.14 - Perímetro de controle u_{out}. (Adaptado *fib* Model Code 2010 (2013)

$$VR_{cd} = k_{\psi} \times \sqrt{f_{ck}} \times u_1 \times d \qquad (2.34)$$

$$VR_{csd} = VR_c + A_w \times n_S \times \sigma_{sw} \times sen_{\alpha} \qquad (2.35)$$

$$VR_{outd} = k_{\psi} \times \sqrt{f_{ck}} \times u_{out} \times d_{out} \qquad (2.36)$$

$$VR_{maxd} = k_{sys} \times VR_c \leq \sqrt{f_{ck}} \times u_1 \times d \qquad (2.37)$$

Onde:

k_{ψ} é um parâmetro que depende da rotação da laje e calculado pela Equação 2.38

$$k_{\psi} = \frac{1}{1{,}5 \times 0{,}9 \times k_{dg} \times \psi \times d} \leq 0{,}6 \qquad (2.38)$$

f_{ck} é a resistência do concreto em MPa;

u_1 é o perímetro de controle afastado à 0,5d da face do pilar;

d altura útil da laje;

n_s número de pernas de armaduras de cisalhamento na região considerada para o dimensionamento;

A_{sw} é a área de aço das armaduras de cisalhamento na seção transversal de um perímetro de armaduras;

σ_{sw} é a tensão atuante na armadura de cisalhamento e calculado pela Equação 2.39:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw}}{6} \times \psi \times \left(sen_{\alpha} + cos_{\alpha}\right) \times \left(sen_{\alpha} + \frac{f_b}{f_{yw}} \times \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{yw} \qquad (2.39)$$

α é o ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento em relação à laje;

u_{out} é o perímetro de controle afastado à $0{,}5d_{out}$ da última camada de armadura de cisalhamento; sendo d_{out} a altura útil da laje reduzido o valor do cobrimento.

k_{sys} é um fator que leva em consideração o desempenho da armadura de cisalhamento, sendo:

$$k_{sys} \begin{cases} 2{,}8 \rightarrow \text{studs;} \\ 2{,}4 \rightarrow \text{estribos;} \\ 2{,}0 \rightarrow \text{outros.} \end{cases}$$

k_{dg} é um parâmetro que leva em consideração a dimensão do agregado graúdo e calculado pela Equação 2.40:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0{,}75; \qquad (2.40)$$

d_g é o diâmetro máximo do agregado;

ψ é a rotação da laje, cujo valor pode ser calculado a partir dos níveis de aproximação desejado;

ψ_I rotação da laje calculado para o nível I de aproximação e calculado pela Equação 2.41:

$$\psi_I = 1{,}5 \times \frac{r_q}{d} \times \frac{f_{ys}}{E_s} \qquad (2.41)$$

ψ_{II} rotação da laje calculado para o Nível II de aproximação e calculado pela Equação 2.42:

$$\psi_{II} = 1{,}5 \times \frac{r_q}{d} \times \frac{f_{ys}}{E_s} \times \left(\frac{M_s}{M_r} \right)^{1{,}5} \qquad (2.42)$$

ψ_{III} rotação da laje calculado para o Nível III de aproximação e calculado pela Equação 2.43:

$$\psi_{III}=1,2\times\frac{r_q}{d}\times\frac{f_y}{E_s}\times\left(\frac{M_s}{M_r}\right)^{1,5} \qquad (2.43)$$

f_b é a tensão de aderência nas armaduras de cisalhamento calculada pela Equação 2.44:

$$f_b=h_1\times h_2\times\sqrt{\frac{f_c^{'}}{25}} \qquad (2.44)$$

r_q raio de carregamento das lajes;

f_{ys} é a tensão de escoamento do aço da armadura de flexão;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura de flexão;

M_s é o momento solicitante da laje calculado pela Equação 2.45:

$$M_s=\frac{V}{8} \qquad (2.45)$$

M_r é o momento resistente da laje calculado pela Equação 2.46:

$$M_r=\rho\times f_{ys}\times d^2\times\left(1\text{-}0,5\times\rho\times\frac{f_{ys}}{f_c^{'}}\right)\leq f_{ys} \qquad (2.46)$$

Φ_x é o diâmetro da barra de armadura de cisalhamento em mm;

f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura de flexão;

ρ é a taxa de armadura de flexão;

h_1 é um parâmetro que leva em consideração a aderência da barra de aço da armadura de cisalhamento;

h_2 é um parâmetro que leva em consideração a tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento;

Sendo:

$$h_1=\begin{cases}1,75 \rightarrow \text{barras com alta aderência}\\ 1,40 \rightarrow \text{barras aderidas com resina epóxi}\\ 0,90 \rightarrow \text{barras lisas}\end{cases} \qquad h_2=\begin{cases}1,20 \rightarrow f_{yw}=400MPa\\ 1,00 \rightarrow f_{yw}=500MPa\\ 0,85 \rightarrow f_{yw}=600MPa\\ 0,75 \rightarrow f_{yw}=700MPa\\ 0,68 \rightarrow f_{yw}=800MPa\end{cases}$$

2.1.6 Resistência à Flexão

De acordo com EuroCode2 (2014) o momento fletor último por unidade de comprimento pode ser obtido através da análise do diagrama simplificado, que representa os esforços de tração e compressão atuantes em uma seção de concreto armado submetida aos esforços de flexão como apresentado na Figura 2.15, em que x' é a altura do bloco de compressão simplificado e x é o posicionamento da linha neutra. Assim, o valor do momento fletor último pode ser calculado através da Equação 2.47.

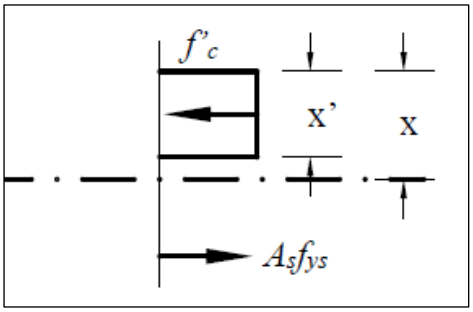


Figura 2.15 - Simplificação para distribuição de tensões na flexão

$$M_R = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{x'}{2} \right) \qquad (2.47)$$

Onde:

A_S é a área de aço, dada pela Equação 2.48:

$$A_s = \rho \times d \qquad (2.48)$$

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;

x' é altura do bloco de compressão simplificado, obtido pela Equação 2.49:

$$x' = \frac{A_s \times f_y}{f_c'} \qquad (2.49)$$

Onde:

f'_c é a resistência média à compressão do concreto;

A Equação 2.47 pode ser substituída pela Equação 2.50:

$$M_R = \rho \times d \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} \times \frac{\rho \times d \times f_y}{f_c^{'}} \right) \qquad (2.50)$$

Para o cálculo da resistência à flexão das lajes lisas autores como Regan (2000), Ferreira (2010) e Lima Neto (2012), Freitas (2018), Pereira Filho (2021) utilizaram o método das linhas de ruptura e obtiveram resultados satisfatórios.

As linhas de rupturas das lajes ensaiadas (Figura 2.16) foram determinadas após o contato do Professor Dr. Maurício de Pina Ferreira (UFPA) com o Professor Regan (*College London* – Inglaterra). A partir das idealizações para o desenvolvimento da pesquisa com as armaduras de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado e com os parâmetros iniciais definidos o Professor Regan desenvolveu a Equação 2.51 para obtenção do V_{flex} das lajes ensaiadas por Freitas (2018) e para as lajes deste trabalho.

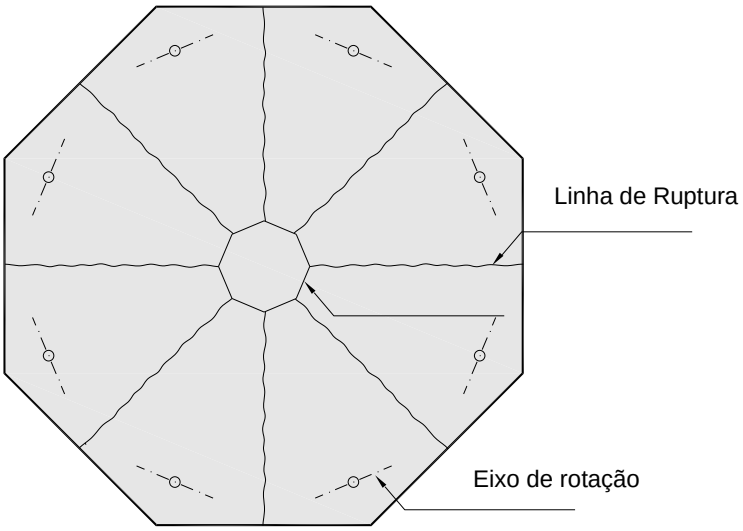


Figura 2.16 - Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho (Freitas, 2018)

O desenvolvimento da Equação partiu das considerações iniciais de que as lajes seriam octogonais, com distância entre as bordas de 2500mm, pontos de carregamento a 1125mm do centro da laje e aplicado simetricamente em todos os bordos das lajes, laje armada em duas direções e pilares quadrados com 400mm de lado. Para o desenvolvimento ele utilizou a teoria das linhas de ruptura assumindo que todas as barras cruzando as linhas de ruptura escoariam (considerado f_{ys}=550MPa). Assumiu também que não haveria ruptura por compressão do concreto e que o

momento de resistência plástica do bloco de tensão de concreto seria retangular com tensão igual a f_c. A Figura 2.17 apresenta as medidas detalhadas consideradas para desenvolver a Equação para o cálculo dos valores de V_{flex}.

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 a plicado em 8 pontos espaçados igualmente. Assim, o pilar quadrado de 400mm é semelhante a um octógono com dimensões de iguais a 406mm entre os lados paralelos e 440mm entre os cantos opostos (REGAN, 2015).

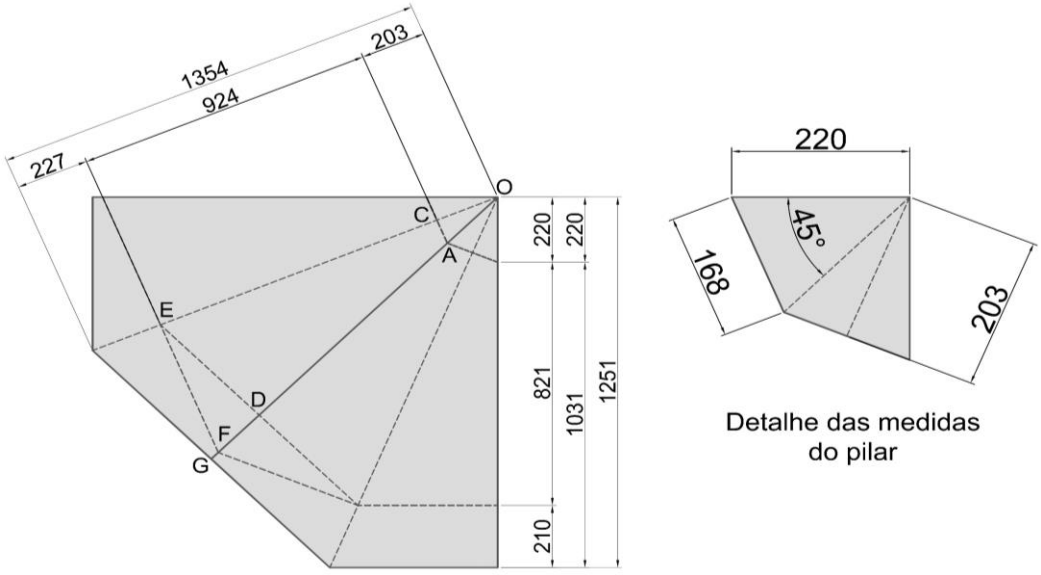


Figura 2.17 - Medidas detalhadas por Regan

A partir da Figura detalhada pelo professor Regan tem-se:

Raio do centro da laje até o canto externo: 1354mm

Raio do centro da laje até o final da linha de ruptura: 1251mm

Raio do centro da laje até o suporte/ponto de aplicação da carga: 1354-227 = 1127mm

Distância da face do pilar até o ponto de aplicação da carga: 1127-203=924mm

Distância do canto da coluna até o ponto D: 1251-210-220= 821mm = AC

ED = OE**sen* 22,5° = 1127*0,3827= 431mm

DF=ED**tan* 22,5º = 431*0,4142 = 179mm

AF=AD+DF= 821+179=1000mm

Após isto, ele determinou dois pontos de deslocamento onde as deflexões fossem nulas. Assim:

$$\delta_E = \delta_F = 0$$

$$\delta_D = \frac{179}{1000} = 0{,}179$$

Rotação z + linha de ruptura $OG = \frac{2 \cdot 179}{431} = 0{,}00083$

Rotação z + pilar AC= $\frac{1}{924} = 0{,}00108$

Trabalho interno para deslocamento de um ponto do pilar =

$= 8 \cdot (1251 M_R \cdot 0{,}00083 + 168 \cdot 0{,}00108) \rightarrow = 9{,}76 M_R$

Assim:

$$V_{flex} = 9{,}76 \times M_R \qquad (2.51)$$

Onde:

M_R é o momento resistente da laje;

2.2 Fatores que influenciam na resistência à punção

2.2.1 Taxa de armadura de flexão

Ao longo dos anos vários pesquisadores analisaram o comportamento de lajes lisas submetidas à punção alterando o percentual das taxas das armaduras de flexão e verificando as alterações na resistência, na ductilidade, no modo de ruptura e propuseram modelos que pudessem introduzir este parâmetro no cálculo da resistência à punção nas lajes lisas. A taxa de armadura de flexão (ρ) é dada pela razão entre a área de armadura de flexão (A_s) pela área do concreto (A_c), que é obtida pelo produto da altura útil da laje (d) por uma determinada largura, a NBR 6118 (ABNT, 2014) e Eurocode2 (2014) consideram que as armaduras de flexão devam cobrir uma região compreendida pela dimensão dos apoios acrescida de 3d para cada um dos lados a partir da borda do pilar.

A fissuração na região comprimida do concreto reduz a resistência à punção das ligações laje-pilar, o aumento da taxa de armadura de flexão é uma das formas de elevar a resistência à punção, os estudos de Regan (1981) afirmam que há ganho de resistência à punção devido ao aumento da área comprimida (Figura 2.18), menores aberturas das fissuras de flexão, proporcionando assim, o aumento da

resistência ao cisalhamento devido a transferência de esforço através do engrenamento dos agregados com possível aumento do efeito pino.

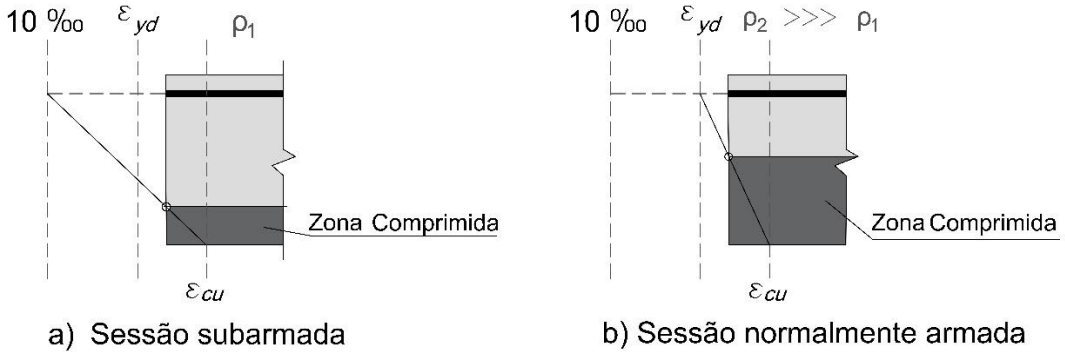


Figura 2.18 - Influência da taxa de armadura de flexão tracionada

As primeiras proposições sobre a utilização de métodos numéricos que incluíam a influência da taxa de armadura de flexão foram desenvolvidas por Elstner e Hognestad (1956) em ensaios de lajes lisas onde variaram as taxas de armadura de flexão, seguidos por Kinnunen e Nylander (1960) que propuseram um modelo mecânico baseado nas normas suecas onde foram considerados a influência da taxa de armadura de flexão e de cisalhamento para verificação da carga de ruptura através do equilíbrio entre os esforços internos e carregamentos externos (FERREIRA, 2010).

Autores como Long (1975), Regan e Braestrup (1985), Sherif e Dilger (2000) e Elsahafey et al. (2013) concluíram a partir da análise de resultados de experimentos de vários autores, que a resistência à punção é influenciada pela taxa de armadura de flexão elevada a determinada potência, entretanto, divergem no valor desta potência. Para Long (1975) ela é de um terço ($\sqrt[3]{100 \cdot \rho}$), para Regan e Braestrup (1985) e Sherif e Dilger (2000) de um quarto ($\sqrt[4]{100 \cdot \rho}$) e para Elsahafey et al. (2013) a potência é de 0,41 (AHMED e AZIZ, 2011). As normas de cálculo como Eurocode2 (2014) e NBR 6118 (ABNT, 2014) e o relatório técnico do EOTA (2017) consideram em suas formulações que a influência da taxa de armadura de flexão é a taxa de armadura de flexão elevada a potência de um terço, já a norma americana ACI 318 (2019) não considera em nenhuma das verificações (VR_c, VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max}) a influência deste parâmetro na resistência à punção, o *fib* Model Code 2010 (2013) não tem em nenhuma das verificações de resistência à punção a taxa de armadura de flexão como variável lançada diretamente nas equações, mas considera que a rotação da laje é influenciada pela taxa de armadura de flexão, assim, para os níveis de

verificação II e III a taxa de armadura de flexão entra na equação através do valor do momento resistente da laje.

Sacramento (2012), através da análise de bancos de dados, apresentou um gráfico que demonstra a influência da armadura de flexão na resistência à punção comparando os resultados experimentais com a tendência obtida utilizando uma função proporcional à raiz cúbica da taxa de armadura de flexão, mostrando que os resultados ficam próximos dos valores esperados. (Figura 2.19).

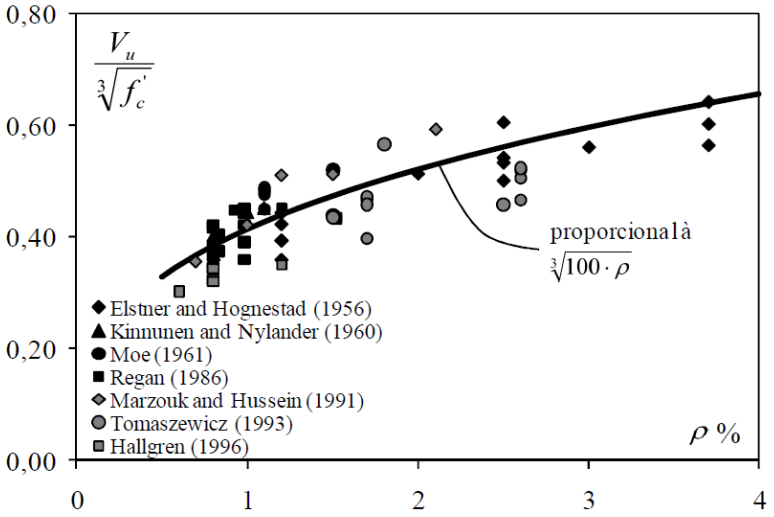


Figura 2.19 - Influência da taxa de armadura de flexão na resistência à punção. (Ferreira., 2010)

Criswel, Ospina e Hawkins (2017) analisaram os resultados de 210 experimentos encontrados no banco de dados de testes de punção ACI 445 produzido por Ospina et al. (2011) relacionando a taxa de armadura de flexão utilizada nos ensaios com a razão entre valores de resistência obtidos nos ensaios (V_{test}) e os valores previstos pela norma americana ACI 318 (2014), ($4\sqrt{f'c}$ psi ou $0{,}33\sqrt{f'c}$ MPa $\cdot$ $b_0 \cdot d$), obtendo o gráfico apresentado na Figura 2.20. Os autores concluíram que a maioria das lajes com baixas taxas de armaduras de flexão ($\rho \leq 1{,}1\%$) e que o modo de ruptura foi dado como flexo-punção romperam com valores abaixo dos valores de resistência mínima prevista pelo ACI 318 (2014), já as lajes com taxas de armadura de flexão acima de 1,1% todas romperam por punção. Percebeu-se também que para taxas acima de 2% a resistência final não aumentou em relação as lajes com 1,1% < ρ < 2%. Os autores consideram que a previsão dada pela formulação proposta pelo ACI 318 (2014) pode ser considerada bem sucedida quando utilizada para lajes que

rompem por punção antes que a resistência à flexão na região do pilar seja atingida, mas não é eficiente para as lajes com baixas taxas de armaduras de flexão.

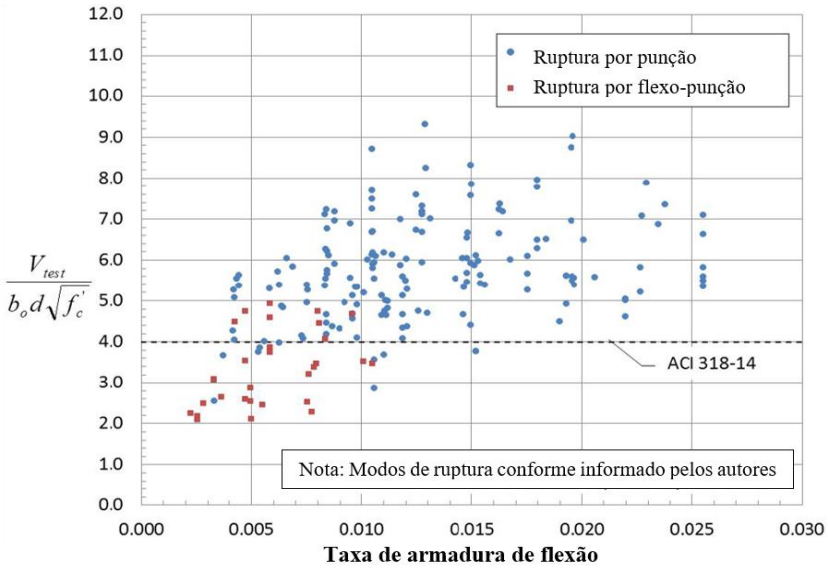


Figura 2.20 - Influência da taxa de armadura de flexão na resistência à punção. (Criswel, Ospina e Hawkins, 2017)

Teng et al. (2018) realizaram experimentos em 15 lajes com concreto de alto desempenho sem armadura de cisalhamento alterando entre outros parâmetros a taxa de armadura de flexão e concluíram que ela influencia no modo de ruptura, na resistência última à punção e na ductilidade da laje. A Tabela 2.1 apresenta as características dos espécimes.

Tabela 2.1 - Características das lajes de Teng et al. (2018)

Séries	Lajes ID	Dimensões da laje (m)	Dimensões da coluna (m)	d (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ (%)	V_{test} (kN)
S11	S11-028	2,2 x 2,2 x 0,15	0,20x0,20	120	120	459	0,28	280
	S11-050			117		537	0,50	394
	S11-090			117		537	0,90	440
	S11-139			114		501	1,39	454
S13	S13-028	2,2 x 2,2 x 0,15	0,20 x 0,60	120	114	459	0,28	308
	S13-050			117		537	0,50	418
	S13-090			117		537	0,90	558
	S13-143			114		501	1,43	718
S15	S15-028	2,7 x 2,2 x 0,15	0,20 x 1,0	120	97	459	0,28	322
	S15-050			117		537	0,50	458
	S15-090			117		537	0,90	658
	S15-143			114		501	1,43	776

Fonte: Adaptado de Teng et al. (2018)

Os autores observaram que para as taxas de armadura de flexão $\rho = 0{,}28\%$ e 0,50% em todas as séries dos ensaios o modo de ruptura foi do tipo flexão, já para as lajes com as taxas ρ > 0,90% os modos de ruptura foram por punção. Houve aumento da resistência última entre a laje com menor taxa de armadura de flexão (ρ = 0,28%) e as lajes com maior taxa de armadura de flexão (ρ =1,39% e 1,43%) de 62%, 133% e 140% para as lajes da primeira série (S11), segunda série (S13) e terceira série (S15), respectivamente. A ductilidade das lajes também foi influenciada pela variação da taxa de armadura, chegando as mesmas conclusões que Menetrey (2002) de que a ductilidade das lajes é reduzida quando há o aumento da taxa de armadura de flexão. Assim como observado por Criswel, Ospina e Hawkins (2017), os autores concluíram que para as lajes com modo de ruptura por flexão, as previsões do ACI 318 (2014) foram superestimadas, obtendo-se resultados de ensaios inferiores aos previstos pela norma americana.

2.2.2 Dimensões e o tipo da seção do pilar

As dimensões da seção do pilar também afetam a resistência à punção, pois elas definem o fluxo de tensões na região da ligação laje-pilar. As primeiras análises sobre o assunto foram realizadas por Moe (1961) que observou que as concentrações de esforços cortante nos cantos dos pilares quadrados poderiam reduzir a resistência à punção. Vanderbilt (1972) analisou uma série de ensaios de lajes lisas com pilares retangulares e circulares variando as dimensões do pilar (c) com a altura útil da laje (*d*) concluindo que as lajes com pilares circulares resistiam à maiores esforços. A relação entre as dimensões dos pilares retangulares (c_x e c_y) segundo Hawkins et al. (1974) quando é maior que 2 reduz as tensões nominais de cisalhamento, sendo esta pesquisa a base para as recomendações do ACI para os índices de retangularidade dos pilares.

Para Einpaul et al. (2016) apesar do ao aumento das dimensões dos pilares proporcionar a redução das tensões nominais de cisalhamento deve-se entender que este aumento tem influência limitada nos resultados de carga x rotação de uma laje como mostra a Figura 2.21, portanto, cargas elevadas produzem elevadas rotações nas lajes e aberturas de trincas e fissuras no perímetro de controle da laje ao redor do pilar diminuindo a capacidade do concreto de transferir tensões de cisalhamento na

ligação laje-pilar. Além disso, em pilares retangulares ou quadrados com grandes dimensões a capacidade de resistir à punção pode ser reduzida devido as tensões de cisalhamento nos cantos das colunas. Na Figura 2.22 pode-se observar os fluxos e as distribuições de tensões para diferentes tamanhos e geometrias de pilares calculadas assumindo comportamento linear-elástico da laje a uma distância *d*/2 da borda do pilar. Para os pilares quadrados com pequenas dimensões (Figura 2.22a) e circulares (Figura 2.22c) a distribuição das tensões pode ser considerada uniforme, enquanto para pilares retangulares maiores observa-se elevada tensões nos cantos dos pilares (Figura 2.22b).

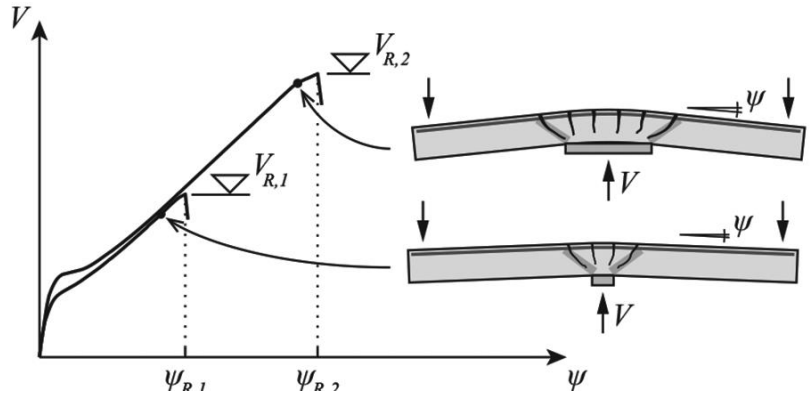


Figura 2.21 - Influência das dimensões do pilar na rotação e fissuração das lajes. (Einpaul et al., 2016)

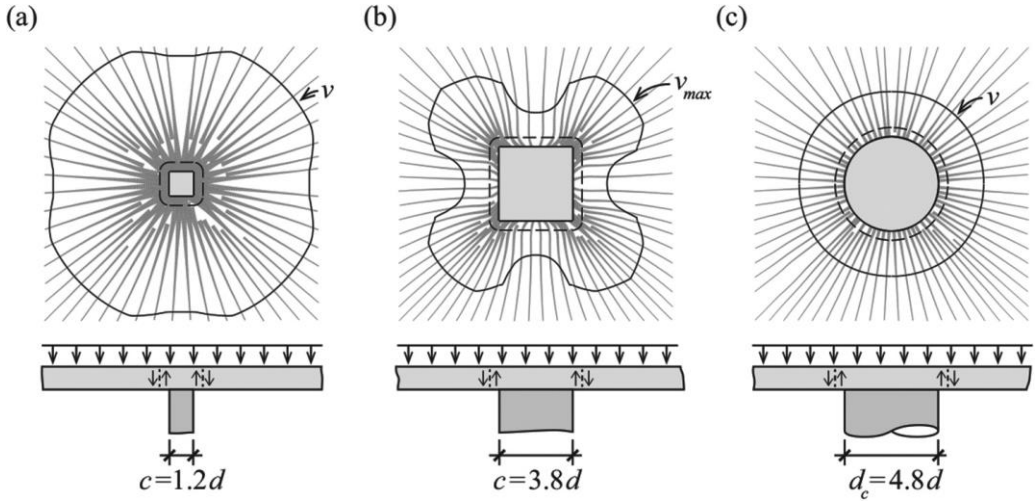


Figura 2.22 - Fluxo e distribuição das tensões de cisalhamento para diferentes tamanhos e geometria do pilar (Einpaul et al., 2016)

Hassan et al. (2017) estudaram os efeitos das variações das dimensões dos pilares na resistência à punção em lajes lisas reforçadas com fibras de vidro. Foram estudadas 12 lajes lisas em duas séries e concluíram que para lajes com mesmas

características e apenas com variação na relação c/*d* a resistência ao cisalhamento aumenta quando se eleva a relação c/*d*, conforme mostra a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Características das lajes e resultados obtidos por Hassan et al. (2017)

Lajes ID	Espessura da laje (mm)	*d* (mm)	Dimensões da coluna (mm)	c/d	b_0/d	ρ (%)	ρ_w (%)	f_c (MPa)	V_{test} (kN)
G (0,7) 30/20	200	134	300	2,24	12,9	0,71	0,49	34,3	329
G (0,7) 45/20		134	450	3,36	17,4	0,71	0,57	45,4	400
G (1,6) 30/20		131,5	300	2,28	13,2	1,56	0,52	38,6	431
G (1,6) 45/20		131,5	450	3,42	17,7	1,56	0,53	38,6	511
G (1,6) 30/20-B		131,5	300	2,28	13,2	1,56	0,52	32,4	451
G (1,6) 45/20-B		131,5	450	3,42	17,7	1,56	0,47	32,4	504
G (0,3) 30/35	350	284	300	1,06	8,2	0,34	0,49	34,3	825
G (0,3) 45/35-B		284	450	1,58	10,3	0,34	0,46	32,4	1020
G (0,3) 30/35-B		284	300	1,06	8,2	0,34	0,53	38,6	782
G (0,3) 45/35		284	450	1,58	10,3	0,34	0,59	47,6	911
G (0,7) 30/35		281,5	300	1,07	10,4	0,73	0,53	39,4	1071
G (0,7) 45/35		281,5	450	1,60	8,3	0,73	0,44	29,6	1248

Fonte: Adaptado de Hassan et al. (2017)

Nos ensaios de Teng et al. (2018), onde houve variação da relação c_x/c_y em três séries (1x1; 1x3 e 1x5), em todos os casos houve aumento nos valores de resistência à punção quando foi elevado os valores da relação c_x/c_y, como pode ser observado na Figura 2.23.

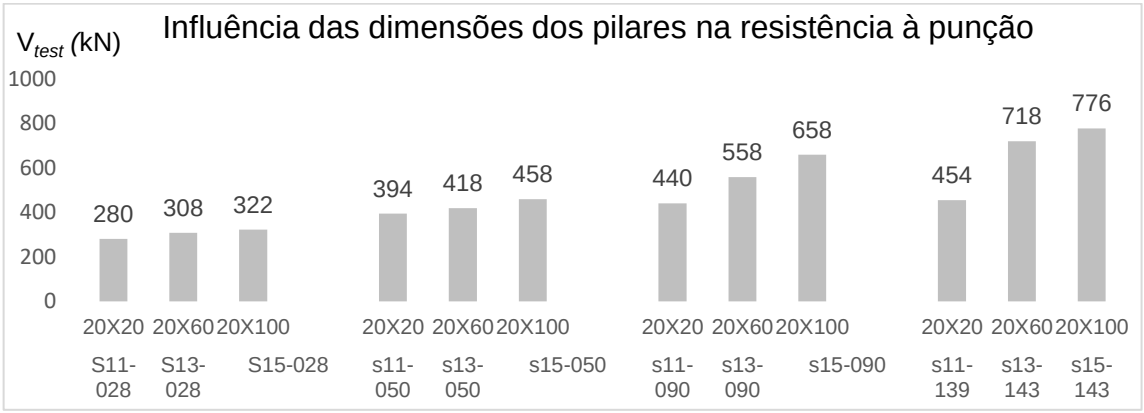


Figura 2.23 - Influência das dimensões dos pilares na resistência à punção. (Adaptado, Teng et al., 2018)

2.2.3 Altura útil da laje e *Size effect* – Efeito de tamanho

A influência do *size effect* nas rupturas por punção tem sido tópico de pesquisa nas últimas décadas e apesar de ter sido reconhecida experimentalmente e teoricamente ainda não há um consenso quanto a sua importância e implicação nos projetos, uma vez que, a sua influência depende não apenas do tamanho das peças, mas também da capacidade das estruturas redistribuírem as forças internas durante a fissuração e o escoamento das armaduras (RUIZ E MUTTONI, 2017). Essas divergências podem ser percebidas nas propostas de formulações defendidas por alguns pesquisadores ao longo dos anos. Regan (1981) baseado em ensaios de cisalhamento em vigas propôs que a redução da resistência devido ao *size effect* fosse da ordem de $\sqrt[4]{1/d}$, enquanto, Regan e Braestrup (1985) e Broms (1990) baseados em ensaios experimentais de lajes lisas com a variação da altura útil concluíram que a expressão $\sqrt[3]{1/d}$ representa melhor a influência do *size effect* na resistência final das lajes. Para Birkle e Dilger (2009) a espessura da laje influencia as tensões de cisalhamento de tal forma que na ruptura por puncionamento as tensões são significativamente menores para as lajes espessas do que para lajes finas e quando ignorado este efeito no dimensionamento leva a previsões de capacidade de resistência à punção menos conservadoras para as lajes espessas principalmente para lajes sem armadura de cisalhamento.

A norma americana ACI 318 (2014) até meados de 2019 não considerava em suas formulações para cálculo da resistência à punção nas lajes lisas a influência deste parâmetro, entretanto, na versão do ACI 318 (2019) passou a considerá-lo para as lajes com e sem armaduras de cisalhamento. As normas do Eurocode2 (2014) e NBR 6118 (ABNT, 2014) e os relatórios técnicos da EOTA (2017) também consideram o *size effect* nas suas equações, mas com a diferença na consideração do valor limite, pois o Eurocode2 (2014) e a EOTA (2017) limitam a utilização do valor em 2, o ACI 318 (2019) em 1 e a NBR 6118 (ABNT, 2014) não há limitação. O *fib* Model Code 2010 (2013) não utiliza o *size effect* em suas equações para o cálculo da resistência à punção em lajes lisas.

A Figura 2.24 apresenta os resultados da pesquisa de Hassan et al (2017) ao modificar a altura da laje de 200mm para 350mm apresentou acréscimo de resistência de até 279% para lajes com características semelhantes.

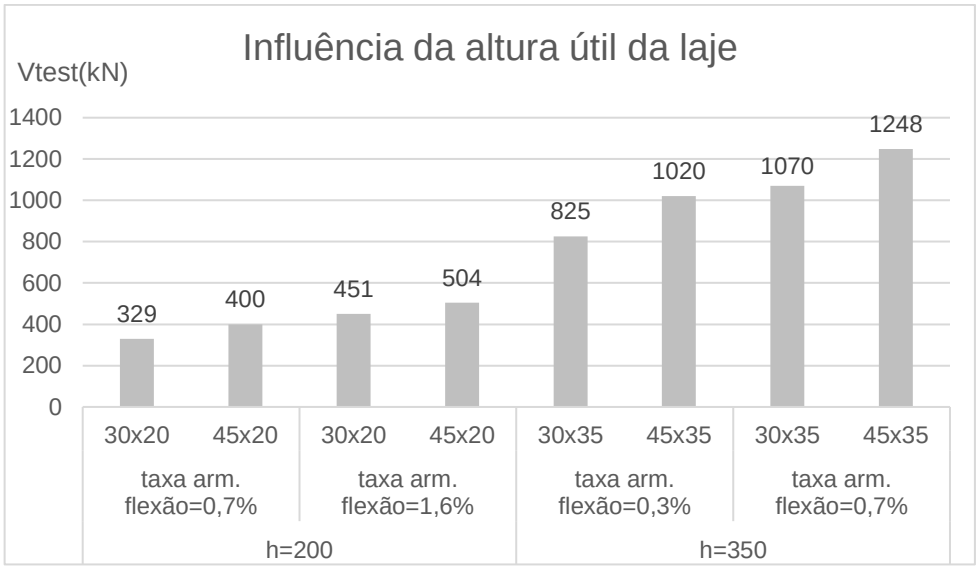


Figura 2.24 - Influência da altura da laje na resistência à punção. (Adaptado, Hassan et al., 2017)

2.2.4 Arranjo

A utilização de armaduras de cisalhamento para resistir à punção é uma das formas mais eficaz para aumentar a resistência à punção em lajes lisas, entretanto, dependendo da forma de distribuição dessas armaduras na região da ligação laje-pilar o desempenho mecânico das lajes pode ser influenciado. Dam et al. (2017) estudaram através de ensaios experimentais e análise de bancos de dados com as pesquisas de Birkle e Dilger (2009), Ferreira e Melo (2014) e Broms (2007) a utilização de s*tuds* em lajes lisas de concreto armado variando o arranjo em radial e ortogonal e dividindo os resultados em dois grupos. O grupo 1 com a relação entre a resistência das armaduras de flexão e cisalhamento elevada (V_{flex}/V_{shear} >1) e o grupo 2 com valores baixos entre a relação entre as resistências das armaduras de flexão e cisalhamento (V_{flex}/V_{shear} ≤1) e concluíram que no grupo 1 todos os arranjos apresentam valores similares de acréscimo de resistência enquanto no grupo 2 houve acréscimo maior para as lajes com arranjo radial chegando a um aumento de 13% nos espécimes estudados por Broms (2007) e perceberam também que para grupo 2 o escoamento das armaduras de flexão iniciaram antes de ocorrer a punção. Todas as lajes com arranjos radiais apresentaram maior ductilidade que as lajes com arranjos ortogonais, além disso, proporcionaram melhor aderência entre as armaduras de cisalhamento e as de flexão o que promoveu maior utilização do mecanismo de flexão, visto que, as lajes com menor aderência apresentaram fissuras de delaminação chegando a ruptura com

menor resistência final, como pode ser observado na Figura 2.25 que apresenta as superfícies de ruptura das lajes ensaiadas por Dam et al. (2017).

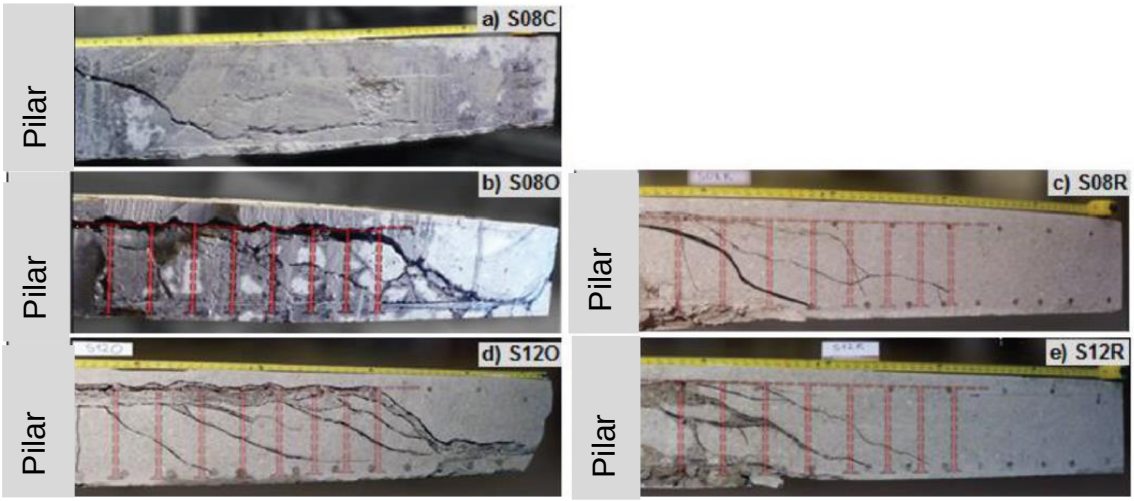
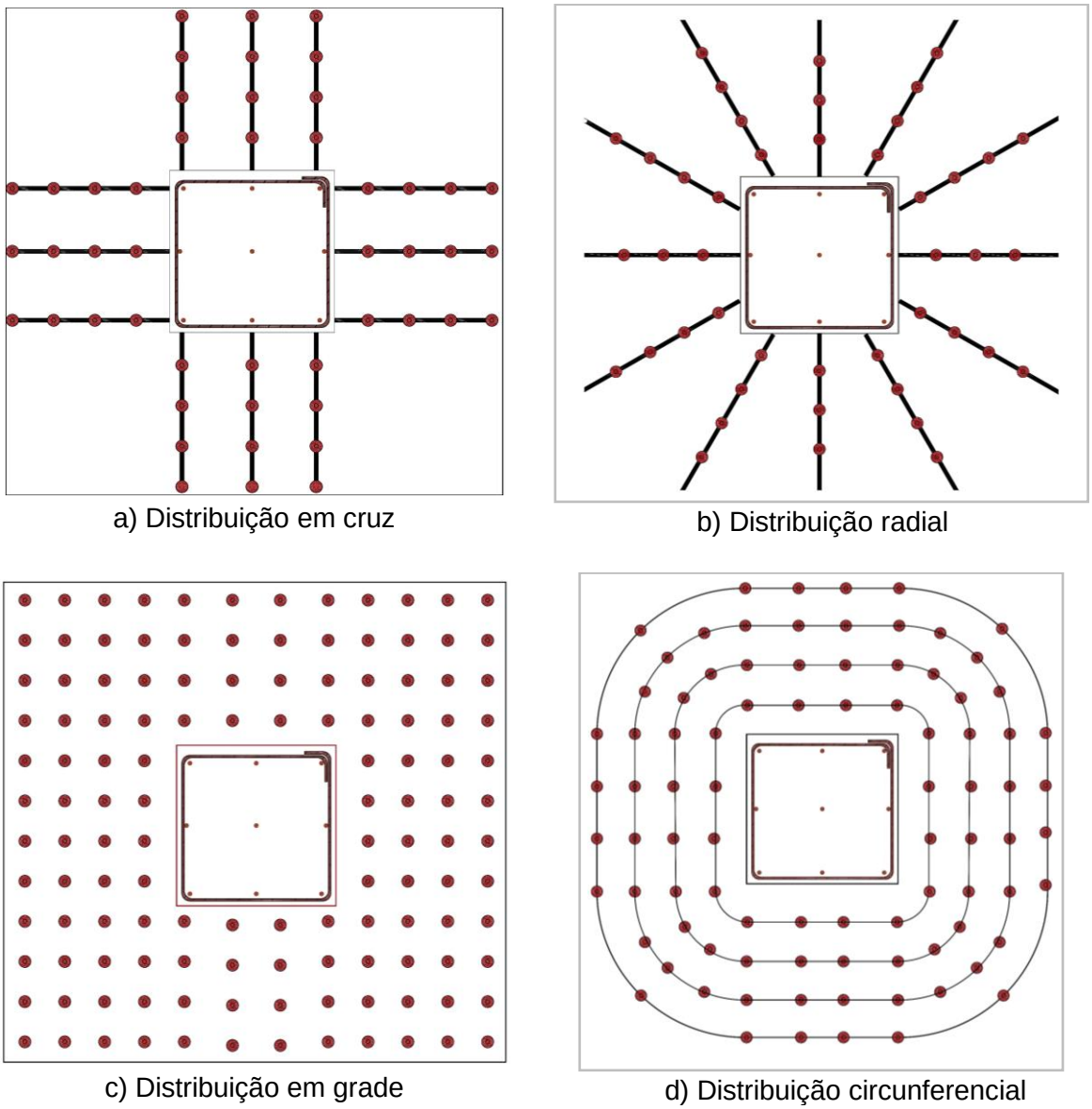


Figura 2.25 - Superfícies de ruptura das lajes de Dam et al. (2017). (Dam et al., 2017)

Para Regan e Samadian (2001) as principais características que definem um arranjo são: o espaçamento entre a primeira camada de armadura e a face do pilar, S_0; o espaçamento entre camadas sucessivas, S_r; o espaçamento circunferencial entre barras transversais da mesma camada; e a taxa de armadura transversal por camada. A norma americana recomenda a utilização do arranjo do tipo ortogonal, também conhecido como arranjo em cruz (Figura 2.26a), que facilita a montagem das armaduras em especial àquelas que precisam envolver as armaduras de flexão, pois ficam posicionadas nas faixas ortogonais da laje. Os arranjos radiais são caracterizados pela disposição das armaduras de cisalhamento em linhas radiais em direção ao centro do pilar e em camadas com espaçamento radial constante (Figura 2.26b), de acordo com Barros (2016) este tipo de arranjo tem como objetivo acompanhar a distribuição radialmente simétrica das tensões de cisalhamento, mas podem gerar interferência durante a montagem das armaduras de flexão sendo necessário mudar o posicionamento das armaduras de cisalhamento.

As normas ACI 318 (2019), Eurocode2 (2014) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) não apresentam especificações de dimensionamento e recomendações para uso em lajes lisas dos arranjos do tipo grade e circunferencial. Entretanto, para as pesquisas desenvolvidas com armaduras de cisalhamento que fazem uso destes arranjos os autores realizaram adaptações nas considerações de perímetro crítico, espaçamento

entre as camadas e cálculo da taxa de armadura de cisalhamento (FREITAS (2018), STALLEr e BEUTEl (2010), YAMADA et al. (1992), LIPS et al. (2012) e HEINZMAN et al. (2012)). O arranjo do tipo grade se caracteriza pela distribuição das armaduras de cisalhamento em camadas com espaçamentos constantes nas direções ortogonais enquanto no arranjo circunferencial as armaduras são distribuídas em camadas concêntricas, mas sem que o espaçamento ortogonal entre as camadas e as linhas sejam constantes (Figura 2.26c e 2.26d).



a) Distribuição em cruz

b) Distribuição radial

c) Distribuição em grade

d) Distribuição circunferencial

Figura 2.26 - Tipos de arranjo para distribuição das armaduras de cisalhamento

2.2.5 Resistência à compressão do concreto

A resistência à compressão do concreto é um dos parâmetros que influencia no controle da ruptura por punção em lajes lisas, em especial nas lajes sem armaduras de cisalhamento sendo um dos primeiros parâmetros a serem pesquisados para verificação da resistência à punção. O *fib* Model Code 2010 (2013) e a norma americana ACI 318 (2019) baseiam-se nas pesquisas de Moe (1961), que considera a influência deste parâmetro propondo que seja proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, entretanto, o ACI 318 (2019) limita a resistência em 69MPa, pois de acordo pesquisadores como Hallgren (1996), Inácio et al. (2015), Bartolac, Damjanović e Duvnjak (2015) esta função superestima a influência do concreto na resistência final à punção em lajes lisas. As normas NBR 6118 (ABNT, 2014), Eurocode2 (2014) e o relatório técnico da EOTA (2017) consideram que a influência do concreto seja proporcional à raiz cúbica da resistência à compressão do concreto, relação defendida por pesquisadores como Hawkins et al. (1974), Regan (1986), Marzouk e Hussein (1991) e Sherif e Dilger (1996) que realizaram pesquisas experimentais e concluíram que esta função representa melhor a influência do concreto na resistência à punção. Ferreira (2010) analisou um banco de dados e apresentou o gráfico mostrado na Figura 2.27 relacionando a resistência à punção obtida experimentalmente pelos autores com a tendência obtida utilizando-se a função proporcional à raiz cúbica da resistência à compressão do concreto, concluindo que esta função representa bem a influência do concreto na resistência final à punção.

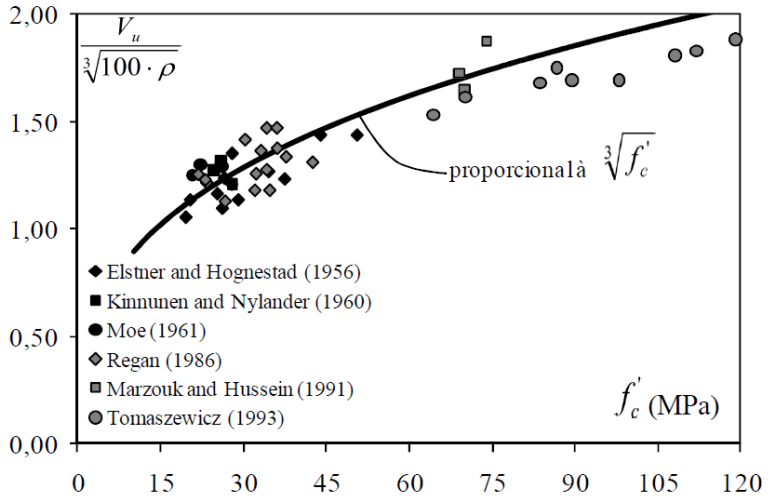


Figura 2.27 - Influência do concreto na resistência à punção. (Ferreira, 2010)

A contribuição da parcela resistente do concreto dá-se entre outras formas pela resistência à tração do concreto (MENETREY, 2002). Por ser um material com

baixa resistência à tração as pesquisas que envolvem a utilização do concreto para elevar a resistência à punção costumam utilizar concreto de alta resistência variando a resistência à compressão de 40MPa a 130MPa (EID, MAGDY e AHMED (2018), INÁCIO et al. (2015), BARTOLAC, DAMJANOVIĆ e DUVNJAK (2015), RIZK, MARZOUK e HUSSEIN (2011)). Entretanto, quando comparado com outras formas de elevar a resistência, como a utilização de armaduras de cisalhamento, torna-se inviável do ponto de vista econômico. Pesquisas como a de Eid, Magdy e Ahmed (2018) que utilizando concreto com f_{ck} de 40MPa obtiveram ganho de resistência de 30% em relação à uma laje sem armadura de cisalhamento e com concreto com f_{ck} de 25MPa, e, nas lajes que utilizaram armaduras de cisalhamento e concreto com f_{ck} de 25MPa o ganho de resistência elevou-se entre 50% e 100% em relação à laje sem armadura de cisalhamento. A utilização de elevados valores de f_{ck} (entre 60MPa e 130 MPa) de acordo com Rizk, Marzouk e Hussein (2011), Mamede, Ramos e Farias (2013) e Inácio et al. (2015) apesar de elevar a resistência à punção proporciona maior rigidez à laje, menor ductilidade e ruptura mais frágil e brusca que as lajes com concretos convencionais.

Para Kueres e Hegger (2018) e Kueres, Schmidt e Hegger (2019) a parcela resistente do concreto é função de vários mecanismos de cisalhamento atuando no concreto, como contribuição do efeito pino, do engrenamento dos agregados, da resistência ao cisalhamento do bloco de compressão contornando o pilar com a contribuição da resistência residual à tração se responsabilizando apenas em estágios iniciais de carregamento. O que leva a concluir que a parcela de resistência do concreto é influenciada pelo comportamento à flexão da laje.

2.2.6 Taxa de armadura de cisalhamento

A utilização de armadura de cisalhamento para o controle da punção em lajes lisas aumenta a ductilidade e a resistência na região da ligação laje-pilar, podendo modificar o tipo de ruptura de frágil para dúctil proporcionando maior segurança à estrutura (REGAN (1981), MELGES (1995)). A utilização das armaduras de cisalhamento de acordo com Melges (2001), Beutel e Hegger (2002) e Ferreira (2010) é a forma mais econômica de obter maior resistência à punção quando comparada ao aumento da resistência à compressão do concreto ou ao aumento da taxa de armadura de flexão. Entretanto, devido à dificuldade de associação entre alguns tipos

de armaduras de cisalhamento e as armaduras de flexão durante o processo executivo deve-se prever cuidadosamente o detalhamento executivo para que não ocorra erros construtivos que possam levar ao colapso da estrutura, proporcionar boa ancoragem das armaduras de cisalhamento, para que a ruptura não ocorra antes da resistência final prevista (delaminação), e/ou utilizar armaduras de cisalhamento que facilitem a associação entre as armaduras. Os principais tipos de armaduras de cisalhamento utilizadas comercialmente e em pesquisas serão detalhadas no item 2.3 deste trabalho.

2.3 Tipos de armaduras de cisalhamento

2.3.1 Barras dobradas

As barras dobradas (Figura 2.28) foram a primeira forma de utilização das armaduras de cisalhamento contra a ruptura por punção. Foi utilizada por Talbot (1913) para controle da punção em sapatas, seguido por Graff (1938), Elstner e Hognestad (1956) e Anderson (1963) que utilizaram as barras dobradas em lajes lisas (AHMED e AZIZ, 2011).

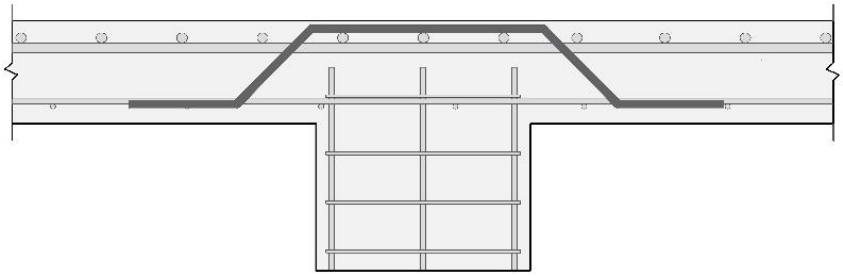


Figura 2.28 - Barras dobradas

Este tipo de armadura de cisalhamento possui bom desempenho par resistir à punção principalmente devido a boa ancoragem obtida pelos trechos horizontais das armaduras, confirmadas por pesquisas recentes como as de Einpaul et al. (2016) e Eid, Magdy e Ahmed (2018), estes últimos testaram lajes lisas armaduras com barras dobradas variando o espaçamento entre a face do pilar e a primeira linha de armaduras (Tabela 2.3), obtendo aumento de desempenho e ductilidade que variaram de 50% a 100% em relação a laje sem armadura (Figura 2.29a e 2.29b). Estas armaduras tornam-se mais eficiente quando utilizada em conjunto com outros tipos de

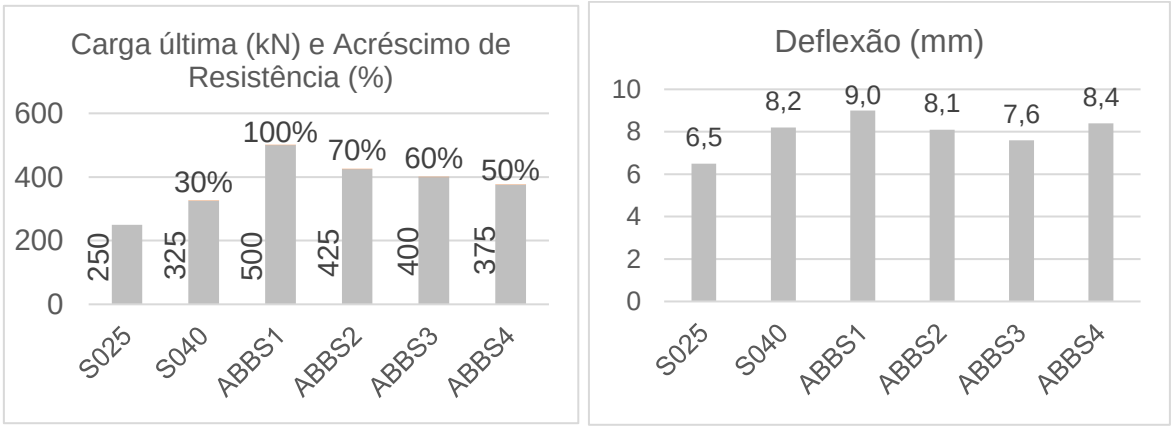
armadura, como demonstraram as pesquisas de Broms (2000, 2007) que utilizou estas armaduras juntamente com estribos do tipo *cage*.

A desvantagem deste tipo de armadura é observada quando há a necessidade de maiores quantidades de armadura de cisalhamento, pois dificulta a montagem das lajes devido à grande extensão das armaduras e por demandarem muito espaço no interior da laje.

Tabela 2.3 - Características dos espécimes ensaiados por Eid, Magdy e Ahmed (2018)

Lajes	F_{ck} (MPa)	Condições	Barras flexão inferiores (mm)	Barras de flexão superiores (mm)	Barras dobradas (mm)
S025	25	Referência	6 Ø10	8 Ø10	-
S040	40	Concreto auto adensável	6 Ø10	8 Ø10	-
ABBS1	25	Armadura de cisalhamento iniciando a 0,5d da face do pilar	6 Ø10	8 Ø10	4 Ø10
ABBS2	25	Armadura de cisalhamento iniciando a 1,0d da face do pilar	6 Ø10	8 Ø10	4 Ø10
ABBS3	25	Armadura de cisalhamento iniciando a 1,5d da face do pilar	6 Ø10	8 Ø10	4 Ø10
ABBS4	25	Armadura de cisalhamento com o centro começando a 0,5d da face do pilar	6 Ø10	8 Ø10	4 Ø10

Fonte: Adaptado - Eid, Magdy e Ahmed (2018)



a) Carga última e acréscimo de resistência b) Deflexões

Figura 2.29 - Resultados obtidos nos ensaios de Eid, Magdy e Ahmed (2018). (Adaptado Eid, Magdy e Ahmed, 2018)

2.3.2 Estribos: fechados, abertos e contínuos

Ao longo dos anos várias pesquisas foram desenvolvidas com a utilização de estribos, com variações na forma executiva como estribos fechados individuais, estribos fechados agrupados, estribos abertos isolados, estribos contínuos, etc. (Figura 2.30).

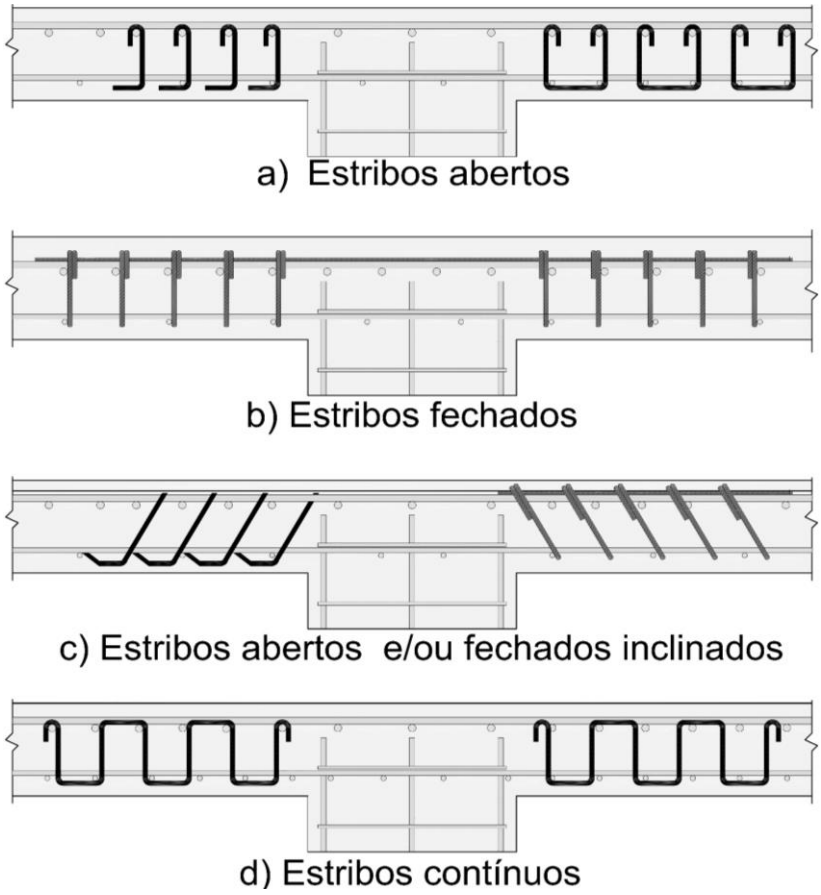


Figura 2.30 - Tipos de estribos.

Este tipo de armadura tem como vantagens a simplicidade na sua produção, sendo dobrada manualmente e não por processos industriais, baixo custo e oferece boa ancoragem por serem posicionadas envolvendo as armaduras de flexão superiores e inferiores. Como desvantagem, tem-se o tempo elevado de confecção por serem executados um a um e, por serem ancorados nas armaduras de flexão, pode ser necessário o acréscimo de barras longitudinais para que elas sejam posicionadas corretamente na laje.

Autores como Yamada et al. (1992), Oliveira et al. (2000), Broms (2000, 2007, 2019), Einpaul et al. (2016), Hussain, Eisa e Roshdy (2017) e Eom et al. (2018) e Lima (2021) realizaram pesquisas ao longo dos anos com as diferentes variações desses estribos. Hussain, Eisa e Roshdy (2017) ensaiaram lajes lisas inclinadas armadas

com estribos contínuos e estribos fechados (Figura 2.31) obtendo ganhos de resistência de 70% e 88% respectivamente.

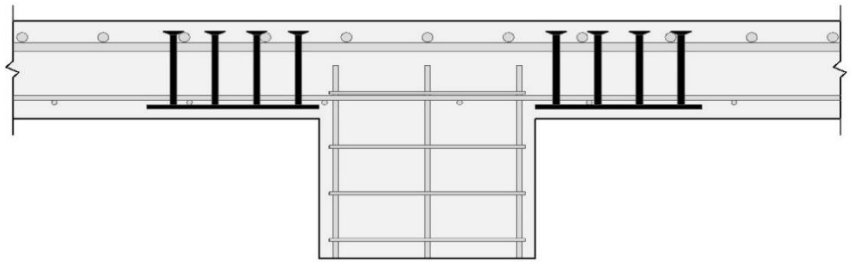
a) Estribo contínuo (S5) b) Estribos fechados (S6)

Figura 2.31 - Estribos utilizados por Hussain, Eisa e Roshdy (2017)

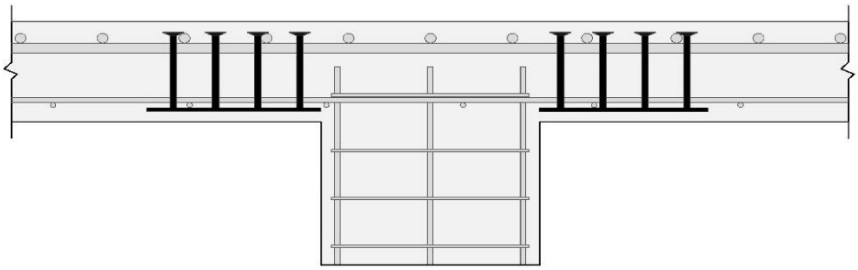
2.3.3 *Studs rails* e *double heads*

As armaduras do tipo studs são as mais utilizadas tanto em obras como nas pesquisas que envolvem a utilização de armadura de cisalhamento contra a punção. Isto ocorre por ser uma das armaduras de cisalhamento mais confiáveis, afirmativa confirmada pelas normativas como o ACI 318 (2019) e o *fib* Model Code 2010 (2013) que consideram menores coeficientes de majoração no dimensionamento das lajes lisas quando são utilizadas armaduras de cisalhamento do tipo *studs*. A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que as armaduras de cisalhamento utilizadas contra a punção devem ser, preferencialmente, conectores do tipo pino com as extremidades alargadas.

Os *studs* consistem em um pino feito com barras de aço com “cabeças” em suas extremidades na proporção de 3ϕ da barra, tendo como a função ancorar o sistema de armadura nas armaduras de flexão. Podem ser do tipo s*tud rails,* caracterizado por ter uma cabeça de ancoragem em uma das extremidades e uma fita de aço na outra extremidade e do tipo *double head* com duas cabeças de ancoragem conforme é apresentado na Figura 2.32. As principais vantagens desta armadura são a produção industrializa, proporcionando agilidade e a boa ancoragem. A principal desvantagem diz respeito a sua utilização em arranjos radiais, pois interferem nas armaduras de flexão sendo necessário a mudança de sua posição podendo reduzir a sua eficácia e desempenho (Figura 2.33).



a) *Studs rails*



b) Studs double heads

Figura 2.32 - Tipos de Studs.

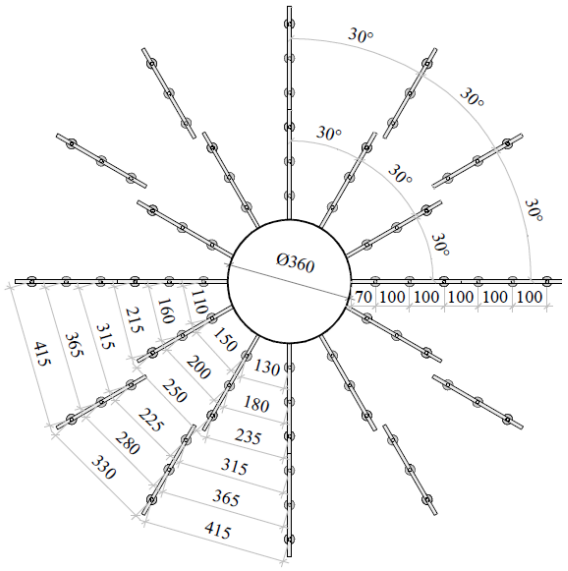


Figura 2.33 - Mudança no posicionamento das armaduras de cisalhamento em arranjos radiais – (Adaptado Ferreira, 2010)

Para tentar reduzir as interferências entre os studs e as armaduras de flexão Trautwein (2006, 2011) ensaiou lajes armadas com *studs rails* internos à armadura de flexão (Figura 2.34), entretanto, observou que as lajes rompiam por punção, mas apresentavam fissuras de delaminação. Para aumentar a ancoragem ele utilizou ganchos tipo U na parte inferior das armaduras (Figura 2.35), o que fez retardar o surgimento dessas fissuras e em alguns casos surgiam apenas nas partes da laje que não foram reforçadas com os ganchos.

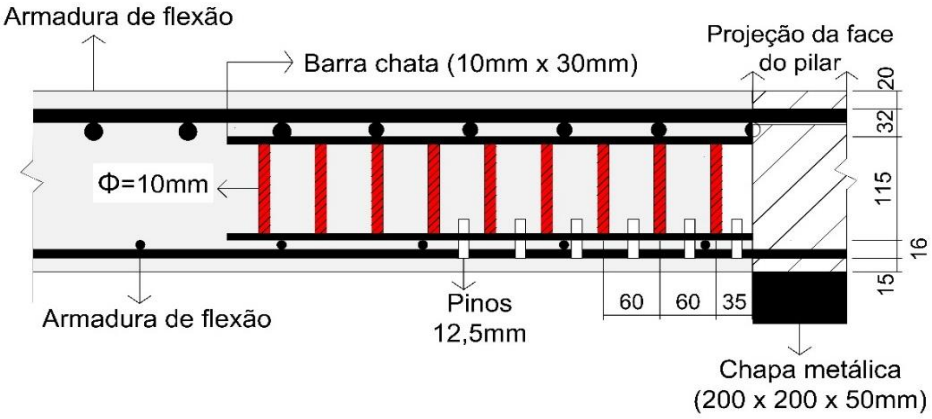


Figura 2.34 - Studs rails internos à armadura de flexão utilizados por Trautwein (2006, 2011). (Adaptado de Trautwein, 2006, 2011)

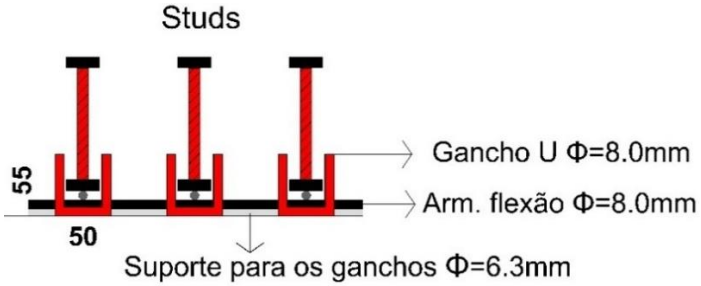
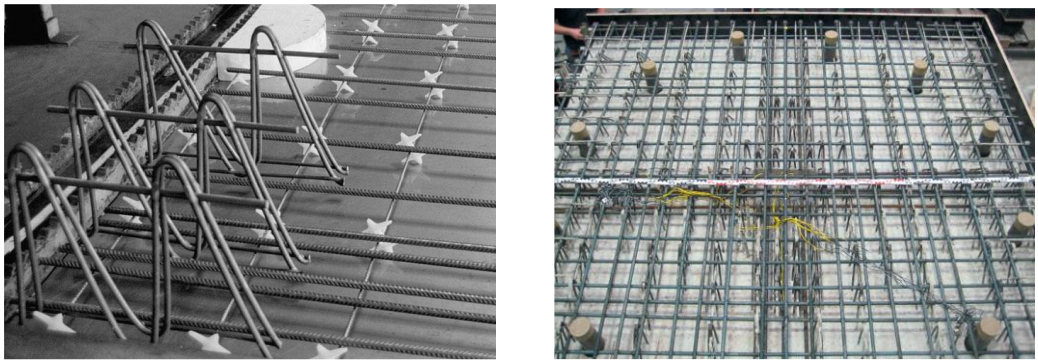


Figura 2.35 - Detalhe da armadura complementar tipo gancho utilizada por Trautwein (2006, 2011) contra a delaminação. (Adaptado de Trautwein, 2006, 2011)

2.3.4 Armaduras treliçadas: treliças Filligran e barras treliçadas

Ao longo dos anos, diversos autores estudaram a utilização de treliças para resistir à punção em lajes lisas. Furche (1997) estudou um tipo de armadura treliçada que consistia em uma treliça pré-fabricada com barras interligadas, sendo duas barras diagonais soldadas, uma das diagonais é intencionalmente vertical e a outra com 45º de inclinação (Figura 2.36a) e uma barra longitudinal superior que é conectada às diagonais à uma distância superior à 20 mm da extremidade, enquanto as barras inferiores são soldadas à 10 mm da extremidade. Estas armaduras são posicionadas previamente em um sistema de pré-laje como mostra a Figura 2.36b. Esta armadura foi produzida pela Empresa "*Filigran Tragersysteme GmdbH & Co*" e comercializadas na Europa pela empresa "*Halfen*" de *Filligran.* A Organização Europeia de Avalição Técnica (EOTA) publicou o "*European Tecnical Assessment*" ETA 13/0521 (2013) que fornece um guia para projeto de lajes com esse tipo de armadura. Ao longo dos anos outros autores como Beutel e Hegger (2002), Eligehausen et al. (2003), Hausler

(2009), Siburg et al. (2014), Hegger et al. (2017) e Furche, Siburg e Bauermeister (2017) trabalharam na otimização dessas armaduras de cisalhamento. O maior incremento de resistência desta armadura foi em uma laje com 1,64% de taxa de armadura de cisalhamento alcançando 2.3 vezes a carga da previsão de resistência de uma laje similar sem armadura de cisalhamento.



a) Treliça *Filligran* b) Sistema pré-laje

Figura 2.36 - Armadura de cisalhamento treliçada Filligran. (Furche, Siburg e Bauermeister, 2017)

Park et al. (2007) estudou um tipo de treliça formada por barras treliçadas inclinadas soldadas em barras posicionadas no topo e na parte inferior do conjunto (Figuras 2.37 e 2.38). Nesta pesquisa o autor realizou ensaios posicionando as treliças no sentido longitudinal e transversal da laje, além de diferentes taxas de armadura de cisalhamento para verificação das alterações no desempenho das lajes. Em todas as lajes armadas com as treliças houve ganho de resistência que ficaram entre 33% e 50% em relação as lajes sem armadura de cisalhamento, com média de 37%, valor inferior ao recomendado pelas normas que é de $1{,}5VR_c$, entretanto, quanto a deflexão das lajes houve aumentou médio de 9 vezes os valores das deflexões das lajes sem armadura de cisalhamento, mostrando ganho de ductilidade.

Figura 2.37 - Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2007)

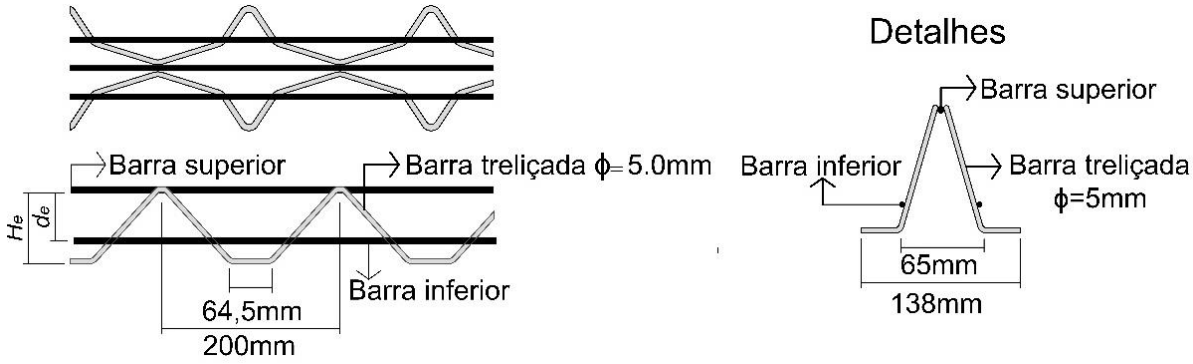


Figura 2.38 - Detalhes da armadura de cisalhamento estudada por Park et al (2007). (Adaptado de Park et al (2007)

Park et al. (2012), estudou uma armadura de cisalhamento treliçada semelhante a estudada por Park et al. (2007), mas sem inclinação (Figura 2.39 e Figura 2.40). Nesta pesquisa, eles compararam o desempenho de lajes armadas com estas armaduras com os resultados de lajes sem armaduras de cisalhamento. Foram realizadas duas séries de ensaios com resistência do concreto de f_{ck} de 22,5MPA e f_{ck} 38,7MPa apresentando ganhos de resistência de 83% e 116% respectivamente, também foi observado melhoria na ductilidade das lajes.

Figura 2.39 - Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2012)

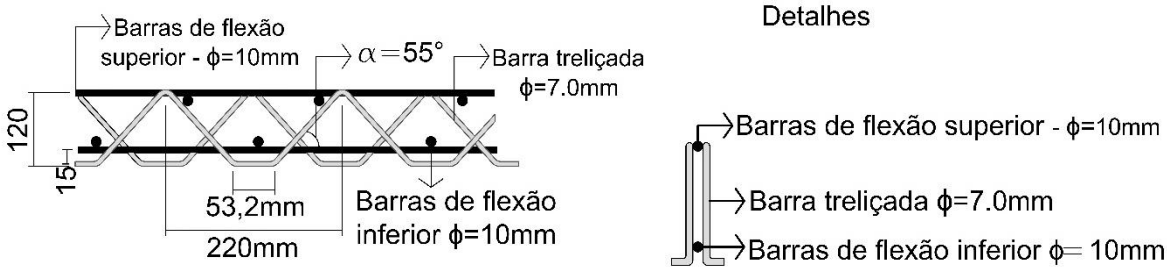


Figura 2.40 - Detalhes da Armadura de cisalhamento treliçada estudada por Park et al. (2012). (Adaptado de Park et al (2012))

2.3.5 Estribos treliçados pré-fabricados

O estribo treliçado pré-fabricado foi desenvolvido por Ferreira et al. (2016) para ser utilizado como solução técnica e construtiva para ganho de resistência à punção na região da ligação laje-pilar. A armadura é produzida industrialmente e instalada entre as armaduras de flexão funcionando como suporte para as armaduras superiores, garantido a altura útil da laje sem a necessidade de modificações no posicionamento das armaduras de flexão.

Ferreira et al. (2016) realizaram os primeiros testes com esta armadura de cisalhamento em vigas faixas projetadas para romper por cisalhamento e ter comportamento semelhante ao das lajes lisas. Foram ensaiadas 8 vigas faixas, sendo duas vigas sem armaduras de cisalhamento, duas com estribos fechados e quatro com os estribos treliçados pré-fabricados sendo três posicionadas a 90º e uma inclinada`45º. Os parâmetros variáveis foram as taxas de armadura de flexão e cisalhamento, a altura útil das vigas e o índice de esbeltez.

Como resultados todas as vigas romperam por cisalhamento, as vigas menos esbeltas armadas com os estribos treliçados pré-fabricados obtiveram ganho de resistência de 83% em relação as vigas sem armaduras de cisalhamento, mostrando que a armadura estudada tinha potencial para o controle da ruptura por cisalhamento. Entretanto, nas vigas mais esbeltas após a ruptura foram observadas fissuras de delaminação entre as armaduras de cisalhamento e a de flexão (Figura 2.41) o que reduziu a eficiência nestes espécimes tendo como resultados ganhos de resistência de 44% para a viga posicionada a 90º e 54% para a viga posicionada com inclinação de 45°, valores inferiores aos obtidos para a viga armada com estribos fechados que tinha mesmo índice de esbeltez e que obteve ganho de resistência de 64%, todavia, ela tinha taxa de armadura de cisalhamento 20% superior aos das duas vigas armadas

com estribos treliçados pré-fabricados, o que demostra o potencial do estribos treliçados pré-fabricados como armadura de cisalhamento.

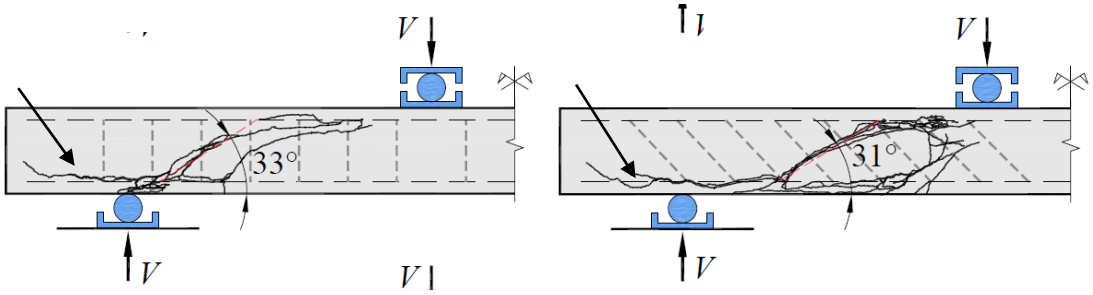
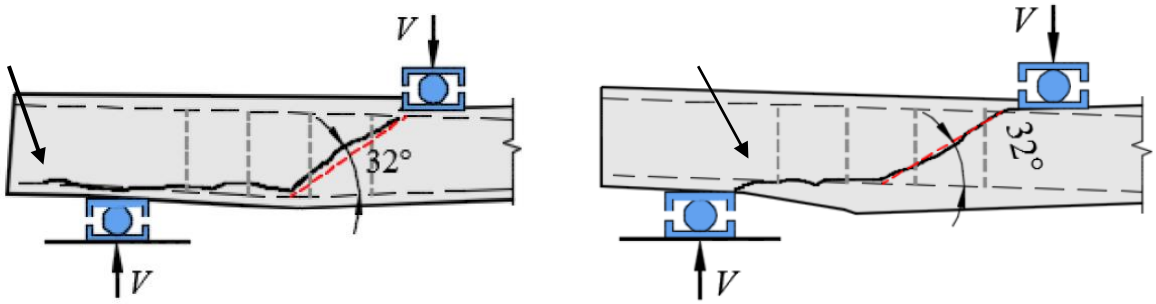


Figura 2.41 - Detalhe das duas lajes mais esbeltas armadas com estribos treliçados pré-fabricados e que apresentaram fissuras de delaminação. (Ferreira, 2016)

Com base nos resultados da pesquisa de Ferreira et al. (2016), Souza et al. (2017) realizaram testes em 5 vigas faixas, sendo uma sem armadura de cisalhamento, para ser a referência às demais lajes, uma armada com *studs,* uma com estribos fechados, duas com estribo treliçado pré-fabricado posicionados à 90º, sendo uma sem armadura complementar e a outra com armadura complementar do tipo gancho tendo como intuito impedir a ruptura prévia por delaminação. As taxas de armadura de cisalhamento utilizadas variaram entre 0,16% e 0,17% para as 5 vigas.

Os resultados obtidos nesta pesquisa corroboraram com os resultados de Ferreira (2016), todas as vigas romperam por cisalhamento. A viga armada com estribos treliçados pré-fabricados sem armadura complementar obteve ganho de resistência de 27% em relação a viga sem armadura de cisalhamento e foi percebido fissuras contínuas de delaminação que levaram à falha da peça. Já na viga armada com estribos treliçados pré-fabricados e com armadura complementar o ganho de resistência foi de 58% com a presença de fissuras de delaminação que não se desenvolveram, a Figura 2.42 mostra as superfícies de ruptura apresentadas pelas duas vigas. O resultado com a armadura complementar foi superior ao ganho de resistência apresentado para a viga armada com estribo fechados que teve acréscimo de apenas 23% e também superior ao resultado da viga armadas com *studs* que teve aumento de resistência de 33%.



a) Laje sem armadura complementar b) Laje com armadura complementar

Figura 2.42 - Detalhe da superfície de ruptura nos espécimes com estribos treliçados pré-fabricados com fissuras de delaminação. (Tapajós, 2017)

Tapajós (2017) seguiu a linha de pesquisa com vigas utilizando esta armadura de cisalhamento em 9 vigas faixas de concreto armado. Uma das vigas foi utilizada para referência, sem nenhuma armadura de cisalhamento, duas foram armadas com *studs*, duas com estribos fechados, quatro com armaduras estribos treliçados pré-fabricados sendo duas sem armadura complementar e duas com armadura complementar do tipo gancho.

Os ensaios foram divididos em duas séries onde variaram as taxas de armaduras de cisalhamento, sendo fixado em 0,17% na primeira série e 0,25% para as vigas da segunda série. O desempenho das armaduras do tipo estribo treliçado pré-fabricado sem e com armadura complementar tiveram ganho de resistência maiores quando a taxa de armadura de cisalhamento foi de 0,17%, apresentando ganhos de resistência em relação à laje sem armadura de cisalhamento nos valores de 23% para a laje sem armadura complementar e 45% para a laje com armadura complementar.

Após as três pesquisas com vigas faixas utilizando os estribos treliçados pré-fabricados, Freitas (2018) realizou o primeiro estudo com o uso dessa armadura de cisalhamento em lajes lisas. Tendo como objetivo verificar os limites superiores de resistência à punção em lajes armadas com estes estribos, para isso, ele utilizou elevadas taxas de armaduras de flexão e de cisalhamento. Ele ensaiou 5 lajes lisas de concreto armado, sendo uma laje de referência sem armadura de cisalhamento, duas com *studs rails* (SR1 e SR2) e duas armadas com estribos treliçados pré-fabricados (SW1 e SW2) sendo uma posicionada à 90º e a outra à 60º em relação à laje, em ambas foram utilizadas as armaduras complementares do tipo gancho.

Os resultados de Freitas (2018) mostraram que a laje SW1 rompeu de forma frágil com claro indício de que a superfície de ruptura possa ter ocorrido por

delaminação e teve um incremento de resistência de 64,4% em relação à laje sem armadura de cisalhamento. Já a laje SW2 teve carga de ruptura superior a SW1 com ganho de resistência de 92,25% em relação à laje sem armadura de cisalhamento e com valor de resistência aproximado ao da SR1 que obteve aumento de 100% no valor da resistência à punção. A laje SW2 rompeu de forma dúctil com elevados deslocamentos para grandes carregamentos, mostrando que as armaduras inclinadas apresentam melhor ancoragem que as posicionadas à 90º e comprovando a eficiência da armadura complementar no controle da delaminação.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

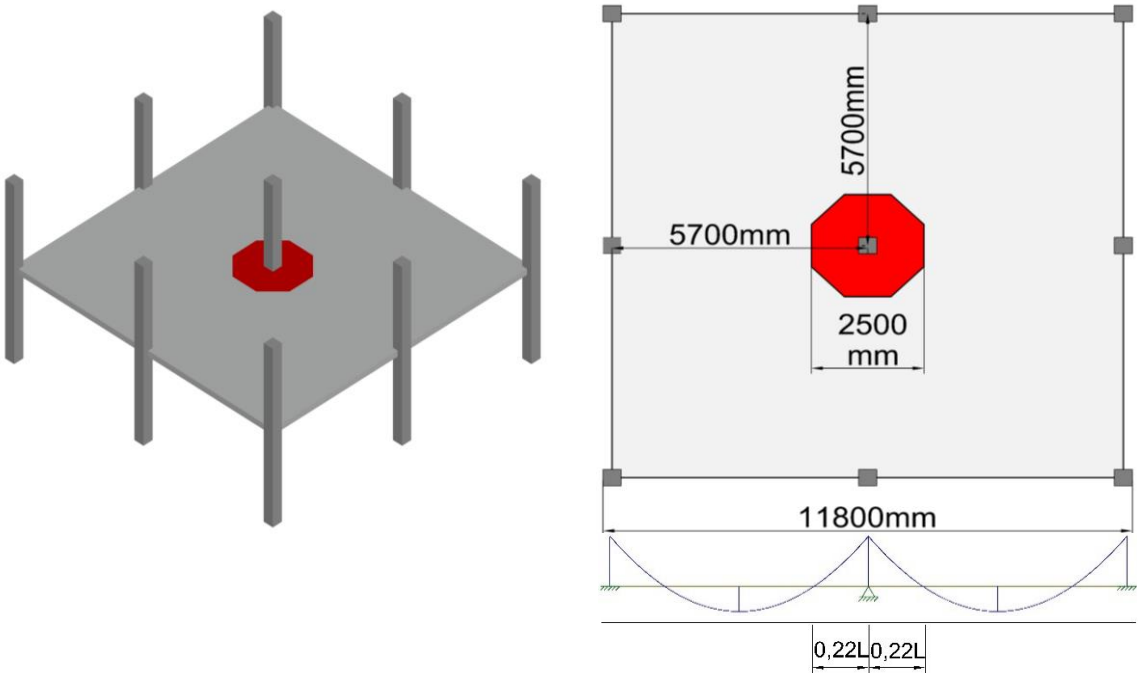
A pesquisa desenvolvida neste trabalho trata-se da segunda fase de uma sequência de 10 (dez) experimentos que fizeram parte da tese de Doutorado do Eng. Manoel Mangabeira Pereira Filho na Universidade de Brasília – UnB (2021). Na primeira fase foram ensaiadas 5 lajes com o objetivo de analisar os limites superiores da resistência à punção na ligação laje-pilar em lajes lisas de concreto armado armadas com *studs rails* e estribos treliçados pré-fabricados. Todas as lajes foram dimensionadas para ter os valores de $VR_{max} \cong 2{,}5$ do valor de VR_c para induzir a ruína por compressão diagonal (biela do concreto próximo ao pilar). Foram utilizadas elevadas taxas de armadura de flexão $\rho \cong 2{,}0\%$, eliminando a possibilidade de ruptura por flexão e taxas de armadura de cisalhamento (ρ_w) variando entre 1,2% a 1,32%, de forma que não ocorressem a ruptura por tração diagonal dentro (VR_{cs}) ou fora das armaduras de cisalhamento (VR_{out}). Nestes ensaios 2 (duas) lajes foram armadas com *studs rails*, 2 (duas) com estribos treliçados pré-fabricados e 1 (uma) sem armadura de cisalhamento, utilizada como referência para comparação dos resultados das lajes.

O programa experimental deste trabalho apresenta os ensaios de 5 (cinco) lajes lisas de concreto armado em escala natural realizados no Laboratório de Estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia da Universidade Federal do Pará – Tucuruí (NDAE – UFPA). Todas as lajes foram armadas à punção com armaduras do tipo estribos treliçados pré-fabricados variando as taxas de armaduras de flexão, as taxas de armadura de cisalhamento e os espaçamentos entre as suas camadas. A pesquisa tem como objetivo geral avaliar a eficiência dos estribos treliçados em acréscimos de resistência em situações usuais com ruptura dentro da região das armaduras de cisalhamento (taxas de armadura de flexão $\rho \cong 1{,}0\%$ e taxas de armadura de cisalhamento (ρ_w) variando entre 0,49% a 0,99%) e o desempenho das lajes com distribuições concentrando estribos treliçados na região próxima ao pilar (1,125*d* da face do pilar). Em ambas situações as lajes foram dimensionadas para que os valores de VR_{cs}/VR_c fossem de 1,7 demostrando que esta armadura de cisalhamento é eficaz para resistir à ruptura por punção.

3.1 Características gerais das lajes

As lajes foram projetadas para representar em escala natural o comportamento da ligação laje-pilar no centro de uma laje de 11800mm x 11800mm apoiada sobre pilares quadrados de 400mm de lado (Figura 3.1). Todas as lajes são octogonais com lados de 1036mm, espessura de 210mm, altura útil variando entre de 165mm e 171mm e distância entre as faces opostas de 2500mm (Figura 3.2). A distância foi definida considerando os momentos negativos na região do pilar central, considerando-se 0,22L do valor de um vão (centro do pilar de borda ao centro do pilar central), que, para o caso em estudo tem-se L=5700mm (*fib* Model Code 2010, 2013)).

Além das 5 (cinco) lajes ensaiadas para esta pesquisa, SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7, foram utilizados os resultados de 2 (duas) das lajes ensaiadas por Freitas (2018), S0 e SW2, para comparação direta com o desempenho da laje SW3 que possui características semelhantes. A Tabela 3.1 apresenta o resumo das características das lajes como a altura útil (d), com os valores medidos antes da concretagem, taxa de armadura (ρ *e* ρ_w), diâmetro das barras ($\emptyset_f$ e $\emptyset_w$), tensão de escoamento (f_{ys} e f_{yws}) e módulo de elasticidade (E_s e E_{ws}) das armaduras de flexão e de cisalhamento respectivamente, e o ângulo de inclinação (α), número de camadas, número de linhas, espaçamento entre a face do pilar e a primeira camada (S_0) e espaçamento entre camadas (S_r) das armaduras de cisalhamento.



a) Modelo de laje escala natural b) Dimensões e diagrama momento fletor

Figura 3.1 - Detalhes das lajes

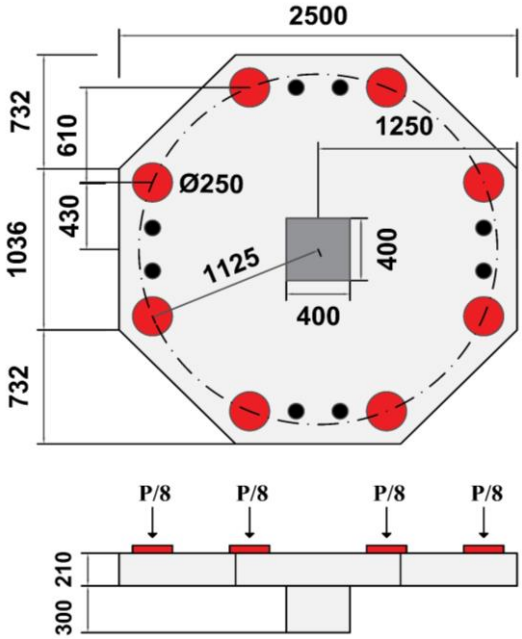


Figura 3.2 - Características gerais das lajes e pontos de carregamento

Tabela 3.1 - Resumo das características das lajes

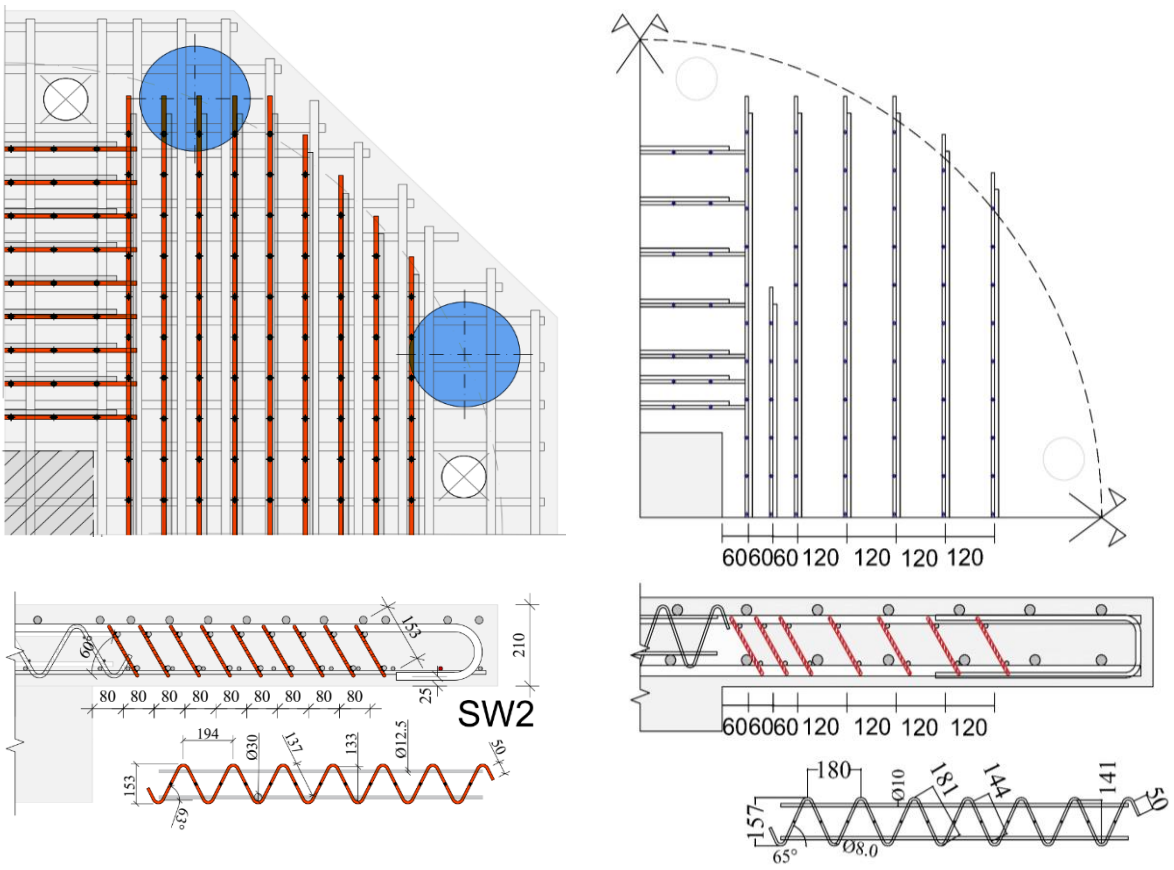
LAJES		*d* (mm)	ρ (%)	$\varnothing f_{ys}$ (mm)	f_{ys} (MPa)	E_s (GPa)	ρ_w (%)	$\varnothing_w$ (mm)	f_{yws} (MPa)	E_{ws} (GPa)	α (º)	N° cam.	S_0 (mm)	S_r (mm)
Freitas (2018)	S0	156	2,02	25	527,4	192,4	-	-	-	-	-	-	-	-
	SW2	152	1,99	20	506,7	197,5	1,32	10	590,3	212,8	60	9	80	80 [1]
Esta pesquisa	SW3	168	1,89	25	527,4	192,4	0,99	8,0	555	212,1	60	7	60	60 [2]
	SW4	171	1,04	20	506,7	197,5	0,73					8	80	90 [3]
	SW5	165	1,07		506,7	197,5	0,78	6,3	430	204,7		7	60	60 [2]
	SW6	168	1,06		506,7	197,5	0,49					8	80	90 [3]
	SW7	169	1,05		506,7	197,5		5,0	675	193,7		7	60	60 [2]
Obs.:	Propriedades do concreto (Freitas (2018)): f_c = 29,2 MPa; f_{ct} = 3,72 MPa; E_c = 36,5 GPa Propriedades do concreto (Esta pesquisa): f_c = 26,9 MPa; f_{ct} = 2,16 MPa (Lajes SW3, SW4 e SW5); f_c = 35,3 MPa; f_{ct} = 3,32 MPa (Laje SW6); f_c = 23,1 MPa; f_{ct} = 3,44 MPa (Laje SW7); [1]Grade com 9 camadas; [2] Grade com 7 camadas e S_r de 120mm a partir da 3ª camada; [3] Grade com 8 camadas. Propriedades das armaduras complementares (Freitas (2018)): f_{yw} = 453.3 MPa e E_{sw} = 197.4 GPa Propriedades das armaduras complementares (Esta pesquisa): f_{yw} = 430.0 MPa e E_{sw} = 204.7 GPa													

A laje SW3 foi armada à punção com estribos treliçados pré-fabricados inclinados à 60º em relação a laje e com diâmetro de Ø8,0mm, foi adotado arranjo do tipo grade com distribuição das armaduras concentrando as três primeiras camadas próximas ao pilar, a taxa de armadura de cisalhamento foi de ρ_w=0,99%. A primeira camada das armaduras de cisalhamento foi posicionada à 60mm da face do pilar, seguindo as recomendações do ACI 318 (2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014) que recomendam que S_{r0} seja menor ou igual a 0,5*d*. A segunda e a terceira camadas foram posicionadas com 60mm e 120mm afastadas da primeira camada

respectivamente, para as demais camadas os espaçamentos seguem as mesmas normas estando afastados entre si (S_r) por 120mm, valor menor do que 0,75*d,* que é o valor máximo recomendado. Foram utilizadas 7 camadas de armadura de cisalhamento para afastar a possibilidade de ruptura fora da região de armaduras (VR_{out}).

Objetivos dos ensaios da laje SW3:

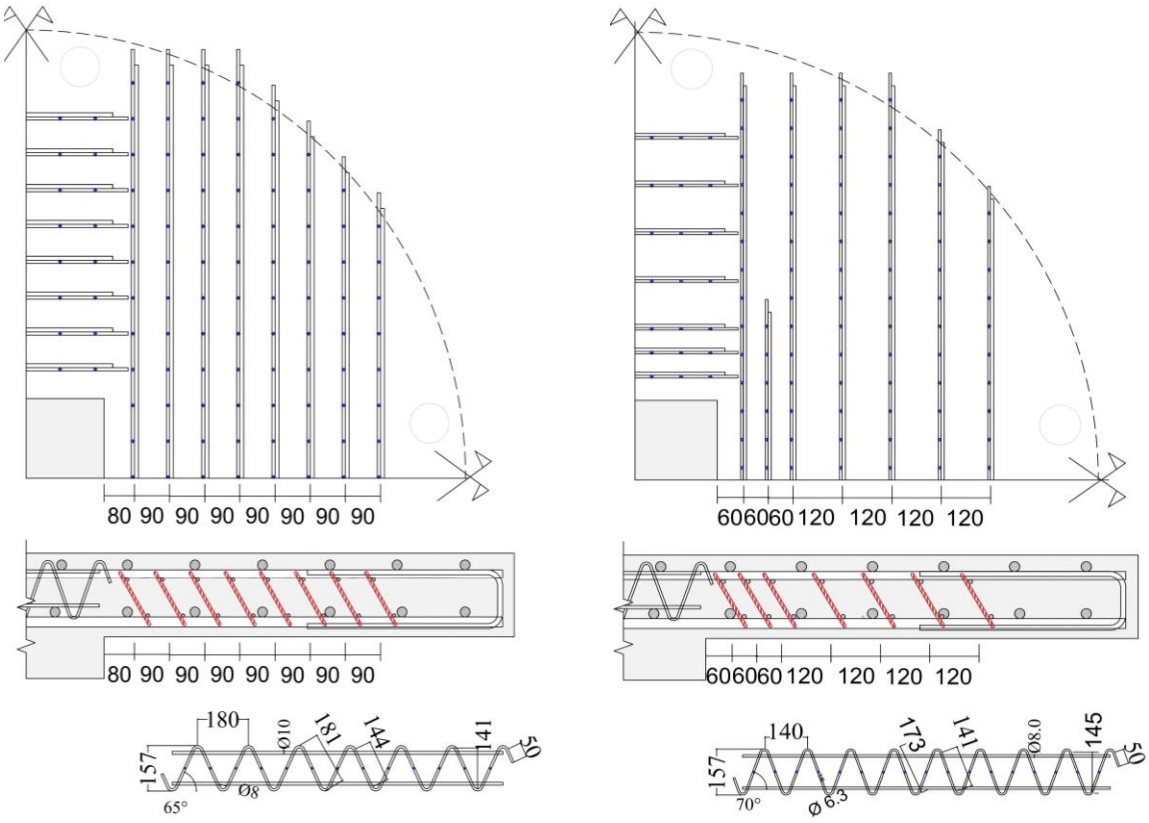
a) verificar a eficiência dos estribos treliçados pré-fabricados através da comparação direta com os resultados das lajes S0 e SW2. As lajes têm a mesma taxa de armadura de flexão e taxas de armadura de cisalhamento semelhantes, mas os espaçamentos entre as camadas diferentes sendo possível verificar a influência da redução do espaçamento entre as camadas localizadas dentro na região próxima ao pilar no desempenho geral laje. A laje S0, tem as mesmas características das lajes SW2 e SW3, mas sem armadura de cisalhamento, portanto, será a laje de referência para acréscimo de resistência da laje SW3. A Figura 3.3 apresenta as principais características das lajes SW2 e SW3.



a) Laje SW2 (Freitas, 2018) b) Laje SW3

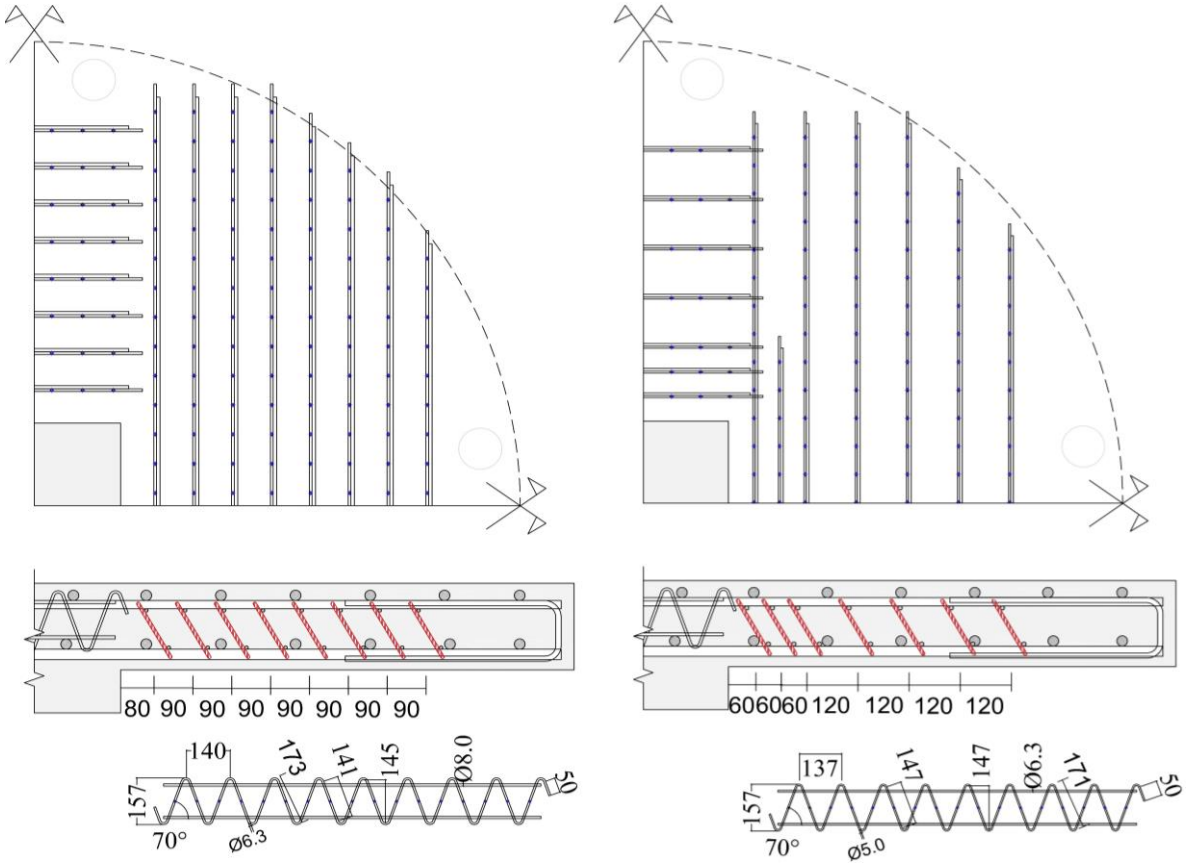
Figura 3.3 - Lajes SW2 e SW3 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm)

As lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 foram armadas à punção com estribos treliçados pré-fabricados inclinados à 60º em relação à laje e com diâmetro de ø8,0mm (SW4), ø6,3mm (SW5 e SW6) e ø5,0mm (SW7). Utilizou-se arranjo do tipo grade para todas as lajes, mas com espaçamento entre as camadas diferentes. Para as lajes SW4 e SW6 a primeira camada (S_{r0}) foi posicionada à 80mm da face do pilar e as demais têm espaçamentos iguais a 90mm entre elas, a taxa de armadura de cisalhamento foi de ρ_w=0,73% e ρ_w=0,49%, respectivamente, foram utilizadas 8 camadas de armadura de cisalhamento em cada laje. Nas lajes SW5 e SW7 utilizou-se distribuição das armaduras de cisalhamento concentrando-as próximas ao pilar (1,125*d*), com a primeira camada posicionada à 60mm da face do pilar e a segunda e terceira camadas afastadas à 60mm e 120mm respectivamente da primeira camada, as taxas de armadura de cisalhamento foram de ρ_w=0,78% e ρ_w=0,49%, respectivamente, foram utilizadas 7 camadas de armaduras de cisalhamento em cada laje. As Figura 3.4 e Figura 3.5 apresenta as principais características das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7.



a) Laje SW4 b) Laje SW5

Figura 3.4 - Lajes SW4 e SW5 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm)



a) Laje SW6 b) Laje SW7

Figura 3.5 - Lajes SW6 e SW7 – Estribos W inclinados à 60° (Medidas em mm)

Para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 o desempenho foi analisado através de comparação direta entre os seus resultados tendo como objetivos:

a) analisar a influência da concentração das armaduras de cisalhamento próxima do pilar (SW5 e SW7) no desempenho geral das lajes, pois este modelo de distribuição proporciona menor consumo de material e mais agilidade na execução. Para isso, foram montados dois conjuntos de análises SW4xSW5 e SW6xSW7, estas lajes foram dimensionadas com valores das taxas de armadura de flexão e cisalhamento aproximados, mas com diâmetros, taxa de armadura de cisalhamento e espaçamento entre as camadas de diferentes.

b) analisar a influência da taxa de armadura de cisalhamento no desempenho das lajes, para isso foram comparados os resultados das lajes SW4xSW6 e das lajes SW5xSW7, pois estes conjuntos possuem a mesma taxa de armadura de flexão, mesma forma de distribuição das armaduras de cisalhamento e mesmo espaçamento entre as camadas tendo apenas as taxas de armadura de cisalhamento diferentes.

Para todas as lajes foram analisados: em qual passo de carga as armaduras de cisalhamento escoaram e quais camadas foram mais solicitadas; se as armaduras complementares superiores e inferiores foram solicitadas e em qual passo de carga isto ocorreu, nesta análise tenta-se verificar o início da fissuração por delaminação; se houve o escoamento das armaduras de flexão; e analisar os desempenhos quanto a resistência, deslocamento e deformações do concreto e das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares através dos resultados obtidos na instrumentação que será descrita no item 3.4 deste trabalho.

Para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 foram utilizados como valores de referência da resistência de uma laje sem armadura de cisalhamento as previsões de cálculos dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), pois de acordo com Pereira Filho (2016) a sua previsão é a que apresenta menor dispersão e melhor considera a influência dos parâmetros que influenciam na resistência à punção em lajes sem armadura de cisalhamento.

3.2 Materiais

3.2.1 Armadura de Flexão

A laje SW3 foi dimensionada para ter taxa de armadura de flexão tracionada ρ=1,89%, as armaduras superiores e inferiores foram formadas por malhas ortogonais composta por 16 barras retas de aço CA-50 ∅25mm e por 10 barras retas de aço CA-50 ∅12,5mm respectivamente e em cada direção (x, y), distribuídas de forma que não interferissem no posicionamento das armaduras de cisalhamento e das armaduras complementares (Figura 3.6). Para todas as lajes desta pesquisa a ancoragem das barras tracionadas deu-se pela continuidade das mesmas em suas extremidades, utilizou-se ganchos U com diâmetro ∅12,5mm e com comprimento de ancoragem conforme recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014).

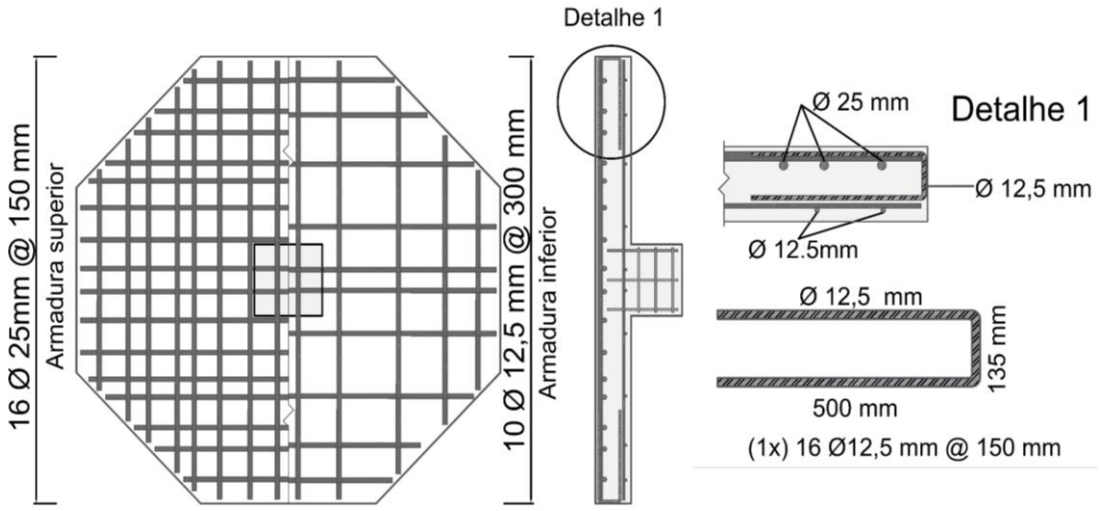


Figura 3.6 - Detalhamento das armaduras de flexão da laje SW3

As lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 foram dimensionadas com taxas de armadura de flexão usuais e com valores que garantissem que as rupturas ocorressem por punção e não por flexão (ρ entre 1,04% e 1,07%). As armaduras superiores e inferiores foram compostas por malhas ortogonais compostas 14 barras retas de aço CA-50 ø20mm e por 10 barras retas de aço CA-50 ø12,5mm, respectivamente e em cada direção (x, y), distribuídas de forma que não interferissem no posicionamento das armaduras de cisalhamento e complementares. A Figura 3.7 apresenta o detalhamento das armaduras de flexão destas lajes e a Figura 3.8 apresenta como foram executadas as armaduras de flexão superior das lajes SW3 e SW4.

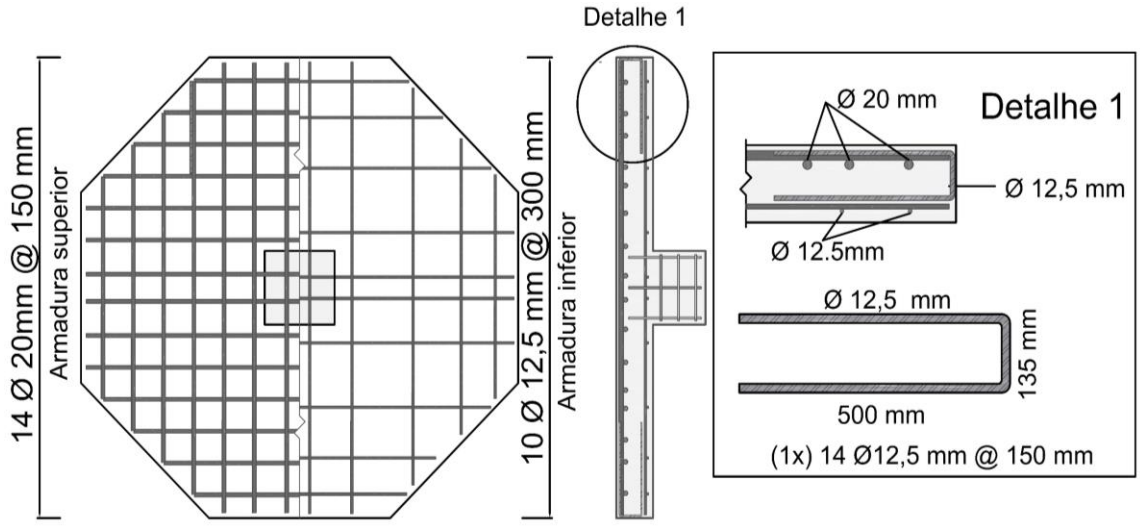


Figura 3.7 - Detalhamento das armaduras de flexão das Lajes SW4, SW5, SW6 e SW7

a) Laje SW3 – com barras Ø25mm b) Laje SW4 com barras Ø20mm

Figura 3.8 - Distribuição das armaduras de flexão na face superior das lajes SW3 e SW4

Foi adotado cobrimento inferior de 25mm para todas as lajes, os superiores variaram ficando 17mm para a laje SW3 (armada com ø25mm) e entre 19mm e 25mm para as demais lajes.

A taxa de armadura de flexão tracionada foi calculada através da Equação 3.1:

$$\rho_{(x,y)} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \times d} \qquad (3.1)$$

Onde:

$\rho_{(x,y)}$ é a taxa de armadura de flexão em cada uma das direções ortogonais e calculada pela Equação 3.2:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \times \rho_y} \qquad (3.2)$$

A_s é a área de aço da armadura de flexão;

A_c é a área de concreto;

b_w é a largura da seção de concreto considerada para o cálculo, aqui considerada como a largura total da laje a ser ensaiada (2500mm);

d é a altura útil da laje.

3.2.2 Armadura dos pilares

As armaduras dos pilares foram compostas por 8 barras de CA-50 com ø12,5mm de diâmetro na direção longitudinal e por estribos de ø10mm de diâmetro espaçados a cada 100mm, o cobrimento em todos os lados e fundo do pilar foi de

25mm. Devido à área da chapa de aplicação da carga ser menor que a área base do pilar, foram adicionados 2 ganchos em forma de cruz com ø10mm de diâmetro espaçados a cada 100mm para combater possíveis esforços de fendilhamento, a Figura 3.9 ilustra o detalhamento das armaduras utilizadas nos pilares das lajes.

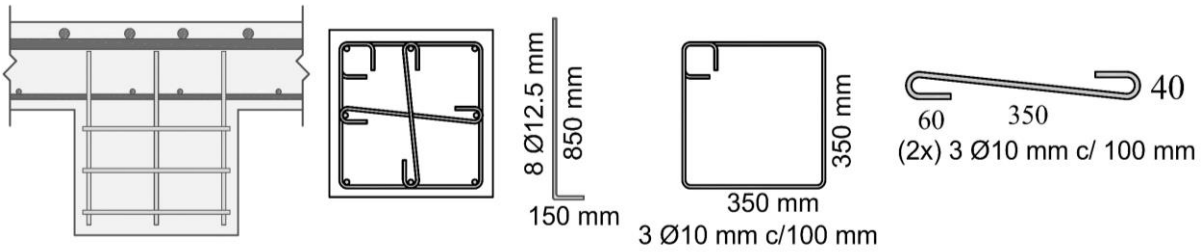


Figura 3.9 - Detalhamento das armaduras do pilar

3.2.3 Armadura de Cisalhamento

As armaduras de cisalhamento foram dimensionadas para ter-se as taxas de armadura conforme descrito no item 3.1. Para a composição da quantidade de linhas que seriam contabilizadas para o cálculo da taxa de armadura de cisalhamento foram considerados as pernas de estribos presentes dentro da região à 1,125*d* da face do pilar divididas pela quantidade de camadas dentro da mesma região. A taxa de armadura de cisalhamento foi calculada através da Equação 3.3.

$$\rho_w = 100 \times \frac{A_{sw}}{S_r} \times \left[4 \times \left(c + \left(d \times \pi \right) \right) \right] \qquad (3.3)$$

Onde:

ρ_w é a taxa de armadura de cisalhamento;

S_r é o espaçamento entre as camadas de armadura dentro da região à 1,125d da face do pilar;

c é a dimensão do pilar;

d é a altura útil da laje;

A_{sw} é área de aço das armaduras de cisalhamento dentro da região à 1,125*d* da face do pilar, dada pela Equação 3.4:

$$A_{sw} = \frac{\pi \times \phi_w^2}{4} \times n \qquad (3.4)$$

Onde:

$\emptyset_w$ é o diâmetro da barra da armadura de cisalhamento;

n é o número de pernas dentro da região à 1,125*d* da face do pilar;

3.2.4 Armadura complementar

Os estribos treliçados pré-fabricados são armaduras de cisalhamento posicionadas entre as malhas das armaduras de flexão superior e inferior sem ancoragem entre elas. Para garantir a ancoragem das armaduras de cisalhamento e evitar a ruptura prévia por delaminação são utilizados ganchos tipo “U” (Figura 3.10) fixados nas armaduras de flexão superiores e inferiores dentro da região à 2*d* da face do pilar. Os ganchos são confeccionados com barras de aço com diâmetro de ∅6,3mm, a quantidade de ganchos por laje é obtida igualando a tensão de escoamento das armaduras de cisalhamento com as dos ganchos, garantindo áreas de aço iguais, conforme Equação 3.5. Os ganchos são posicionados envolvendo as armaduras de flexão inferior e superior como mostra a Figura 3.11.

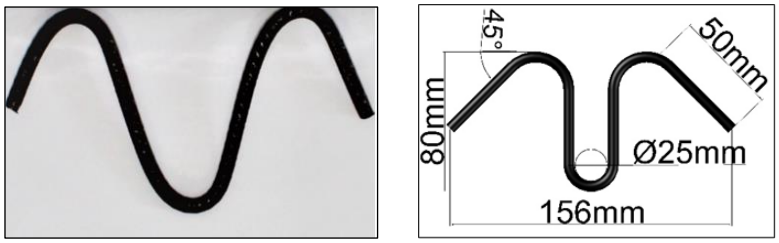


Figura 3.10 - Detalhamento da armadura complementar

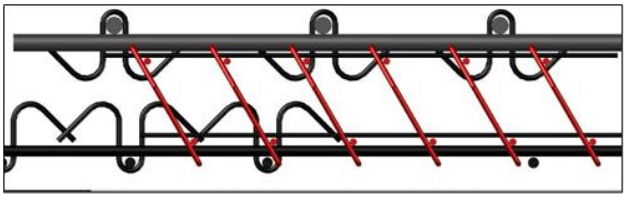


Figura 3.11 - Detalhe da fixação das armaduras complementares nas armaduras de flexão

$$A_{swc} = \frac{\left(A_{sw}/\gamma_s\right)\times f_{yws}}{f_{ywc}} \qquad (3.5)$$

Onde:

A_{swc} é a área de aço das armaduras complementares;

A_{sw} é a área de aço das armaduras de cisalhamento;

f_{yws} é a tensão de escoamento do aço das armaduras de cisalhamento;

f_{ywc} é a tensão de escoamento do aço das armaduras complementares.

γ_s é o fator de redução do aço no valor de 1,15.

3.2.5 Concreto

3.2.5.1 Composição

As lajes foram concretadas em duas etapas conforme será descrito no item 3.2.5.2 deste trabalho. O concreto utilizado para a confecção das lajes e dos corpos de provas foi produzido na empresa AMAZON CONCRETO localizada na cidade de Tucuruí. Na dosagem do concreto foi utilizado cimento CPII-E 32 (Cimento *Portland* composto com escória), como agregado miúdo foi utilizado areia fina de quartzo e como agregado graúdo brita nº 2 na primeira etapa e brita nº 1 na segunda etapa, ambas fornecidas pela Eletronorte e proveniente da britagem de rochas basálticas e com diâmetro máximo de 25mm e 19mm, respectivamente. A Tabela 3.2 apresenta a quantidade de material utilizado para composição de 1m³ de concreto com previsão do f_{ck} para 30MPa.

Tabela 3.2 - Composição do traço de concreto adotado

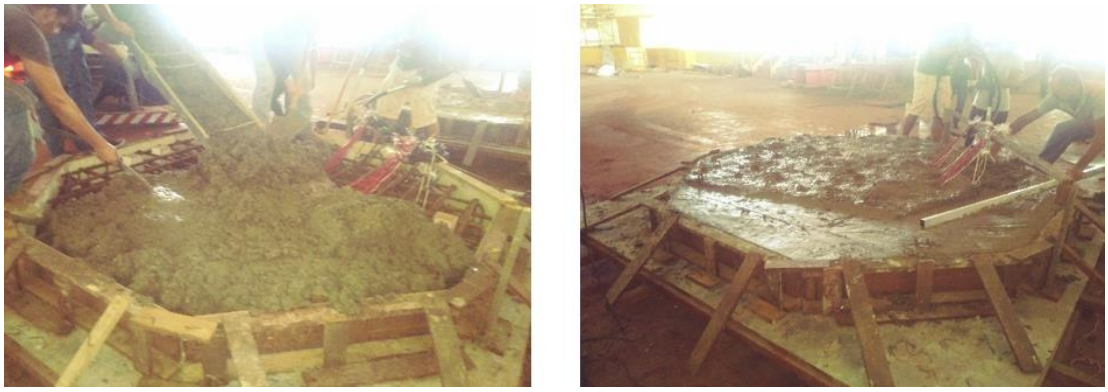
Materiais	Traço unitário	Quantidade (kg/m³)
Cimento CPII - E 32	1	388
Areia	2,3	891
Brita*	2,5	968
Relação água/cimento *(a/c)*	0,44	166,5

*primeira etapa brita nº 2 e para segunda etapa brita nº1

3.2.5.2 Concretagem e cura das lajes

A concretagem das lajes foi realizada em duas etapas. A primeira foi realizada no dia 19/09/2019 onde foram concretadas as lajes SW3, SW4, SW5 e SW7 (Figura 3.12). O concreto foi transportado através de caminhão betoneira da usina de concretagem até o Laboratório de Estruturas do NDAE, foram utilizados 4,56m³ de concreto para a concretagem das 4 lajes e para a confecção dos corpos de prova.

Foram moldados 31 corpos de prova circulares com dimensões 15cmx30cm e 27 corpos de prova cilíndricos com dimensões 10cmx20cm conforme as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2016). No momento do recebimento do caminhão foi realizado o ensaio *slump test* seguindo as recomendações da NBR NM 67 (ABNT, 1998) que resultou em um abatimento de tronco de cone igual a 6,5cm. A concretagem foi realizada durante 3h e para adensamento do concreto foram utilizados dois vibradores de imersão.



3.12 - Concretagem da primeira etapa

A segunda etapa foi realizada no dia 22/10/2019 para concretar a laje SW6. O concreto foi comprado e transportado da mesma forma e pela mesma empresa da primeira etapa. Foram utilizados 1,3m³ de concreto para a concretagem da laje e para a confecção de 18 copos de provas. Foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos com dimensões 15cmx30cm e 12 corpos de prova cilíndricos com dimensões 10cmx20cm conforme as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2016). Os corpos de prova moldados na primeira e na segunda etapas foram utilizados para a realização dos ensaios de resistência à compressão (f_c), resistência a tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e módulo de elasticidade do concreto (E_c). No momento do recebimento do caminhão foi realizado o ensaio *slump test,* conforme as recomendações da NBR NM 67 (ABNT, 1998), que resultou em um abatimento de tronco de cone igual a de 6,5cm. A concretagem foi realizada durante uma hora e para adensamento do concreto foram utilizados dois vibradores de imersão (Figura 3.13).

3.13 - Concretagem da segunda etapa

A cura do concreto em ambas as etapas foi iniciada 5 horas após a finalização das concretagens e consistiu em molhar a superfície do concreto das lajes e dos corpos de provas, este processo foi realizado 5 vezes ao dia por 7 dias seguidos.

3.2.6 Propriedades mecânicas dos materiais

As propriedades mecânicas dos materiais foram verificadas através de ensaios realizados no Laboratório de Estruturas do NDAE – UFPA conforme descrição a seguir.

3.2.6.1 Aço

As propriedades mecânicas dos aços utilizados para as armaduras de flexão, cisalhamento e complementares foram obtidas através do ensaio de tração axial seguindo as recomendações da NBR 6892-1 (ABNT, 2013): Materiais metálicos – Ensaio de tração parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Para cada tipo e diâmetro de barra instrumentada foram separados 3 corpos de prova com 60cm de comprimento. Foram utilizados a média dos resultados dos 3 corpos de prova de cada diâmetro para a caracterização das propriedades mecânicas dos aços (tensão de escoamento (f_{ys}), deformação específica (e_{ys}), módulo de elasticidade (E_s). A Tabela 3.3 apresenta o resumo das características das barras ensaiadas.

Tabela 3.3 - Caracterização das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares

Barras de Aço	Ø mm	f_{ys} (MPa)		e_{ys} (‰)	E_s (Gpa)	
		Média	Desvio Padrão		Média	Desvio Padrão
Estribos	5,0	675,0	21,2	3,48	193,7	1,9
Estribos e ganchos	6,3	430,0	17,3	2,11	204,7	10,1
Estribos	8,0	555,0	13,2	2,64	212,1	20,0
Flexão	20,0	506,8	19,9	2,58	197,5	11,2
	25,0	527,4	21,9	2,74	192,4	1,2

3.2.6.2 Concreto

Para a obtenção das propriedades mecânicas do concreto foram utilizados 6 corpos de prova cilíndrico com dimensões 10cmx20cm por laje para os ensaios de resistência à compressão simples (f_c) e resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$). Para o ensaio do módulo de elasticidade (E_{ci}) foram moldados 3 corpos de prova com dimensões 15cmx30cm para cada laje. Os ensaios foram executados seguindo as recomendações das seguintes normas:

a) NBR 5739 (ABNT, 2018): Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, utilizando a Equação 3.6 apresentada no item 6.1 da norma.

$$f_c = \frac{4F}{\pi \times D^2} \qquad (3.6)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão, expressa em megapascals (MPa);

F é a força máxima obtida no ensaio, expressa em Newtons (N);

D é o diâmetro do copo de prova, expresso em mm.

b) NBR 7222 (ABNT, 2011) Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral, através da Equação 3.7 apresentada no item 6.1 desta norma.

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi \times d \times l} \qquad (3.7)$$

Onde:

$f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, expressa em megapascals (MPa);

F é a força máxima obtida no ensaio, expressa em newtons (N);

d é o diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm);
l é o comprimento do corpo de prova, expresso em milímetros (mm).

Para o valor da resistência à tração direta do concreto (f_{ct}) utilizou-se a Equação 3.8 dada pela NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$f_{ct} = 0{,}9 \times f_{ct,sp} \qquad (3.8)$$

c) A NBR 8522 (ABNT, 2017): Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão estipula como deve ser realizado os ensaios para obtenção do módulo de elasticidade (E_{ci}). Para este trabalho, não foi possível obter o valor do módulo de elasticidade através dos ensaios por problemas técnicos no laboratório. Utilizou-se então a Equação 3.9 dada no item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para estimar o valor do módulo de elasticidade.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600\sqrt{f_{ck}} \rightarrow \text{para concretos de 20MPa a 50MPa} \qquad (3.9)$$

A Tabela 3.4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do concreto. Para as lajes SW3, SW4 e SW5, que foram concretadas no mesmo dia e ensaiadas em um intervalo inferior a 6 dias, foi considerada a média entre eles para os valores de compressão simples (f_c) e resistência à tração direta(f_{ct}). Para as lajes SW6 e SW7 foram considerados os valores médios entre os 3 corpos de prova de cada laje. A partir da Equação 3.9 foram obtidos os valores do Módulo de Elasticidade para cada uma das lajes.

Tabela 3.4 - Caracterização das propriedades do concreto

Lajes	Idade (dias)	d_g (mm)	f_c (MPa)		f_{ct} (MPa)		E_{ci} (GPa)	
			Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	Valor calculado	Desvio Padrão
SW3	121	25	31,9	2,5	2,7	0,3	37,95	
SW4	123	25	22,5	3,5	1,9	0,2	31,88	
SW5	126	25	26,2	1,6	2,1	0,1	34,40	
Média (SW3+SW4+SW5)	**-**	**-**	**26,9**	**2,5**	**2,2**	**0,2**	**34,74**	-
SW6	98	19	35,3	2,8	3,3	0,1	39,93	
SW7	130	25	23,1	1,4	3,4	0,1	32,30	

3.3 Instrumentação

Foram utilizados extensômetros elétricos da marca KYOWA ELETRONIC INSTRUMENTS CO. LTD. do tipo KFG-5-120-C1-11 para monitorar as deformações das barras das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares. A instrumentação das barras deu-se através dos seguintes procedimentos: regularização da superfície com utilização de um esmeril de bancada para as barras de ø25mm e ø20mm e com lima chata para os demais diâmetros (Figura 3.14a), limpeza da superfície, fixação dos extensômetros com cola instantânea (Figura 3.14b), soldagem dos extensômetros aos cabos que foram fixados no ADS e proteção mecânica com a utilização de cola epóxi (araudite) (Figura 3.14c), silicone (Figura 3.14d) e fita de alta-fusão (Figura 3.14e).

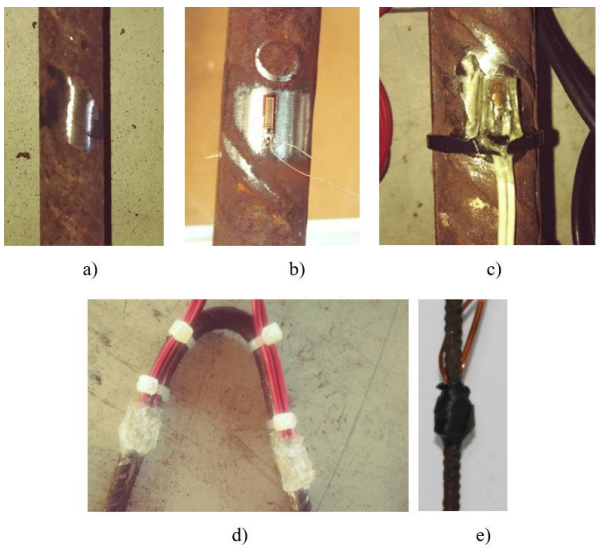


Figura 3.14 – Instrumentação das armaduras de flexão, cisalhamento e complementares

3.3.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais foram monitorados em seis (6) pontos através de LVDTs fixados em vigas de aço apoiadas nas lajes conforme mostra a Figura 3.15. Com o LVDT 6 (seis), posicionado no centro do pilar, foi observado o deslocamento máximo da laje, os demais LVTDs mostraram os deslocamentos verticais ao longo do eixo longitudinal e foi criado um perfil de deslocamento da laje. Para verificar a uniformidade da distribuição das cargas e a inexistência de momentos desbalanceados os quatro (4) tirantes usados para transferência de carga no sistema de ensaio foram monitorados com quatro (4) pares de extensômetros elétricos (E1, E2, E3 e E4) afim de ter-se as curvas de deformação e por análise confirmar a simetria na distribuição das cargas.

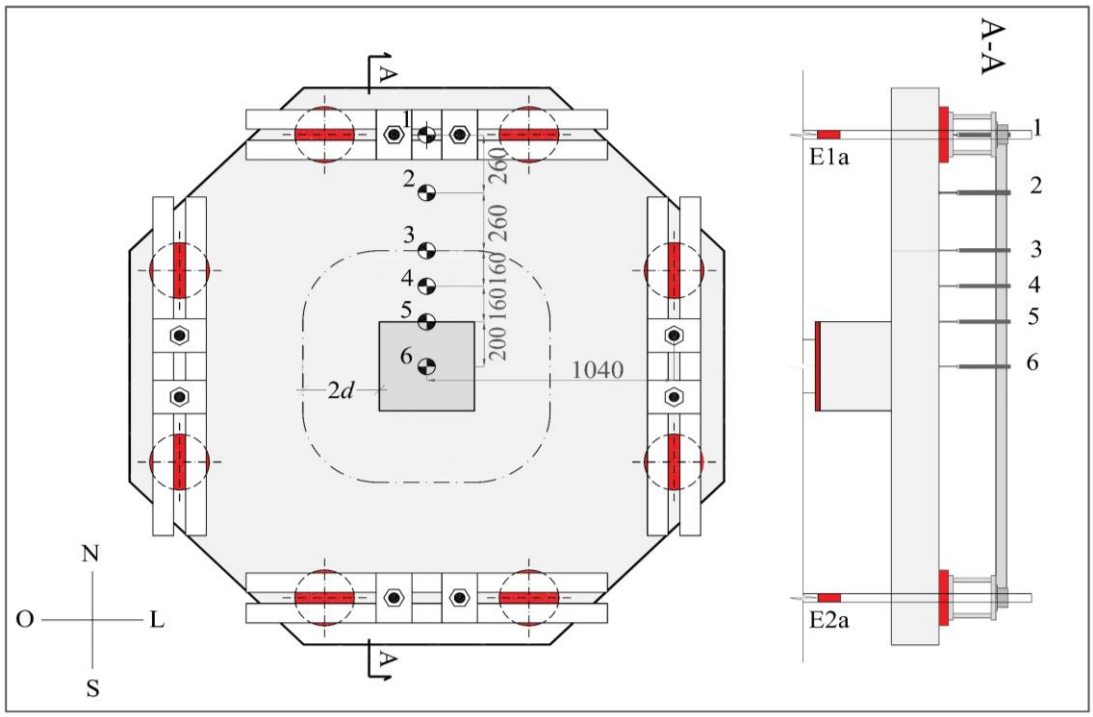
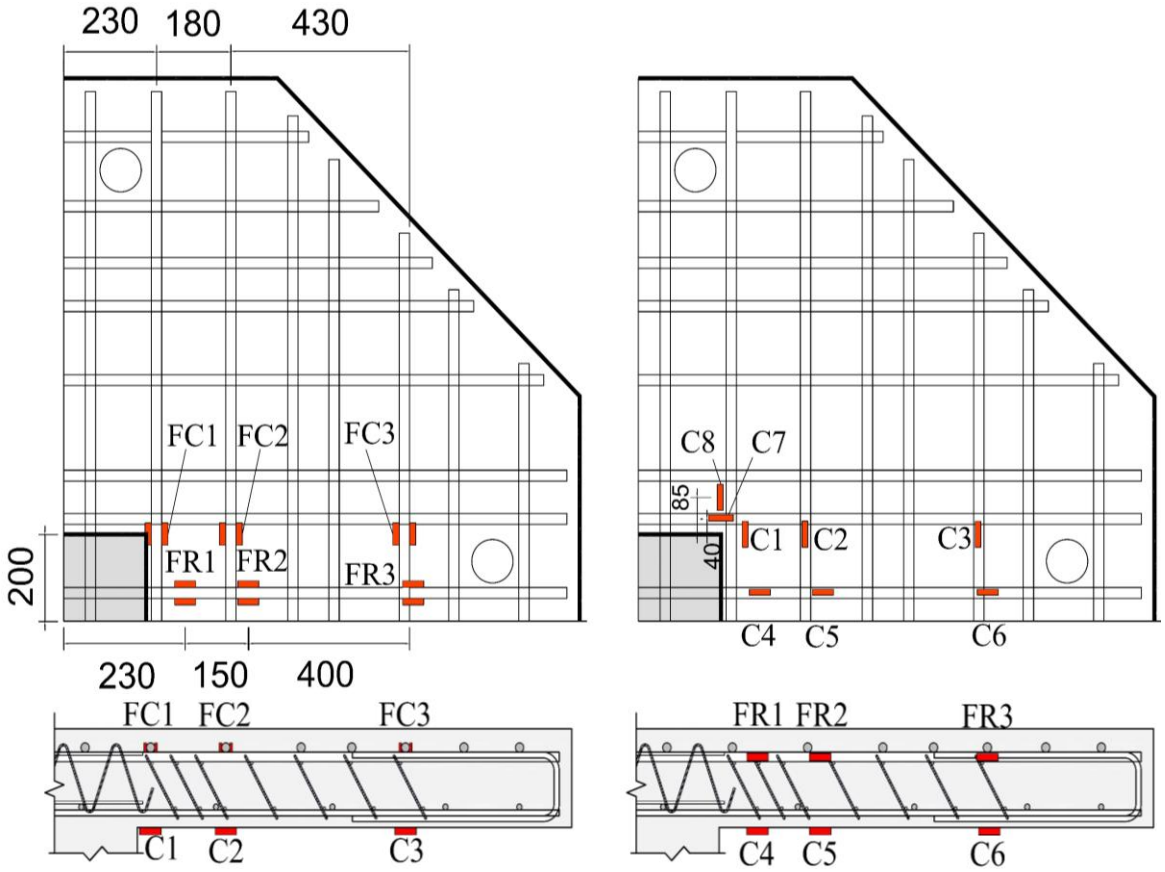


Figura 3.15 - Instrumentação dos deslocamentos verticais – Todas as Lajes

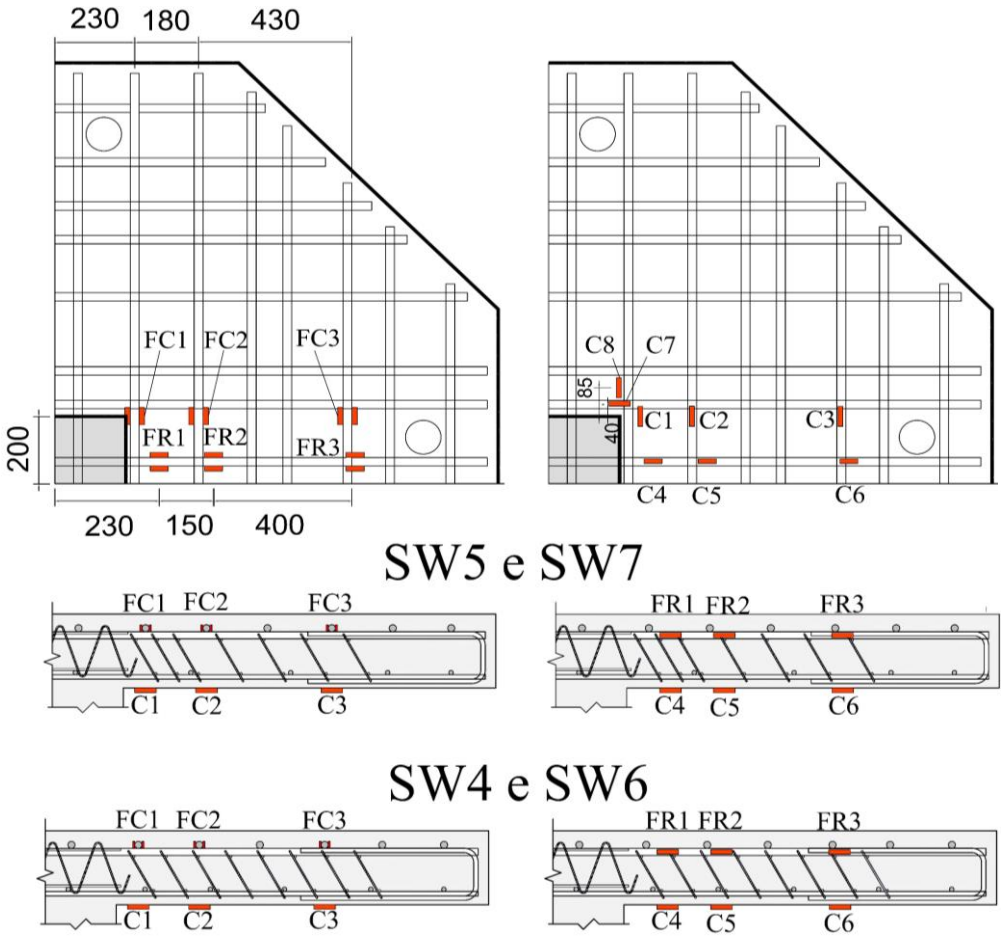
3.3.2 Deformações no concreto e nas armaduras de flexão

As deformações tangenciais e radiais das armaduras de flexão foram monitoradas e registradas através de extensômetros elétricos posicionados em duplas em 6 pontos das lajes, FC1 a FC3 - Flexão Circunferencial e FR1 a FR3 – Flexão Radial, com a finalidade de verificar se as deformações nas barras ocorrem de modo

similar tanto na direção longitudinal como na transversal, criar um perfil de deformações e visualizar o raio de escoamento das lajes. Para cada um dos pontos monitorados nas barras de flexão foi instalado na face inferior da laje um extensômetro de compressão, C1 a C6, para registrar as deformações na face do concreto afim de verificar se houve esmagamento do concreto na zona comprimida e definir a posição da linha neutra em dois passos de carga, os extensômetros C7 e C8 foram posicionados próximos à face do pilar para registar as deformações máximas na superfície do concreto nos sentidos radial e tangencial, o posicionamento detalhado destes extensômetros está apresentado na Figura 3.16 .



a) SW3



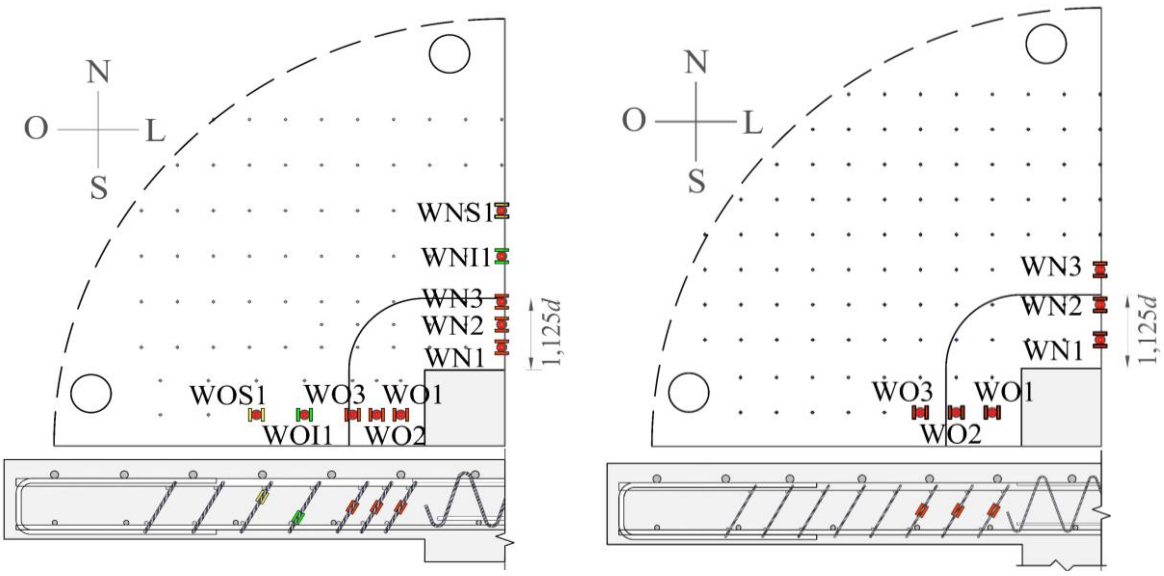
b) SW4, SW5, SW6 e SW7

Figura 3.16 - Instrumentação das deformações devido à flexão das lajes

3.3.3 Deformações nas armaduras de cisalhamento e complementares

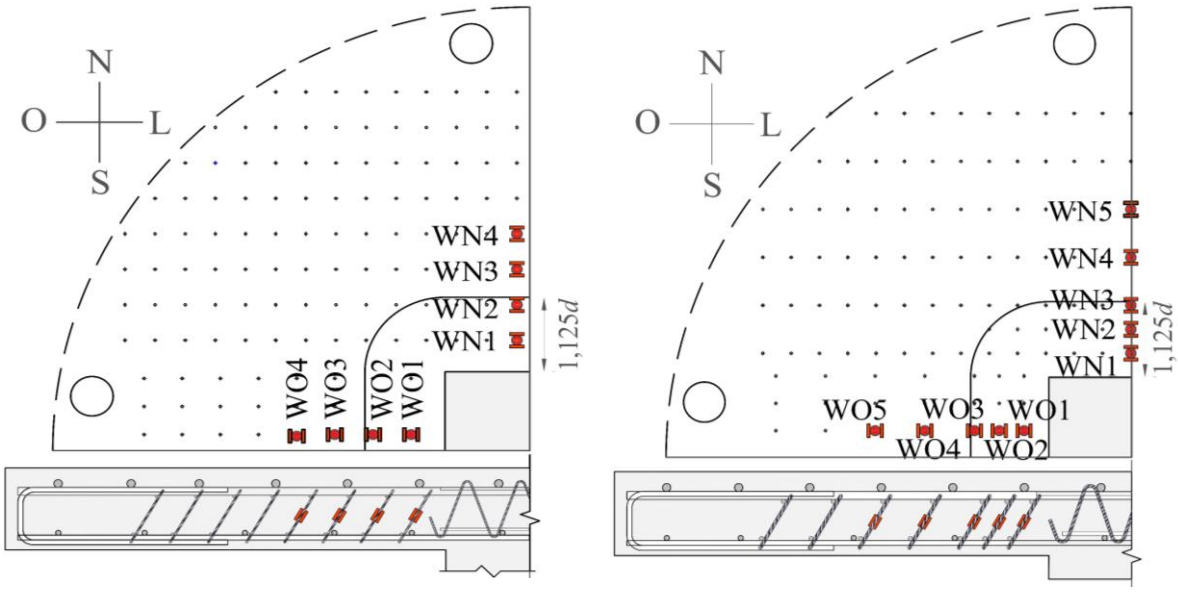
As armaduras de cisalhamento foram instrumentadas com extensômetros elétricos fixados em pares nas pernas das barras que formam as treliças. Foram monitorados 2 (dois) quadrantes de cada laje (Norte e Oeste) e para cada laje foi realizada uma instrumentação diferente com base nos objetivos para cada uma delas. Para a laje SW3 foram utilizados 5 (cinco) pares em cada um dos quadrantes monitorados, sendo 3 (três) pares fixados no centro da barra das três primeiras camadas e dentro da região à 1,125*d* da face do pilar (WN1 a WN3 e WO1 a WO3), 1 (um) par na região inferior da barra (WNI1 e WOI1) e 1 (um) par na região superior da barra (WNS1 e WOS1), estes dois últimos pares foram fixados na 4ª e 5ª camadas da laje respectivamente, e com a finalidade de analisar como ocorrem as deformações quando há maior espaçamento entre as camadas (S_r=120mm), o detalhamento pode ser observado na Figura 3.17a. Nas lajes SW4, SW6 e SW7 também foram

monitorados os 2 (dois) quadrantes da laje com a utilização de 3 (três), 4 (quatro) e 5 (cinco) pares de extensômetros, respectivamente e fixados no centro das barras (WN1 a WN5 e WO1 a WO5). Na da região à 1,125*d* foram monitoradas 2 (duas) camadas nas lajes SW4 e SW6 e 3 (três) camadas na laje SW7, fora desta região foram fixados 1 (um) par na laje SW4 e 2 (dois) pares para as lajes SW6 e SW7 (Figuras 3.17b e Figura 3.18).



a) Laje SW3 b) Laje SW4

Figura 3.17 - Instrumentação das Lajes SW3 e SW4



a) Laje SW6 b) Laje SW7

Figura 3.18 - Instrumentação das Lajes SW6 e SW7

Para a laje SW5 a instrumentação foi baseada nas pesquisas de Schmidt, Kueres e Hegger (2019) e Glikman et al. (2017), com objetivo de registrar as deformações nos estribos ao longo da formação da fissura crítica e verificar a variação das deformações ao longo do corpo do estribo.

Foram monitorados 2 quadrantes da laje SW5 (Norte e Oeste), em cada um deles monitorou-se 3 (três) camadas dentro da região à 1,125*d* da face do pilar e 2 (duas) camadas fora desta região (Figura 3.19). Para não reduzir a aderência das armaduras de cisalhamento com a fixação de 3 pares de extensômetros em uma única perna da treliça, adotou-se a fixação de um par de extensômetro por perna monitora. Na primeira e na terceira camada, dentro da região à 1,125*d* da face do pilar, monitorou-se 3 (três) pernas de estribos, sendo 1 (uma) na parte inferior da barra, 1 (uma) no centro e 1 (uma) na parte superior da barra. Na segunda camada monitorou-se apenas 1 (uma) perna no centro da barra. Fora da região à 1,125*d* da face do pilar foram monitoradas 2 (duas) camadas, com 1 (uma) perna instrumentada na parte inferior da barra e outra na parte superior.

Para todas as lajes foram criados os perfis de deformações das armaduras de cisalhamento e realizada a comparação dos desempenhos conforme objetivos descritos no item 3.1.

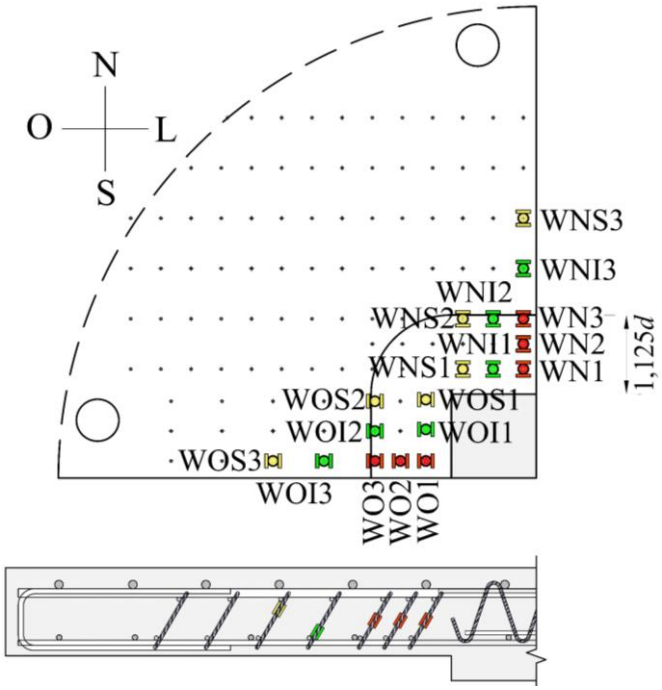


Figura 3.19 - Instrumentação das lajes SW5

As armaduras complementares (C) foram instrumentadas com a utilização de extensômetros elétricos fixados em pares no centro das pernas das armaduras. Foram monitorados 2 (dois) quadrantes das lajes com 5 pares em cada um deles. No primeiro quadrante (Norte - N) monitorou-se 2 (dois) ganchos superiores e 3 (três) inferiores, no segundo quadrante (Oeste - O) monitorou-se 3 (três) pares na parte superior e 2 (pares) na parte inferior. Buscou-se verificar se houve escoamento destas armaduras, em quais camadas ocorreram, em qual passo de cargas elas começaram a ser solicitadas e, a partir dos resultados criar o perfil de deformações das armaduras complementares dentro da região à 2*d* da face do pilar.

As Figuras a seguir apresentam o detalhamento do posicionamento dos extensômetros fixados nos ganchos ancorados na parte inferior (CNI e COI) e superior (CNS e COS) das armaduras de flexão, sendo a Figura 3.20 referentes à laje SW3, Figura 3.21 à laje SW4, Figura 3.22 à laje SW5, Figura 3.23 à laje SW6 e Figura 3.24 à laje SW7.

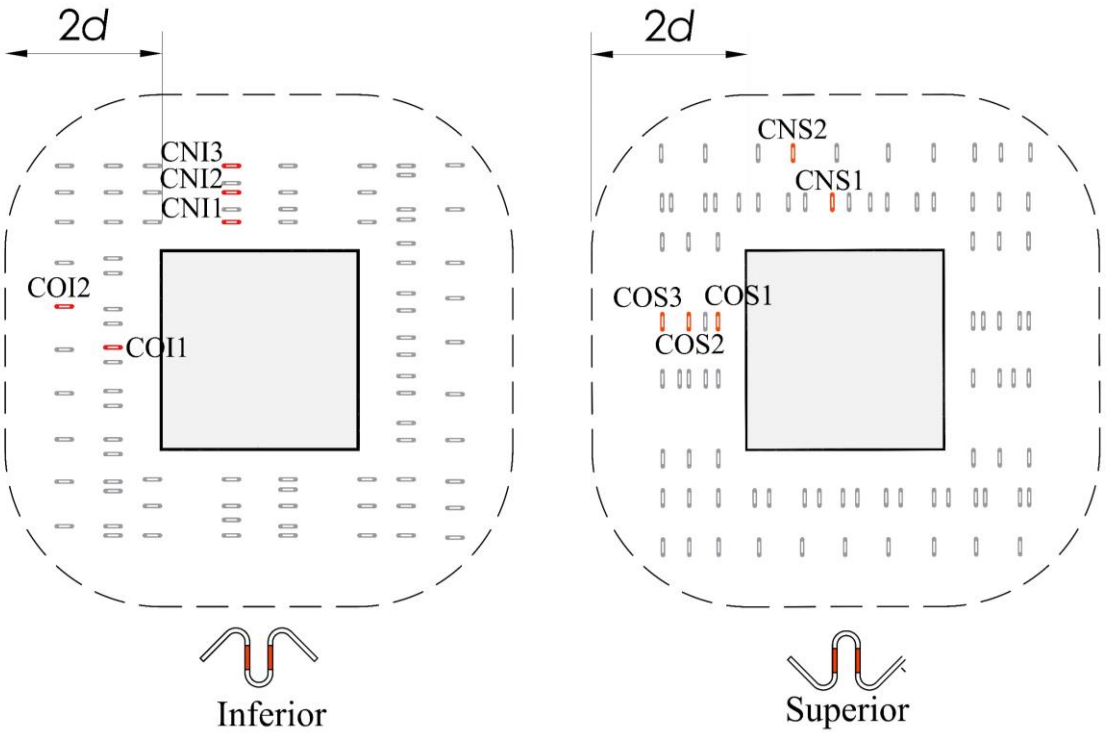


Figura 3.20 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW3

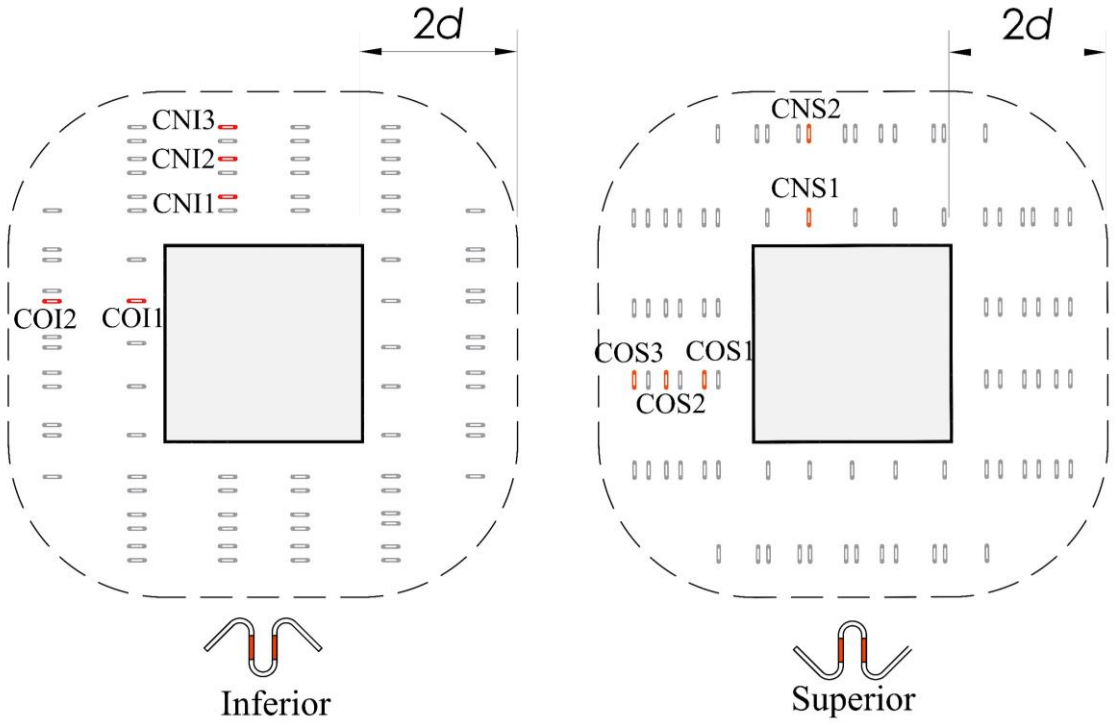


Figura 3.21 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW4

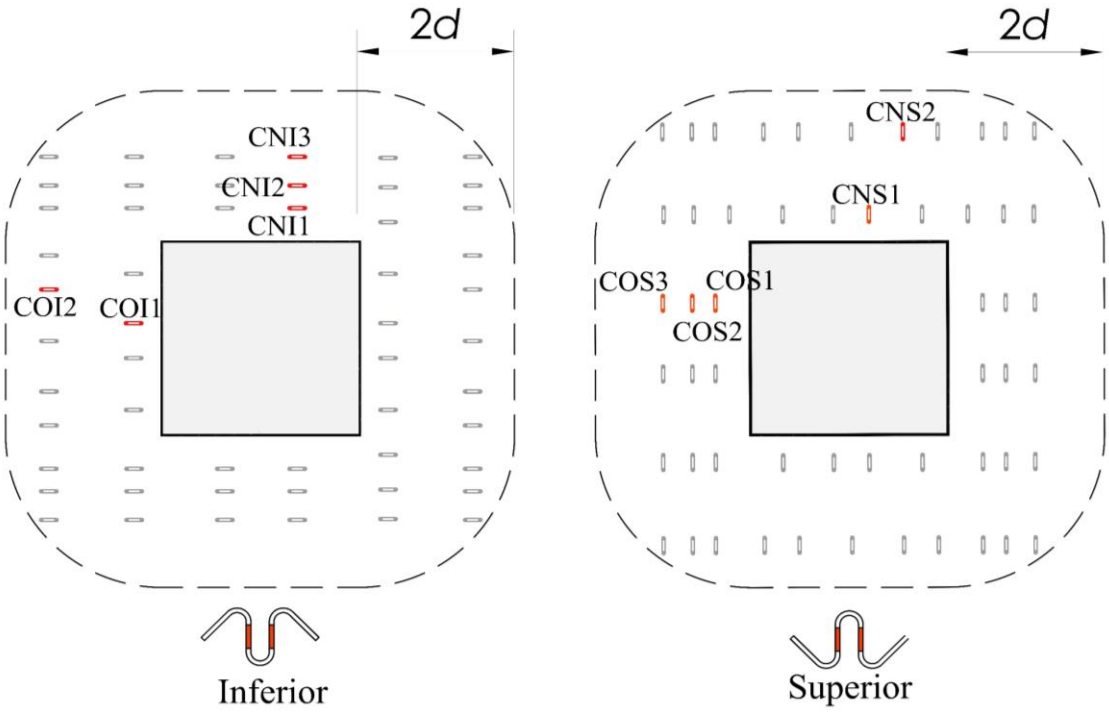


Figura 3.22 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW5

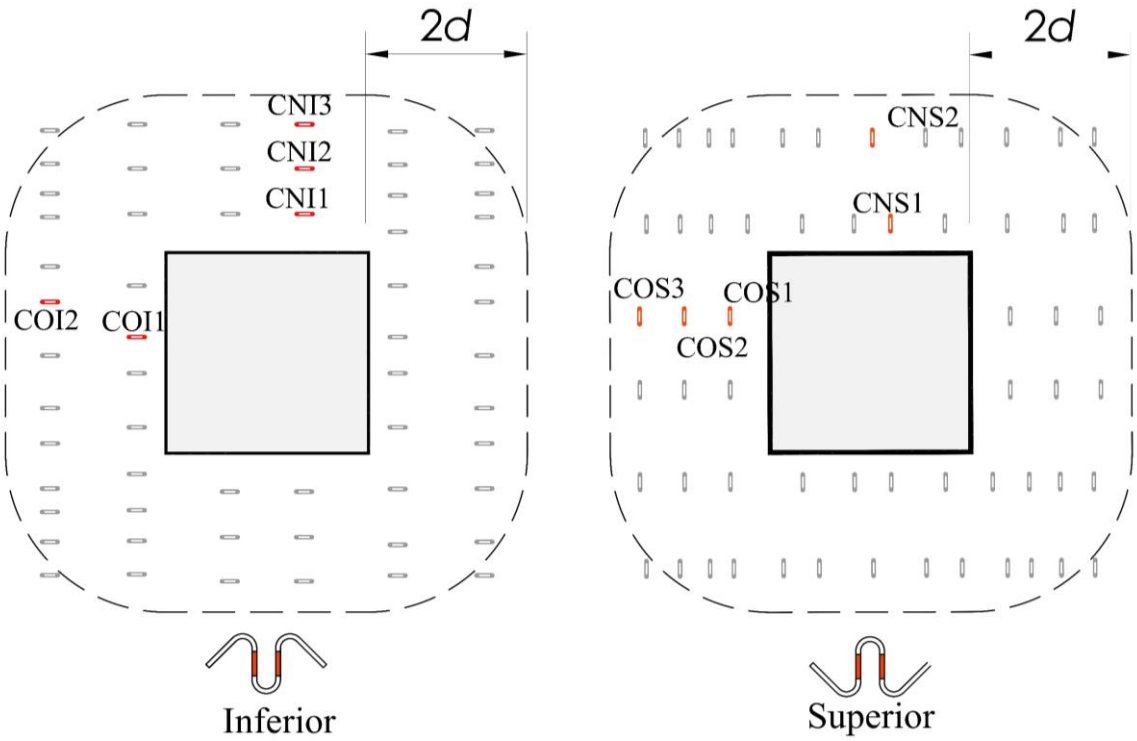


Figura 3.23 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW6

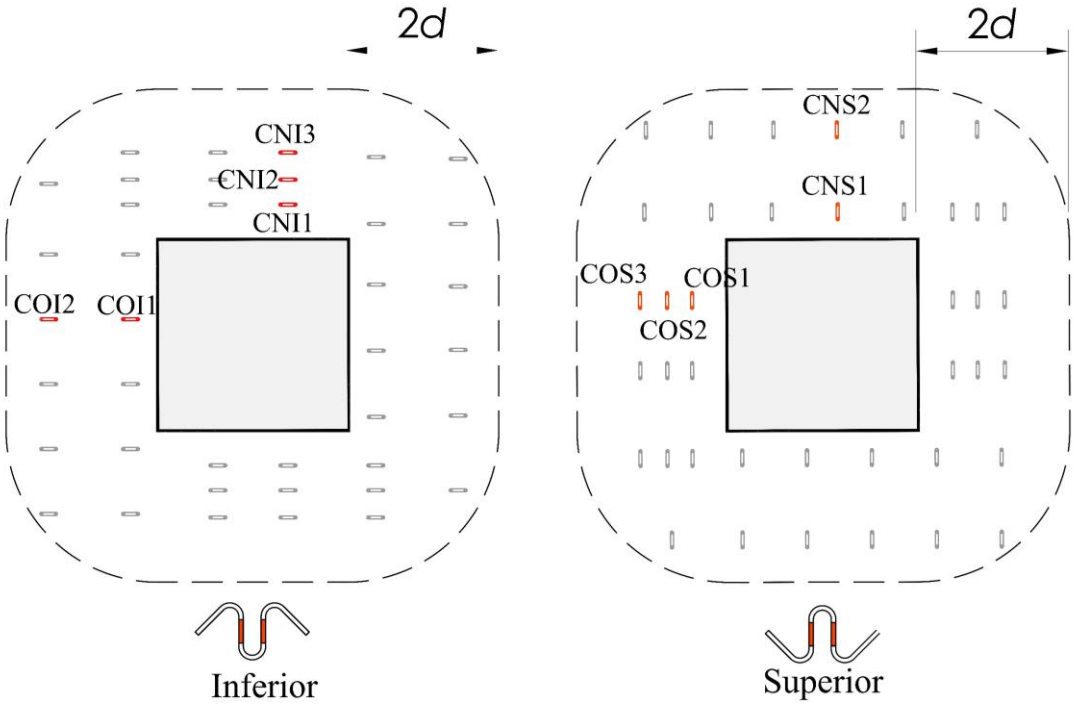


Figura 3.24 - Detalhamento do posicionamento das armaduras complementares da laje SW7

3.4 Dimensionamento das lajes

3.4.1 Dimensionamento das lajes à flexão

A Tabela 3.5 apresenta os valores de V_{flex} calculados para as lajes deste trabalho. Foram utilizados os valores reais da altura útil, medidos antes da concretagem, e os valores obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais para a tensão de escoamento do aço e para a resistência à compressão do concreto.

Tabela 3.5 - Cálculo da resistência à flexão das lajes

LAJES	ρ (%)	d (mm)	f_{ys} (MPa)	f_c (MPa)	MR (kN*mm)	V_{flex} (kN) (9,76*MR)
SW3	1,89	168	527,4	26,9	229,72	2242,1
SW4	1,04	171	506,7	26,9	138,07	1347,6
SW5	1,07	165	506,7	26,9	133,19	1299,9
SW6	1,06	168	506,7	35,3	138,97	1356,4
SW7	1,05	169	506,7	23,1	133,83	1306,2

3.4.2 Dimensionamento das lajes à punção

3.4.2.1 Taxa de armaduras de cisalhamento

A Tabela 3.6 apresenta os valores das taxas de armadura de cisalhamento das lajes calculados a partir da Equação 3.3. No cálculo foram utilizados os valores reais executados nas lajes, como quantidade de pernas de aço por camada dentro da região à 1,125 *d* da face do pilar (*n*) e altura útil medida antes da concretagem (*d*).

Tabela 3.6 - Cálculo das taxas de armadura de cisalhamento

Lajes	n	Ø (mm)	S_r (mm)	d (mm)	c (mm)	taxa de armadura (%)
SW3	25	8,0	60	168	400	0,99
SW4	28	8,0	90	171	400	0,73
SW5	32	6,3	60	165	400	0,78
SW6	30	6,3	90	168	400	0,49
SW7	32	5,0	60	169	400	0,49

A Tabela 3.7 apresenta a quantidade total de quilos de aço utilizados em cada uma das lajes e a porcentagem de redução do aço nas lajes com distribuição das camadas de armaduras de cisalhamento concentradas próximas ao pilar.

Tabela 3.7 - Total de quilos de aço por laje

LAJES	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Peso unitário kg/m	Peso Total (kg)	% aço economizado nas armaduras concentradas
SW2 (Freitas, 2018)	10,0	83,348	0,617	51,43	94,4%
SW3	8,0	66,988	0,395	26,46	
SW4	8,0	81,972	0,395	32,38	70,2%
SW5	6,3	77,668	0,245	19,03	
SW6	6,3	96,776	0,245	23,71	95,2%
SW7	5,0	78,862	0,154	12,14	

3.4.2.2 Armaduras complementares

Para o cálculo da quantidade de ganchos foi utilizado a Equação 3.5. Tanto para as armaduras de cisalhamento como para as complementares foi adotado valores de tensão de escoamento do aço no valor de 500MPa, pois o cálculo das quantidades de ganchos por laje foi realizado antes dos ensaios de caracterização dos materiais. A Tabela 3.8 apresenta o resumo do cálculo, como os ganchos foram posicionados dentro da região à 2*d* da face do pilar foram consideradas o número de pernas das armaduras de cisalhamento presentes dentro desta região.

Tabela 3.8 - Cálculo da quantidade de ganchos por laje

Lajes	nº de pernas de estribo	ø (mm)	f_{yws}/γ_s (MPa)	f_{ywc} (MPa)	$ø_{wc}$ (mm)	nº de pernas de ganchos	n° de Ganchos
SW3	120	8,0	434,78	500	6,3	168	84
SW4	124	8,0	434,78	500	6,3	174	87
SW5	128	6,3	434,78	500	6,3	111	56
SW6	148	6,3	434,78	500	6,3	129	64
SW7	132	5,0	434,78	500	6,3	72	36

3.4.2.3 Dimensionamento - VR_c, VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max}

Para verificação de ganho de resistência da laje SW3 utilizou-se como referência a laje S0 de Freitas (2018). Para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 considerou-se as previsões de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014) para lajes sem armadura de cisalhamento, mas com as mesmas características de cada laje ensaiada. Calculou-se VR_c através da Equação 2.4, entretanto, não foi considerado o fator de segurança para redução da resistência do concreto γ_c=1,4. Assim, utilizou-se a Equação 2.4 com a configuração apresentada na Equação 3.10. A Tabela 3.9 apresenta os valores calculados e que foram utilizados como referência para as lajes desta pesquisa.

$$\mathrm{VR_c}=0{,}182\times\left(1+\sqrt{\frac{200}{\mathrm{d}}}\right)\times\left(100\times\rho\times\mathrm{f_c}\right)^{\frac{1}{3}}\times\mathrm{u_1}\times\mathrm{d} \qquad (3.10)$$

Tabela 3.9 – Valores de VR_c calculados para referências das lajes desta pesquisa

Lajes	d (mm)	ρ (%)	f_{ck} (MPa)	u_1 (mm)	$VR_{c(NBR6118)}$ (kN)
SW4 - REF	171	1,04	26,9	3742,6	734,2
SW5 - REF	165	1,07	26,9	3673,5	711,2
SW6 - REF	168	1,06	35,3	3704,9	790,1
SW7 - REF	169	1,05	23,1	3717,4	689,9

A partir dos parâmetros estabelecidos na Tabela 3.1, calculou-se os valores de VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max}, mas sem considerar o fator de redução resistência do concreto γ_c=1,4. A Tabela 3.10, Tabela 3.11, Tabela 3.12, Tabela 3.13, Tabela 3.14, Tabela 3.15 e Tabela 3.16 apresentam os valores calculados para VR_{cs}, VR_{out} e VR_{max} o valor de ruptura previsto por norma e a superfície de ruptura calculados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), EuroCode2 (2014), EOTA (2014) e *fib* Model Code 2010 (2013) para os três níveis de aproximação, respectivamente.

Tabela 3.10 - Dimensionamento das lajes pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{NBR} (kN)	Superfície de Ruptura NBR
SW3	2146,5	2093,8	1764,7	1764,7	OUT
SW4	1667,6	2121,8	1515,9	1515,9	OUT
SW5	1723,5	2053,3	1434,0	1434,0	OUT
SW6	1354,1	2632,4	1647,8	1354,1	IN
SW7	1287,4	1831,4	1383,8	1287,4	IN

Tabela 3.11 - Dimensionamento das lajes pelo ACI 318 (2019)

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{ACI} (kN)	Superfície de Ruptura ACI
SW3	1508,1	991,7	1120,3	991,7	MAX
SW4	1222,0	1009,0	1076,3	1009,0	MAX
SW5	1266,4	967,0	1096,9	967,0	MAX
SW6	978,9	1129,5	1267,3	978,9	IN
SW7	916,2	920,8	1040,3	916,2	IN

Tabela 3.12 - Dimensionamento das lajes pelo EuroCode2 (2014)

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{EC2} (kN)	Superfície de Ruptura EC2
SW3	1249,8	2171,3	1552,1	1249,8	IN
SW4	1045,7	2200,4	1338,5	1045,7	IN
SW5	1004,4	2129,4	1249,6	1004,4	IN
SW6	1120,1	2729,9	1451,6	1120,1	IN
SW7	979,6	1899,2	1216,0	979,6	IN

Tabela 3.13 - Dimensionamento das lajes pela EOTA (2017)

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{EOTA} (kN)	Superfície de Ruptura EOTA
SW3	1370,9	1633,0	1644,8	1370,9	IN
SW4	990,1	1366,4	1428,3	990,1	IN
SW5	872,7	1312,4	1331,0	872,7	IN
SW6	569,1	1463,7	1540,0	569,1	IN
SW7	937,9	1280,0	1288,6	937,9	IN

Tabela 3.14 - Dimensionamento das lajes pelo *fib* Model Code 2010 (2013) – Nível I

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{MC10} (kN)	Superfície de Ruptura MC10
SW3	1292,7	483,3	857,4	483,3	MAX
SW4	1226,0	525,1	880,1	525,1	MAX
SW5	906,5	504,0	897,0	504,0	MAX
SW6	817,8	588,4	1036,5	588,4	MAX
SW7	973,2	479,5	850,7	479,5	MAX

Tabela 3.15 -Dimensionamento das lajes pelo *fib* Model Code 2010 (2013) – Nível II

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{MC10} (kN)	Superfície de Ruptura MC10
SW3	1424,9	757,7	1344,1	757,7	MAX
SW4	1215,6	504,4	845,4	504,4	MAX
SW5	888,1	467,1	831,3	467,1	MAX
SW6	805,4	563,7	993,0	563,7	MAX
SW7	985,2	503,6	893,4	503,6	MAX

Tabela 3.16 - Dimensionamento das lajes pelo fib Model Code 2010 (2013) – Nível III

Lajes	VR_{cs} (kN)	VR_{max} (kN)	VR_{out} (kN)	V_{MC10} (kN)	Superfície de Ruptura MC10
SW3	1524,6	947,1	1680,1	947,1	MAX
SW4	1278,7	630,4	1056,7	630,4	MAX
SW5	946,4	583,9	1039,2	583,9	MAX
SW6	875,9	704,9	1241,2	704,9	MAX
SW7	1048,1	629,4	1116,8	629,4	MAX

3.5 Sistema de ensaio

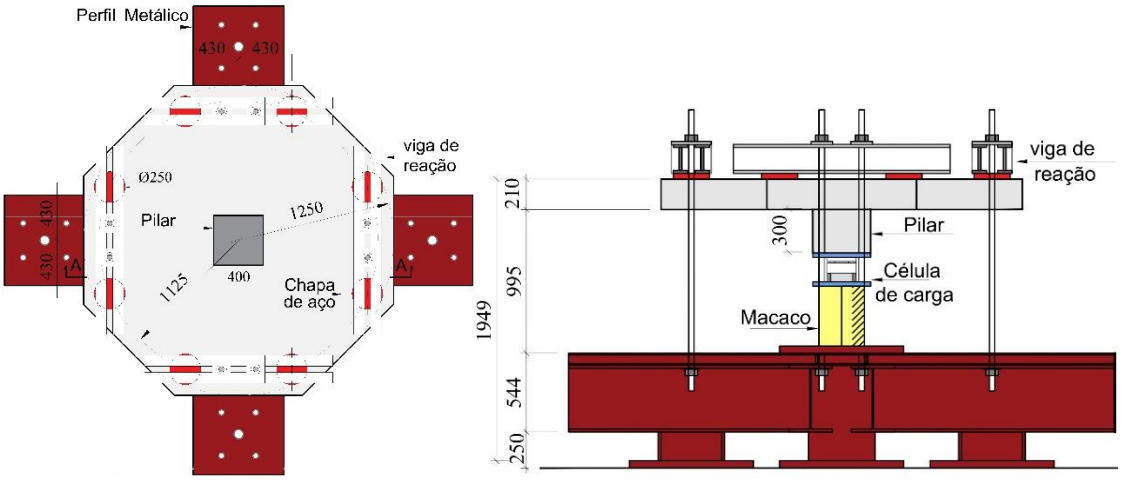
O Laboratório de Estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia da Universidade Federal do Pará – Tucuruí (NDAE – UFPA), possui um sistema de reação metálico autoportante com capacidade de 3000 kN. Para a realização dos ensaios além deste sistema foram utilizados um cilindro hidráulico com

capacidade de 3000 kN (Figura 3.25a), uma célula de carga com capacidade de 3000 kN e precisão de 1kN (Figura 3.25a), uma bomba elétrica para acionamento do sistema (Figura 3.25b) vigas metálicas rígidas, tirantes de aço e chapas de aço que serviram de ponto de aplicação das cargas em um raio de carga de 1125mm em relação ao centro das lajes, como mostra a Figura 3.26a. A Figura 3.26b e 3.26c apresentam o sistema de ensaio completo e detalhado.

a) Macaco hidráulico + célula de carga b) Bomba elétrica

Figura 3.25 - Equipamentos utilizados no sistema de ensaio

a) Sistema de vigas



b) Vista superior c) Vista lateral

Figura 3.26 - Sistema de ensaio

Para as leituras das instrumentações foram utilizados 3 módulos do sistema de aquisição de dados ADS 2002 ligados a três notebooks configurados com o programa (Figura 3.27). Cada módulo fez a leitura de 30 pontos (extensômetros e LVDTs) identificados no programa de forma a ter-se a leituras corretas para cada ponto monitorado.

Figura 3.27 - Equipamentos utilizados para leitura

4 RESULTADOS

4.1 Deslocamentos Verticais da Laje

Foram monitorados 6 pontos ao longo de um dos eixos das lajes para a verificação dos deslocamentos. Para garantir que não houvessem momentos desbalanceados os tirantes do sistema de ensaio foram monitorados com extensômetros elétricos, apresentando leituras que confirmaram que as cargas aplicadas nas lajes foram distribuídas de forma centralizada, a Figura 4.1 apresenta o gráfico carga-deformação dos Tirantes monitorados por quadrante na laje SW5 (TN – Tirante Norte; TO – Tirante Oeste; TL – Tirante Leste; TS – Tirante Sul).

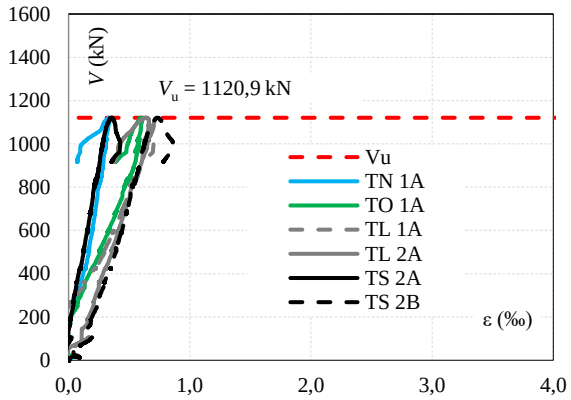
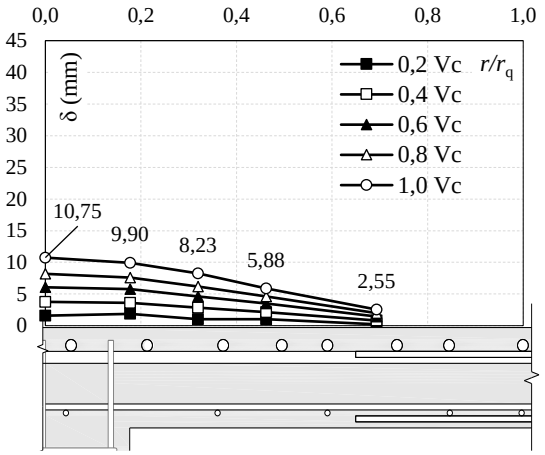


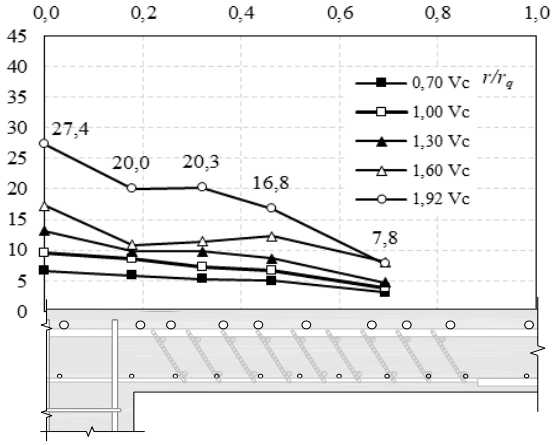
Figura 4.1 – Carga-deformação Tirantes da Laje SW5

Os perfis de deslocamentos foram criados com 5 pontos para a laje SW3, 4 pontos para as lajes SW4 e SW7 e 6 pontos as lajes SW5 e SW6, pois dos 6 pontos monitorados durante o ensaio alguns LVDTs não apresentaram leituras que pudessem ser utilizadas nos gráficos. A Figura 4.2 apresenta os perfis de deslocamentos em função da razão entre o raio de medição do LVDT pelo raio de aplicação da carga (r/r_q). As leituras ocorreram de forma contínua durante todo o ensaio, entretanto, estão apresentadas por passo de carga em função da carga de ruptura da laje de referência (VR_c) até a carga última da laje. A laje S0 (Figura 4.2a), sem armadura de cisalhamento, e a laje SW2 (Figura 4.2b), armada com estribos treliçados pré-fabricados, ambas de Freitas (2018), foram referências para a laje SW3 (Figura 4.2c), para as demais lajes considerou-se como valor de referência as previsões de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014) para as lajes sem armadura de

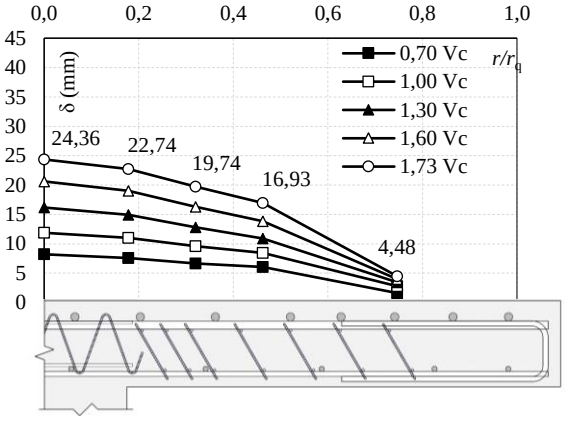
cisalhamento com as mesmas características de cada laje ensaiada, conforme apresentado na Tabela 3.9.



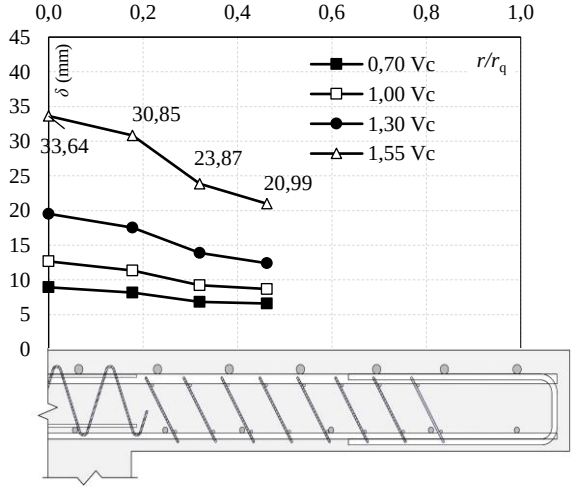
a) Deslocamento SW0



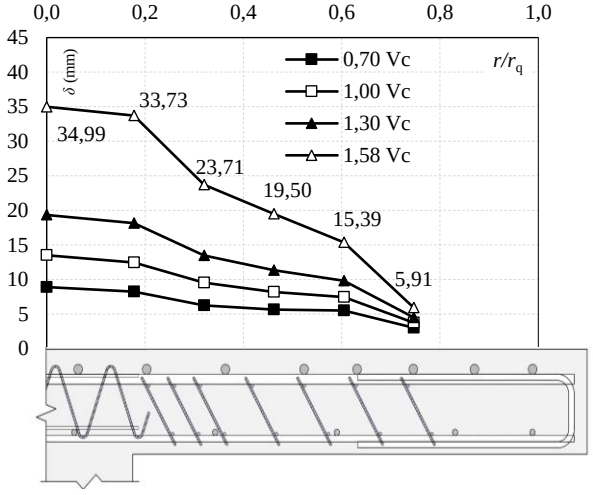
b) Deslocamento SW2



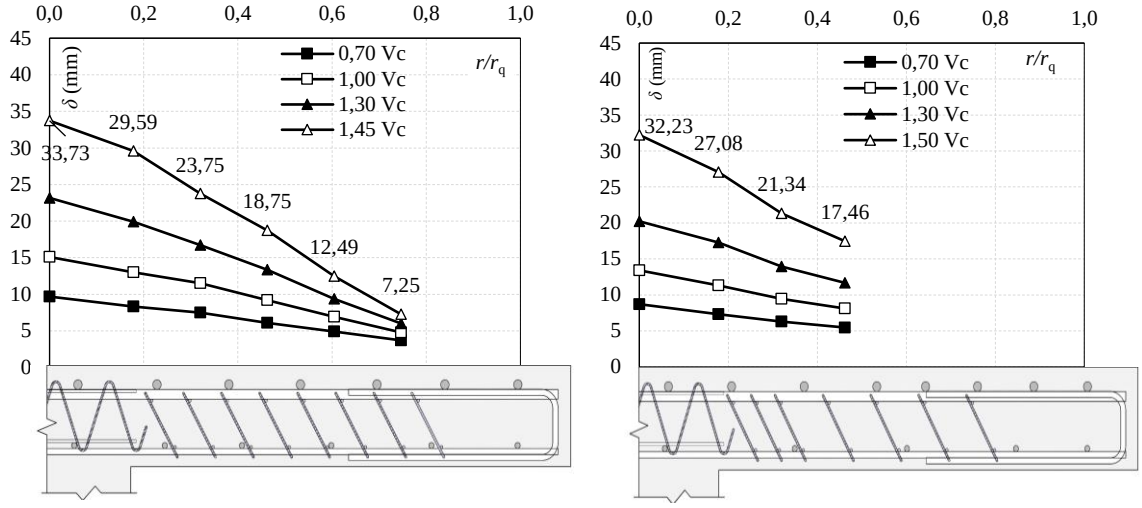
c) Deslocamento SW3



d) Deslocamento vertical SW4



e) Deslocamento vertical SW5



f) Deslocamento vertical SW6 g) Deslocamento vertical SW7

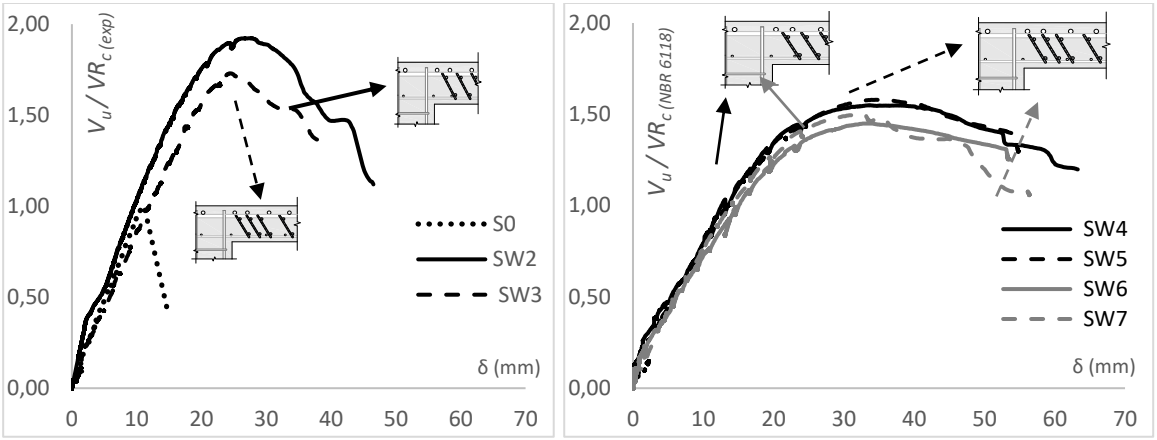
Figura 4.2 - Deslocamentos verticais das lajes

Os deslocamentos nas lajes SW2 e SW3 quando comparadas com o deslocamento da S0 demonstram que houve acréscimo de ductilidade com a utilização de armaduras de cisalhamento, uma vez que, os deslocamentos máximos no centro do pilar foram 2,55 e 2,27 vezes maiores que o da S0, respectivamente, comportamento esperado para lajes armadas à punção. Observou-se que a rotação das lajes foi constante ao longo do eixo analisado para passos de carga iguais, e apesar de menor deslocamento que a laje SW2 a laje SW3 obteve desempenho compatível e com possibilidades de apresentar melhor desempenho em ensaios futuros, pois estava armada com taxa de armadura de cisalhamento 25% menor que a SW2 (0,99% e 1,32%, respectivamente). Portanto, o melhor desempenho quanto a ductilidade da laje SW2 deve-se a maior taxa de armadura de cisalhamento e a maior quantidade de camadas de estribos.

Para as demais lajes, sem referência experimental, observou-se que independente do posicionamento das camadas de armaduras, constante ou concentradas próximas ao pilar, para as mesmas taxas de armadura de cisalhamento o deslocamento máximo no centro da laje apresentou valores aproximados e a rotação das lajes foi constante ao longo do eixo analisado para passos de cargas semelhantes. Em todas as lajes o deslocamento na borda do pilar foi diferente do deslocamento no centro, pois houve efeitos de deformações de cisalhamento adjacente a face do pilar, de acordo como observado por Lips, Ruiz e Muttoni (2012) e explicado por Simões et al. (2018). As lajes armadas com menores taxas de armadura de flexão e de cisalhamento apresentaram maiores valores de deslocamento que as lajes SW2 e

SW3, pois maiores taxas de armadura de flexão proporcional maior rigidez, menor ductilidade e menor rotação às lajes.

A Figura 4.3 apresenta a resposta carga-deslocamento das lajes ensaiadas em função da razão entre a carga última de cada laje pela carga última da laje de referência (S0, para as lajes SW2 e SW3, e Previsões NBR 6118 (ABNT, 2014) descritas na Tabela 3.9 para as demais lajes). Na Figura 4.3a estão apresentados os gráficos das lajes armadas com taxa de armadura de flexão $\rho \cong 2\%$ e na Figura 4.3b o gráfico das lajes com taxa de armadura de flexão $\rho \cong 1\%$.



a) Lajes com $\boldsymbol{\rho} \cong 2\%$. b) Lajes com $\boldsymbol{\rho} \cong 1\%$.

Figura 4.3 - Gráfico carga deslocamento das lajes ensaiadas

A laje S0, sem armadura de cisalhamento, rompeu de forma abrupta e frágil, comportamento esperado para ruptura da laje por punção. As lajes SW2 e SW3 apresentaram acréscimo de resistência de 92% e 73% respectivamente, em relação à laje de referência S0. O desempenho pós-pico de ambas tem comportamento semelhantes, mais dúctil que a S0, e a menor resistência da laje SW3 deve-se a menor taxa de armadura de cisalhamento, confirmando que há potencial para maior ganho de resistência com as armaduras concentradas próximas ao pilar, caso a taxa de armadura de cisalhamento fosse igual à da laje SW2. Vale salientar que, a laje SW3 trabalha com 94,4% menos aço que a laje SW2 quando somadas todas as camadas de armadura de cisalhamento, pois obtém-se a mesma taxa de armadura de cisalhamento trabalhando com barras de diâmetro menor do que para as lajes com distribuição constante, e por ter um espaçamento maior após a terceira camada, reduziu-se o número total de camadas de armaduras, isto comprova que como defendido por Broms (2019), Furche (2014) e *fib* Model Code 2010 (2013), existe uma

zona frágil nas lajes armadas à punção e que as regiões mais distantes dos pilares podem ser armadas com maiores espaçamentos.

Para o segundo conjunto de lajes, com armadura de flexão $\rho \cong 1\%$, observou-se que tanto para as lajes armadas com concentração da armadura de cisalhamento próximas ao pilar (SW5 e SW7) quanto as com espaçamento constante (SW4 e SW6) o acréscimo de resistência foi semelhante quando comparadas com as previsões da NBR 6118 (ABNT, 2014). As lajes SW4 e SW5, com taxas de armadura de cisalhamento de 0,73 e 0,78%, apresentaram acréscimos de 1,55 e 1,58 e as lajes SW6 e SW7, com 0,49% de taxa de armadura de cisalhamento, tiveram acréscimo de 1,45 e 1,50 vezes o valor previsto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para lajes sem armadura de cisalhamento, o que representa a possibilidade de existir uma taxa de armadura de cisalhamento ideal para que o estribo treliçado pré-fabricado que consiga trabalhar em conjunto com as armaduras de flexão e com o concreto de forma a ter-se um bom desempenho com menor custo, pois a redução de 25% na taxa de armadura de cisalhamento representou a redução de aproximadamente 6% da resistência de ruptura, tanto para as lajes com espaçamento constante como para as lajes com concentração das armaduras próximas ao pilar.

Analisando o desempenho das lajes e considerando a quantidade total de aço utilizado para armar as lajes com distribuição concentrada próximas ao pilar e distribuição constante, observou-se que para valores similares de desempenho em acréscimo de resistência, ductilidade e deslocamento as lajes com distribuição concentradas próximas ao pilar apresentaram uma economia de 70,2% para a laje SW5 e 95,2% para a laje SW7 na quantidade total de aço utilizado quanto comparadas com as lajes SW4 e SW6, respectivamente (Tabela 3.7). Significa dizer, que, a concentração das armaduras de cisalhamento permite maior agilidade na produção das peças, maior facilidade de movimentação e execução no canteiro de obras (estrutura mais leve, pois para mesma taxa são utilizadas barras com diâmetro menor e menos camadas) e, consequentemente, redução do preço final sem comprometer o desempenho estrutural das lajes. Todas as lajes com armadura de flexão $\rho \cong 1\%$ apresentaram comportamento pós-pico semelhantes com ductilidade maior que as lajes com $\rho \cong 2\%$ devido as menores taxas de armadura de flexão e de cisalhamento.

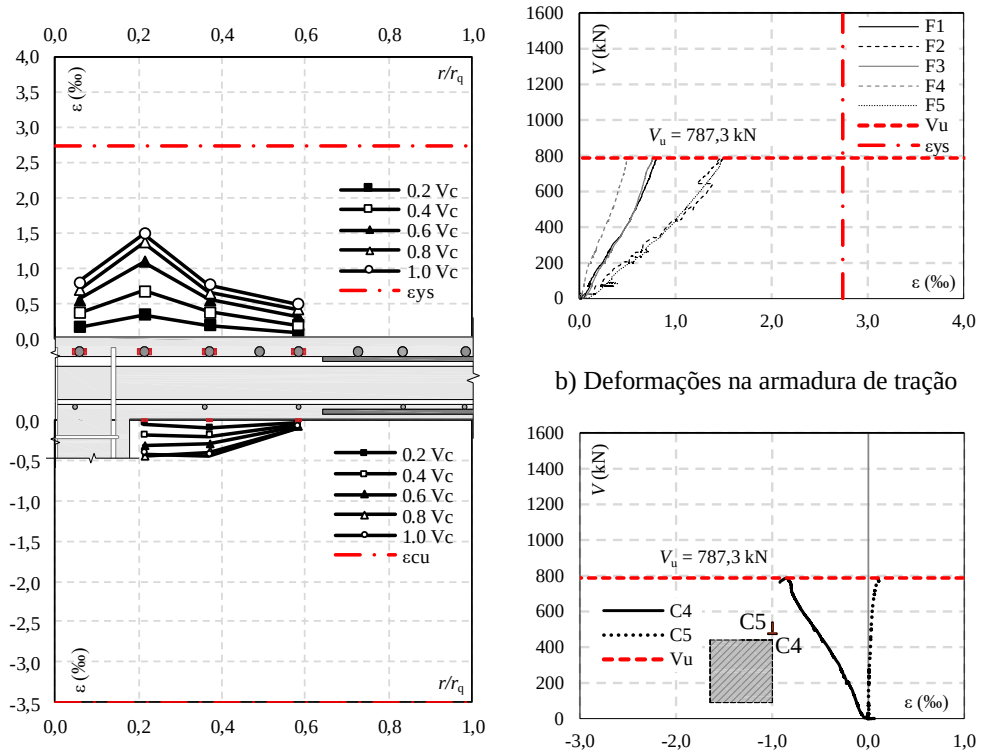
4.2 Deformações de flexão e na face do concreto

As Figura 4.4 à Figura 4.6 ilustram os perfis de deformação das barras de flexão e nas superfícies do concreto em razão do raio de medição pelo raio de aplicação da carga na laje (r/r_q) das lajes SW0, SW2 e SW3. Nas lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7 os perfis foram criados a partir das leituras dos extensômetros posicionados nas direções radiais e circunferenciais das lajes, para as lajes S0 e SW2 de Freitas (2018) utilizou-se apenas o perfil circunferencial, pois monitorou apenas um dos sentidos da laje. Os gráficos nos dois sentidos das lajes permitem verificar se há variação na distribuição dos esforços de flexão no mesmo raio de medição, mas nos dois sentidos das lajes, sendo o circunferencial na barra superior e paralela ao pilar e o radial na barra inferior da malha da armadura de flexão e perpendicular ao pilar. As leituras das deformações ocorreram de forma contínua ao longo de todo o ensaio, entretanto, os dados estão apresentados por passo de carga em função da carga de ruptura da laje de referência (VR_c) até a carga última da laje ensaiada. A laje S0, sem armadura de cisalhamento, foi referência para as lajes SW2 e SW3, para as demais lajes o valor de VR_c foi considerado os valores obtidos nas previsões de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014) para as lajes sem armadura de cisalhamento com as mesmas características de cada laje (Tabela 3.9).

Para as análises das deformações nas armaduras de flexão as lajes foram divididas em dois grupos, de acordo com a taxa de armadura de flexão ($\rho \cong 2\%$ - S0, SW2 e SW3; $\rho \cong 1\%$ - SW4, SW5, SW6 e SW7), pois influencia no momento resistente da laje e no dimensionamento das armaduras de flexão. Analisando a Tabela 3.6, percebe-se que, apesar das diferenças durante o processo executivo das lajes como a altura útil e a resistência característica do concreto, o valor do momento resistente e o V_{flex} dos conjuntos de lajes SW4xSW6 e SW5xSW7 mantiveram-se semelhantes, podendo assim, serem analisadas e comparados seus resultados. A Tabela 4.1 apresenta um resumo com a relação V_{teste}/V_{flex}.

Tabela 4.1 - Relação V_{test}/V_{flex}

Lajes	V_{flex} (kN)	V_{teste} (kN)	V_{teste}/V_{flex}
SW3	2242,1	1361,9	0,61
SW4	1347,6	1134,6	0,84
SW5	1299,9	1120,9	0,86
SW6	1356,4	1144,0	0,84
SW7	1306,2	1036,2	0,79

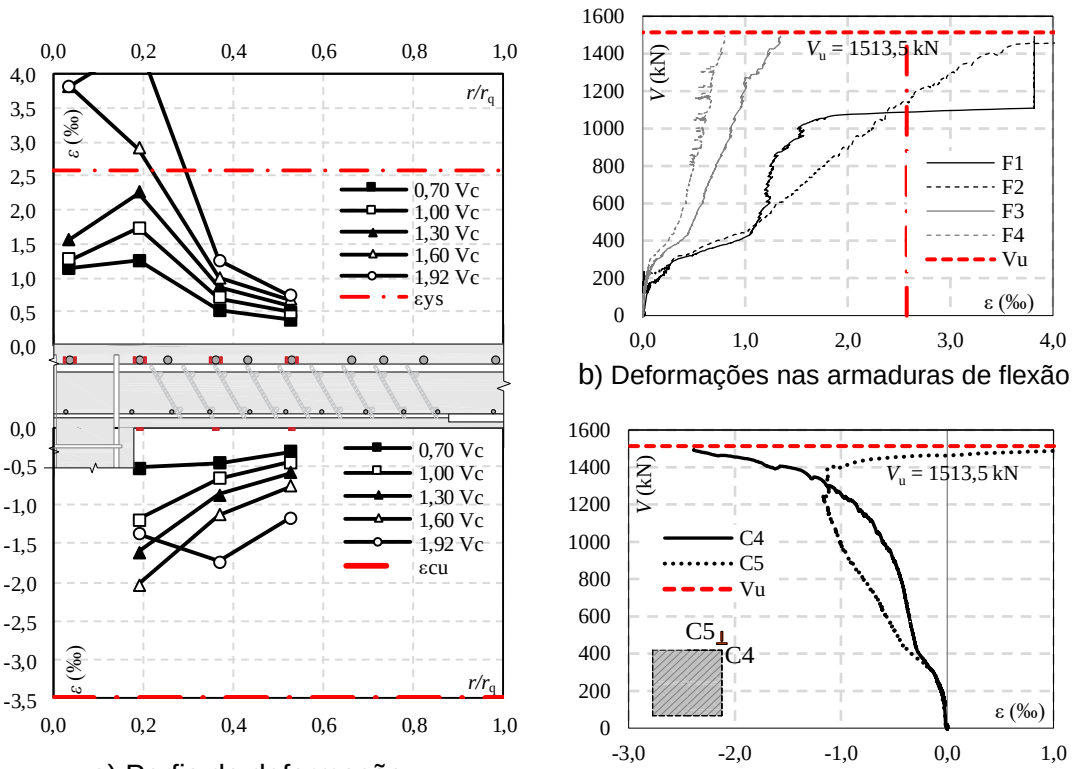


a) Perfil de deformação

b) Deformações na armadura de tração

c) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.4 - Laje S0: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto (Freitas, 2018)

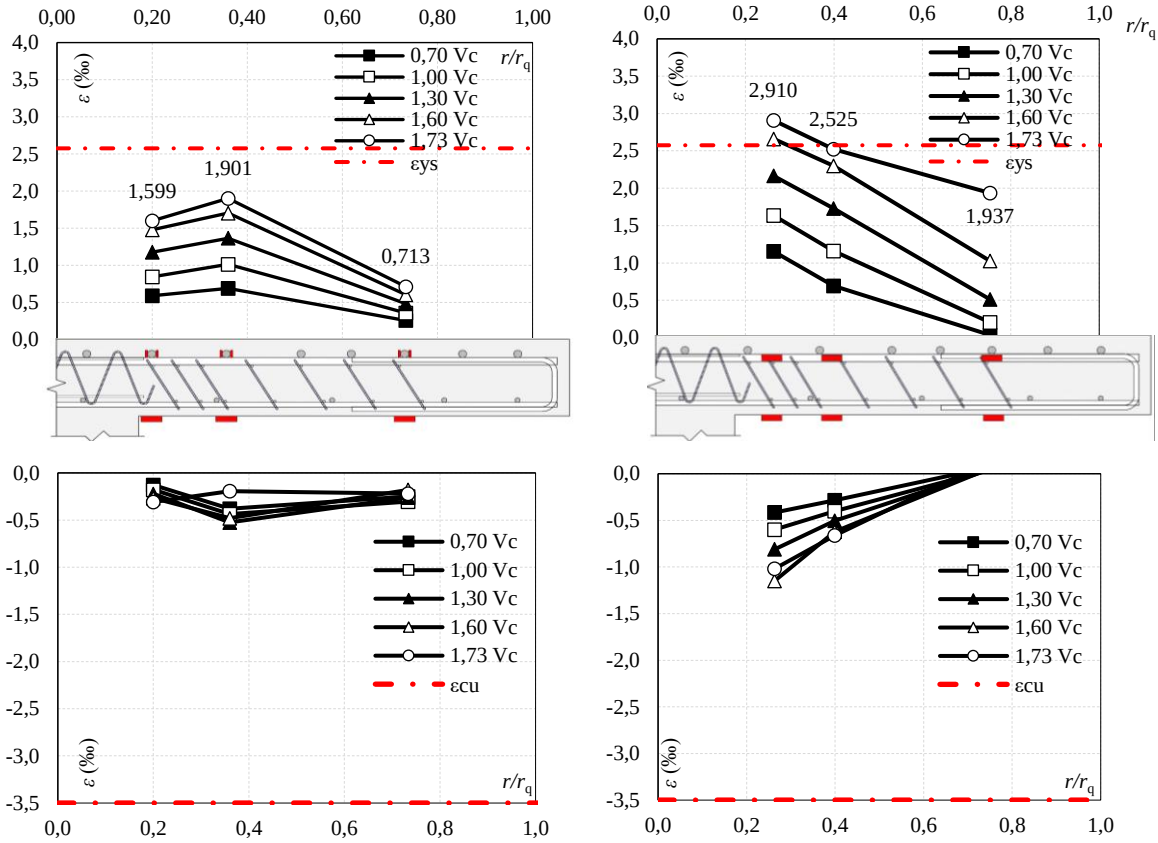


a) Perfis de deformação

b) Deformações nas armaduras de flexão

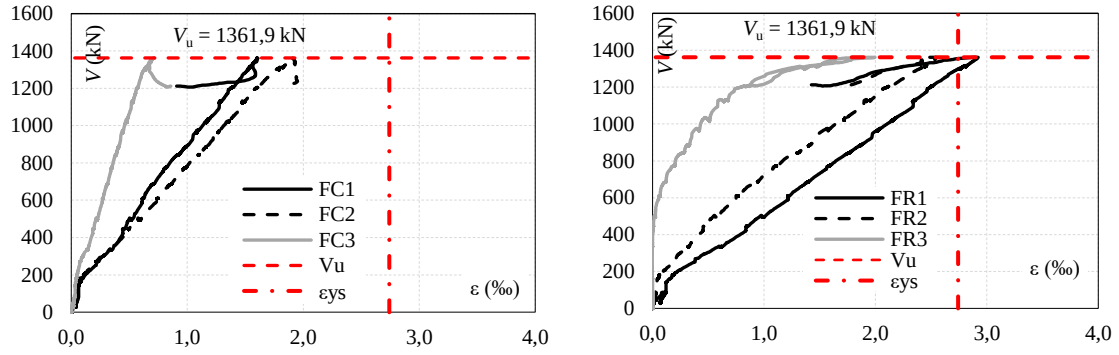
c) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.5 - SW2: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto (Freitas, 2018)

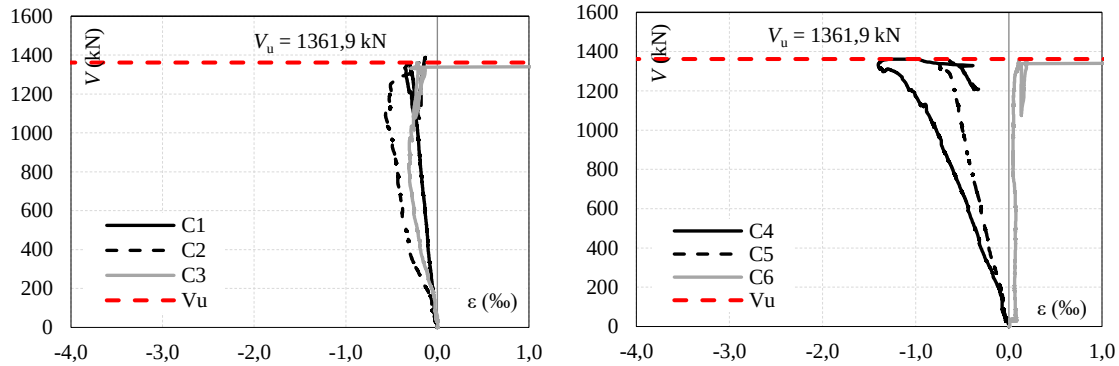


a) Perfis de deformação circunferencial

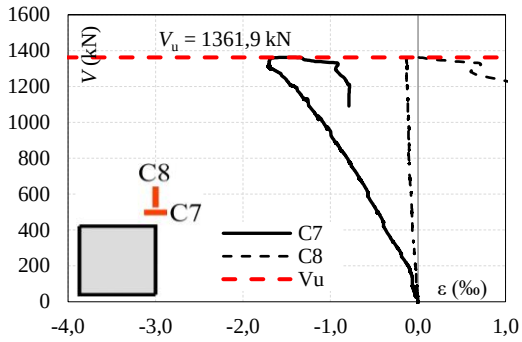
b) Perfis de deformação radial



c) Deformações circunferenciais e radiais nas armaduras de tração



d) Deformações circunferenciais e radiais na superfície do concreto



e) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.6 - Laje SW3: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto

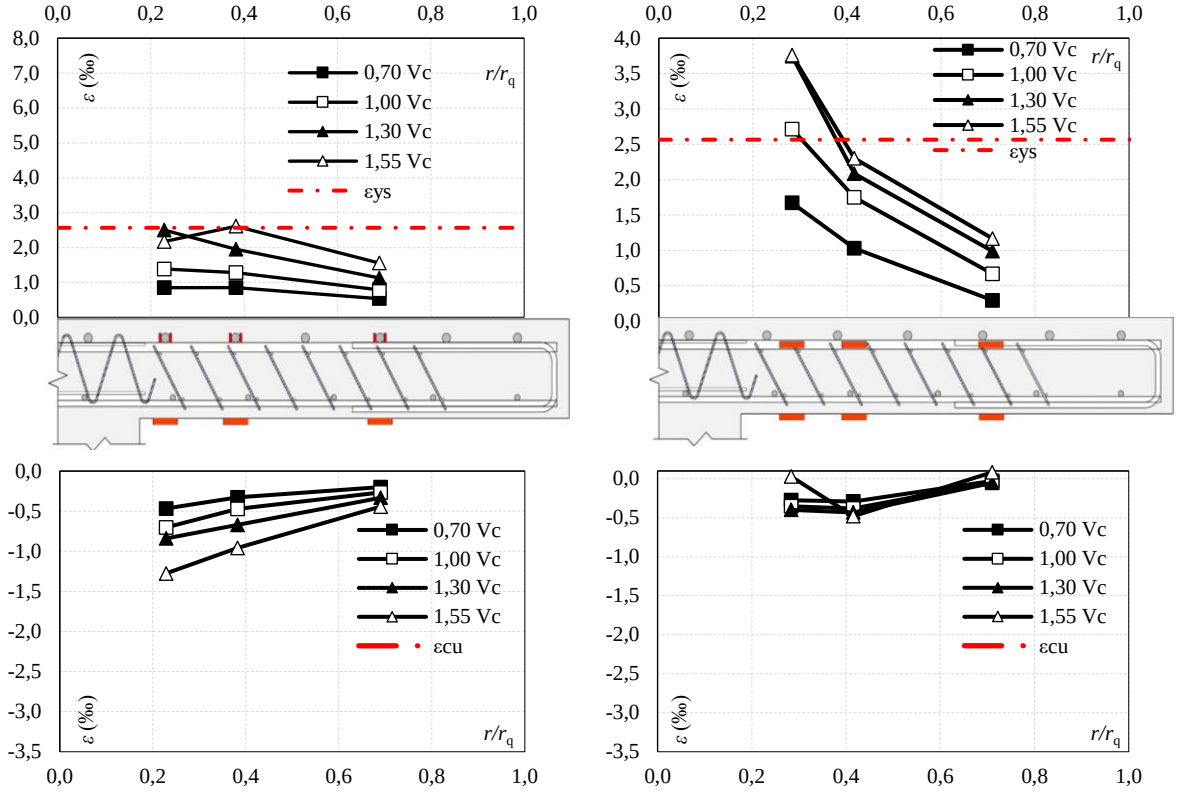
Na laje S0 nenhuma das barras de flexão monitoradas escoaram e a segunda barra, a partir do centro da laje, foi a que apresentou maior deformação com 1,5‰. As deformações na superfície do concreto variaram de 0 a -0,5‰ para os pontos monitorados na mesma direção das armaduras de flexão e chegaram a -0,9‰ a deformação máxima circunferencial (C4), comportamento esperado para uma laje sem armadura de cisalhamento e que rompeu por punção. No ponto C5, não houve deformação significativa do concreto ao longo do ensaio chegando a apresentar pequena tração ao final do monitoramento, como visto por Moraes Neto (2013), Nicácio (2018), Lima (2021) e explicado por Muttoni (2008) e Guandalini, Burdet e Muttoni (2009) que pouco antes da ruptura por punção ocorrem deformações radiais de tração na face comprimida do concreto, pois há a formação de uma biela em forma de cotovelo com um elemento de tração ao longo da superfície inferior da laje devido a fissura crítica, provocando uma curvatura local na zona de compressão fazendo com que o concreto sofra uma descompressão.

As barras de flexão das lajes SW2 e SW3 foram pouco solicitadas sendo ambas ativadas quando o carregamento estava próximo de 200kN. A laje SW2 quando comparada com a laje S0 apresentou significativo aumento na deformação nas barras de flexão e na superfície do concreto, mas ainda assim, não suficiente para demonstrar que pudesse ter ocorrido a ruptura por flexão ou por compressão diagonal da biela do concreto, pois apenas as duas primeiras barras escoaram, sendo a primeira localizada no centro da laje e a segunda próxima ao pilar, o escoamento das barras ocorreram a partir do passo de carga 1,6Vc = 1259,63kN, a segunda barra foi a que apresentou maior deformação com 4,46‰, provavelmente devido a menor espessura da laje neste ponto quando comparado com o centro da laje e pela formação da fissura do pilar que a partir deste passo apresentou maior abertura entre

2mm e 3mm. Na superfície do concreto houve deformação em todos os pontos monitorados com maior deformação próximo ao pilar, chegando a -2,1‰. Nos pontos de deformação máxima do concreto a deformação circunferencial (C4) foi maior que a radial (C5), mas não ultrapassou -2,5‰, a deformação radial foi maior que da laje S0 e, assim como ela, também apresentou ao final do ensaio deformações de tração a partir da carga 1400kN.

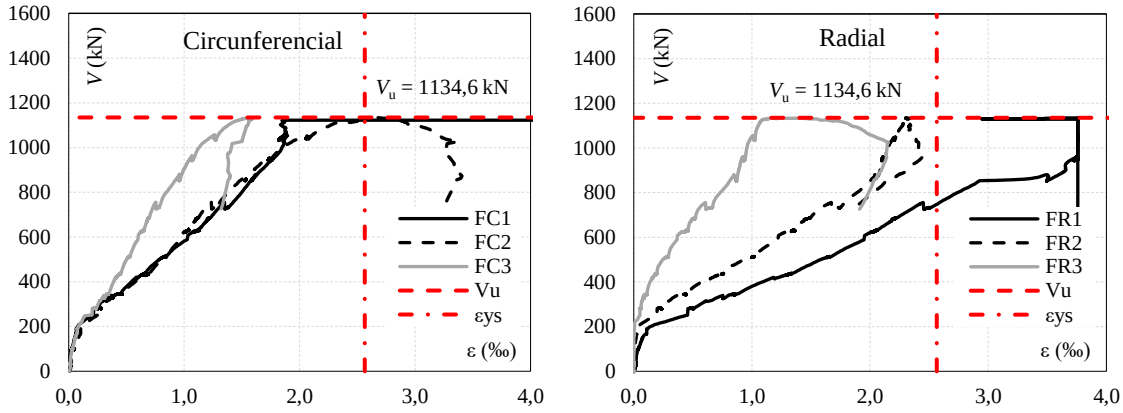
Na laje SW3 nenhuma das barras monitoradas no sentido circunferencial escoaram, apresentando comportamento de corpo rígido, similar ao da laje S0, tanto na deformação das barras de flexão como na deformação do concreto com deformações máximas na barra de flexão próximo a 2‰ na segunda barra monitorada e -0,6‰ na superfície do concreto no mesmo ponto onde ocorreu a maior deformação na armadura de flexão. No sentido radial houve escoamento nas duas primeiras barras monitoradas atingindo escoamento a partir do passo de carga 1,3Vc aproximadamente 1023,45 kN. Na superfície do concreto as deformações variaram entre 0 e -1,25‰ com deformação circunferencial máxima C7 de -1,8‰ e C8 com pouca deformação ao longo do ensaio, comportamento similar ao da laje SW2. O comportamento à flexão da laje SW3, assim como na laje SW2, demonstra que não houve ruptura por flexão nem por compressão diagonal da biela do concreto. Como a laje SW2 não foi monitorada no sentido radial, não há como afirmar se apresentaria comportamento similar a SW3, com maior deformação neste sentido do que no circunferencial, ou, se a concentração das camadas de cisalhamento próximas ao pilar e com maior afastamento das demais camadas levou as barras radiais a serem mais solicitadas. Entretanto, analisando o comportamento das duas lajes no sentido circunferencial percebe-se que a barra na face do pilar da laje SW2 teve deformação de 4,46‰ enquanto a barra monitorada na mesma posição na laje SW3 apresentou apenas 1,59‰ ou 62% de ε_{ys}, o que pode ser justificado pela forma de previsão de ruptura, pois a laje SW2 foi dimensionada para romper por esmagamento da biela do concreto, dessa forma, as características como a taxa e quantidade de camadas das armadas de cisalhamento influenciasse neste comportamento.

As Figura 4.7 à Figura 4.10 ilustram os perfis de deformação das barras de flexão e nas superfícies do concreto em razão do raio de medição pelo raio de aplicação da carga na laje (r/r_q) das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 nos sentidos circunferenciais e radiais.

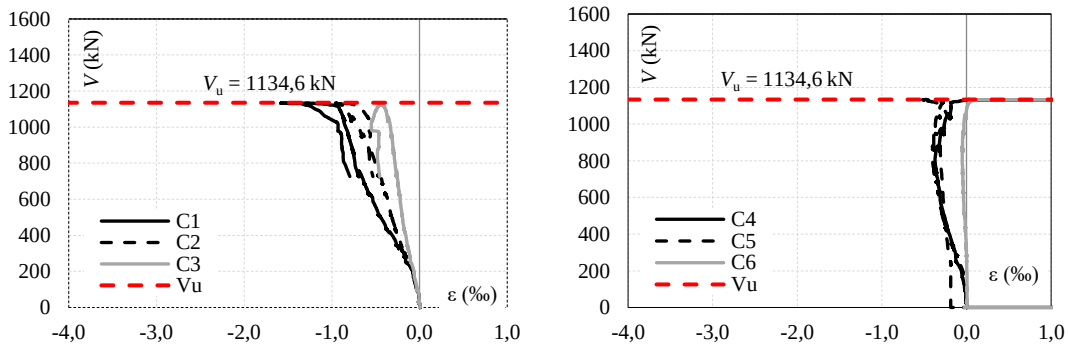


a) Perfis de deformação circunferencial

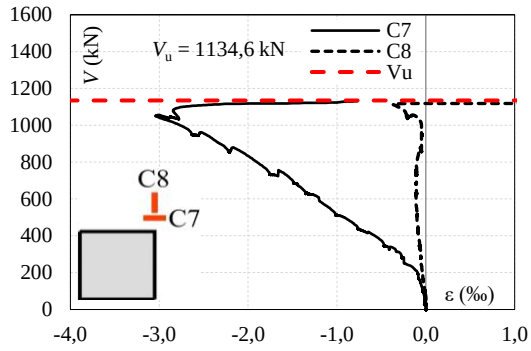
b) Perfis de deformação radial



c) Deformações circunferenciais e radiais nas armaduras de tração

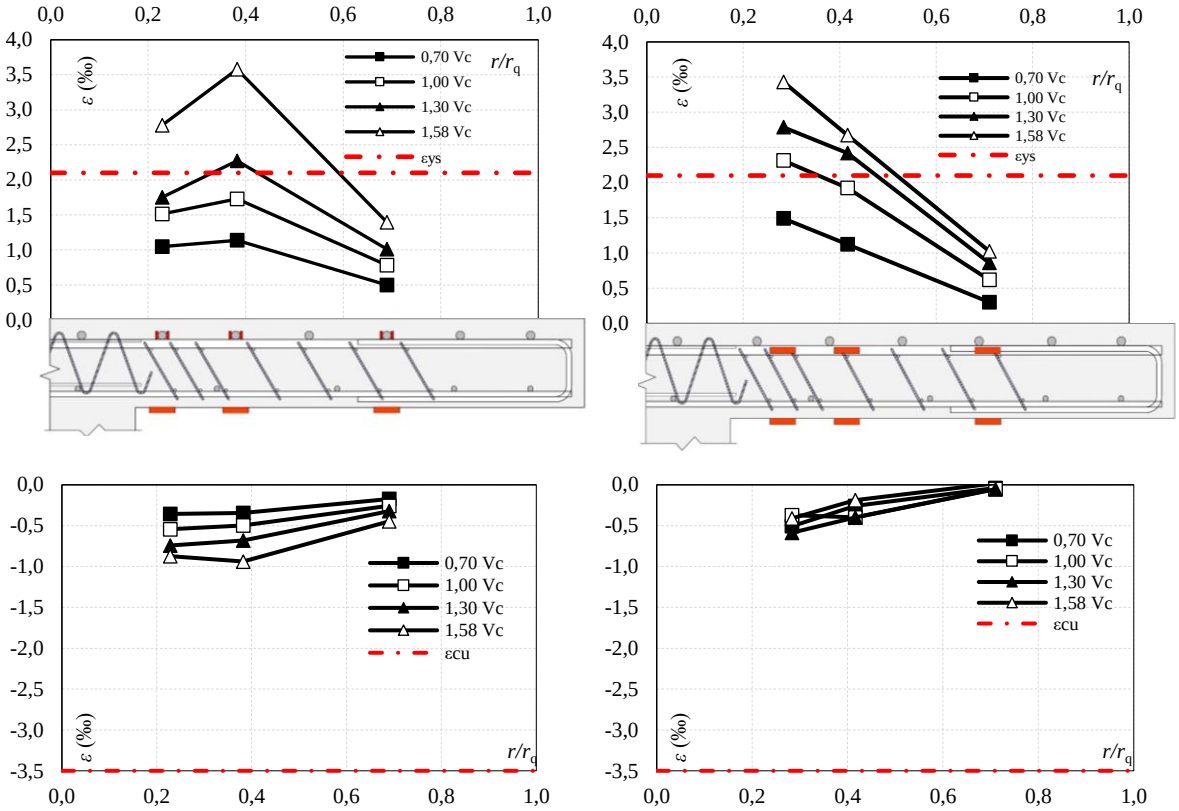


d) Deformações circunferenciais e radiais na superfície do concreto

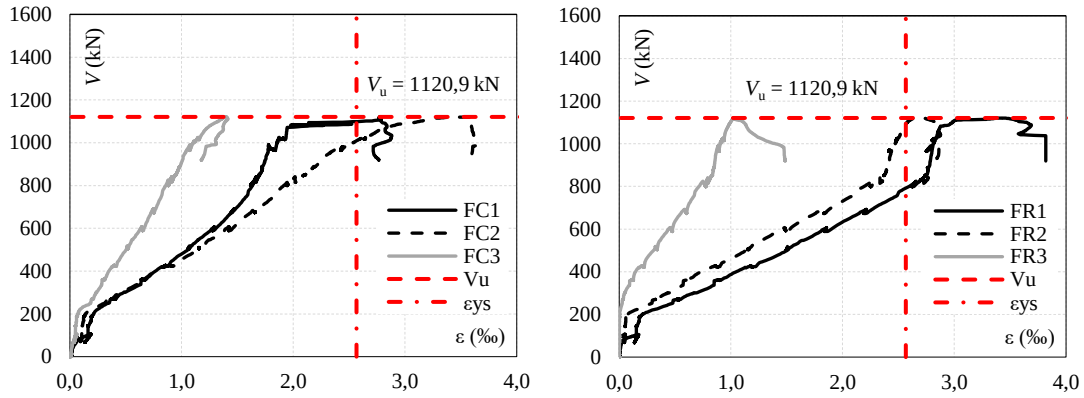


e) Deformações na superfície do concreto

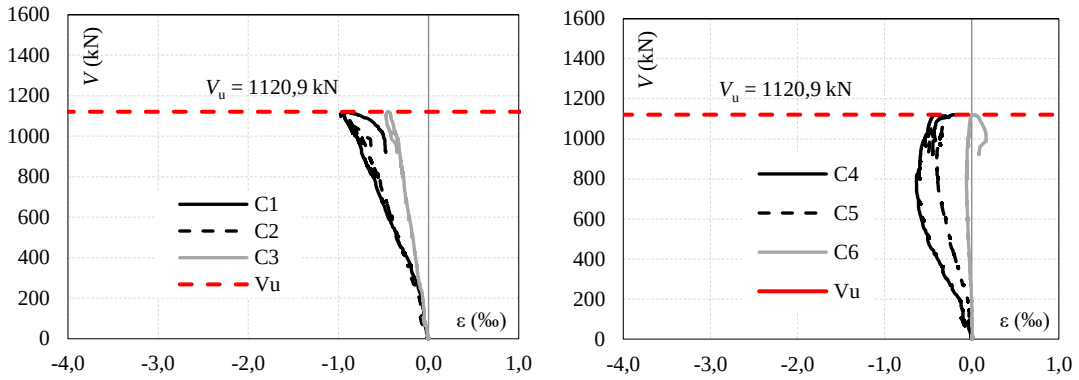
Figura 4.7 - Laje SW4: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto



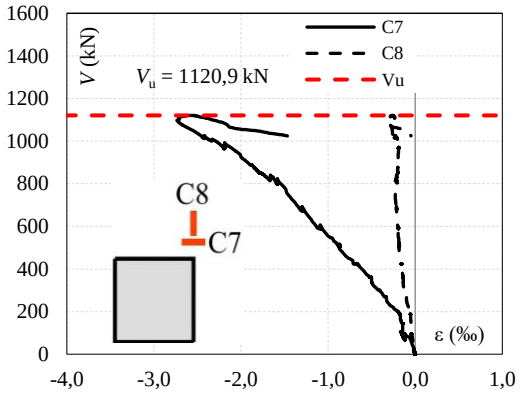
a) Perfis de deformação circunferencial b) Perfis de deformação radial



c) Deformações circunferenciais e radiais nas armaduras de tração

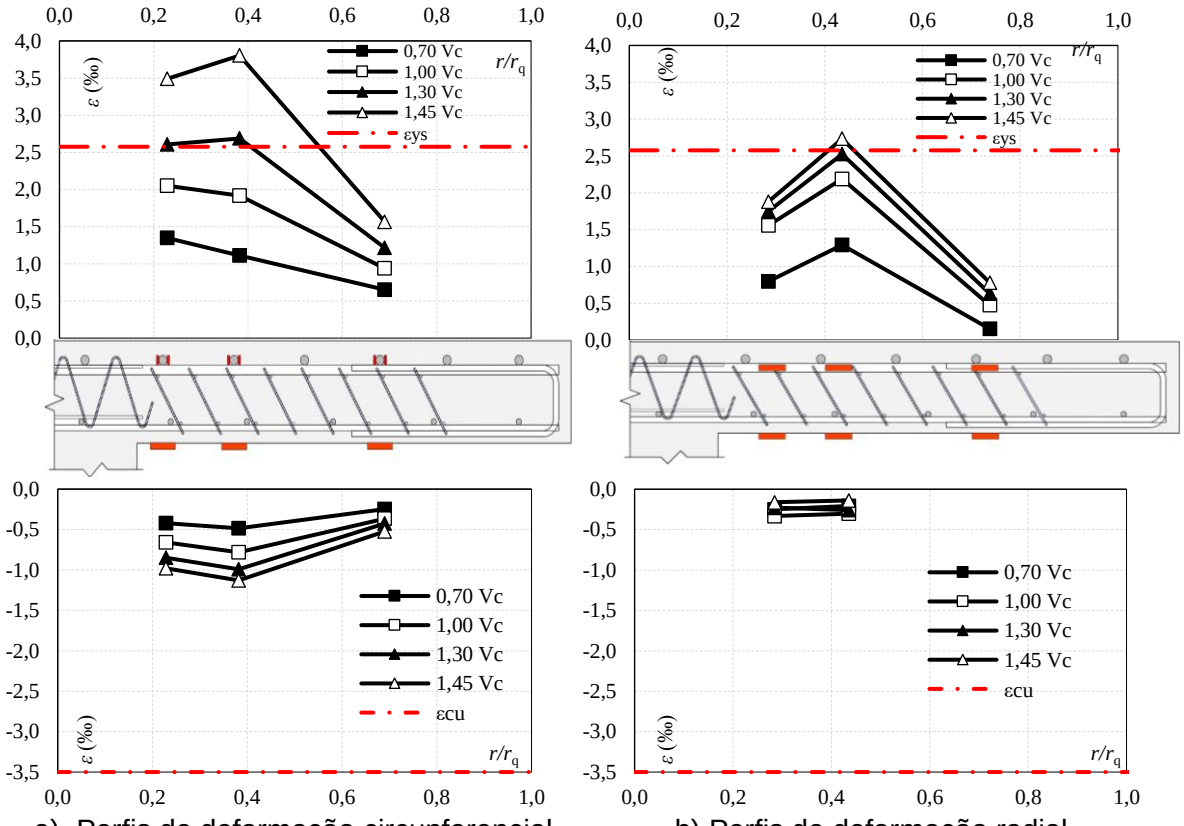


d) Deformações circunferenciais e radiais na superfície do concreto



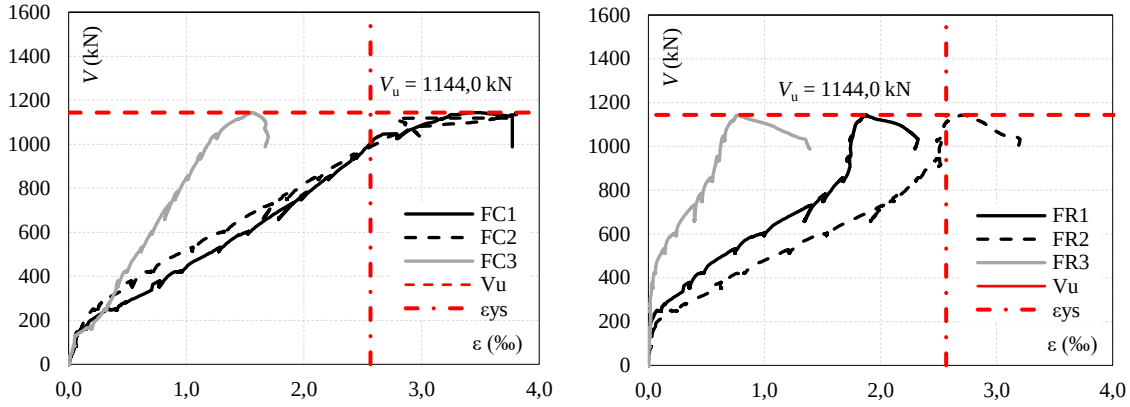
e) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.8 - Laje SW5: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto

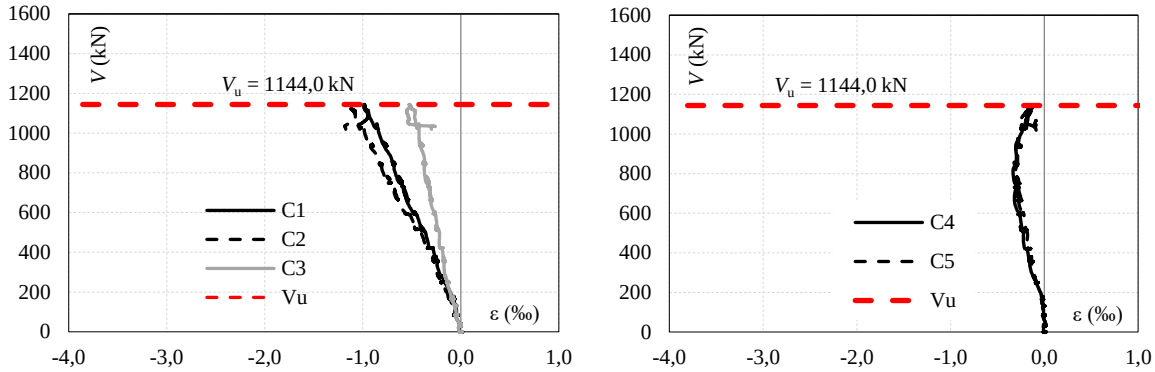


a) Perfis de deformação circunferencial

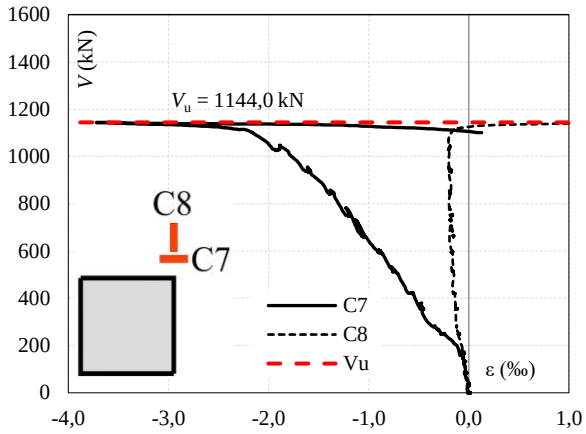
b) Perfis de deformação radial



c) Deformações circunferenciais e radiais nas armaduras de tração

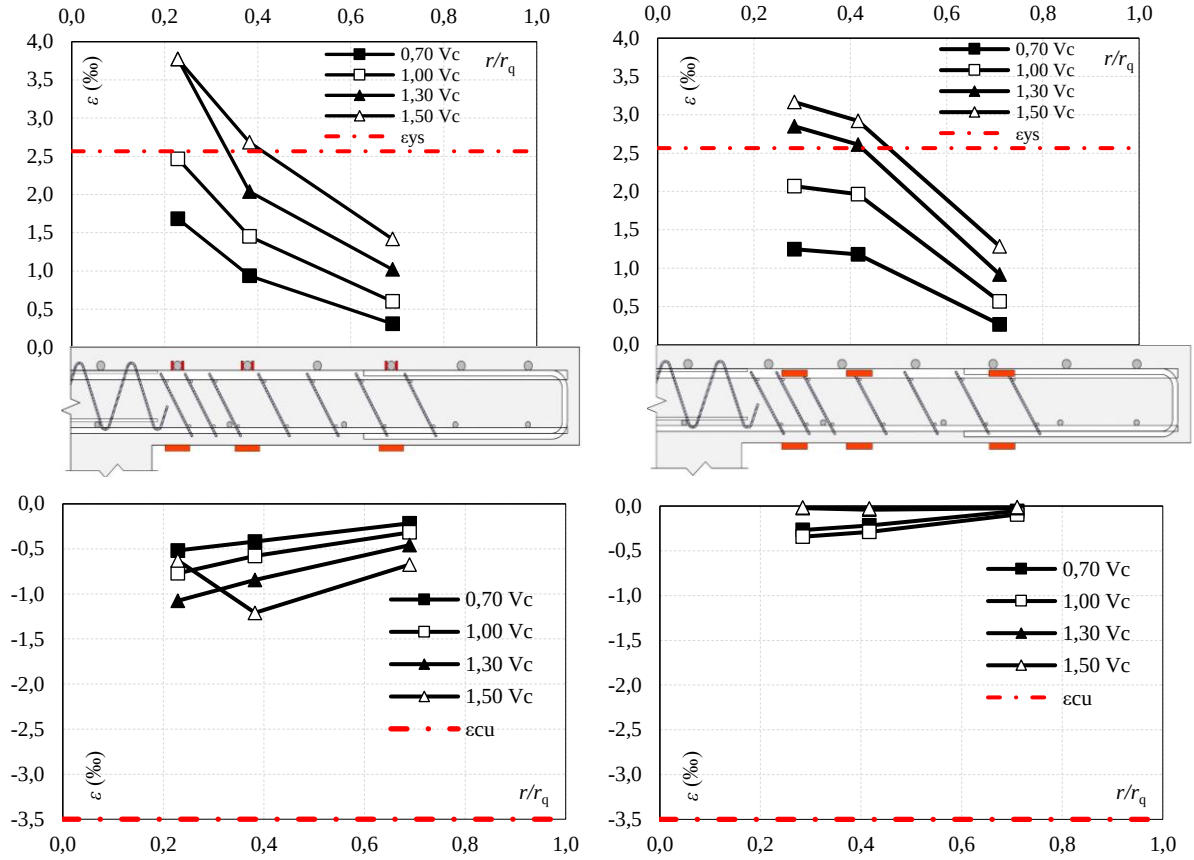


d) Deformações circunferenciais e radiais na superfície do concreto

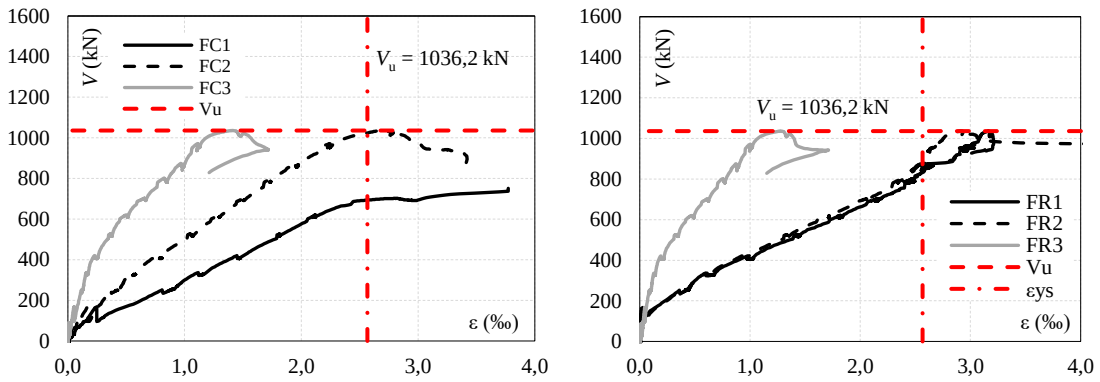


e) Deformações na superfície do concreto

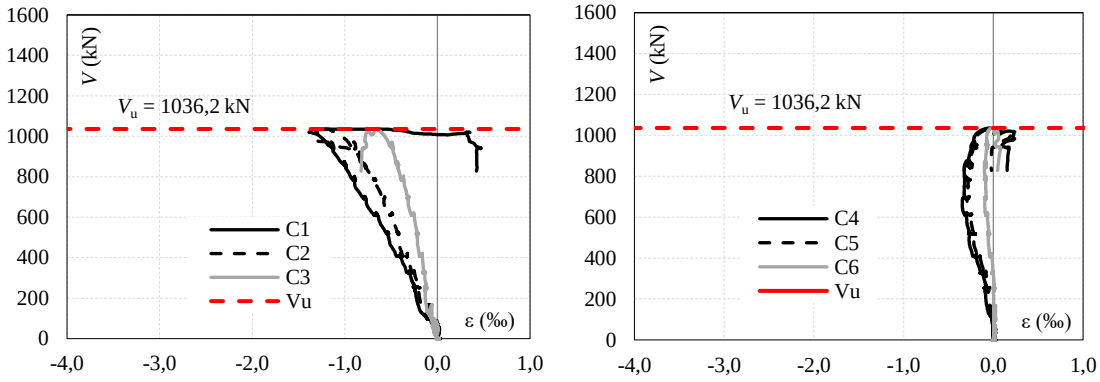
Figura 4.9 - Laje SW6: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto



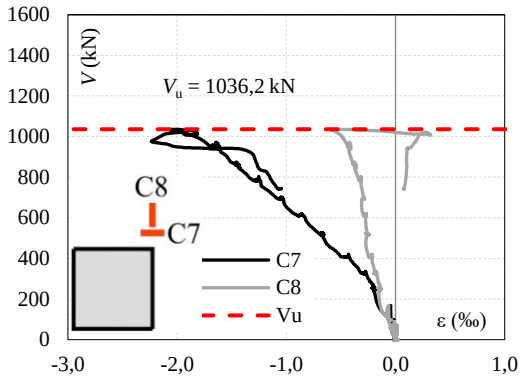
a) Perfis de deformação circunferencial b) Perfis de deformação radial



b) Deformações circunferenciais e radiais nas armaduras de tração



a) Deformações circunferenciais e radiais na superfície do concreto



e) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.10 - Laje SW7: perfis de deformação das armaduras de flexão e na superfície do concreto

Para o conjunto de lajes com taxa de armadura de flexão $\rho \cong 1\%$ o comportamento das lajes à flexão não apresentou deformações elevadas nas barras ou na superfície do concreto. Assim como nas lajes armadas com 2% as armaduras de flexão foram ativadas com valores de carregamento similares, próximo de 200kN. As lajes SW4, SW5 e SW6 apresentaram perfil de deformação semelhantes no sentido circunferencial com a segunda barra monitorada apresentando as maiores deformações, sendo elas nos valores de 2,6‰, 3,6‰ e 3,8‰ respectivamente. A laje SW7 foi a única que no sentido circunferencial apresentou maior deformação na primeira barra com deformação de 3,8‰ e a segunda barra 2,6‰, o escoamento das barras ocorreram no passo de carga 1,55Vc e 1,58Vc para as lajes SW4 e SW5, ou seja, no momento em que não havia mais parcela resistente do concreto, e no passo de carga 1,3Vc para as lajes SW6 e SW7, o que indica que para as lajes menos armadas à punção as armaduras de flexão foram mais solicitadas para menor carregamento que as lajes mais armadas.

No sentido radial o comportamento de todas as lajes também foi similar, com as lajes SW4, SW5 e SW7 apresentando maior deformação na primeira barra monitorada 3,8‰, 3,5‰ e 3,8‰, respectivamente, escoando no passo de carga 1,3Vc. Na laje SW6 a segunda barra monitorada foi a que apresentou maior deformação de 2,7‰ e escoamento no passo de carga 1,45Vc. Pode-se observar que mesmo para as lajes SW6 e SW7 com cerca de 33% a menos de taxa de armadura de cisalhamento as armaduras de flexão foram solicitadas na mesma intensidade e deformaram-se na mesma proporção que as lajes mais armadas à punção, mostrando que se deve buscar a melhor utilização no dimensionamento conjunto entre as taxas destas armaduras. Na superfície do concreto todas as lajes apresentaram comportamento

semelhantes com deformações que variam de 0 a -1,3‰ no sentido circunferencial e 0 a -0,6‰ no sentido radial. Nas deformações máximas circunferencial C7 e radial C8 as deformações foram semelhantes entre as lajes com mesmo tipo de espaçamento, as lajes SW4 e SW6 foram as que apresentaram maior deformações em C7 atingindo -3,0‰ ao final do ensaio, enquanto as lajes SW5 e SW7 2,7‰ e 2,2‰, respectivamente. No sentido radial em C8 as deformações foram similares para todas as lajes não ultrapassando -0,5‰.

No geral, o comportamento das lajes SW2 e SW3 apresentaram comportamento mais rígido, com menor raio de escoamento que as demais lajes, sendo 0,3rq para a laje SW2, 0,4rq para a laje SW3 no sentido radial, pois no circunferencial não atingiu escoamento. Para as lajes SW4 e SW7 o raio de escoamento foi de 0,38rq no sentido circunferencial e 0,42rq no sentido radial, para as lajes SW5 e SW6 0,63rq no sentido circunferencial e 0,4rq no sentido radial. Os raios de escoamento mais extensos para as de lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 se justificam pela menor taxa de armadura de flexão destas lajes, todavia não evidencia uma ruptura por flexão com esgotamento da capacidade resistente das barras de flexão. Quanto às deformações na superfície do concreto, as lajes não alcançaram intensidade suficiente para causar o esmagamento do concreto, pois apenas as lajes SW4 e SW6 apresentaram maiores deformações na superfície do concreto no sentido circunferencial e de intensidade -3,0‰. Assim, pode-se afirmar que as lajes não romperam por flexão ou por esmagamento da biela do concreto.

A partir das leituras das deformações circunferenciais e radiais nas barras das armaduras de flexão e na superfície do concreto foi possível obter a posição da linha neutra ao longo da laje e nos pontos monitorados através da semelhança de triângulos, como apresentado na Figura 4.11

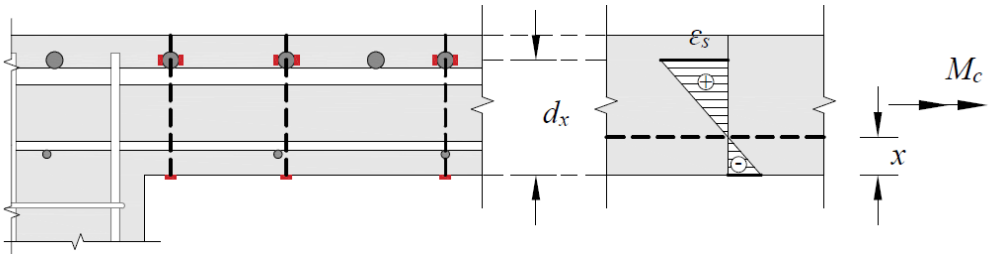
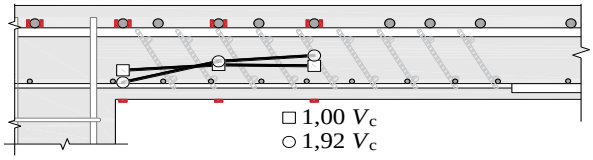


Figura 4.11 - Determinação da altura da linha neutra

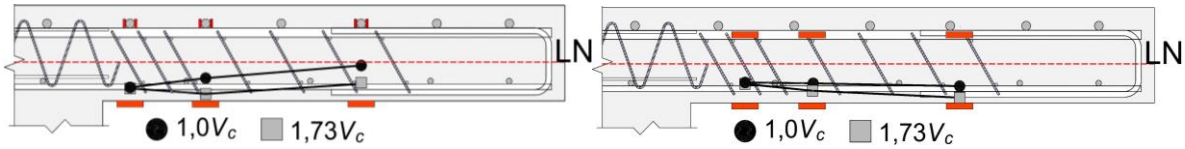
A Figura 4.12 apresenta de forma qualitativa a variação da linha neutra em dois passos de carga. Para as lajes SW2 e SW3 os passos de cargas foram a carga

de ruptura da laje de referência (S0) e a carga de ruptura das lajes e para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 os passos de cargas foram o VR_c obtido na previsão de cálculo pela ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) e apresentados na Tabela 3.9 e a carga de ruptura das lajes.

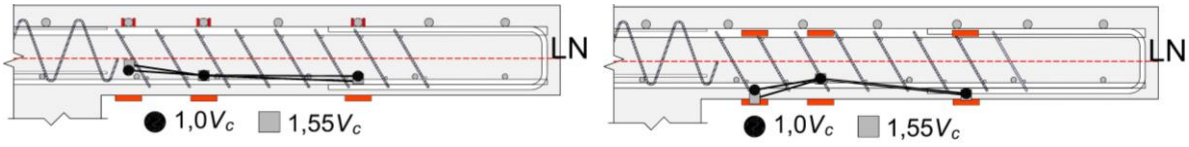
A laje SW2 foi a única que a parcela contribuinte do concreto não foi totalmente afetada pela fissuração, contribuindo para a ancoragem da armadura de cisalhamento, pois ela permaneceu ancorada na região não fissurada até o rompimento da laje. Nas demais lajes observou-se que no sentido radial a fissuração do concreto foi maior que no sentido circunferencial, isto pode ser percebido na análise dos gráficos de flexão e concreto que para o último passo de carga das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 os valores de deformações do concreto foram menores que os passo de carga anteriores, pois já não existia bloco de concreto íntegro que pudesse suportar deformações. Tanto na direção circunferencial como na radial as armaduras de cisalhamento superiores e inferiores estavam ancoradas nas regiões fissuradas do concreto, o que reforça a necessidade da utilização de armadura complementar na região superior e inferior das armaduras, bem como, demonstra que o desempenho geral das armaduras pode ter sido afetado pela falha nestas ancoragens.



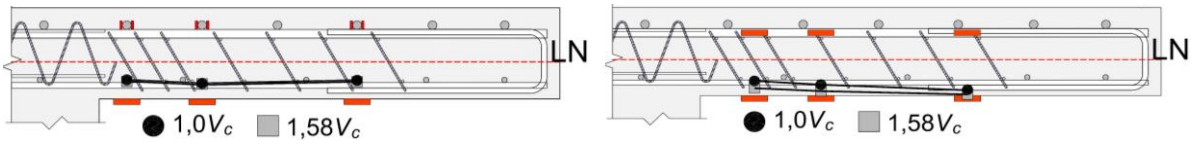
a) Laje SW2: Posição da Linha Neutra (Freitas, 2018)



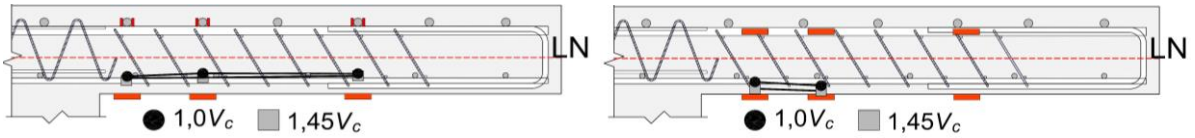
b) Laje SW3: Posição da Linha Neutra – Circunferencial e Radial



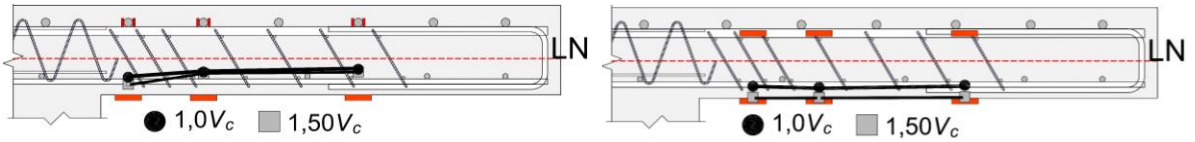
c) Laje SW4: Posição da Linha Neutra – Circunferencial e Radial



d) Laje SW5: Posição da Linha Neutra – Circunferencial e Radial



e) Laje SW6: Posição da Linha Neutra – Circunferencial e Radial



f) Laje SW7: Posição da Linha Neutra – Circunferencial e Radial

Figura 4.12 - Posição da Linha Neutra

4.3 Deformações nas armaduras de cisalhamento e complementares

As armaduras de cisalhamento foram monitoradas em dois quadrantes das lajes, para que pudesse ser verificado se as deformações eram similares e confirmar que as cargas foram centradas e distribuídas de formas iguais nos 4 quadrantes das lajes. As Figuras 4.13 à Figura 4.18 apresentam os perfis de deformação nas armaduras de cisalhamento, considerando a média dos resultados em cada barra monitorada e por camada em função da razão entre o raio de medição e o raio de aplicação da carga. Também estão apresentadas as deformações em função do carregamento aplicado até a carga de ruptura das lajes.

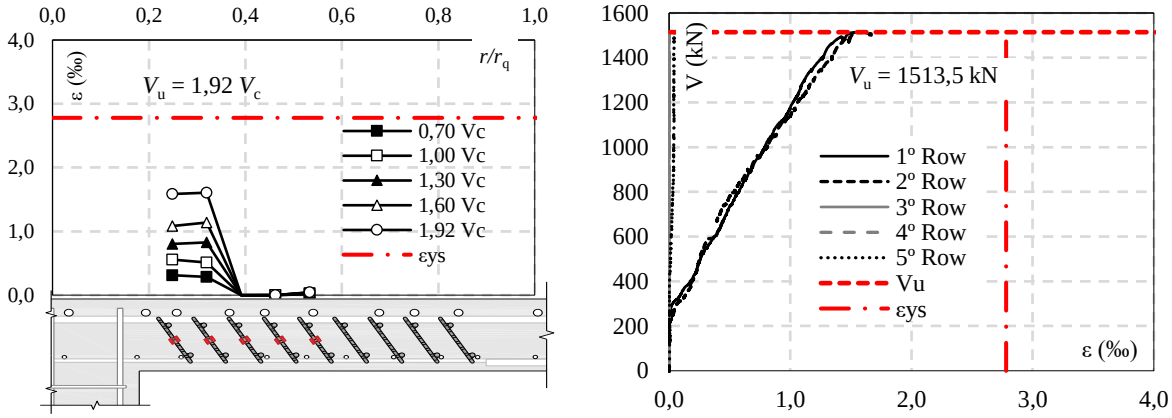
As lajes SW2, SW4 e SW6, com espaçamento constante, apresentaram maiores deformações nas duas primeiras camadas de armadura, com perfis de deformações semelhantes do início ao fim do ensaio. Este comportamento deve-se, provavelmente, a inclinação das armaduras de cisalhamento que favoreceu que a fissura de cisalhamento cortasse as armaduras das duas camadas em pontos semelhantes criando comprimentos de ancoragem equivalentes. Em nenhuma das 3 lajes houve escoamento das armaduras de cisalhamento, a laje SW2, armada com 1,32%, apresentou deformou de 1,59‰ e 1,61‰ para a 1ª e 2ª camadas respectivamente, o que representa deformação máxima de 57% do valor total de ε_{yws}

e apresentou pouca ou nenhuma deformação a partir da 3ª camada, as armaduras foram solicitadas entre os carregamentos 200kN e 300kN. A laje SW4 apresentou deformações de 1,70‰, 1,76‰ e 0,68‰ na 1ª, 2ª e 3ª camada respectivamente, e a laje SW6 1,86‰, 1,82‰, 1,10‰ e 0,76‰ nas respectivas camadas monitoras. Para as lajes SW4 e SW6 foi possível observar que devido a menor taxa de armadura de cisalhamento, ρ_w=0,78% e 0,49%, a 3ª e 4ª camadas monitoradas também sofreram deformações, diferente do observado para a SW2. As deformações máximas das lajes SW4 e SW6 foram de 69% e 89% do total do ε_{yws} de cada laje, respectivamente e a solicitação das armaduras iniciaram entre os carregamentos 100kN e 220 kN para ambas as lajes.

As lajes SW3, SW5 e SW7, com espaçamentos concentrando as armaduras próximas ao pilar, apresentaram comportamento similares entre si, com as três primeiras camadas das armaduras sendo ativadas nas mesmas intensidades próximo de 200kN. A laje SW3 apresentou deformações de 2,07‰, 1,92‰, 1,41‰ para as três primeiras camadas monitoradas no centro das barras e de 0,69‰ e 0,56‰ para a 4ª e 5ª camada, com monitoramento na parte inferior e outra na parte superior da barra, respectivamente. A laje SW5 apresentou deformações de 0,92‰, 1,81‰, 1,21‰ para as três primeiras camadas monitoradas no centro das barras e de 0,92‰ e 0,88‰ para a 4ª e 5ª camada, com monitoramento na parte inferior e outra na parte superior da barra. Na laje SW7 todas as camadas foram monitoradas no centro das barras e apresentaram deformações de 1,86‰, 2,89‰, 2,06‰, 2,57‰ e 0,82‰ da 1ª a 5ª camada, respectivamente. Nas lajes SW3, SW5 e SW7 nenhuma das armaduras de cisalhamento escoaram, ficando com deformações máximas de 79%, 86% e 83% do valor de ε_{yws}, respectivamente. Entretanto, percebe-se que independente da taxa de armadura de cisalhamento as deformações máximas média foi de 82,67% da capacidade de deformação do aço utilizado para cada laje, demonstrando que pode existir um limite de resistência do aço para o uso destas armaduras, e confirmando a necessidade da limitação das tensões resistidas pelas barras nas normas de dimensionamento das lajes à punção.

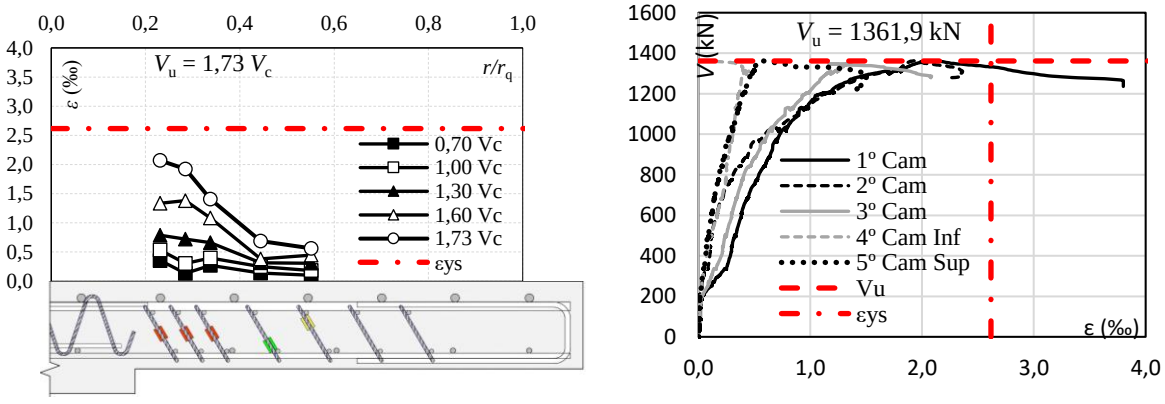
Percebeu-se que para as lajes com espaçamento constante as barras que mais sofreram deformações foram as duas primeiras, enquanto as lajes com armaduras concentradas próximas ao pilar apresentaram maiores deformações nas três primeiras camadas, nos dois casos as armaduras encontram-se dentro da região entre 1,125*d* e 1,2*d* da face do pilar, o que condiz com o que foi observado por

Ferreira, Oliveira e Melo (2019) e Broms (2019) que defendem a existência de uma região de ativação das camadas de armadura de cisalhamento saindo do pilar até um perímetro afastado a 1,2*d* da face do pilar. Observou-se também que para as lajes com armaduras concentradas houve significativa deformação das armaduras das demais camadas monitoradas, mesmo distante da região de ativação, principalmente a laje SW7, o que pode ter ocorrido devido ao distanciamento entre as camadas de cisalhamento a partir da 3ª camada que pode ter favorecido o surgimento de fissuras de cisalhamento nesta região, além da possibilidade do surgimento de fissuras de delaminação, visto que foi observado no sentido radial da laje após a análise da linha neutra que o concreto não estava íntegro, e pela análise do gráfico tensão-deformação das lajes (Figura 4.3) após a ruptura da laje há uma queda de resistência característica de lajes que apresentam delaminação (Pereira Filho, 2021).



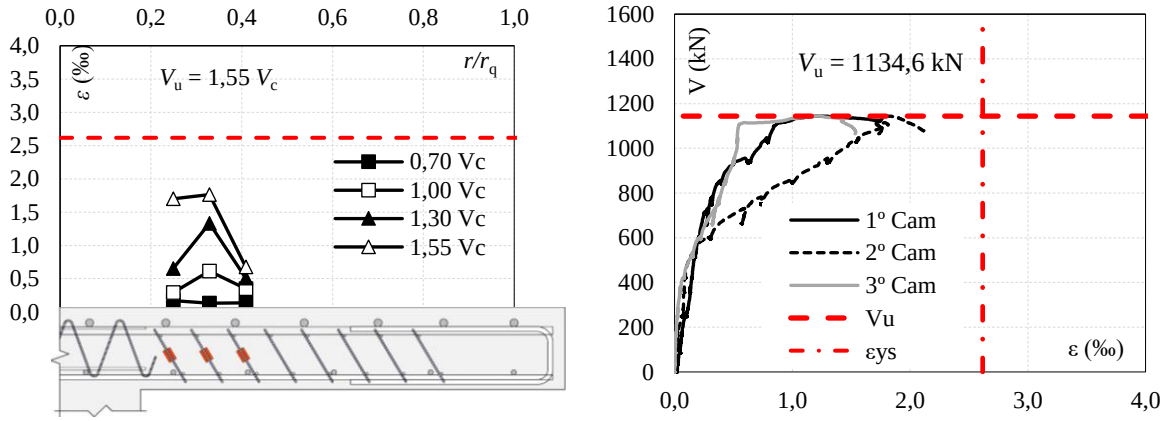
a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.13 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW2 (Freitas, 2018)



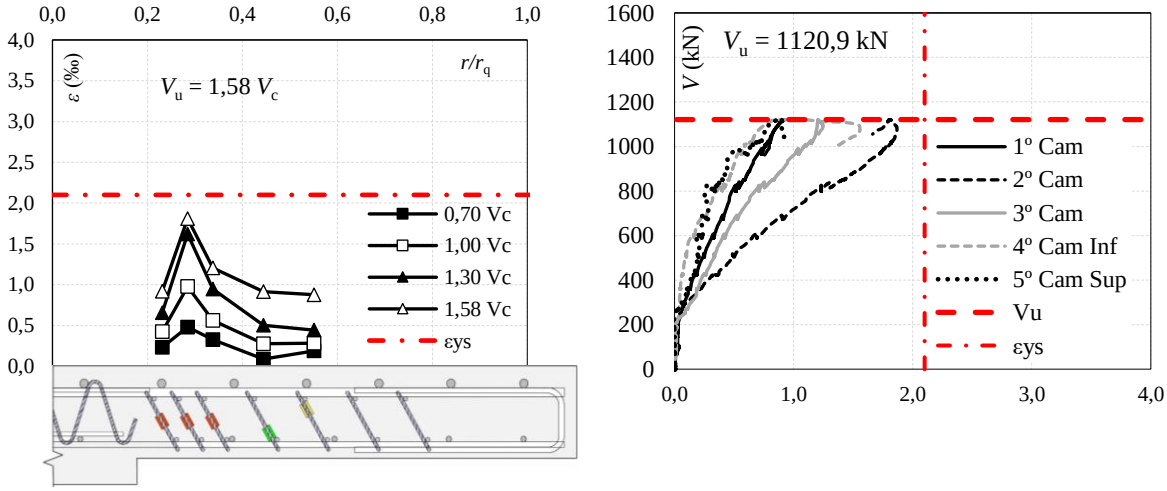
a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.14 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW3



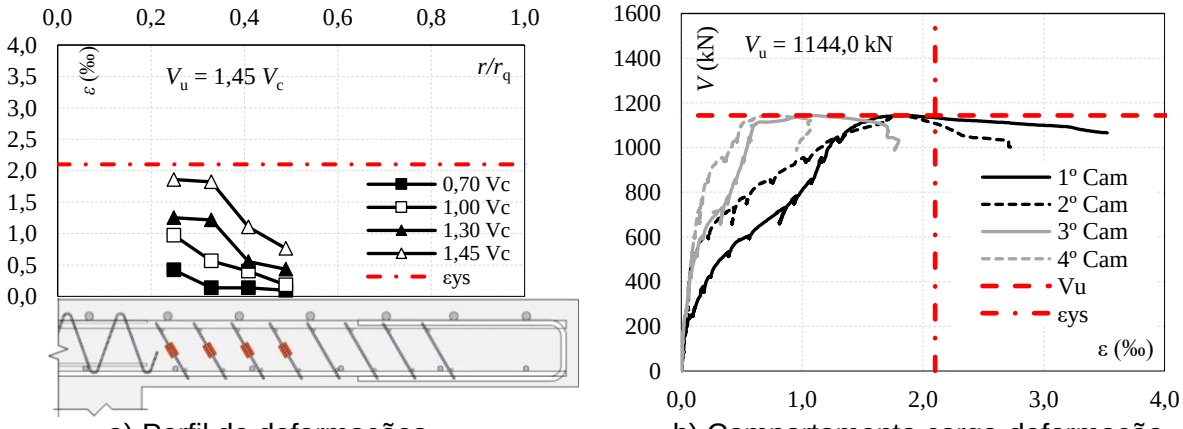
a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.15 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW4



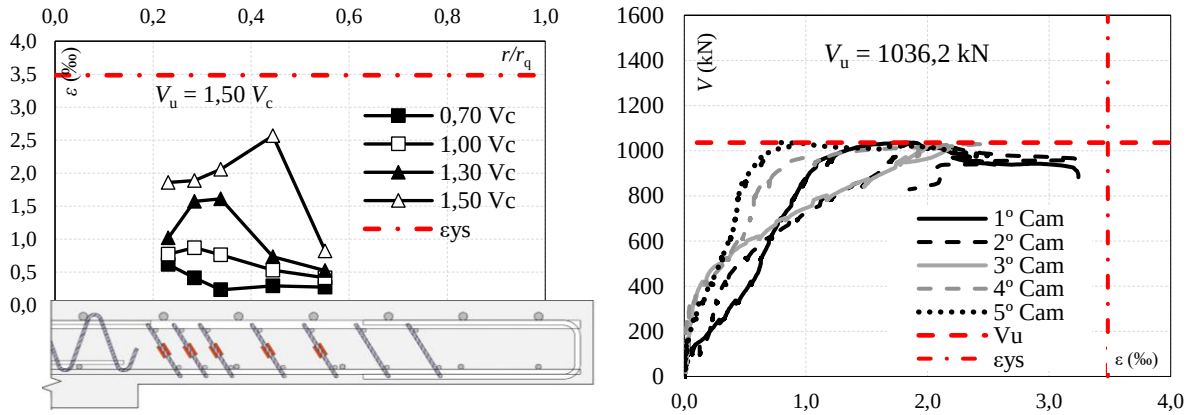
a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.16 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW5



a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.17 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW6



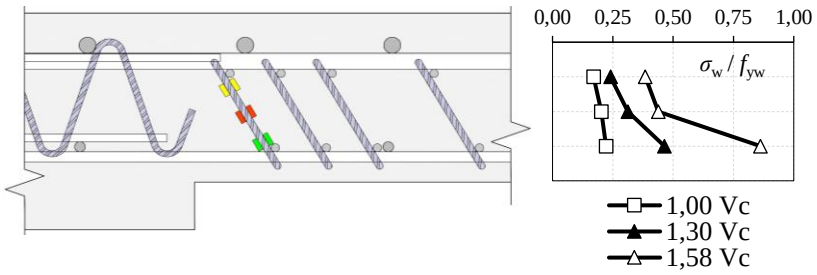
a) Perfil de deformações b) Comportamento carga-deformação

Figura 4.18 - Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW7

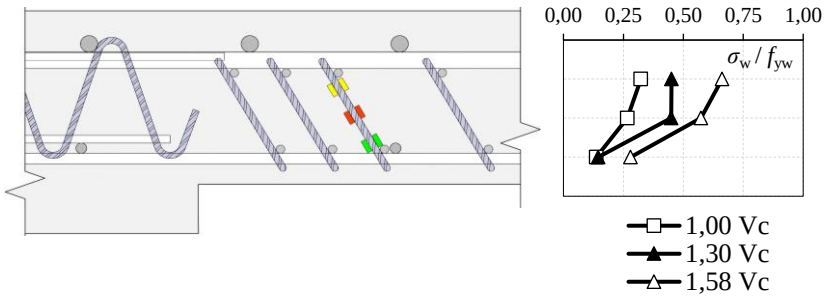
A análise da deformação ao longo do corpo da armadura de cisalhamento foi realizada na laje SW5 na 1ª e na 3ª camada, com monitoramento das deformações na base (CI), no centro (C) e no topo da barra (CS). Foram monitorados pontos em pernas diferentes da treliça de forma que não perdesse a aderência pela fixação de 3 (três) extensômetros em uma única barra.

A Figura 4.19a e Figura 4.19b apresentam as distribuições das deformações ao longo das barras e as Figuras 4.19c e Figura 4.19d apresentam os gráficos carga-deformação da 1ª e 3ª camada da armadura de cisalhamento da laje SW5 na 1ª e 3ª camadas. Na 1ª camada observa-se maiores deformações na região inferior das barras apresentando 86% do valor de ε_{yws}, enquanto no centro e na região superior foram de 44% e 38%, respectivamente. A 3ª camada apresentou valores deformações máximas de 66%, 57% e 28% do valor ε_{yws} na região superior, no centro e na região inferior da barra, respectivamente. Apesar do valor máximo na região superior ser inferior à porcentagem de deformação na região inferior da barra, percebe-se que nos primeiros passos de carga, $1{,}0V_c$, as deformações na região superior da laje foram maiores que as deformações na região inferior, apenas nos passos de carga $1{,}30V_c$ e $1{,}58V_c$ a região inferior apresentou maior valores de deformação. A hipótese que melhor explica esse fenômeno é que a fissura crítica de cisalhamento que resultou na ruptura por punção tenha iniciado na parte superior tracionada da laje em um perímetro afastado a uma distância igual ou maior que $1{,}2d$ da face do pilar e progredido em direção a parte inferior da laje próxima ao pilar. Assim, primeiro a parte superior da terceira camada de armadura foi interceptada pela fissura de cisalhamento e posteriormente a parte inferior da primeira camada. Isto sugere que a intensidade

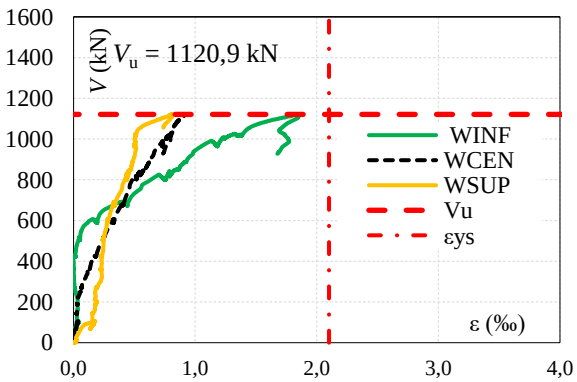
de deformações ao longo da altura do estribo é mais influenciada pela posição que a fissura de cisalhamento intercepta a barra de cisalhamento que a pela posição da altura da barra em região fissurada ou não devido à flexão. Confirma-se, pela análise da Figura 4.20 que apresenta as deformações nas barras ao longo da formação da fissura crítica, que apesar do maior valor de deformação na 1ª camada ser na região inferior da barra e na 3ª camada ser na região superior, na 2ª camada, instrumentada no centro da barra, foi onde obteve-se maiores valores de deformações em todos os passos de carga.



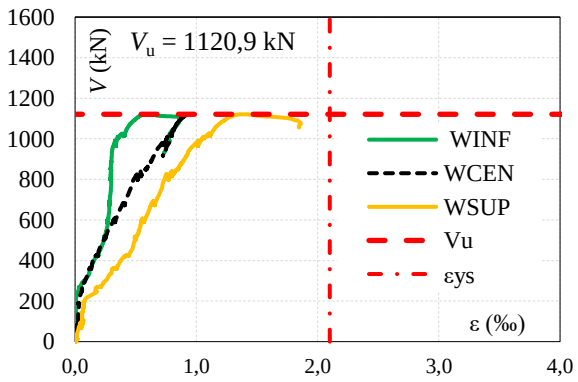
a) Perfil de deformações na 1ª Camada



b) Perfil de deformações na 3ª Camada

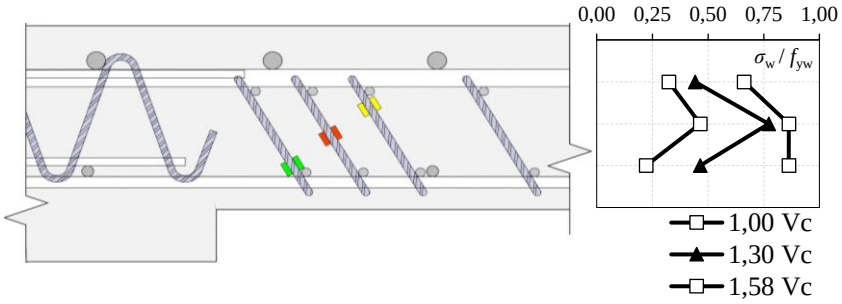


c) Carga - Deformações na 1ª camada

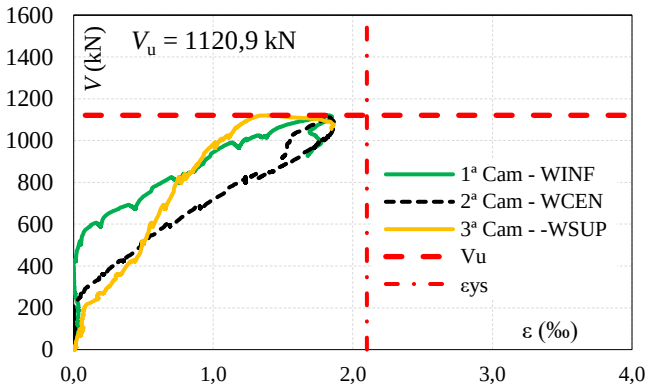


d) Carga - Deformações na 3ª camada

Figura 4.19 - Deformações ao longo do comprimento das barras de cisalhamento da Laje SW5



a) Perfil de deformações- Fissura crítica



b) Carga – Deformações: Fissura crítica

Figura 4.20 - Deformações ao longo da Fissura Crítica - Laje SW5

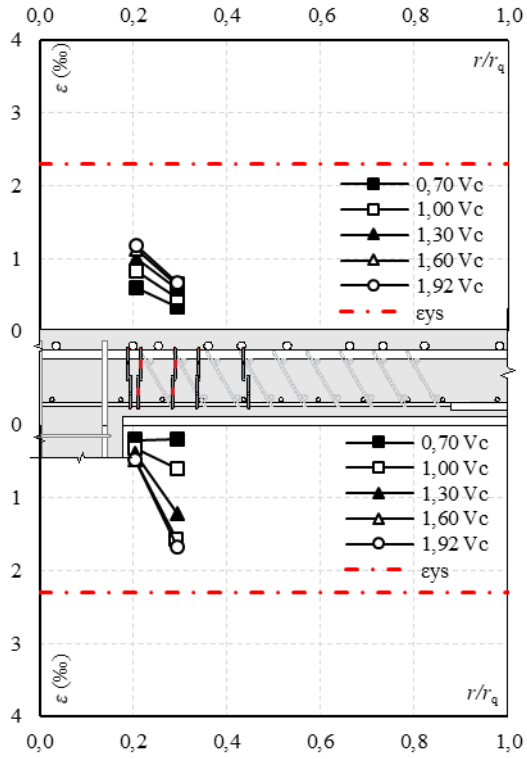
O comportamento das armaduras complementares, ganchos U, das lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7 foram monitorados em dois quadrantes das lajes (Norte e Oeste) na região afastada à 2*d* face do pilar. Monitorou-se no quadrante Norte três ganchos envolvendo as armaduras de flexão inferior (CI-N1, CI-N2 e CI-N3), e, dois ganchos que envolviam as armaduras de flexão superior (CS-N1 e CS-N2). No quadrante Oeste, monitorou-se 2 ganchos envolvendo as armaduras de flexão inferiores (CI-O1 e CI-O2), e, três ganchos envolvendo as armaduras de flexão superiores (CS-O1, CS-O2 e CS-O3). Na laje SW2 ensaiada por Freitas (2018) foram monitorados 2 ganchos posicionados nas duas primeiras camadas de armadura complementar tanto na região superior (HT1 e HT2) como na inferior da laje (HB1 e HB2) e apenas em um dos quadrantes. A Figura 4.21 apresenta os perfis de deformações nas barras das armaduras complementares nos quadrantes Norte e Oeste em função da razão entre o raio de medição das deformações através dos extensômetros pelo raio de aplicação da carga (r/r_q) e os gráficos de tensão-deformação destas armaduras.

Assim como nas armaduras de flexão, em todas as lajes as armaduras complementares posicionadas na região superior da laje, as deformações iniciaram a partir de valores de carregamento entre 150kN e 200kN indicando que a ativação das armaduras foi influenciada pelo início da fissuração por flexão. Apesar do início da deformação ser semelhante para todas as lajes, observou-se que para as lajes com espaçamento constante as deformações foram maiores que para as lajes com espaçamento concentrado quando são comparada as lajes com mesmas taxas de armadura de cisalhamento (SW2xSW3, SW4xSW5 e SW6xSW7), provavelmente devido ao maior espaçamento e, portanto, maiores zonas de concreto sem armaduras de cisalhamento, as deformações máximas foram de 34,2%, 84,8%, 59,5%, 65,71%, 30,48% do valor de ε_{ywc} das lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7, respectivamente.

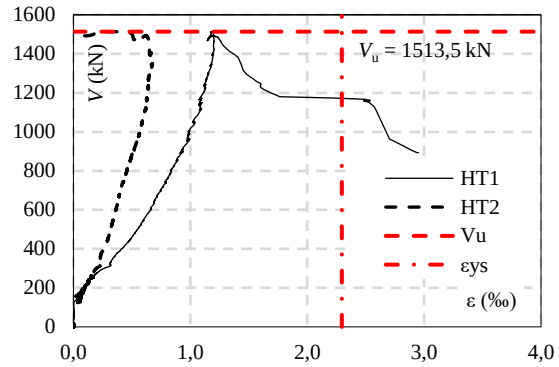
Na região inferior da laje o comportamento dos ganchos foi diferente do apresentado na região superior, as deformações nas armaduras iniciaram com valores aproximados aos valores em que as armaduras de cisalhamento foram ativadas, próximos aos valores obtidos na NBR 6118 (ABNT, 2014) para o VR_c das lajes sem armaduras de cisalhamento e do valor de ruptura da laje S0, ou seja, elas foram ativadas após o início da fissura de punção e conforme Lima (2021) a ancoragem na região de compressão da laje influencia no comportamento da laje aumentando a resistência final. Na laje SW2 a deformação da armadura inferior foi maior que as demais lajes, devido ao fato das armaduras estarem ancoradas na região não fissurada do concreto, como visto anteriormente na análise da linha neutra, o que não aconteceu nas demais lajes, pois estas armaduras, mesmo envolvendo as armaduras de flexão e funcionando como ancoragem para controlar a fissuração por delaminação e postergar este modo de ruptura, o fato de o bloco de compressão estar fissurado reduz a eficiência no uso total da capacidade de deformação destas armaduras, as deformações máximas foram de 49%, 19,8%, 27,6%, 29,5% e 42,38% dos valores de ε_{ywc} das lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7, percebe-se que ao contrário do observado para os ganchos superiores as lajes com concentração das armaduras de cisalhamento apresentaram maiores deformações nas armaduras complementares (39,4% - laje SW4xSW5 e 43,7% lajes SW6xSW7), demostrando que elas contribuíram para o ganho de resistência das lajes apesar da fissuração existente no face comprimida do concreto.

No geral, as armaduras complementares inferiores sofreram menores deformações que as superiores, entretanto, as deformações chegaram a 49% da

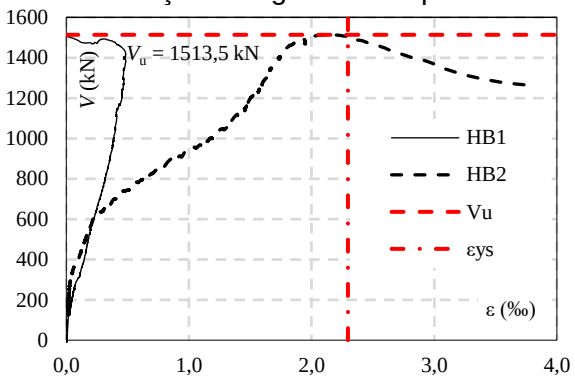
capacidade de deformação das barras, o que indica que os ganchos colaboraram para aumentar a resistência e evitar a ruptura prematura por delaminação. As baixas intensidades de deformações também podem indicar um superdimensionamento das destas armaduras.



a) perfil de deformações

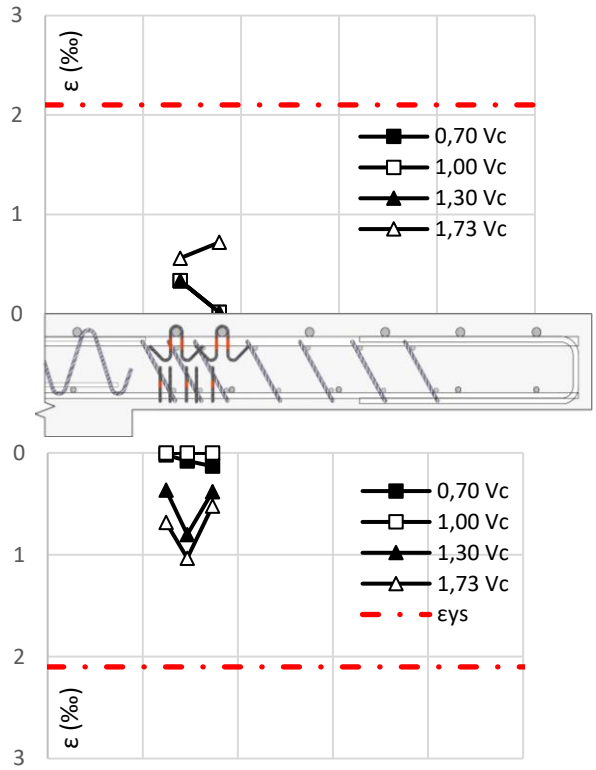


b) Comportamento carga-deformação dos ganchos superiores

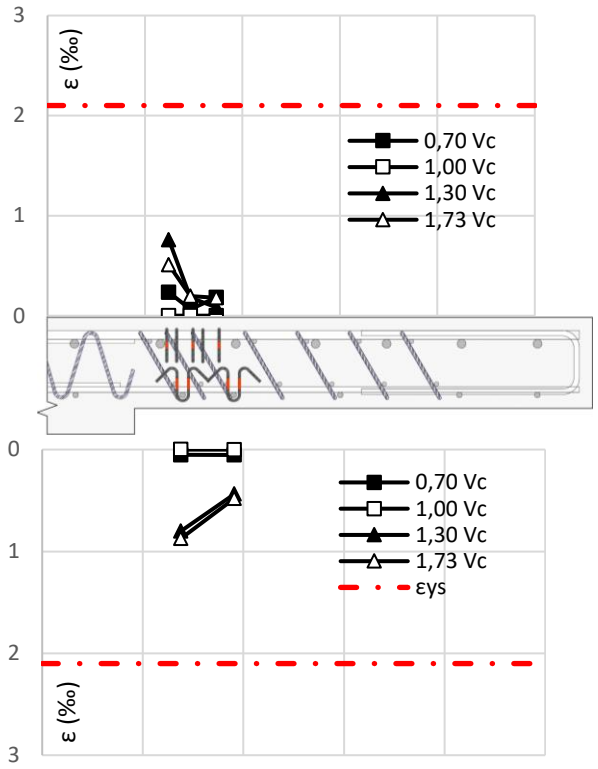


c) Comportamento carga-deformação dos ganchos inferiores

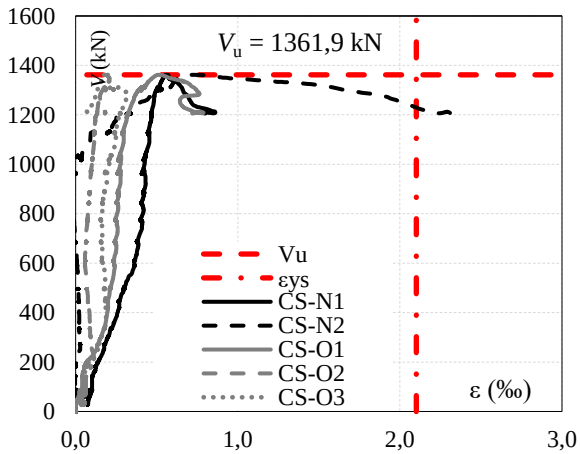
Figura 4.21 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW2 (Freitas, 2018)



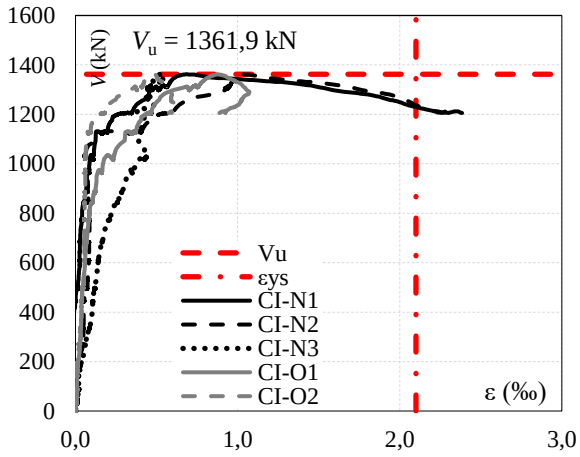
a) Perfil de deformações – Norte



b) Perfil de deformações – Oeste

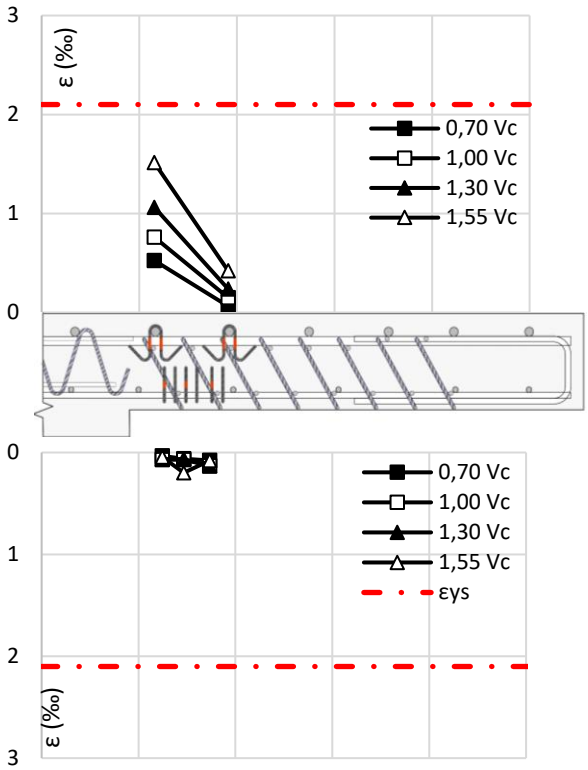


c) Carga x deformações armaduras complementares superiores

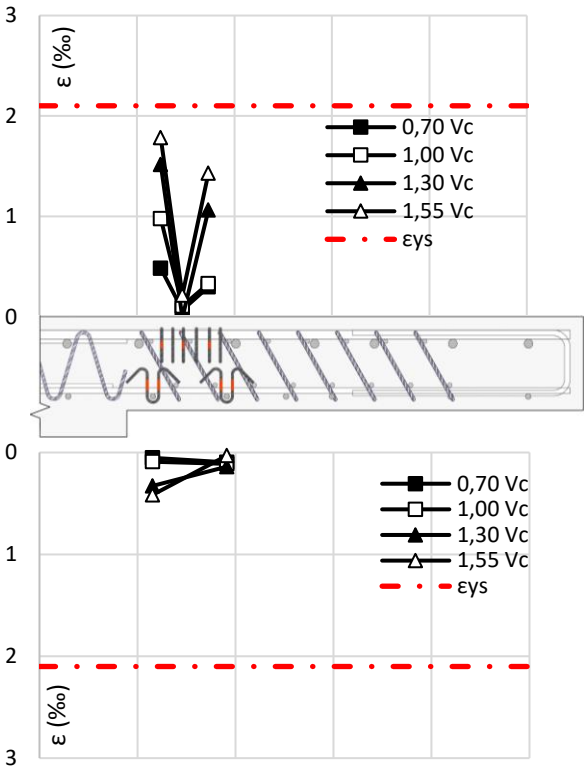


d) Carga x deformações armaduras complementares inferiores

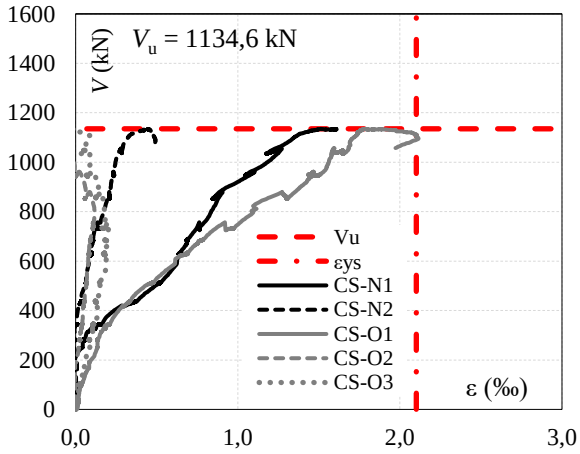
Figura 4.22 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW3



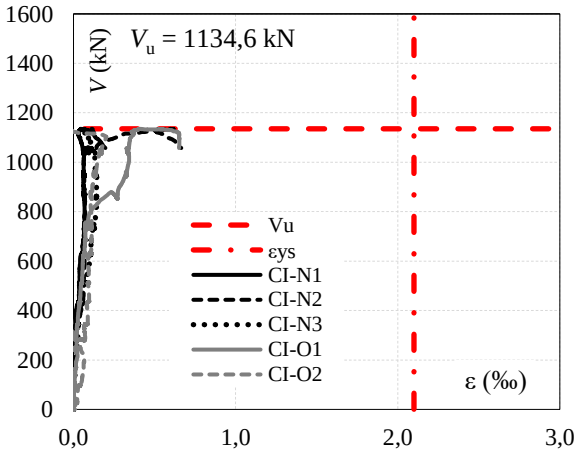
a) Perfil de deformações – Norte



b) Perfil de deformações – Oeste

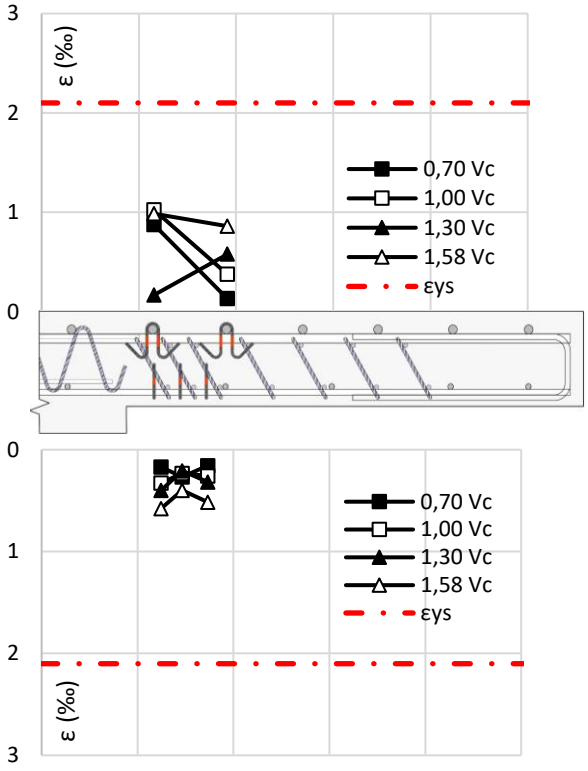


c) Carga x deformações armaduras complementares superiores

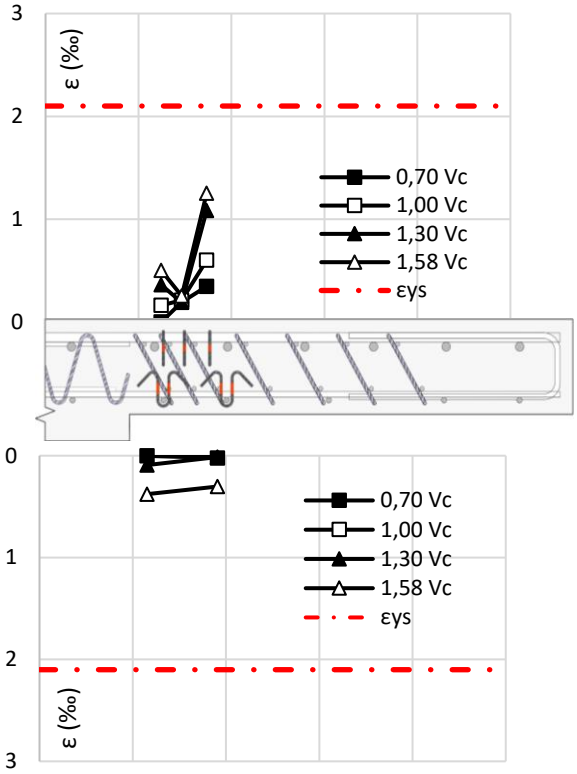


d) Carga x deformações armaduras complementares inferiores

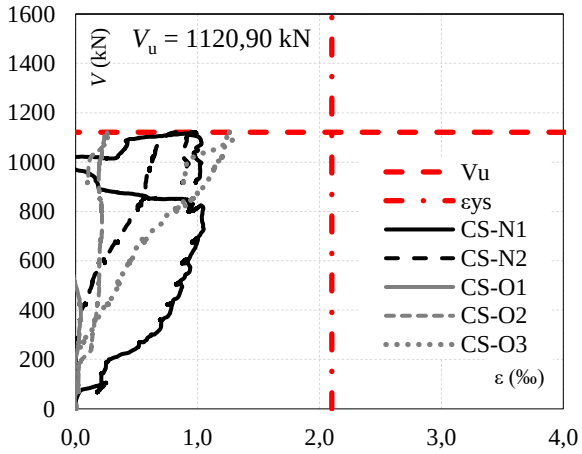
Figura 4.23 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW4



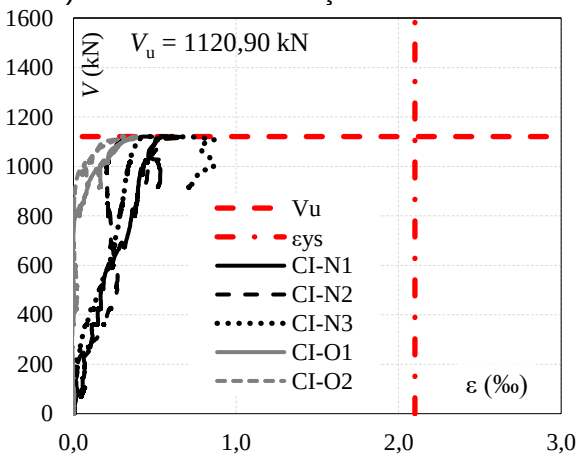
a) Perfil de deformações – Norte



b) Perfil de deformações – Oeste

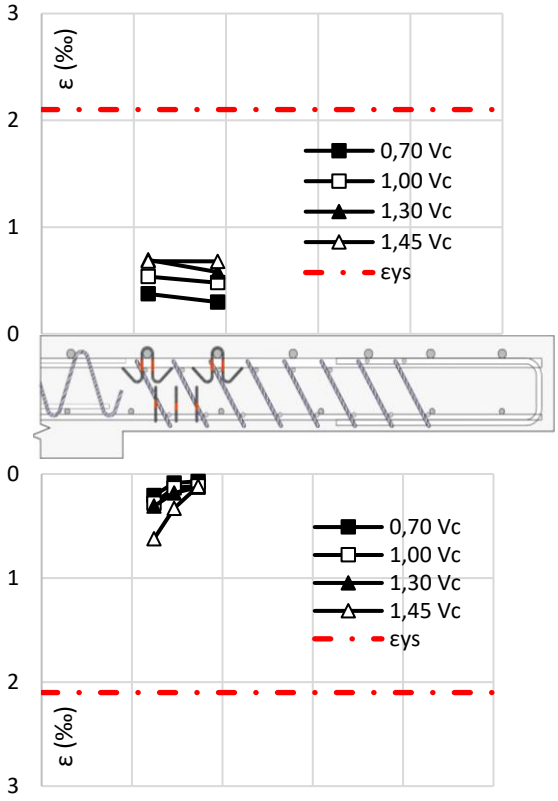


c) Carga x deformações armaduras complementares superiores

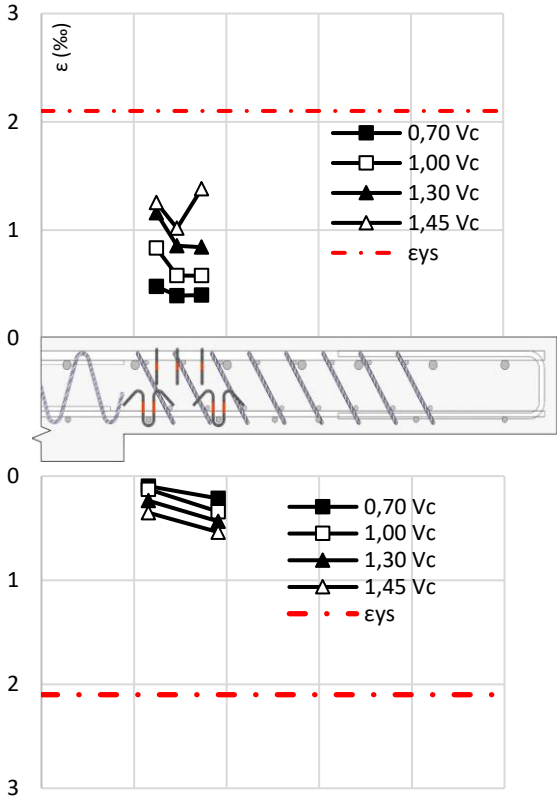


d) Carga x deformações armaduras complementares inferiores

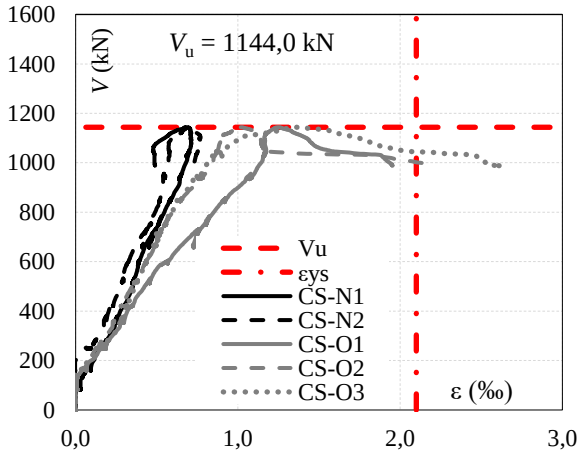
Figura 4.24 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW5



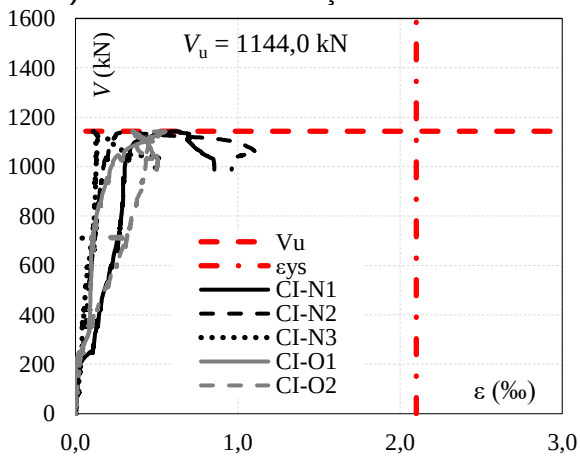
a) Perfil de deformações – Norte



b) Perfil de deformações – Oeste



c) Carga x deformações armaduras complementares superiores



d) Carga x deformações armaduras complementares inferiores

Figura 4.25 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW6

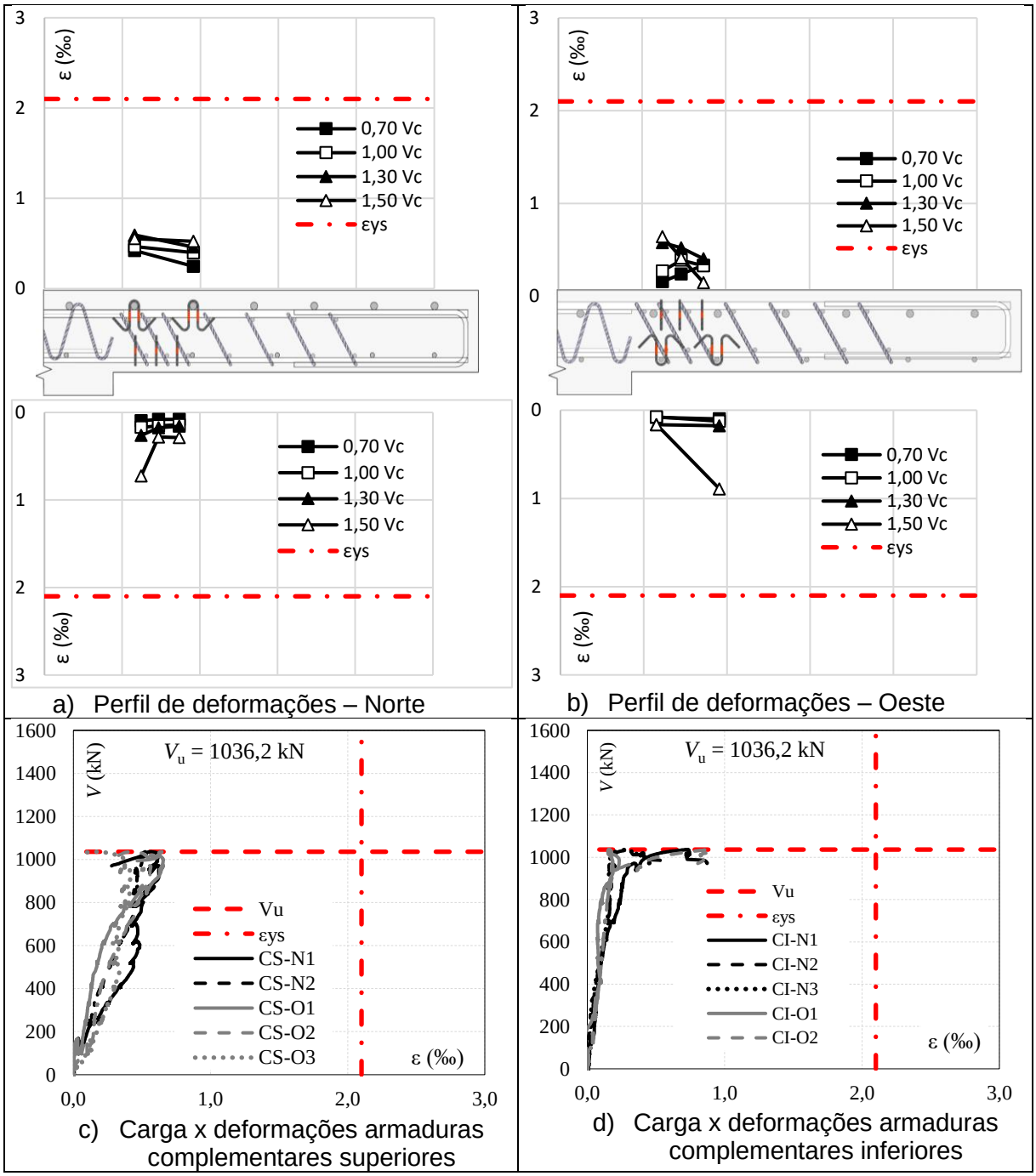


Figura 4.26 - Comportamento das armaduras complementares da Laje SW7

Para compreender como as tensões resistidas pelas lajes ensaiadas foram distribuídas entre o concreto e as armaduras de cisalhamento, buscou-se quantificar através da Lei de *Hooke* a força atuante em cada camada através das deformações das barras de cisalhamento pela Equação 4.1.

$$V_{sc} = \varepsilon_{sw} \times E_{sw} \times A_{sw} \qquad (4.1)$$

Onde:

V_{sc} é força resultante atuante na camada de armadura de cisalhamento analisada;

ε_{sw} é a deformação na armadura de cisalhamento na camada analisada;

E_{sw} é o módulo de elasticidade do aço utilizado;

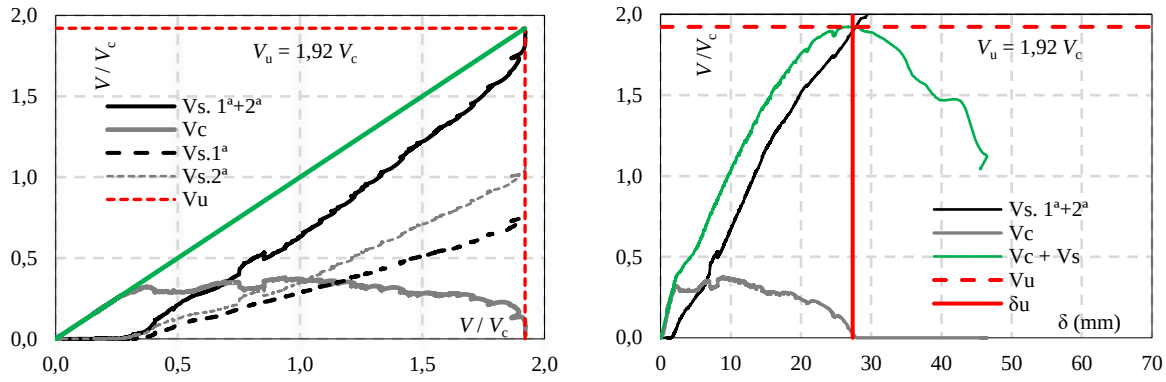
A_{sw} é a área de aço na camada de armadura de cisalhamento analisada;

Considerando que a resistência à punção em lajes lisas é obtida pela somatória da contribuição das forças resistidas pelo aço, VR_s, mais a contribuição do concreto, VR_c, pôde-se quantificar a contribuição das armaduras considerando as deformações das armaduras de cisalhamento das camadas presentes dentro da região afastada até 1,2*d* da face do pilar, que para as lajes com afastamento constante foram somadas as duas primeiras camadas de armadura de cisalhamento e para as lajes com espaçamento concentrando as armaduras de cisalhamento próximas ao pilar foram consideradas as contribuições das 3 primeiras camadas.

A partir dos valores obtidos para as forças resistidas pelo aço pôde-se obter os valores de contribuição do concreto subtraindo da carga de ruptura as forças resistidas pelo aço. Assim tem-se através dos gráficos apresentados nas Figuras 4.27 a Figura 4.32 as contribuições do concreto e do aço para a laje SW2 de Freitas (2018) e das 5 lajes ensaiadas nesta pesquisa. As Figuras apresentam a variação da contribuição das contribuições do concreto VR_c e das barras de aço VR_s para a resistência à punção nas lajes ensaiadas em função da relação entre a força resistida pela laje de referência, sendo os valores de VR_c da S0 para as lajes SW2 e SW3 e os valores obtidos pela previsão da NBR 6118 (ABNT, 2014) para as lajes sem armaduras de cisalhamento para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7. Também são apresentados os valores de contribuição do concreto e do aço em função dos deslocamentos, sendo possível verificar quando houve a ruptura do concreto e o ganho de resistência pelas contribuições das armaduras de cisalhamento.

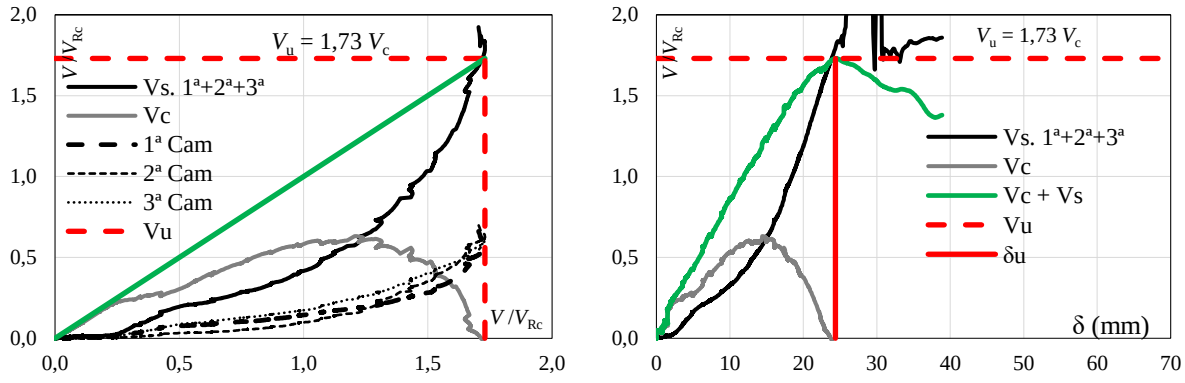
Observou-se comportamento similar para todas as lajes desta pesquisa, independentemente do tipo de espaçamento no ponto de ruptura havia a contribuição do concreto e das armaduras de cisalhamento, apenas a lajes SW2 após a ruptura o concreto chegou a contribuição nula ficando apenas as armaduras responsáveis pela resistência pós-pico, isto pode representar pela análise da linha neutra que nas lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7 as armaduras estavam ancoradas em regiões fissuradas não conseguindo postergar a ruptura da laje, como ocorreu na SW2 e nas

lajes ensaiadas por Freitas (2018) que na mesma análise apresentou para lajes com *studs* ganho de resistência após os valores da contribuição do concreto estarem nulos e apenas com a resistência da parcela referente ao aço. Isto mostra que apesar dos ganchos funcionarem como costura em possíveis falhas entre as armaduras de flexão e cisalhamento e garantirem que a ruptura não ocorra por delaminação a ancoragem não foi suficiente para que as armaduras de cisalhamento chegassem ao escoamento aumentando a capacidade de resistência das lajes apenas com a contribuição destas armaduras. Isto pode-se visto nas Figuras, pois a ruptura das lajes ocorre em momentos de queda brusca da resistência do concreto. Entretanto, a armadura de cisalhamento foi responsável pela ductilidade das lajes e pela resistência residual pois-pico.



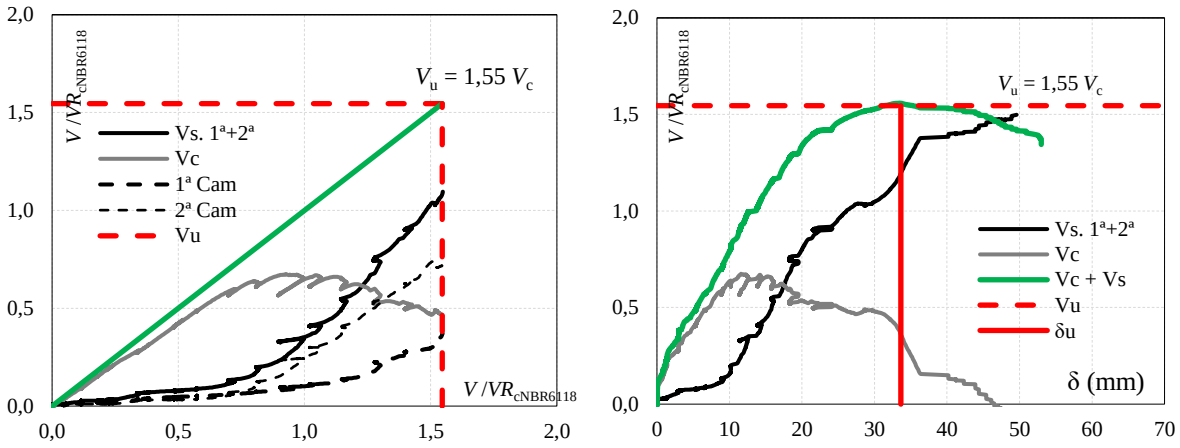
a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.27 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW2 (Adaptado de Pereira Filho (2021))



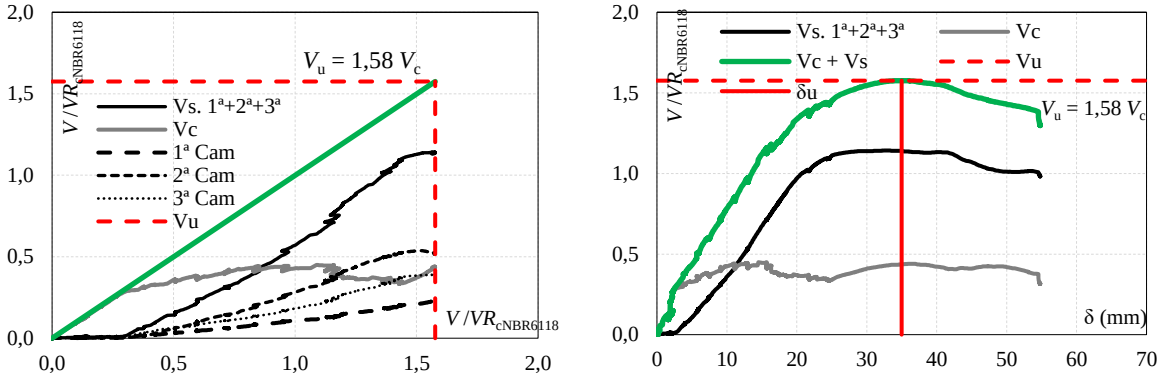
a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.28 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW3



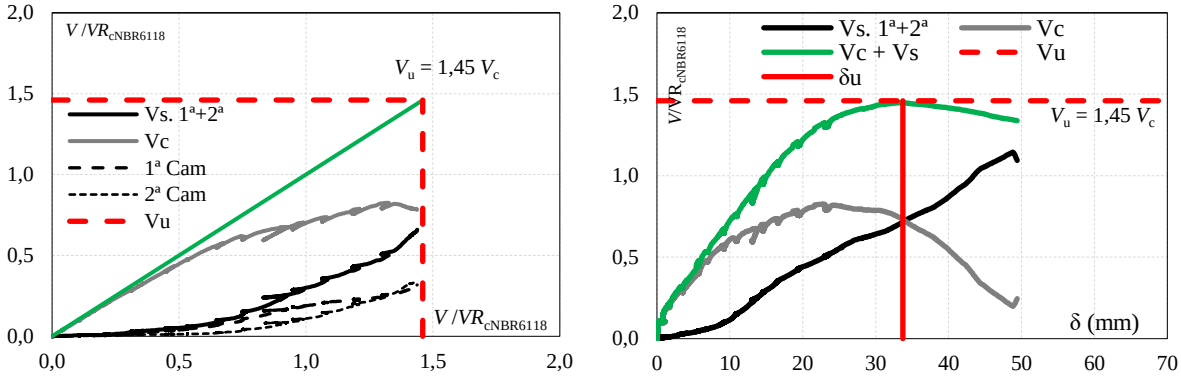
a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.29 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW4



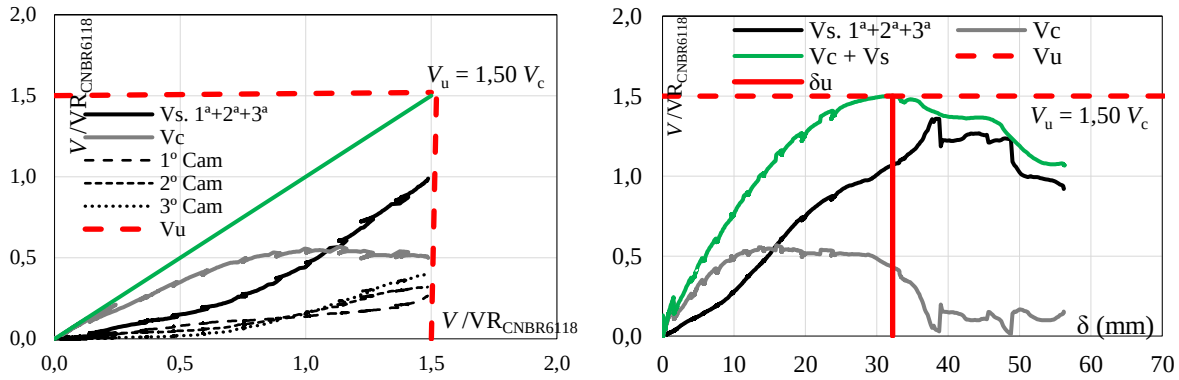
a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.30 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW5



a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.31 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW6



a) Contribuições de V_c e V_s b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.32 - Contribuições das parcelas resistentes do concreto (V_c) e do aço (V_s) na resistência da Laje SW7

4.4 Mapa de Fissuração

Durante a realização dos ensaios as fissuras foram monitoradas com a utilização de lupa e fissurômetro a cada passo de carga. As fissuras surgiram em todas as lajes seguindo a seguinte sequência: a) fissuras contornando o pilar; b) fissuras de flexão entre as cargas de 150kN e 200kN saindo do centro do pilar até as bordas da laje; c) abertura das fissuras de cisalhamento tangenciais ao pilar, como pode ser observado na Figura 4.33.

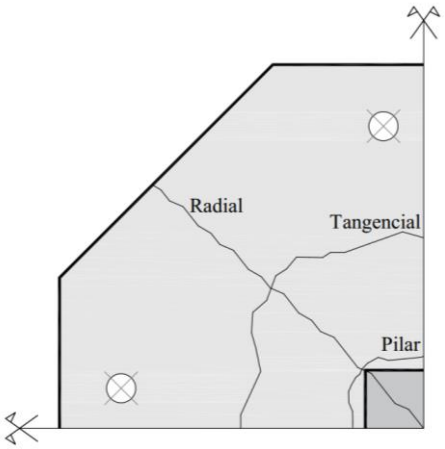
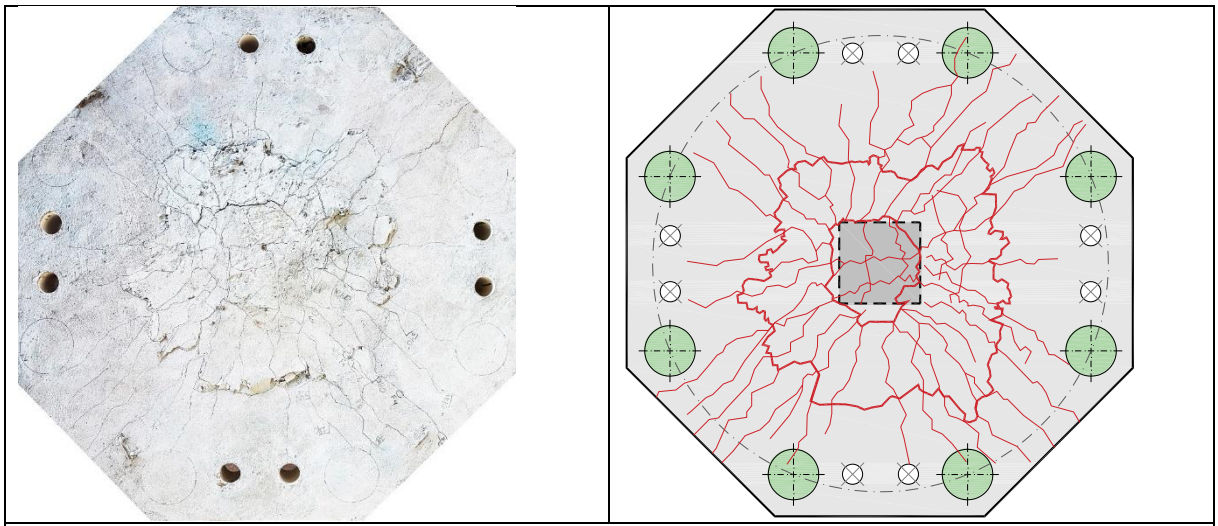


Figura 4.33 - Indicação das fissuras monitoradas (Freitas, 2018)

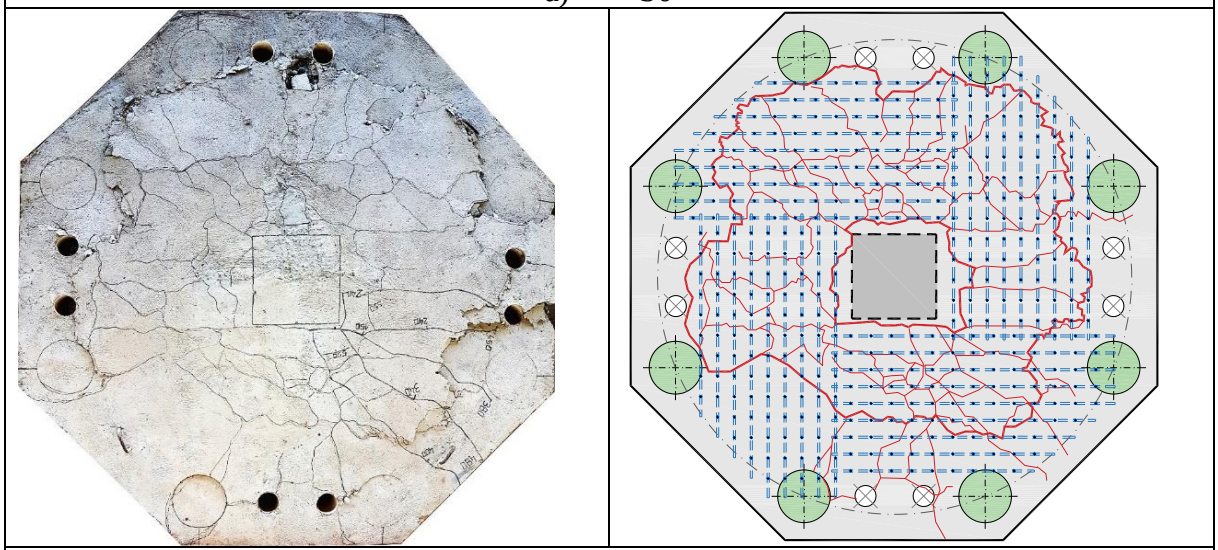
Nas lajes S0 e SW2 de Freitas (2018) (Figura 4.34a e Figura 4.34b) pode ser visto destacado da laje o contorno da abertura das fissuras críticas, com a laje S0 apresentando formação do cone de punção contornando a forma do pilar e a uma distância de aproximadamente 3*d* da face do pilar (fissura tangencial), já a laje SW2

apresentou maior formação de fissuras na região das armaduras de cisalhamento, mas contornando os pontos de aplicação das cargas.

A Figura 4.35 apresenta as imagens das lajes SW3, SW4, SW5 e a Figura 4.36 apresenta as imagens das lajes SW6 e SW7 após o ensaio e com o destaque em desenho das fissuras dos pilares, fissuras radiais e fissuras tangenciais. Nestas lajes os ensaios foram encerrados logo após a ruptura da laje não aplicando carga até que pudesse ser visto em destaque o cone de punção, entretanto, pela análise da Figura 4.36 observa-se que as aberturas das fissuras destas lajes apresentaram valores similares ou maiores que as das lajes S0 e SW2, como será discutido adiante.

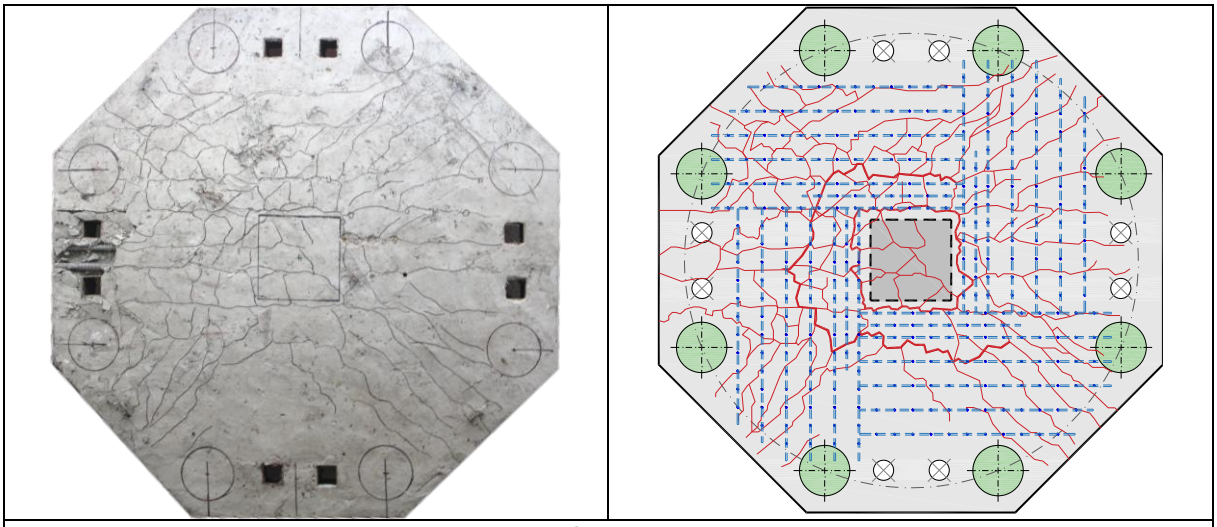


a) S0

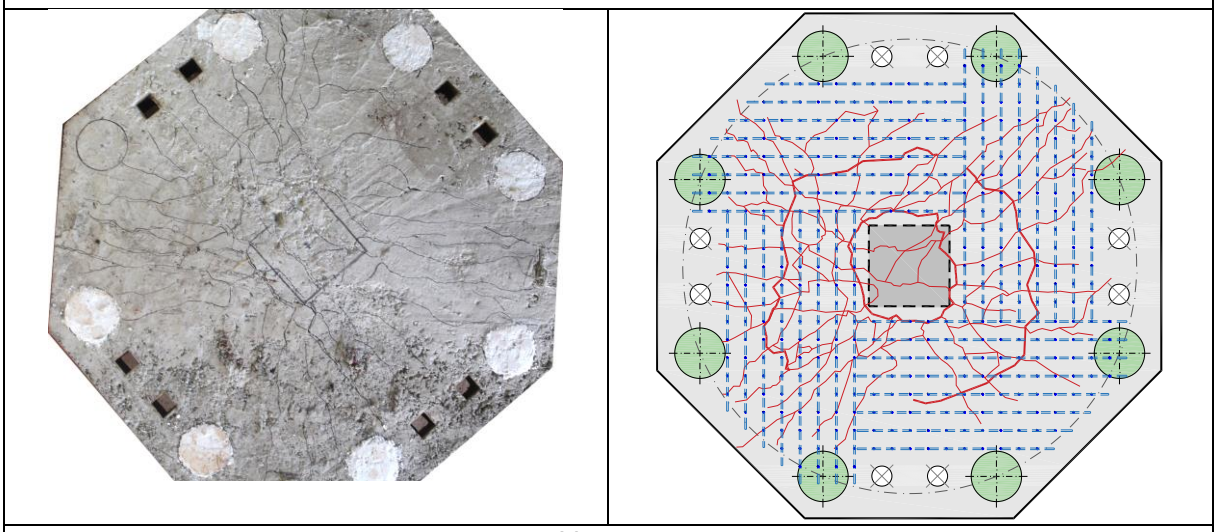


b) SW2

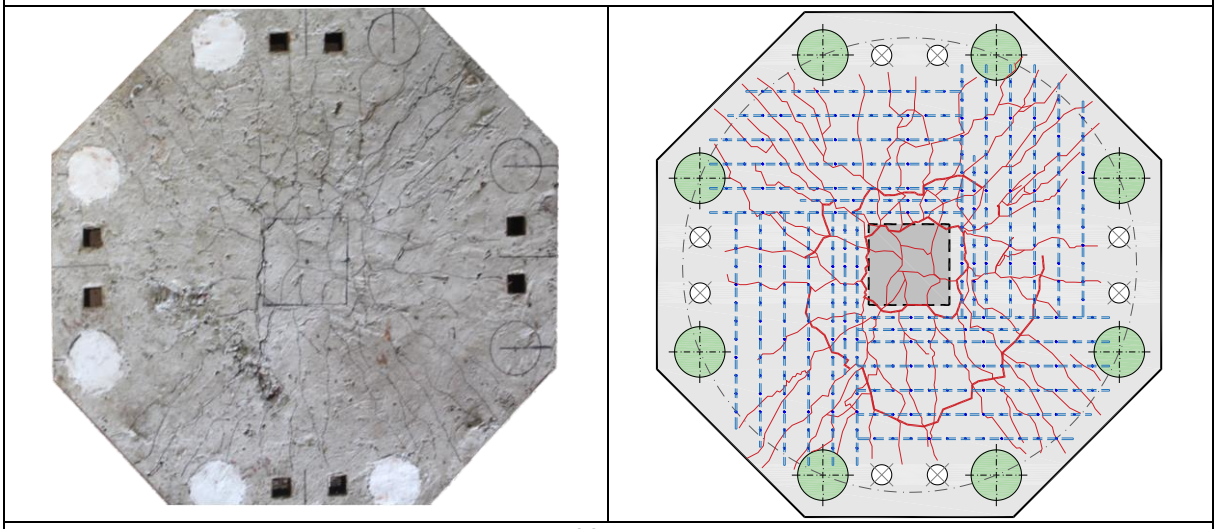
Figura 4.34 - Mapa de fissuração das lajes S0 e SW2 (Freitas, 2018)



a) SW3

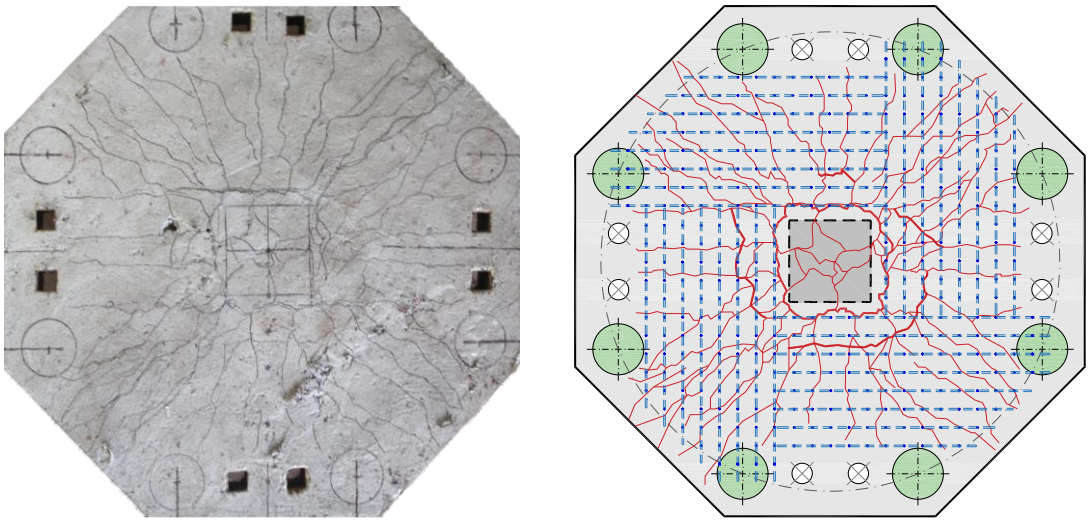


b) SW4



b) SW5

Figura 4.35 - Mapa de fissuração das lajes SW4, SW5 e SW6



c) SW6

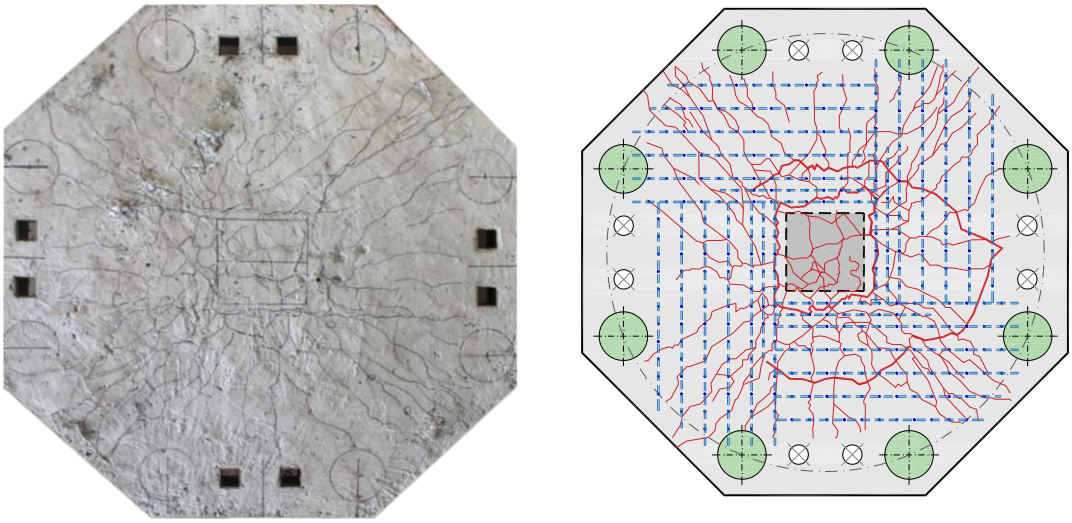
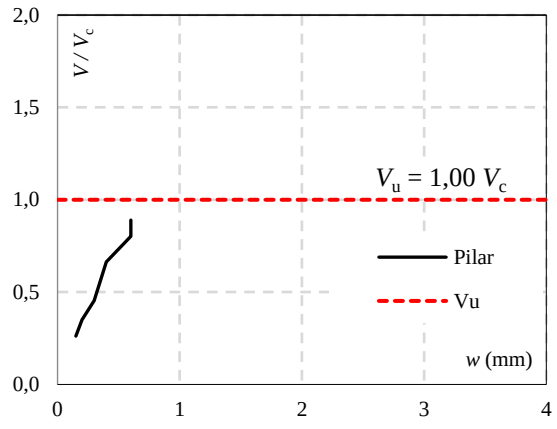


Figura 4.36 - Mapa de fissuração da laje SW7

Estão apresentados nas Figura 4.37a a Figura 4.37g os gráficos com o comportamento das aberturas das fissuras em mm em função da relação entre a carga de ruptura da laje ensaiada pelo valor de VR_c da laje de referência da S0 para a lajes SW2 e SW3 e de $VR_{cNBR6118}$ para as demais lajes. Estão apresentadas as fissuras do pilar, sendo as fissuras que se formaram entorno do centro do pilar; fissuras radiais responsáveis pelas fissuras de flexão e; fissuras tangenciais responsáveis pelas fissuras de cisalhamento. Para a laje S0 as primeiras fissuras em torno do pilar surgiram com carregamento entorno de 25% de VR_c, observou-se que a fissura de cisalhamento surgiu de forma brusca indicando a ruptura por punção. A laje SW2, que apresentou menor deformação e rotação nas análises anteriores, foi a que apresentou o início das aberturas das fissuras do pilar, radiais e tangenciais (0,4VR_c, 0,6VR_c e 1,3VR_c, respectivamente) mais tardio para valores maiores de carregamento e

menores valores em mm para as aberturas das fissuras. As lajes SW3, SW5, SW6 e SW7 as fissuras dos pilares surgiram antes das fissuras de cisalhamento, com valores de carregamento em entre 25VR_c e 0,3VR_c. Para a laje SW3 as fissuras de cisalhamento iniciaram após a carga prevista para a ruptura da laje de referência, enquanto para as demais lajes iniciou-se antes da previsão de $VR_{cNBR6118}$, mas mantiveram-se estáveis demonstrando que as armaduras de cisalhamento foram eficientes para contê-las e apresentando valores menores que 1mm, não foi possível observar as fissuras tangencias nas lajes SW4 e SW7. Em nenhuma das lajes a fissura tangencial de cisalhamento foi a fissura crítica, em todas as lajes a fissura do pilar foi a que apresentou maior abertura com valores entre 2,5mm e 2mm para as lajes SW2 e SW3 respectivamente, 3mm para as lajes SW4 e SW6 e 4mm para as lajes SW5 e SW7. Para as lajes com taxa de armadura de flexão de $\rho \cong 1\%$ observou-se que as lajes com espaçamento concentrado apresentaram maiores valores de abertura das fissuras radiais bem como para as fissuras do pilar, demonstrando que estas lajes apresentam comportamento mais dúctil que as lajes com espaçamento padrão. As lajes com $\rho \cong 2\%$ de taxa de armadura de flexão apresentaram menores aberturas de fissuras. Observou-se para todas as lajes que as aberturas em torno do pilar apresentam configuração similar a forma quadrada devido a distribuição das armaduras em grade, diferente da formação da fissura circular presente nas lajes armadas com *studs* com arranjo circunferencial.



a) S0

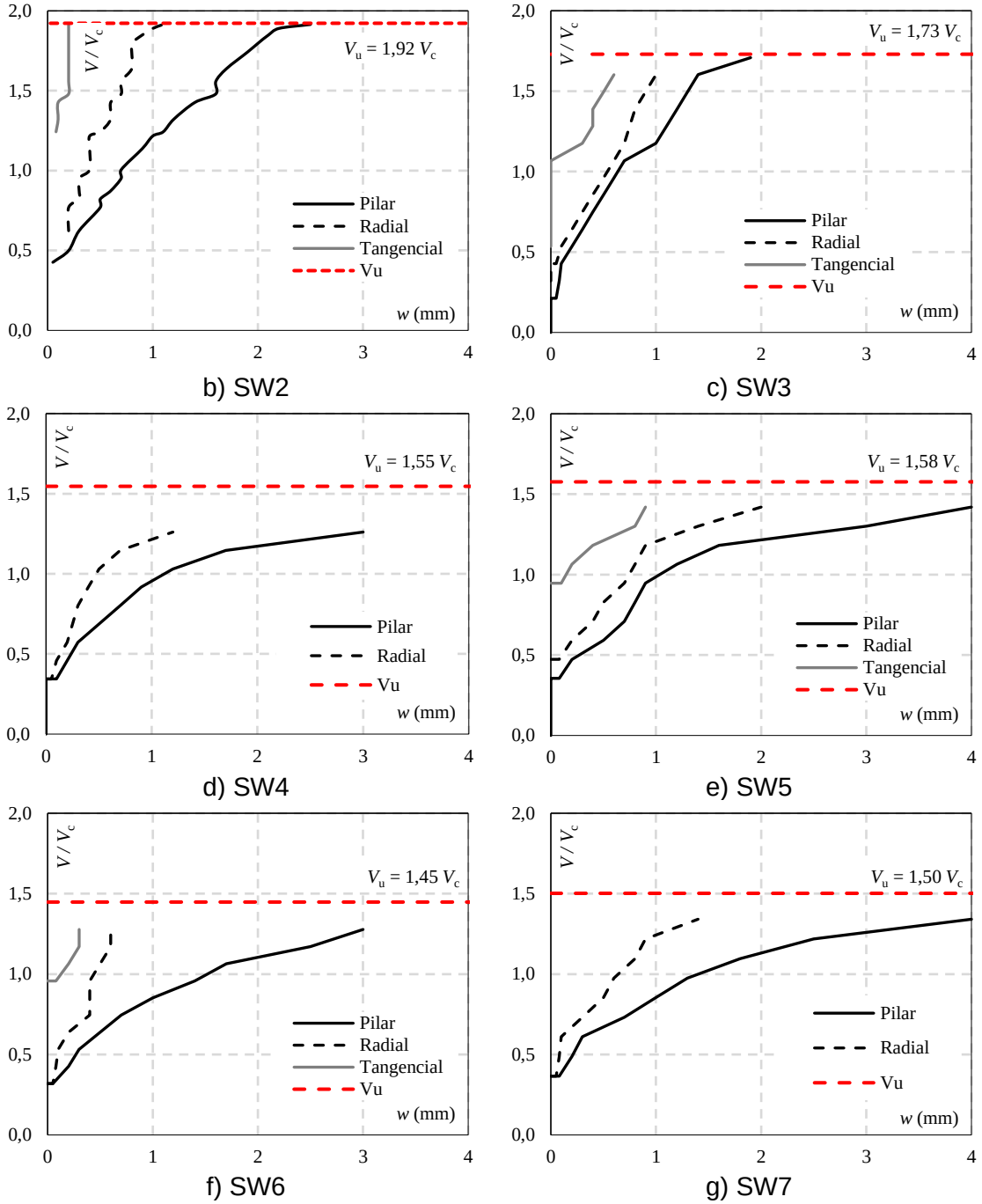


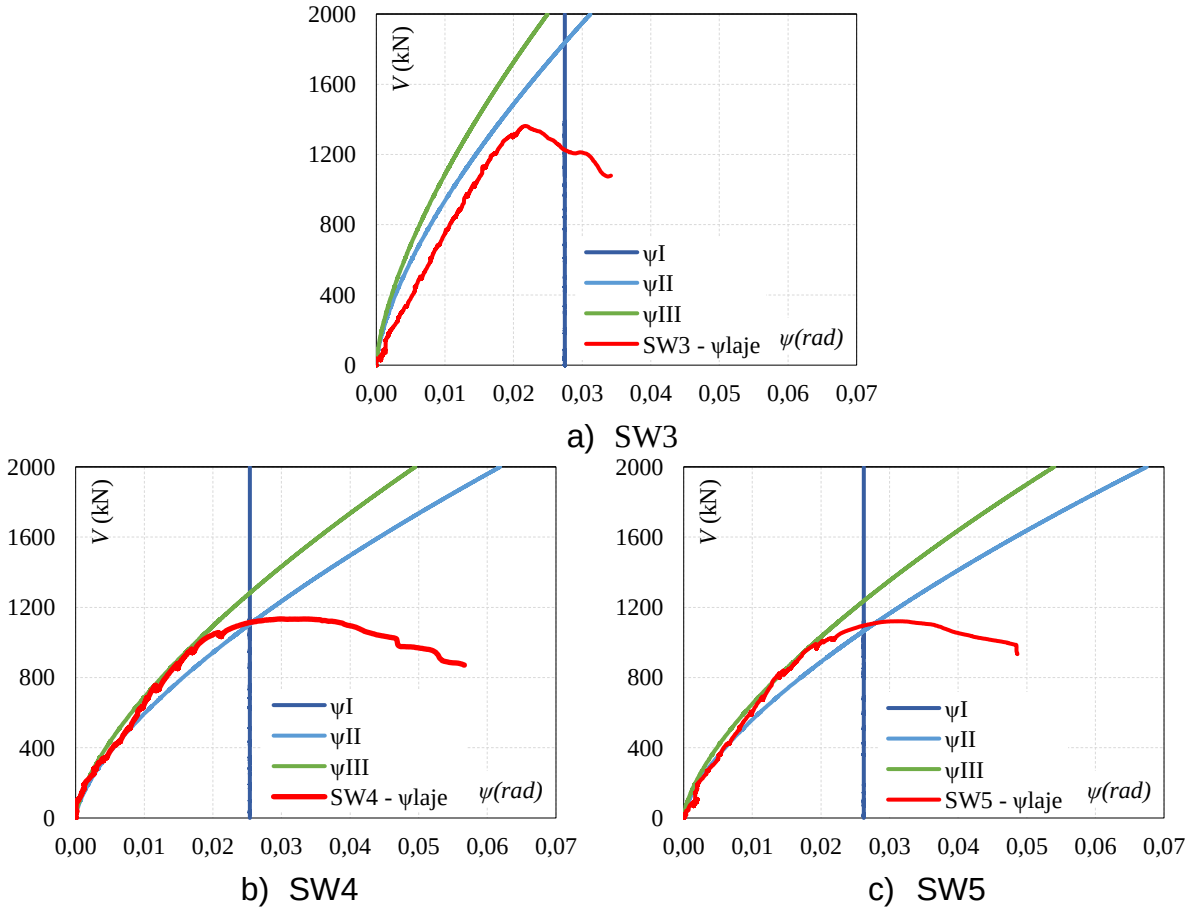
Figura 4.37 - Abertura de fissura das lajes ensaiadas

4.5 Estimativas normativas e modos de rupturas das lajes

O *fib* Model Code 2010 (2013) utiliza para no dimensionamento à punção valores referentes a rotação da laje. Estes valores são estimados em quatro níveis de aproximação. No nível I, não é considerado a relação entre o momento de serviço e o momento resistente da laje, a previsão de rotação, neste caso, gera um gráfico com valor de deslocamento vertical linear. Nos níveis II e III existe uma parcela referente a esta relação (M_s/M_r) e o que os diferencia é uma constante na fórmula, que para o

nível II é de 1,5 e para o nível III 1,2, valor reduzido para que possa ser obtidos valores com maior aproximação da realidade.

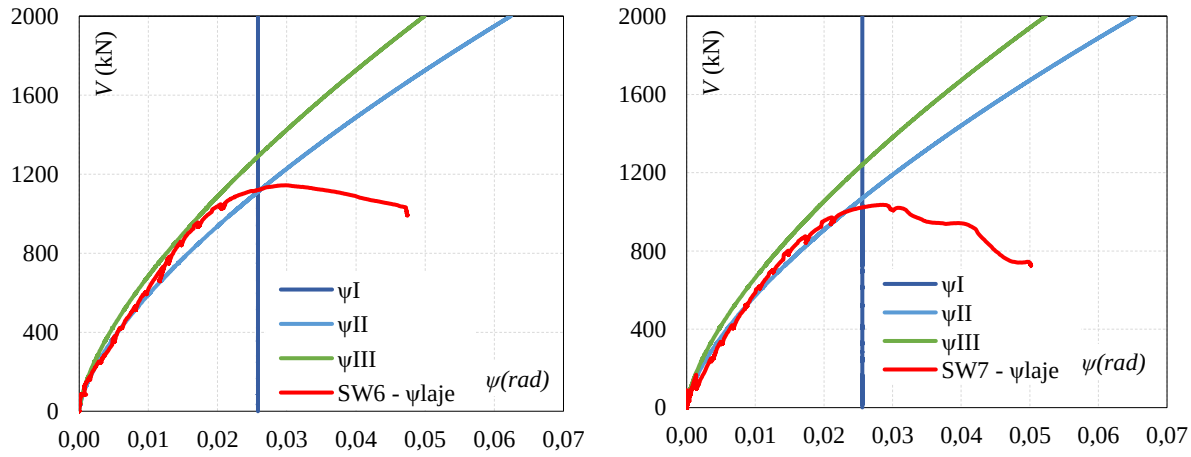
A Figura 4.38 apresenta o gráfico com os traçados dos três níveis de previsão para rotação das lajes e as curvas de carga-rotação obtidas nos ensaios experimentais. A laje SW3 (4.38a), com maior taxa de armadura de cisalhamento e de flexão, foi a única laje que apresentou curva menor que o previsto nos três níveis de aproximação e o valor de rotação máxima ocorreu antes do previsto para o nível I. Para as lajes com taxa de armadura de flexão $\rho \cong 1{,}0\%$ e taxas de armadura de cisalhamento ρ_w variando entre 0,49% e 0,78%, os três níveis de aproximação da rotação das lajes apresentaram curvas que quando comparadas com as curvas reais de carga-rotação das lajes demonstraram que estes modelos preveem de forma coerente e com segurança a rotação real das lajes. A rotação das lajes SW4, SW5 e SW7 apresentaram curvas mais próximas das prevista pelo nível III, enquanto para a laje SW7 a curva ficou mais próxima do previsto para o nível II. A previsão do nível I em todos os casos apresentou valores aproximados ao valor máximo rotação das lajes.



a) SW3

b) SW4

c) SW5



d) SW6 e) SW7

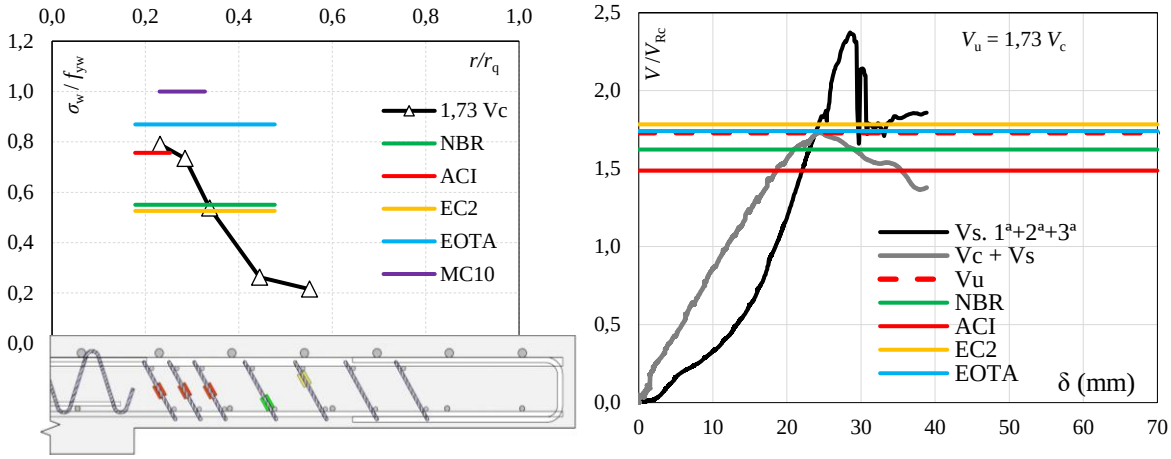
Figura 4.38 - Previsão para rotação das lajes e as curvas de carga-rotação obtidas nos ensaios experimentais

As Figuras 4.39 a 4.43 apresentam uma comparação da razão das tensões médias (σ_{ws}) observadas nas camadas de armadura de cisalhamento na carga de ruptura pela tensão de escoamento (f_{yws}) com as previsões das estimativas das normas para tensão efetiva. Para NBR utilizou a interpolação dos valores conforme indicado na norma, para o ACI 318 (2019) utilizou-se o valor da tensão efetiva (f_{yws} /1,15) limitada a 420MPa, para o EC2 (2014) utilizou-se a equação 2.19, para a EOTA utilizou os valores de tensão efetiva (f_{yws}/1,15), para o MC10 (2013) o valor tensão de escoamento, sem interpolação e limitação máxima, pois o MC10 (2013) utiliza formulação específica para a quantificação da tensão efetiva limitando ao valor da tensão máxima da barra utilizada. As relações obtidas foram projetas nos gráficos considerando a quantidade de camadas que as normas utilizam na quantificação de armaduras que resistem à punção, o traçado da linha indicativa de cada norma estará posiciona na mesma direção das camadas de armaduras consideradas nas previsões de cálculo, sendo NBR 6118 (ABNT, 2014), EC2 (2014) e EOTA (2017) = 2d, ACI 318 (2019)=0,5d, MC10 (2013) entre 0,35d e d. Paralelamente, as figuras também apresentam as previsões de força referente às camadas de armadura de cisalhamento ativadas durante o ensaio comparadas com as previsões das normas para a força da parcela resistente à punção da armadura de cisalhamento em função do deslocamento vertical das lajes.

Analisando as relações σ_{ws} / f_{yws} observa-se que para todas as lajes o MC10 (2013) superestimou a utilização das barras de aço, visto que não há limitação para valor da tensão efetiva, as camadas contabilizadas foram as que apresentaram

maiores valores de deformação para as lajes SW3, SW4, SW5 e SW6, apenas na laje SW7 a camada mais ativada não estava dentro da região prevista pela norma. A limitação do valor do ACI demonstrou resultados coerentes em que as deformações ficaram próximas dos valores atingidos em ensaio, com exceção da laje SW5, todavia, considera apenas 1 camada de armadura tanto nas lajes com espaçamento constante como nas lajes com espaçamento concentrando as armaduras próximas ao pilar. As normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e EC2 (2014) foram as normas que apresentaram menores valores de tensão efetiva, mas consideram mais camadas de armaduras nas estimativas de dimensionamento. A EOTA (2017) apresentou valores de tensão efetiva próximos dos obtidos nos ensaios em pelo menos uma das barras monitoradas das lajes SW3, SW4, SW5 e SW6, para a laje SW7 o valor previsto ficou acima do obtido, entretanto pode ser explicado, as barras não estavam ancoradas de forma a ter-se o aproveitamento total da capacidade das armaduras de cisalhamento, como já discutido anteriormente.

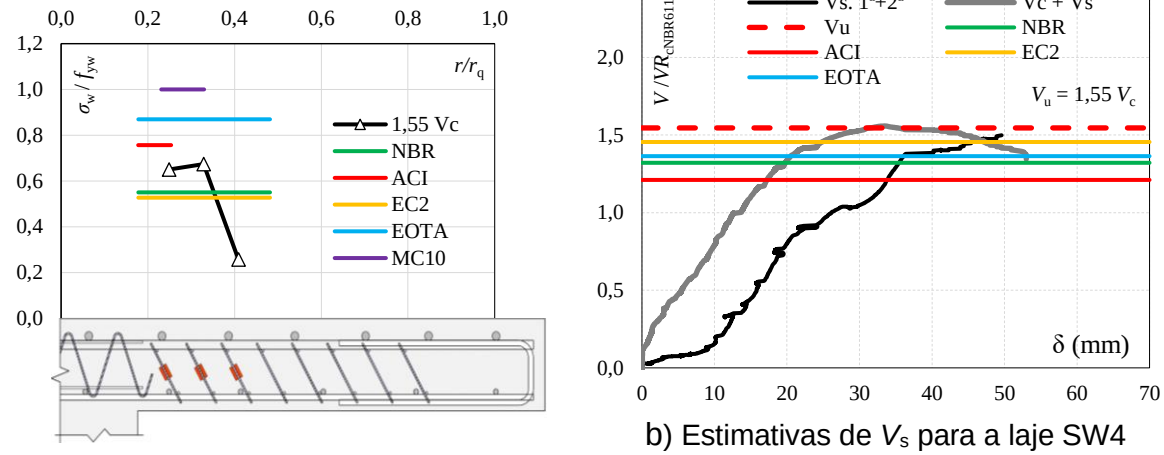
Quanto aos valores de força resistida pela armadura de cisalhamento a EOTA (2017) foi a que apresentou maior proximidade entre os valores de forças calculados e os obtidos em ensaios, considerando que esta norma não considera nenhuma parcela do concreto no valor de VR_{cs} pode-se afirmar que para os estribos treliçados pré-fabricados ela previu com segurança os valores de força. Ao contrário das normas NBR 6118 (ABNT, 2014), EC2 (2014) e ACI 318 (2019) apresentaram valores de força resistida pelas armaduras de cisalhamento elevados para as lajes com taxas de armadura de cisalhamento iguais a 1,32% e 0,99%, visto que em suas previsões ainda são acrescentados os valores de resistência do concreto, os valores variaram entre $1{,}3V_c$ e $1{,}75V_c$. Já para as lajes menos armadas (Lajes SW6 e SW7) as três normas apresentaram valores mais seguros variando entre $0{,}8V_c$ e $1{,}10V_c$. Não foi observada variação significativa nos valores obtidos devido ao espaçamento entre as camadas das armaduras de cisalhamento.



a) Estimativas de σ_{ws} / f_{yws} para a laje SW3

b) Estimativas de V_s para a laje SW3

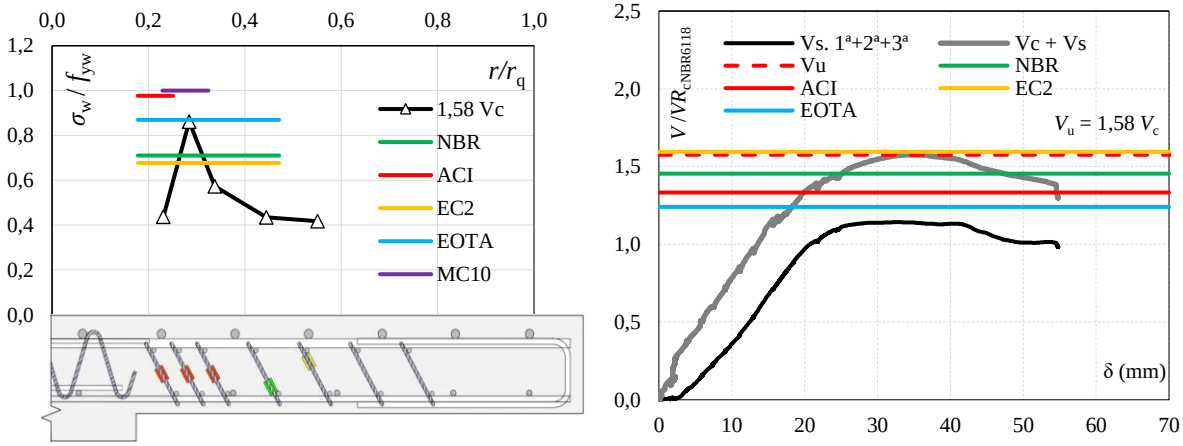
Figura 4.39 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW3



a) Estimativas de σ_{ws} / f_{yws} para a laje SW4

b) Estimativas de V_s para a laje SW4

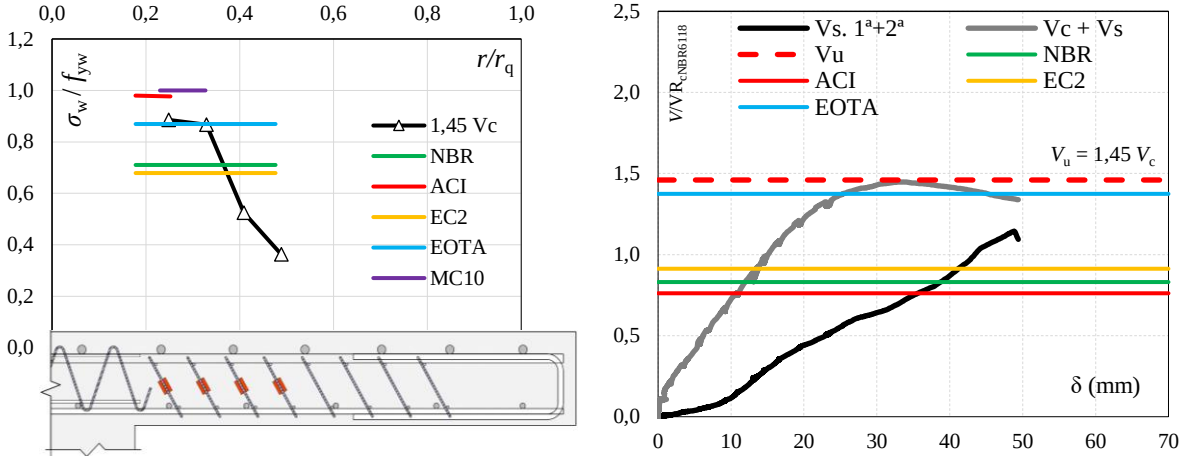
Figura 4.40 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW4



a) Estimativas de σ_{ws} / f_{yws} para a laje SW5

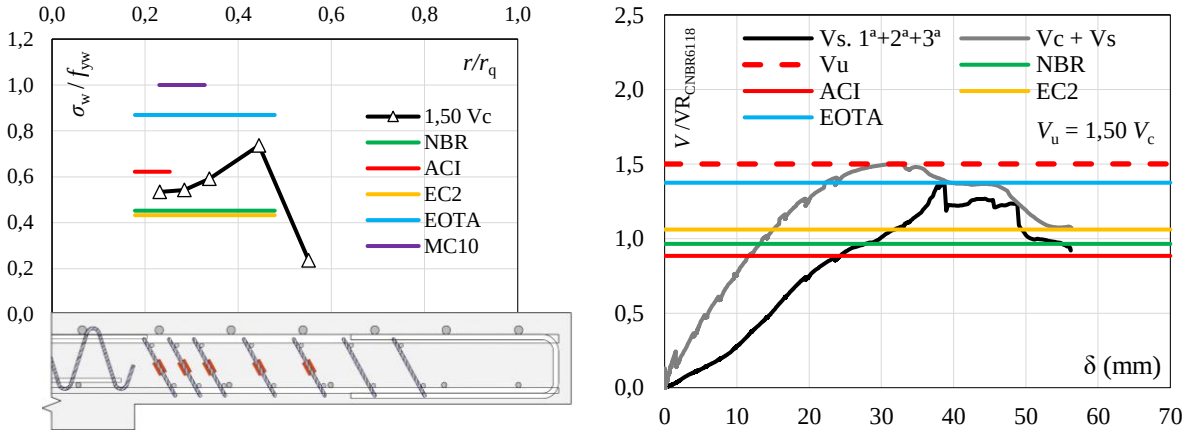
b) Estimativas de V_s para a laje SW5

Figura 4.41 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW5



a) Estimativas de σ_{ws} / f_{yws} para a laje SW6 b) Estimativas de V_s para a laje SW6

Figura 4.42 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW6



a) Estimativas de σ_{ws} / f_{yws} para a laje SW7 b) Estimativas de V_s para a laje SW7

Figura 4.43 - Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW7

Serão apresentadas as relações entre a carga última das lajes e os valores previstos pelas normativas, ACI 318 (2019), NBR 6118 (ABNT, 2014), EuroCode2 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) e relatório técnico da EOTA (2017), para os possíveis tipos de ruptura, VR_{cs} (tração diagonal dentro da região das armaduras de cisalhamento), VR_{max} (esmagamento da biela de concreto) e VR_{out} (tração diagonal fora da região das armaduras de cisalhamento) e para a previsão de ruptura por flexão. Para os cálculos das previsões foram utilizados para o concreto os valores de f_{ck} sem aplicação dos coeficientes de segurança do concreto, com os limitadores de eficiência das armaduras de flexão e os de *size effect*. A Tabela 4.1 também apresenta os modos de rupturas estimados e previstos pelas normas sendo “Pun” para tração diagonal em lajes sem armaduras de cisalhamento, “In” para tração diagonal na região das armaduras de cisalhamento, “Max” para compressão diagonal da biela do

concreto próxima ao pilar e “Out” para tração diagonal fora da região das armaduras e “Flex” para flexão.

Não foi possível realizar os cortes das lajes, portanto os planos de ruína das lajes não foram determinados, entretanto, através das análises das deformações na face do concreto, que não ultrapassaram o valor de -3,0‰, e pela relação V_u/V_{flex} foi possível descartar os modos de ruptura por compressão da biela do concreto (VR_{max}) e por flexão (VR_{flex}), também se descartou o modo de ruptura VR_{out} com a utilização da 7 e 8 camadas de armaduras de cisalhamento para as lajes com espaçamento concentrando-as próximas ao pilar e com espaçamento constante, respectivamente. Assim, todas as lajes armadas à punção foram definidas como ruptura do tipo “In”, a análise do mapa de fissuração reforça esta definição pois é possível verificar que as maiores aberturas das fissuras ocorrem em torno do pilar e dentro da região das armaduras de cisalhamento, a laje SW2 de Freitas (2018) foi a que apresentou as maiores aberturas próximo da borda da laje, mas ainda assim, dentro da região das armaduras.

O nível de segurança das previsões do ACI 318 (2019), o EC2 (2014) e o relatório da EOTA (2017) foram garantidos pelas limitações conservadoras, como *size effect,* taxa de armadura de flexão e para o EC2 (2014) a limitação de 1,5 do valor de VR_c para os valores de VR_{cs}. A NBR 6118 (2014), que não faz limitações para os parâmetros mencionados acima, foi única norma que apresentou estimativas inseguras para todas as formas de ruptura. O MC10 (2013) em seus três níveis de aproximação apresentou estimativas conservadoras, especialmente para o nível I, seguido pelo nível II, o que mais se aproximou dos valores obtidos em ensaio foi o nível III.

A Tabela 4.2 apresenta a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação das estimativas teóricas das lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7, não foram incluídas as lajes de Freitas (2018) para estes cálculos. O EC2 (2014) foi a norma que apresentou menor coeficiente de variação seguido pelo ACI 318 (2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014). O relatório técnico do EOTA (2017) foi o que apresentou maior coeficiente de variação devido a laje SW6 que apresentou relação V_u/VR_{EOTA} elevado quando comparado com as demais lajes, se retirar este valor e recalcular o coeficiente de variância entre as demais resulta em V_x=18,1%. O MC10 (2013) apresentou coeficientes de variação de 13,1% para o nível I de aproximação e de 9,7% para os níveis II e III de aproximação.

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados das previsões normativas

Lajes		S0	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SW7
V_u (kN)		787,3	1513,5	1361,9	1134,6	1120,9	1144	1036,2
$VR_{cNBR6118}$		-	-	-	734,2	711,2	790,0	689,9
V_u / V_c		1	1,92	1,73	1,55	1,58	1,45	1,50
V_{flex}		2067,7	1879,7	2242,1	1347,6	1299,9	1356,4	1306,2
V_u / V_{flex}		0,38	0,81	0,61	0,84	0,65	0,84	0,80
NBR	$V_u/V_{R,cs}$	-	0,61	0,63	0,68	0,72	0,97	0,91
	$V_u/V_{R,max}$	-	0,75	0,65	0,53	0,55	0,43	0,57
	V_u/V_{Rout}	-	-	0,77	0,75	0,78	0,69	0,75
	$V_u/V_{R,NBR}$	0,94	0,75	0,77	0,75	0,78	0,97	0,91
	Modo de Ruptura	Pun	Max	Out	Out	Out	In	In
EC2	$V_u/V_{R,cs}$	-	1,36	1,09	1,09	1,12	1,02	1,06
	$V_u/V_{R,max}$	0,51	0,52	0,63	0,52	0,53	0,42	0,55
	V_u/V_{Rout}	-	-	0,88	0,85	0,90	0,79	0,85
	$V_u/V_{R,EC2}$	1,02	1,36	1,09	1,09	1,12	1,02	1,06
	Modo de Ruptura	Pun	In	In	In	In	In	In
ACI	$V_u/V_{R,cs}$	-	1,00	0,90	0,93	0,89	1,17	1,13
	$V_u/V_{R,max}$	-	1,69	1,37	1,12	1,16	1,16	1,13
	V_u/V_{Rout}	-	-	1,22	1,05	1,02	0,90	1,0
	$V_u/V_{R,ACI}$	1,27	1,69	1,37	1,12	1,16	1,16	1,13
	Modo de Ruptura	Pun	Max	Max	Max	Max	In	In
EOTA	$V_u/V_{R,cs}$	-	1,01	0,99	1,15	1,28	2,01	1,10
	$V_u/V_{R,max}$	0,52	1,04	0,83	0,83	0,85	0,78	0,81
	V_u/V_{Rout}	-	0,95	0,83	0,79	0,84	0,74	0,80
	$V_u/V_{R,EOTA}$	1,02	1,04	0,99	1,15	1,28	2,01	1,10
	Modo de Ruptura	Pun	MAX	In	In	In	In	In
MC10 Nível I	$V_u/V_{R,cs}$	-	-	1,05	0,93	1,24	1,4	1,06
	$V_u/V_{R,max}$	1,72	-	2,82	2,16	2,22	1,94	2,16
	V_u/V_{Rout}	-	-	0,63	0,78	0,80	0,91	0,82
	$V_u/V_{R,MC10I}$	3,43	-	2,82	2,16	2,22	1,94	2,16
	Modo de Ruptura	Pun	-	Max	Max	Max	Max	Max
MC10 Nível II	$V_u/V_{R,cs}$	-	-	0,95	0,93	1,26	1,42	1,05
	$V_u/V_{R,max}$	0,43	-	1,80	2,25	2,40	2,03	2,06
	V_u/V_{Rout}	-	-	0,99	0,75	0,74	0,87	0,86
	$V_u/V_{R,MC10II}$	1,09	-	1,80	2,25	2,40	2,03	2,06
	Modo de Ruptura	Pun	-	Max	Max	Max	Max	Max

MC10 Nível III	$V_u/V_{R,cs}$	-	0,80	0,89	0,89	1,18	1,31	0,99
	$V_u/V_{R,max}$	0,52	1,41	1,44	1,80	1,92	1,62	1,65
	V_u/V_{Rout}	-	-	1,23	0,93	0,93	1,08	1,08
	$V_u/V_{R,MC10III}$	0,87	1,41	1,44	1,80	1,92	1,62	1,65
	Modo de Ruptura	Pun	Max	Max	Max	Max	Max	Max

Tabela 4.2 - Parâmetros estatísticos

Parâmetros	NBR 6118 (2014)	EC2 (2014)	ACI 318 (2019)	EOTA (2017)	MC10-NI (2013)	MC10-NII (2013)	MC10-III (2013)
Média - μ	0,84	1,08	1,18	1,31	2,26	2,11	1,69
Desvio Padrão - σ	0,09	0,03	0,10	0,36	0,30	0,20	0,16
Coef. de variância - V_x	10,5%	3,1%	8,1%	27,9%	13,1%	9,7%	9,7%

5 CONCLUSÕES

As lajes SW2, SW4 e SW6, armadas com espaçamento constante, apresentaram maiores deformações nas duas primeiras camadas de armaduras, enquanto as lajes com concentração das armaduras próximas ao pilar apresentaram deformações nas três primeiras camadas, em ambos os casos as maiores deformações ocorreram na região entre 1,125*d* e 1,2*d* da face do pilar. Para todas as lajes as armaduras de cisalhamento foram ativadas com carregamentos entre 100kN e 200kN, mas sem grandes deformações até o passo de carga 1,0V_c, quando as maiores deformações foram observadas. Nas lajes com espaçamento constante a variação das deformações foi significativa quando houve aumento da taxa de armadura de cisalhamento, enquanto para as lajes com armaduras concentradas as deformações ficaram muito próxima com média de 82,7% do valor de $\varepsilon_{yws,}$ demonstrando que para as lajes com espaçamento concentrado pode existir uma limitação do uso da tensão efetiva das barras de cisalhamento. Para as lajes com mesma taxa de armadura de cisalhamento, (SW2xSW3 SW4xSW5 e SW6xSW7) mas espaçamento diferentes as maiores deformações foram observadas para as lajes com espaçamento constante, com exceção da laje SW7 que apresentou 6% menos deformação que a laje SW6, entretanto, há a possibilidade desta laje ter apresentado fissuras de delaminação. Observou-se que as lajes com as camadas de armaduras concentradas próximas ao pilar obtiveram resultados semelhantes em deslocamento vertical, resistência última e com maior relação $V_u/V_{CNBR6118}$ comparadas com as lajes armadas com espaçamento constante, estes resultados foram obtidos com a redução

do peso total em quilogramas do aço utilizado na montagem do módulo de armadura de cisalhamento, sendo a redução de 94,4% da laje SW3 comparada com o peso da laje SW2, 70,2% da laje SW5 comparada com a laje SW4 e 95,2% da laje SW7 comparada com a laje SW6. A laje SW3 com maiores taxas de cisalhamento e de flexão apresentou menores aberturas de fissuras entre todas as lajes, devido a menor ductilidade e maior rigidez. As lajes com espaçamento concentrado apresentaram maiores aberturas de fissuras, tanto as fissuras do pilar, radiais e tangenciais. Não foi possível ver a formação do cone de punção nem o plano de corte das fissuras. Devido ao formato do módulo de estribos a formação de fissuras foi diferente do que comumente se encontra na literatura para lajes armadas com *studs.*

A laje SW3 apesar de ter apresentado maior ductilidade que a laje de referência S0, sem armadura de cisalhamento, teve comportamento mais rígido e ruptura mais brusca que as demais lajes, armadas com menores taxas de cisalhamento e de flexão. As lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 apresentaram comportamento dúctil com deslocamentos verticais de até 34,99mm, não foram observadas diferenças significativas nos deslocamentos verticais devido a variação da taxa de armadura. A laje SW3 apresentou ganho de resistência de 73% quando comparada com a laje S0, para as lajes que foram comparadas com a previsão da NBR 6118 (ABNT, 2014) a relação $V_u/V_{CNBR6118}$ foi de 1,55V_c, 1,58V_c, 1,45V_c e 1,50V_c para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7, respectivamente. Para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 no sentido circunferencial as lajes armadas com 0,78% de armaduras de cisalhamento escoaram após a ruptura da laje, quando não existia mais parcela resistente do concreto, enquanto para as lajes com 0,49% escoaram com menor carga (1,3V_c), sendo solicitadas com maior intensidade para menores carregamentos, ressalta-se que em ambos os casos as armaduras foram efetivas na função de sustentação da laje no pós-pico. No sentido radial apenas a laje SW6 escoou após a ruptura das lajes, as demais escoaram no passo de carga 1,3V_c, demonstrando que há diferença nos resultados quando se instrumenta e monitora o comportamento das lajes em apenas uma direção. A laje SW3, com maior taxa de flexão, foi a que apresentou menor raio de escoamento, enquanto as lajes SW5 e SW6 apresentaram valores iguais com maior raio no sentido circunferencial. Já as lajes SW4 e SW7 apresentaram valores de raio de escoamento iguais para as duas lajes e similares quanto ao sentido do monitoramento. Quanto às deformações na face do concreto

nenhuma das lajes apresentou deformação maiores que -3,0‰, dessa forma, conclui-se que nenhumas das lajes rompeu por flexão ou por compressão diagonal

A análise sobre a deformação ao longo do comprimento da barra demonstrou que a variação e intensidade ocorre mais devido posição por onde a fissura crítica intercepta a barra, pois na primeira camada investigada a maior deformação foi na parte inferior da barra e na terceira camada na região superior da barra. O que ficou confirmado após análise das deformações na instrumentação feita para analisar a possível linha de formação da fissura crítica, com a segunda camada apresentando deformação de 86% do valor de $\varepsilon_{yws,}$ mesmo valor apresentado na região inferior da barra na primeira camada.

As armaduras complementares superiores foram ativadas entre 150kN e 200kN, na formação das primeiras fissuras de flexão parar todas as lajes. As lajes com espaçamento constante apresentaram maiores deformações quando comparadas com as lajes armadas com mesmas taxas de armadura de cisalhamento chegando a 84,8%do valor de ε_{yws} para a laje SW4. Já as complementares inferiores foram mais solicitadas nas lajes com espaçamento concentrado chegando a 49% e 42,38% do valor de ε_{yws} para as lajes SW3 e SW7 respectivamente. As armaduras complementares demonstraram que contribuem para retardar a ruptura por delaminação e aumentar a resistência final da laje, entretanto, ainda há margem de resistência para que possam ser mais solicitadas, o que pode representar que para as lajes que apresentaram menores deformações podem ter sido super dimensionadas.

As funções de aproximação do MC10 (2013) para previsão da rotação apresentaram boa correlação com os resultados obtidos em ensaio, apenas a laje SW3 apresentou resultado abaixo das três previsões. Para as demais lajes todas ficaram mais próximas da curva gerada pelo nível III de aproximação. Com relação a σ_{ws} / f_{yws} o MC10 (2013) superestimou a utilização das barras de aço, a EOTA (2017) apresentou valores mais aproximados quando comparado com as deformações obtidas em ensaio. A NBR 6118 (ABNT, 2014) e o EC2 (2014) foram as normas que utilizam maiores limitadores para a tensão efetiva, entretanto são as que consideram maior quantidade de camadas na quantificação da taxa de armadura. Quanto aos valores de força resistida pela armadura de cisalhamento a EOTA (2017) foi a que apresentou maior proximidade dos valores de força calculado obtidos em ensaios.

Não foi possível realizar os cortes das lajes, portanto os planos de ruína das lajes não foram determinados, entretanto, por análise dos resultados todas as lajes romperam por tração diagonal na região das armaduras de cisalhamento. O EC2 (2014) e o relatório técnico da EOTA (2017) apresentaram estimativas seguras e mais precisa. O ACI 318 (2019) utilizou previsões mais conservadoras enquanto as previsões da NBR 6118 (ABNT, 2014) foram inseguras, pois não utilizaram limitadores de *size effect* e taxa de armadura de flexão. O MC10 (2013) nos níveis I e II de aproximação foi conservador apresentando resultados com até o dobro do valor obtido em ensaio, o nível III apresentou estimativas seguras, mas ainda assim, conservadoras, o modo de ruptura apenas o EC2 (2014) e o EOTA (2017) conseguiram prever a maior quantidade de modos de rupturas corretos. O EC2 (2014) foi a norma que apresentou menor coeficiente de variância, seguido pelo ACI 318 (2019) e pela a NBR 6118 (2014). O MC10 (2013) apresentou coeficiente de variância iguais para os níveis II e III e um pouco maior para o nível I. A EOTA foi o que apresentou maior coeficiente de variância entre todas as normas, apesar de ter previsto bem os valores de resistência final e o modo de ruptura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMED, Ghafur H.; AZIZ, Omer Qarani. Punching Shear Strength of Concrete Flat Plate Slabs During (1906-2009), Review and Analysis. **Journal of Pure and Applied Sciences**, Salahaddin University – Hawler, Zanco. Vol. 23 No. 2, 2011.

AL-NASRA, Moayyad. A. The use of space swimmer bars as shear reinforcement in reinforced concrete Beams. **International Journal of Engineering and Technology (IJET)**, [online]. ISSN:0975-4024, v. 9, n. 2, p. 946–954, Apr–May, 2017. Disponível em: http://www.enggjournals.com/ijet/docs/IJET17-09-02-235.pdf . Acesso em: 3 out. 2018.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ***ACI 318:*** **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and Commentary**. Farmington Hills, EUA, p.524. 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19).** Farmington Hills, EUA, p.623. 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS***.*** **ABNT NBR 5738:** Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS***.*** **ABNT NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão de corpo de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS***.*** **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS***.*** **ABNT NBR 6892-1:** Materiais metálicos – Ensaio de tração parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS***.*** **ABNT NBR 8522:** Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BARROS, Rafael Nascimento Magalhães. **Resistência à punção de Ligações Laje-Pilar Armadas ao Cisalhamento com Estribos**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2016. Disponível em: http://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/10064 . Acesso em: 8 nov. 2018

BARTOLAC, M; DAMJANOVIć, D; DUVNJAK, I. Punching strength of flat slabs with and without shear reinforcement. **Građevinar,** [s.l.], v. 67, n. 8, p.771-786, set. 2015. Disponível em: https://hrcak.srce.hr/file/213350.. Acesso em: 7 nov. 2018

BEUTEL, R.; HEGGER, J. The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone. **Cement and Concrete Composite***.* v. 24, n. 6, p.539-549, dez. 2002. Disponível em: Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/s0958-9465(01)00070-1. Acesso em: 7 Nov. 2018.

BIRKLE, G.; DILGER, W.H. Shear Strength of Slabs with Double Headed Shear Studs in Radial and Orthogonal Layouts. **ACI Special Publication**, SP-265-23, 2009, pp. 499-510.

BROMS, Carl Erik. Shear Reinforcement For Deflection Ductility of Flat Plates. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 87, n. 6, p. 696–705, Nov–Dez, 1990

BROMS, Carl Erik. Elimination of flat plate punching failure mode. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 97, n. 1, p. 94–101, Jan–Fev, 2000.

BROMS, Carl Erik. **Concrete flat slab and footings: Design Method for punching and detailing for ductility***.* PhD Thesis. Department of Civil and Architectural Engineering. Division of Structural Design and Bridges, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2005, 114 p. Disponível em: http://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:7891/FULLTEXT01.pdf . Acesso em 14 mar 2018.

BROMS, Carl Erik. Ductility of flat plates: Comparison of shear reinforcement systems. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 104, n. 6, p. 703–713, Nov–Dez, 2007.

BROMS, Carl Erik. Cages of Inclined Stirrups as Shear Reinforcement for Ductility of Flat Slabs. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 116, n. 1, p. 83–92, Jan, 2019.

BROMS, Carl Erik. Structural Model for Interstory Drift Capacity of Flat Slabs without Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v V. 117, No. 3, p.45-54, May 2020.

CALDENTEY, Alejandro P. et al.. Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs**. Engineering Structures***.* [online]. ISSN: 0141-0296, v. 49, p.855-865, 2013. Disponível em: Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.032. Acesso em: 6 nov. 2018.

CRISWELL, Marvin E.; OSPINA, Carlos E.; HAWKINS,Neil M.. Behavior and performance levels of reinforced concrete slab-column connections. **ACI - International Concrete Abstracts Portal** [online]. Publicação Especial. v. 315, p. 35-58, 2017. Disponível em: https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/51700939. Acesso em: 05/10/2019.

DAM, Thai X.; WIGHT, James K. Flexurally-triggered punching shear failure of reinforced concrete slab-column connections reinforced with headed shear studs arranged in orthogonal and radial layouts. **Engineering Structures**, [online]. ISSN:0141-0296, v. 110, p. 258–268, Dez, 2016.

DAM, Thai X.; WIGHT, James K.; PARRA-MONTESINOS, Gustavo J. Behavior of monotonically loaded slab-column connections reinforced with shear studs. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 114, n. 1, p. 221–232, Jan–Fev, 2017.

EID, Fatma M.; MAGDY, Tayel; AHMED, Ebada. New methods to resisting punching shear stress in reinforced concrete flat slabs. **Internacional Journal of Current Engineering and**

Technology (IJCET), [online]. ISSN:0320-9725, v. 8, n. 2, p. 313–321, Mar–April, 2018. Disponível em: <http://inpressco.com/wp-content/uploads/2018/04/Paper19313-321.pdf>. Acesso em: 26 nov. 2018.

EINPAUL, Jürgen et al.. Study on influence of column size and slab slenderness on punching strength. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 113, n. 1, p. 135–146, Jan–Fev, 2016. a.

EINPAUL, Jürgen et al.. Performance of punching shear reinforcement under gravity loading: Influence of type and detailing. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 113, n. 4, p. 827–838, Jul–Aug, 2016. b.

ELIGEHAUSEN, Rolf et al.. Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken*.* **Beton- und Stahlbetonbau**, [online]. ISSN: 0005-9900, v. 98, n. 6, p. 334–344, 2003.

ELSAHAFEY, A. E.; RISK, E.; MARZOUK, H. e HADDARA, M. R.. Prediction of Punching Shear Strength of Two-Way Slabs**. Engineering Structures**. Vol. 33. Pp. 1742-1753, 2013.

EN 1992-1-1. **Eurocode 2***:* Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004.

EN 1992-1-1/AC. **Corrigendum AC – Eurocode 2:** Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2010.

EN- Draft BS EN 1992-1-1:2004/A1. **Eurocode 2:** Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium, 2014..

EOM, Tae Sung et al.. Punching-shear behavior of slabs with bar truss shear reinforcement on rectangular columns. **Engineering Structures**, [online]. ISSN:1873-7323, v. 134, p. 390–399, Jan, 2017. Disponível em: 10.1016/j.engstruct.2016.12.048. Acesso em 7 Jun 2017.

EOM, Tae-Sung et al.. Punching shear Tests of slabs with high-strength continuous hoop reinforcement. **ACI Structural Journal***,* Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 115, n. 5, p. 1295–1305, Sept, 2018.

EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT. **EOTA Technical Reports 058:** Increase of punching shear resistance of flat slabs or footing and ground slabs – lattices girders – Calculation methods, Alemanha. 2017.

EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT. **EOTA Technical Reports 060:** Increase of punching shear resistance of flat slabs or footing and ground slabs – double headed studs - Calculation methods, Alemanha, 2017.

EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT. **EOTA Technical Reports 13/136:** Double Heads. Alemanha, 2018.

EUROPEAN TECNICAL APPROVAL ETA-13/0521. **Filigran FDB II Punching Shear Reinforcement***.* Klieken, Alemanha, 2013.

FELICIANO, F. M. H. **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Pilares de Borda e Excentricidade Externa.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-004A/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p. 2011

FERREIRA, Maurício de Pina. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momento desbalanceados. 2010**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2010. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/handle/10482/8965>. Acesso em: 30 jun. 2018.

FERREIRA, Mauricio P. et al.. One-way shear resistance of RC members with unconnected stirrups. **Latin American Journal of Solids and Structures**, [online]. ISSN:1679-7825, v. 13, n. 15, p. 2970–2990, Oct, 2016. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/lajss/v13n15/1679-7825-lajss-13-15-02970.pdf>. Acesso em: 2 dez. 2018.

FERREIRA, Mauricio P. et al.. Experimental resistance of slab-column connections with prefabricated truss bars as punching shear reinforcement. **Engineering Structures**. V. 233, 15 April, 2021. Disponível em: https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029621000535?via%3Dihub . Acesso em 06 Jul 2021.

FERREIRA, M. P.; MELO, G. S. S.; REGAN; P. E.; VOLLUM, R. L.. Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with Double-Headed Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal**. Vol. 111. Nº 1. Pp 1-12, 2014.

FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, M. H.; MELO, G. S. S.; Tests on the punching resistance of flat slabs with unbalanced moments. **Engineering Structures**. V.196, 1 October, 2019. Disponível em: https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029618342366?via%3Dihub. Acesso em 08 Dez 2020.

fib MODEL CODE 2010. **Model Code 2010: Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne: Special Activity Group 5. 390 p, 2013.

FREITAS, Marcus Vinícius Pereira de. **Análise experimental dos limites superiores de resistência à punção de lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento. 2018**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético) - Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucuruí, 2018. Disponível em: <https://drive.google.com/file/d/1gl-hBBirlii_bWg3NsHRwcpy6DnTDpEc/view>. Acesso em: 25 jan. 2019.

FURCHE, J. (1997) Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken**. Betonwerk+Fertigteiltechnik**. 1997. pp. 96–104.

FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U. Highly effective punching shear reinforcement for semi precast slabs. **Concrete Innovation Conference**, Oslo, p.1-10, 2014

FURCHE, Johannes. Slab-column connection with effective lattice shear reinforcement. In: 3º International Symposium on Connections between Steel and Concrete 2017, Stuttgart, Germany. **Anais**... Stuttgart, Germany. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/320322749%0ASlab-column>. Acesso em: 3 dez. 2018.

FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U. Lattice girder floor slabs -tested application as a point-supported slab. **Betonwerk und Fertigteil-Technik/Concrete Plant and Precast Technology,** [online]. ISSN: 0373-4331, v. 83, n. 8, p. 44–54, 2017. Disponível em:

<https://www.researchgate.net/publication/320097172_Lattice_girder_fLoor_sLabs_-tested_appLication_as_a_point-supported_sLab>. Acesso em: 13 out. 2018.

FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U; SIBURG, C.. Highly Effective Lattice Punching Shear Reinforcement. ACI - International Concrete Abstracts Portal [online]. Publicação Especial. v. 321-9, 2017 https://www.researchgate.net/publication/320322681_Highly_Effective_Lattice_Punching_Shear_Reinforcement. Acesso em 08 ago 2018.

GHALI, Amin; GAYED, Ramez B. Universal design for punching resistance of concrete slabs. **ACI Structural Journal,** [online]. ISSN: 0889-3241, v. 116, n. 1, p. 207–212, Jan, 2019.

GLIKMAN, MARIO; POLO, GABRIEL ; BAYRAK, OGUZHAN; HRYNYK, TREVOR D. Application of an Inclined Shear Reinforcing Assembly for Slab-Column Connections. **International Concrete Abstracts Portal**. Special Publication. V. 321, pp. 7.1-7.20. 2017.

GOMES, R. B.; ANDRADE, M. A. S. 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, **Anais...** KTH Stockholm. June, 109-117, 2000.

GUANDALINI, Stefano;. BURDET, Olivier L.; MUTTONI, Aurelio. Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios. **ACI Structural Journal**, V. 106, No. 1, January-February 2009.

HALLGREN, M.. **Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs**. Tese de Doutorado, KTH Stockholm, TRITA-BKN. Bulletin No. 23, 150p.1996.

HASSAN, M., AHMED, E. A., BENMOKRANE, B. Punching Shear Behavior of Two- Way Slabs Reinforced with FRP Shear Reinforcement. **Journal of Composites for Construction**. ISSN 1090-0268/04014030, v. 19, n. 1. Fev, 2015.

HASSAN, Nasr Z. et al.. Enhancement of punching shear strength of flat slabs using shear-band reinforcement. **Housing and Building National Research Center - HBRC Journal,** [online]. ISSN: 1687-4048, v. 14, n. 3, p. 393–399, Dec, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2017.11.003>. Acesso em 08 fev. 2019

HAUSLER, Frank Stefan. **Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia) - Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Aachen., 2009.

HAWKINS, N.M.; Shear Strength of slab with shear reinforcement. **ACI Publications, Shear in Reinforced Concrete***.* V SP-42. n. 34. 1974, pp. 785-815.

HEGGER, Josef et al.. Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs. **ACI Structural Journal,** [online]. ISSN: 0889-3241, v. 114, n. 3, p. 631–642, May–Jun, 2017. Disponível em: <http://web-b-ebscohost.ez3.periodicos.capes.gov.br/ehost/pdfviewer/pdfviewer?vid=6&sid=c8cebe68-947e-471d-a52c-3190eaa68a8e%40pdc-v-sessmgr01>. Acesso em: 28 set. 2018.

HEINZMANN, D.; ETTER, S.; VILLIGER, S. e JAEGER, T.. Punching Tests on Reinforced Concrete Slabs with and without Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal.** Vol. 109. Nº 6. p 787-794, 2012.

HUSAIN, Mohamed; EISA, Ahmed S.; ROSHDY, Ramy. Alternatives to Enhance Flat Slab Ductility. I**nternational Journal of Concrete Structures and Materials**, [online]. ISSN: 2234-1315, v. 11, n. 1, p. 161–169, Feb, 2017.

INÁCIO, M. M. G. et al. Punching of high strength concrete flat slabs without shear reinforcement. **Engineering Structures,** [s.l.], v. 103, p.275-284, nov. 2015. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.010.

KUERES, Dominik et al.. Uniform Design Method for punching shear in flat slabs and column bases. **Engineering Structures,** [online]. ISSN: 1873-7323, v. 136, p. 149–164, Apr, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.064>

KUERES, Dominik; HEGGER, Josef. Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs without shear reinforcement. **Engineering Structures**, V. 175.p. 201–216, 2018. Disponível em: https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029617337288?fr=RR-2&ref=pdf_download&rr=7588ff6e7dc6a6ac. Acesso em 24 Jan 2019.

KUERES, Dominik; SCHIMIDT, Philipp; HEGGER, Josef. Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs with shear reinforcement. **Engineering Structures**, V.181, p. 216–232, 2019. Disponível em: https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029618331419?via%3Dihub. Acesso em 27 Jan 2020.

LIMA, Henrique Jorge Nery de. **Análise experimental da resistência a punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento parcialmente ancorada**. 2021. 194f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Universidade de Brasília-Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2021.

LIMA NETO, A.F. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Capitéis.** 2012.167f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Universidade de Brasília-Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2012.

LIPS, S., RUIZ, M. F. e MUTTONI, A.. Experimental Investigation on the Punching Strength and the Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, **ACI Structural Journal.** Vol. 109. Nº 6. Pp. 889-899, 2012.

MAMEDE N, RAMOS A, FARIAS D. Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement. **Eng Struct**. vol. 48. pg. 442–57. 2013;

MARZOUK, H. e HUSSEIN, A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Stregth Concrete Slabs**. ACI Structural Journal***,* 1991.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental.** 1995. 252 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MELGES, J. L. P. **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido***.* 2001. 414 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MENETREY, P. H.. Synthesis of punching failure in reinforced concrete. **Cement e Concrete Composites**. Vol. 24. p. 497-507, 2002.

MORAES NETO, Bernardo Nunes. **Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico.** 2013. 343f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Universidade de Brasília-Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2013.

MUTTONI, Aurélio. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. **ACI structural journal**, Vol.105. N.4 p.440-450, 2008.

NICÁCIO, Wanderley Gustavo. **Comportamento à punção de lajes de concreto armado tipo BubbleDeck**. 2018.175f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília-Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2018.

OLIVEIRA, D.R.; MELO, G.S.; REGAN, P.E.; Punching strength of flat plates with vertical or inclined stirrups. **ACI Structural Journal,** V. 97, N. 3, May-June, 2000, pp. 485-491.

PARK, Kyung-soo Ahn; KYOUNG-KYU, Choi; LAN, Chung. Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connections. **Journal of Structural Engineering***,* [online]. ISSN: 0889-3241, v. 104, n. 3, p. 294–303, May–Jun, 2007.

PARK, Hong-Gun et al. Lattice Shear Reinforcement for Enhancement of Slab-Column Connections. **Journal of Structural Engineering**, [online]. ISSN: 2278-0181, v. 138, n. 3, p. 425–437, Mar, 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000484

PEREIRA FILHO, M. J. M. **Avaliação dos métodos normativos para previsão da resistência à punção de lajes sem armadura de cisalhamento e com conectores de Aço.** 2016. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2016.

PEREIRA FILHO, M. J. M. **Resistência à punção de lajes lisas armadas ao cisalhamento com estribos treliçados pré-fabricados**. 2021, 202f.Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Universidade de Brasília-Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2021.

REGAN, P. E. Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs**. Magazine of Concrete Research***,*1986.

REGAN, P. E.; **A Revew of Results of Punching tests of Slabs with Shear Reinforcement.** Unique Conference Services. London. March 2000.

REGAN, P. E.; SAMADIAN, F. Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs. **The Structural Engineer***,* V. 79, No. 10, May 2001, pp. 24-31, 2001.

REGAN, P. E.; Coments on Tucuruí Research: General Points. Notas de E-mail. 16p. Junho 2015.

RICKER, Marcus; HÄUSLER, Frank; RANDL, Norbert. Punching strength of flat plates reinforced with UHPC and double-headed studs. **Engineering Structures**, [online]. ISSN: 1873-7323, v. 136, p. 345–354, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.018>. Acesso em: 30 out. 2018.

RIZK, E. MARZOUK, H. E HUSSEIN, A.; Punching Shear of Thick Plates with and without Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal,** Farmington Hills. ISSN: 0889-3241, v. 108, n. 5, p. 581–591, Sep–Out, 2011. Disponível em : . http://web-b-

ebscohost.ez3.periodicos.capes.gov.br/ehost/pdfviewer/pdfviewer?vid=1&sid=124b3479-ef6e-4a8a-9176-75ed89c370cb%40pdc-v-sessmgr06. Acesso em 20 out 2019.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement. **ACI Structural Journal**, [online]. ISSN: 0889-3241 v. 106, n. 4, pg. 485-494, 2009.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.. Performance and Design of Punching Shear Reinforcing Systems. **3rd fib International Congress..** 2010

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Size effect in shear and punching shear failures of concrete members without transverse reinforcement: Differences between statically determinate members and redundant structures. **Structural Concrete- fib. International Federation for Structural Concrete***.* N. 18, pp. 65-75. 2017. DOI: 10.1002/suco.201700059.

SACRAMENTO, P. V. P. et al. Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais,** [s.l.], v. 5, n. 5, p.659-691, out. 2012. http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952012000500005.

SCHMIDT, Philipp; KUERES, Dominik; HEGGER, Josef. Punching shear behavior of reinforced concrete flat slabs with a varying amount of shear reinforcement. **Structural Concrete- fib. International Federation for Structural Concrete.** 2019, pp. 1–12

SHERIF, A.G.; DILGER, W.H. Critical review of the CSA A23.3-94 Punching Shear Provisions of Interior Columns. **Canadian Journal of Civil Engineering***.* V. 23, N. 5, 1996, pp. 998-1011.

SHERIF, A.G.; DILGER, W.H. **Punching Failure of a Full Scale High Strength Concrete Flat Slab***.* International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings, TRITA-BKN, Bulletin 57, Stockholm, Sweden, 2000, pp. 235-243.

SHU, Jiangpeng et al.. Internal force distribution in RC slabs subjected to punching shear. **Engineering Structures,** [online]. ISSN: 1873-7323, v. 153, p. 766–781, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.005>. Acesso em: 25 set. 2018.

SIBURG, Carsten et al.. Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2. **Beton- und Stahlbetonbau,** [online]. ISSN: 0005-9900, v. 109, n. 3, p. 170–181, 2014. DOI: 10.1002/best.201300075

SIMÕES, João T.; RUIZ, Miguel F.; MUTTONI, Aurélio. Validation of the Critical Shear Crack Theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model. **Structural Concrete**. V. 19 p.191–216, 2018.

SOUZA, Raphael Miranda de.; **Punção em lajes lisas de concreto armado com furos adjacentes ao pilar e transferência de momentos***.* Tese (Doutorado em Estrutura e Construção Civil), Publicação ETD - 003A/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2008., 442p.

SOUZA, Diego F.; ABRANTES, Jedson H.C.; SIQUEIRA, G. S.; TAPAJÓS, Luamim S.; LIMA NETO, Aarão F.; FERREIRA, Mauricio P. Resistência ao Cisalhamento de Elementos de Concreto Armado com Estribos Desconectados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 59., 2017, Bento Gonçalves. **Anais**... Bento Gonçalves: IBRACON, 2017.p. 1-14.

TALBOT, A. N. Reinforced concrete wall footings and column footings, n. 67, V. 22 (Reprinted, July, 1925) **University of Illinois, Engineering Experiment Station**, 114 p. 1913.Disponível em: https://core.ac.uk/download/4814622.pdf Acesso em 15 Jun 2018.

TAPAJÓS, Luamim Sales. **Cisalhamento em elementos de concreto armado com estribos desconectados.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2017. Disponível em: <http://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/9876>. Acesso em: 2 set. 2018.

TENG, Susanto; CHANTHABOUALA, Khatthanam; LIM, Darren T. Y ; Rhahmadatul. Punching Shear Strength of Slabs and Influence of Low Reinforcement Ratio. **ACI Structural Journal.** V. 115, N. 1, January, 2018.

TOBIRAN, Ala et al.. Behavior of thin lightly reinforced flat slabs under concentric loading. **Engineering Structures**. V. 196, p.1-16. 1 October, 2019. Disponível em: yieldhttps:// doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109327. Acesso em 21 Fev. 2020

TRAUTWEIN, Leandro Mouta. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2006. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-22042007-214959/pt-br.php>. Acesso em: 10 set. 2018.

TRAUTWEIN, Leandro M. et al.. Punching strength of flat slabs with unbraced shear reinforcement. **ACI Structural Journal,** [online]. ISSN: 0889-3241, v. 108, n. 2, p. 197–205, Mar–Apr, 2011. Disponível em: <http://web-b-ebscohost.ez3.periodicos.capes.gov.br/ehost/pdfviewer/pdfviewer?vid=3&sid=c8cebe68-947e-471d-a52c-3190eaa68a8e%40pdc-v-sessmgr01>. Acesso em: 25 out. 2018.

VANDERBILT, M. D.. Shear Strength of Continous Plates. Journal of the Structural Division, **Proceeding of the American Society of Civil Engenieers**, 1972.

YAMADA, T.; NANNI, A.; ENDO, K. Punching shear resistance of flat slabs: influence of reinforcement type and ratio. **ACI Structural Journal,** v. 88, n. 4, p.555-563, 1992.