

**RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS ARMADAS AO
CISALHAMENTO COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS**

MANOEL JOSÉ MANGABEIRA PEREIRA FILHO

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS ARMADAS
AO CISALHAMENTO COM ESTRIBOS TRELIÇADOS
PRÉ-FABRICADOS**

MANOEL JOSÉ MANGABEIRA PEREIRA FILHO

ORIENTADOR: GUILHERME SALES SOARES DE A. MELO

COORIENTADOR: MAURÍCIO DE PINA FERREIRA (UFPA)

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA/DF: FEVEREIRO - 2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS ARMADAS AO
CISALHAMENTO COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS**

MANOEL JOSÉ MANGABEIRA PEREIRA FILHO

TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.
APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, PhD (UnB)
(Orientador)

Prof. Maurício de Pina Ferreira , DSc (UFPA)
(Co-Orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira , DSc (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Leandro Mouta Trautwein , DSc (UNICAMP)
(Examinador Interno)

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins , DSc (UFMG)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 02 DE FEVEREIRO DE 2021

FICHA CATALOGRÁFICA

PEREIRA FILHO, MANOEL JOSÉ MANGABEIRA
Resistência à punção de lajes lisas armadas ao cisalhamento com estribos treliçados pré-fabricados [Distrito Federal] 2021.

xxvii, 202p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2021).
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Punção

2. Lajes lisas

3. Estribos treliçados

4. Armadura de cisalhamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PEREIRA FILHO, M. J. M. (2021). Resistência à punção de lajes lisas armadas ao cisalhamento com estribos treliçados pré-fabricados. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD - 002 A/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 202p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Manoel José Mangabeira Pereira Filho

TÍTULO: Resistência à punção de lajes lisas armadas ao cisalhamento com estribos treliçados pré-fabricados

GRAU: Doutor

ANO: 2021

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

Manoel José Mangabeira Pereira Filho

Estrada da Ceasa km 02, Residencial Morada Verde, Rua Açai, 315

666.108-40 Belém - PA - Brasil.

e-mail: manoelmangabeira1990@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a todos que incentivam o estudante brasileiro.

Tendo vivido oque tiveste vivido

E por mais numeroso que tenham sido teus antepassados

Deves saber que isto não é mais que o início...

Alejandro Jodorowsky

AGRADECIMENTOS

“Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros de gigantes”. Assim como na frase atribuída a Isaac Newton, o “anão” que vos escreve, só pôde alcançar o entendimento transcrito neste trabalho graças ao apoio de muitos “gigantes”. E a eles dedico essa seção.

O primeiro agradecimento vai para os gigantes da intelectualidade que me orientaram nesta jornada. Ao meu orientador, professor Guilherme Sales S. A. Melo, meu coorientador, professor Mauricio de Pina Ferreira, e aos professores Aarão F. Lima Neto e Marcos Honorato Oliveira que se mantiveram presentes ao longo de várias etapas da pesquisa. Aos quatro, muito obrigado pela orientação, confiança, incentivo, apoio, atenção e amizade. Foi uma honra trabalhar com vocês. Não posso esquecer de agradecer ao maior de todos, muito obrigado professor Regan, por todas as “correspondências” trocadas ao longo dos anos. Todas foram de grande utilidade, não apenas para o crescimento do trabalho, mas também para meu amadurecimento profissional.

Aos gigantes que me sustentaram e suportaram nos laboratórios da vida: Patrícia Cândida Silva, Hamilton Costa, Henrique Nery, Rodolfo Palhares, Izabel Castro, Manuel Alejandro e Magno em Brasília. Marcus Freitas, Denilda Costa, Iana Damasceno, Lucas Manoel da Silva, Vinicius Oliveira, Elivelton Cruz, Paulo Arraes, Luciano Tavares, Francirene Bonfim, Matheus Pamplona, Karoline Dantas, Allan Cardoso, Walter Cancela, Rosangela Pinto, Vanessa Caroline, Vanessa Valeria, Jedson Abrantes e Marília Caires em Tucuruí. Muito obrigado pelo suporte, amizade e todas as experiências trocadas, pois como cantou Lucinha Bastos “Tudo tem por cá! Vida, sonho, medo, lama, fama, fome, riso e dor”.

Aos gigantes do NUMEA que todos os dias ao longo de oito anos tem sido meu incentivo e praticamente minha família. Aos meus amigos Rafael Barros, Luamim Tapajós, Iana Damasceno, Matheus Pamplona, Marcus Freitas, Denilda Costa, Karoline Dantas, Walter Cancela, Allan Cardoso, Alex Nascimento, Mayara Costa, Frederico Maués, Lucas Negrão, Edir Amaral, Sara Lobo, Inês Freitas, Hamilton Costa e Douglas Santos. Com destaque especial aos meus amigos Marcus Freitas, Denilda Costa, Alex Nascimento e Mayara Costa, sem vocês este trabalho não seria o mesmo.

Aos gigantes do GETEC, por me receberem da melhor forma possível durante nosso ano de trabalho. Rafael Sobral, Renata Piazza, Idalmo Cardoso, Jessica Ribeiro, Ellon

Bernardes, Ana Carolina “Mineira”, Patrícia Cândida Silva, Gabriela Valentin, Isabela “Belinha” Calasans, Daniel Guedes, Nataniel Wontoon, Danilo Souza, Laura Gomes, Luisa Lauria, Ana Paula Bona, Lorryne dos Anjos. Espero todos vocês no Pará.

Aos gigantes que me carregaram no colo, literalmente. Aos meus pais Manoel Mangabeira e Franciolga Pinheiro, à minha avó Olgarina Pinheiro, à minha tia-avó e professora Joana Pereira e através deles agradecer a toda família Mangabeira Pereira e à família Pinheiro. Obrigado por serem minha referência, base, sustentação e direção ao longo de toda minha caminhada.

Aos gigantes da hospitalidade que me receberam em terras distantes e fizeram o possível para que me sentisse em casa, tanto em Brasília quanto em Tucuruí: Rafael Sobral, Patrícia Cândida, Renata Piazza, Idalmo Cardoso, Izabel Castro, Denise Cardoso, Calebe Azevedo, Tamires Almeida, Rogerio Nishizawa, Emerson Moraes, Seu Ivo, Gabriel Guedes, Igor Galvão, Alex Lopes, Arthur Cunha, Arthur Fontana, Rodolfo Vitorino, Junior “DJ” Rodrigues e Bruno Neytho.

Aos gigantes da amizade e irmandade: Haruki Sasaki, Henrique Oliveira, Douglas “Doug” Gonçalves, Felipe “Fulú” Sodré, Matheus “Mitchell” Kenji, Ariane “Ane” Queiroz, Heitor “Heitovski” Lameira, Heitor Sasaki, Luan Barbalho, Ayres “Gugu” Sasaki, Haruka Sasaki, Rafael Sarubo, Pallas Nogueira, Samuel “Jux” Natividade, Renan Carvalho, Tauan Henrique e Renata Freitas. Muito obrigado meus amigos pela parceria e todos os momentos de descontra o.

A minha gigante favorita, amada noiva, Amanda Modesto e através dela também agradecer sua família maravilhosa, vocês foram meu porto seguro durante muitos momentos de instabilidade e cansaço. Muito obrigado

Por fim, aos gigantes do apoio a pesquisa brasileira: CNPq, CAPES, FAPESPA, Eletronorte, Trejor – Solu es Metálicas, Concrenorte, MPA – Controle Tecnológico e Serviços, muito obrigado pelo apoio.

A todos, muito obrigado por permitirem que eu tenha visto o que pude ver.

RESUMO

RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS ARMADAS AO CISCALHAMENTO COM ESTRIBOS TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS

Autor: Manoel José Mangabeira Pereira Filho

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Co-orientador: Maurício de Pina Ferreira

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 2 de Fevereiro de 2021

Palavras-Chave: Punção; Lajes Lisas; Estribos treliçados

Este trabalho apresenta 10 ensaios em modelos experimentais de ligações laje-pilar para avaliar o desempenho de estribos treliçados pré-fabricados como armaduras de punção. As lajes eram octogonais de concreto armado com 2500 mm de distância entre faces paralelas, 1036 mm de lado, 210 mm de espessura e apoiadas em um segmento de pilar quadrado de 400 mm de lado e 300 mm de comprimento. A resistência à compressão do concreto média dos ensaios foi de 28,6 MPa. Os principais objetivos do trabalho foram avaliar a eficiência máxima que os estribos treliçados pré-fabricados inclinados à 90° e 60° podem alcançar em taxa armadura de cisalhamento elevadas (> 1,0%) comparados com lajes de referência sem armadura de cisalhamento e armadas com *stud rails*. E avaliar o desempenho desses estribos em taxas de armadura de cisalhamento mais próximas do usual ($\approx 0,50\%$ e $\approx 0,75\%$) com arranjos com espaçamento das camadas de estribos constante ou concentrado numa região de $1,125 d$ da face do pilar. Os estribos treliçados pré-fabricados apresentaram eficácia ao aumentar a resistência à punção, apresentando eficiência máxima semelhante aos *stud rail* quando inclinadas à 60° com economias de $\approx 60\%$ nos custos da armadura de cisalhamento mantendo o desempenho estrutural quando utilizado com espaçamento concentrado. O desempenho destes estribos ainda foi comparado com outras armaduras de cisalhamento encontradas na literatura e organizadas em um banco de dados com 216 ensaios experimentais. Os estribos treliçados estão entre as armaduras de cisalhamento que apresentaram segurança adequada ao serem verificadas pelas normas de projeto, com exceção da ABNT NBR 6118 (2014). Por fim, foi proposta uma adaptação ao método da Superfície de Menor Resistência ao Cisalhamento apresentado por FERREIRA (2010) para que ele seja capaz de verificar a resistência à punção de lajes armadas com os diversos tipos de armaduras de cisalhamento encontrados na literatura, além do estribo treliçado pré-fabricado, com acurácia e precisão.

ABSTRACT

PUNCHING SHEAR RESISTANCE OF FLAT SLABS WITH PREFABRICATED TRUSS BARS AS SHEAR REINFORCEMENT

Author: Manoel José Mangabeira Pereira Filho

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Co-Advisor: Maurício de Pina Ferreira

Post-graduation Program in Structures and Civil Construction

Brasília, February 2, 2021

Keywords: Punching shear; Flat slabs; Truss bars stirrups; Shear reinforcement.

This work presents 10 tests on experimental models of slab-column connections to assess the performance of prefabricated truss bars as shear reinforcement. The reinforced concrete slabs were octagonal with 2500 mm of distance between parallel faces, 1036 mm of side length, 210 mm of thickness and supported on a segment of square column of 400 mm of side length and 300 mm of length. The mean compressive strength of the concrete in the tests was 28.6 MPa. The main objectives of the work were to evaluate the maximum efficiency that the prefabricated truss bars inclined at 90° and 60° can reach with high shear reinforcement ratio ($> 1.0\%$) compared with reference slabs without shear reinforcement and reinforced with stud rails. And to assess the performance of these truss bars at shear reinforcement ratio closer to the usual ($\approx 0.50\%$ and $\approx 0.75\%$) with arrangements with spacing of the truss bars layers constant or concentrated in a region of $1.125 d$ at the column face. The prefabricated truss bars were effective in increasing the punching shear resistance, shown maximum efficiency similar to the stud rail when inclined at 60° with savings of $\approx 60\%$ in the costs of the shear reinforcement maintaining the structural performance when used with concentrated spacing. The performance of these truss bars was also compared with other shear reinforcements found in the literature and organized in a database with 216 experimental tests. The prefabricated truss bars are among the shear reinforcements that presented adequate security when verified by the design codes, except for the ABNT NBR 6118 (2014). Finally, an adaptation to the Surface of Minimum Shear Resistance method presented by FERREIRA (2010) was proposed so that it can verify the punching shear resistance of slabs reinforced with the different types of shear reinforcement found in the literature, in addition to the prefabricated truss bars, with accuracy and precision.

SUMÁRIO

| | |
|--|--------------|
| LISTA DE FIGURAS..... | xiii |
| LISTA DE TABELAS..... | xxiii |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | xxiv |
| 1. INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1. MOTIVAÇÃO..... | 5 |
| 1.2. OBJETIVOS..... | 6 |
| 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO..... | 7 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 9 |
| 2.1. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR..... | 18 |
| 2.1.1. ACI 318 (2019)..... | 18 |
| 2.1.2. Eurocode 2 (2014)..... | 21 |
| 2.1.3. ABNT NBR 6118 (2014)..... | 23 |
| 2.1.4. <i>fib</i> Model Code 2010 (2013)..... | 25 |
| 2.1.5. PT1 prEN 1992-1-1 (2018)..... | 29 |
| 2.1.6. Resistência à flexão..... | 31 |
| 2.2. MODOS DE RUPTURA DE LAJES ARMADAS AO CISALHAMENTO..... | 32 |
| 2.2.1. Ruptura por flexão..... | 34 |
| 2.2.2. Esmagamento do concreto adjacente ao pilar..... | 35 |
| 2.2.3. Ruptura fora da região da armadura de cisalhamento..... | 36 |
| 2.2.4. Ruptura dentro da região da armadura de cisalhamento..... | 37 |
| 2.3. ARRANJOS E TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO..... | 44 |
| 2.3.1. Arranjos..... | 44 |
| 2.3.2. Conectores de aço..... | 46 |
| 2.3.3. Conectores de internos às barras de flexão..... | 48 |
| 2.3.4. Estribos bem ancorados às barras de flexão..... | 50 |
| 2.3.5. Estribos parcialmente ancorados às barras de flexão..... | 52 |
| 2.3.6. Estribos ancorados internamente às barras de flexão..... | 54 |
| 2.3.7. Estribos treliçados..... | 55 |
| 2.4. ARMADURA TRELIÇADA PRÉ-FABRICADA..... | 58 |
| 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 65 |
| 3.1. CARACTERÍSTICA DAS LAJES..... | 65 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 3.2. | SISTEMA DE ENSAIO | 73 |
| 3.3. | INSTRUMENTAÇÃO | 74 |
| 3.4. | MATERIAIS..... | 80 |
| 4. | RESULTADOS EXPERIMENTAIS | 83 |
| 4.1. | DESLOCAMENTOS VERTICAIS..... | 83 |
| 4.2. | DEFORMAÇÕES DE FLEXÃO..... | 87 |
| 4.3. | DEFORMAÇÕES INTERNAS NO CONCRETO..... | 97 |
| 4.4. | DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO | 100 |
| 4.5. | PADRÃO DE FISSURAÇÃO..... | 115 |
| 4.6. | ESTIMATIVAS NORMATIVAS | 121 |
| 4.7. | ESTIMATIVA DE CUSTO..... | 128 |
| 5. | ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS | 135 |
| 5.1. | APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS | 135 |
| 5.2. | DESEMPENHO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO | 144 |
| 5.3. | DESEMPENHO DAS ESTIMATIVAS DAS NORMAS..... | 147 |
| 6. | MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO APLICADO À VARIOS TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO | 167 |
| 6.1. | MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO GERAL | 167 |
| 6.2. | MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO..... | 170 |
| 6.3. | CALIBRAÇÃO DO MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO PARA VARIOS TIPOS DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO | 172 |
| 6.4. | AVALIAÇÃO DO MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO CALIBRADO | 183 |
| 7. | CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS | 190 |
| 7.1. | RESULTADOS EXPERIMENTAIS..... | 190 |
| 7.2. | ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS | 191 |
| 7.3. | MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO..... | 191 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 7.4. | SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS | 192 |
| 8. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 193 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 – Interferências entre barras de flexão e cisalhamento em ligação laje-pilar. | 2 |
| Figura 1.2 – Tipos de armadura de cisalhamento desconectada da armadura de flexão. | 4 |
| Figura 1.3 – Módulos de estribos Trelidos Pré-Fabricados. | 5 |
| Figura 2.1 – Esforços e padrão de fissuração na ligação laje-pilar. | 10 |
| Figura 2.2 – Modelo mecânico de KINNUNEN e NYLANDER (1960) e adaptações com armadura de punção. | 12 |
| Figura 2.3 – Modelo analítico de MENETREY (2002). | 14 |
| Figura 2.4 – Método <i>Shear friction</i> com superfície de ruptura iterativa (BIRKLE, 2004). | 14 |
| Figura 2.5 – Método da superfície de menor resistência ao cisalhamento simplificado (FERREIRA, 2010). | 15 |
| Figura 2.6 – Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento. | 16 |
| Figura 2.7 – Localização do corpo deformável ao cisalhamento (SIMÕES, RUIZ e MUTTONI, 2018). | 16 |
| Figura 2.8 – Teoria da Deformação Bi Paramétrica (KUERES, SCHMIDT e HEGGER,2019). | 17 |
| Figura 2.9 – Critérios de detalhamento (Adaptado ACI 318, 2019). | 19 |
| Figura 2.10 – Perímetro de controle do Eurocode2 (Adaptado de EC2, 2014). | 21 |
| Figura 2.11 – Perímetro de controle da NBR 6118 (Adaptado ABNT NBR 6118, 2014). | 24 |
| Figura 2.12 – Detalhes das armaduras segundo <i>fib</i> Model Code 2010 (2013). | 26 |
| Figura 2.13 – Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho. | 32 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.14 – Modos de ruptura de ligações laje-pilar armadas ao cisalhamento. | 33 |
| Figura 2.15 – Comportamento carga-deslocamento de lajes armadas ao cisalhamento com diferentes tipos de modos de ruptura. | 33 |
| Figura 2.16 – Critérios para definição do modo de ruptura das lajes (FERREIRA, 2010). | 34 |
| Figura 2.17 – Parâmetros que influenciam na resistência ao esmagamento da biela. ... | 36 |
| Figura 2.18 – Influência de s_c/d na resistência à punção fora da região armada ao cisalhamento (Adaptado de PEREIRA FILHO, 2016). | 37 |
| Figura 2.19 – Influência da razão da força estimada pela armadura de cisalhamento pelo concreto na relação $V_u/V_{Rcs,teo}$ das normas. (PEREIRA FILHO, 2016). | 38 |
| Figura 2.20 – Influência do ângulo da superfície de concreto na parcela resistente do concreto na resistência à punção. | 39 |
| Figura 2.21 – Influência da taxa de armadura de cisalhamento na inclinação da superfície de ruptura dentro da região armada ao cisalhamento. | 40 |
| Figura 2.22 – Possível evidencia de armadura de cisalhamento falhando pelo arrancamento do cone de concreto (NASCIMENTO, 2020). | 41 |
| Figura 2.23 – Superfície de ruptura interceptando a armadura de cisalhamento (FERREIRA, 2010). | 42 |
| Figura 2.24 – Arrancamento de barras embutidas no concreto (REGAN, 2000). | 43 |
| Figura 2.25 – Influência do tipo de ancoragem na resistência de barras embutidas em concreto (adaptado de SILVA, 2018). | 43 |
| Figura 2.26 – Arranjos de armadura de cisalhamento em ligações laje-pilar. | 44 |
| Figura 2.27 – Arranjos de armadura de cisalhamento em ligações laje-pilar (Continuação). | 46 |
| Figura 2.28 – Conectores de aço como armadura de punção. | 48 |
| Figura 2.29 – Conectores de aço internos como armadura de punção. | 49 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.30 – Estribos bem ancorados como armadura de punção. | 51 |
| Figura 2.31 – Estribos com ancoragem parcial como armadura de punção. | 53 |
| Figura 2.32 – Estribos com ancoragem interna como armadura de punção. | 55 |
| Figura 2.33 – Estribos treliçados como armadura de punção. | 56 |
| Figura 2.34 – Estribo treliçado pré-fabricado. | 58 |
| Figura 2.35 – Desempenho das primeiras séries de ensaios com estribo treliçados pré-fabricados (Adaptado de FERREIRA, 2016). | 59 |
| Figura 2.36 – Desempenho de ancoragem de armaduras de cisalhamento através de ensaios de <i>push off</i> (adaptado de TAPAJÓS, 2017). | 60 |
| Figura 2.37 – Ensaios de cisalhamento unidirecional com vários tipos de armaduras de cisalhamento (Adaptado de TAPAJÓS, 2017). | 60 |
| Figura 2.38 – Ensaios de cisalhamento unidirecional variando o ângulo da armadura de cisalhamento e posição dos ganchos em “U” (Adaptado de PINTO, 2019). | 61 |
| Figura 2.39 – Detalhamento e montagem dos estribos treliçados pré-fabricados. | 62 |
| Figura 2.40 – Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados. | 62 |
| Figura 2.41 – Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados. | 63 |
| Figura 2.42 – Metodologia para contabilizar área de aço da armadura de cisalhamento. | 64 |
| Figura 3.1 – Geometria das lajes. | 65 |
| Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras de flexão. | 67 |
| Figura 3.3 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes com <i>stud rail</i> | 69 |
| Figura 3.4 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes SW1, SW2 e SW3. | 71 |
| Figura 3.5 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7. | 72 |
| Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos ganchos em “U”. | 72 |
| Figura 3.7 – Arranjo da armadura dos ganchos em “U” nas barras inferiores e superiores. | 73 |

| | |
|---|----|
| Figura 0.8 – Sistema de ensaio das lajes. | 74 |
| Figura 3.9 – Instrumentação dos deslocamentos verticais das lajes. | 75 |
| Figura 3.10 – Instrumentação das deformações devido à flexão das lajes. | 76 |
| Figura 3.11 – Instrumentação internas ao concreto das lajes S0, SR1 e SR2. | 77 |
| Figura 3.12 – Posicionamento da instrumentação de cisalhamento da primeira série. . | 78 |
| Figura 3.13 – Posicionamento da instrumentação de cisalhamento da segunda série. .. | 79 |
| Figura 3.14 – Posicionamento da instrumentação dos ganchos “U” da segunda série. | 80 |
| Figura 4.1 – Perfil de deslocamento das lajes ensaiadas. | 84 |
| Figura 4.2 – Perfil de deslocamento das lajes ensaiadas (continuação). | 85 |
| Figura 4.3 – Comportamento carga-deslocamento das lajes ensaiadas. | 86 |
| Figura 4.4 – Comportamento à flexão da laje S0. | 88 |
| Figura 4.5 – Comportamento à flexão da laje SR1. | 88 |
| Figura 4.6 – Comportamento à flexão da laje SR2. | 89 |
| Figura 4.7 – Comportamento à flexão da laje SW1. | 89 |
| Figura 4.8 – Comportamento à flexão da laje SW2. | 90 |
| Figura 4.9 – Comportamento à flexão da laje SW3. | 91 |
| Figura 4.10 – Comportamento à flexão da laje SW4. | 92 |
| Figura 4.11 – Comportamento à flexão da laje SW5. | 93 |
| Figura 4.12 – Comportamento à flexão da laje SW6. | 94 |
| Figura 4.13 – Comportamento à flexão da laje SW7. | 95 |
| Figura 4.14 – Determinação da altura da linha neutra. | 96 |
| Figura 4.15 – Determinação da altura da linha neutra das lajes da primeira série. | 96 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.16 – Determinação da altura da linha neutra das lajes da segunda série. | 97 |
| Figura 4.17 – Deformações internas ao concreto da laje S0. | 98 |
| Figura 4.18 – Deformações internas ao concreto da laje SR1. | 99 |
| Figura 4.19 – Deformações internas ao concreto da laje SR2. | 100 |
| Figura 4.20 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SR1. | 101 |
| Figura 4.21 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SR2. | 101 |
| Figura 4.22 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW1. | 102 |
| Figura 4.23 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW2. | 102 |
| Figura 4.24 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW3. | 102 |
| Figura 4.25 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW4. | 103 |
| Figura 4.26 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW5. | 103 |
| Figura 4.27 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW6. | 103 |
| Figura 4.28 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW7. | 104 |
| Figura 4.29 – Deformações na altura da armadura de cisalhamento da laje SW5. | 105 |
| Figura 4.30 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW1. | 106 |
| Figura 4.31 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW2. | 106 |
| Figura 4.32 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW3. | 107 |
| Figura 4.33 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW4. | 108 |
| Figura 4.34 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW5. | 109 |
| Figura 4.35 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW6. | 110 |
| Figura 4.36 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW7. | 111 |
| Figura 4.37 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SR1. | 112 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.38 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SR2. | 112 |
| Figura 4.39 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW1. | 113 |
| Figura 4.40 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW2. | 113 |
| Figura 4.41 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW3. | 114 |
| Figura 4.42 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW4. | 114 |
| Figura 4.43 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW5. | 114 |
| Figura 4.44 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW6. | 115 |
| Figura 4.45 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW7. | 115 |
| Figura 4.46 – Mapa de fissuração das lajes S0 e SR1. | 116 |
| Figura 4.47 – Mapa de fissuração das lajes SR2, SW1 e SW2. | 117 |
| Figura 4.48 – Mapa de fissuração das lajes SW3, SW4 e SW5. | 118 |
| Figura 4.49 – Mapa de fissuração das lajes SW6 e SW7. | 119 |
| Figura 4.50 – Abertura de fissura das lajes ensaiadas. | 120 |
| Figura 4.51 – Abertura de fissura das lajes ensaiadas (Continuação). | 121 |
| Figura 4.52 – Comportamento carga-rotação das lajes ensaiadas. | 122 |
| Figura 4.53 – Comportamento carga-rotação das lajes ensaiadas (Continuação). | 123 |
| Figura 4.54 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SR1, SR2 e SW1. | 124 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.55 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW2, SW3 e SW4. | 125 |
| Figura 4.56 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW5, SW6 e SW7. | 126 |
| Figura 4.57 – Consumo de aço das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas. . | 129 |
| Figura 4.58 – Custo das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas. | 134 |
| Figura 5.1 – Resumo das ancoragens das armaduras de cisalhamento encontradas no banco de dados. | 136 |
| Figura 5.2 – Desempenho das armaduras de cisalhamento na resistência à punção. .. | 145 |
| Figura 5.3 – Desempenho das equações de V_{Rcs} da ABNT NBR 6118 (2014) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras. | 149 |
| Figura 5.4 – Desempenho das equações de V_{Rcs} da EC2 (2014) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras. | 150 |
| Figura 5.5 – Desempenho das equações de V_{Rcs} da ACI 318 (2019) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras. | 151 |
| Figura 5.6 – Desempenho das equações de V_{Rcs} do <i>fib</i> MC 2010 (2013) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras. | 152 |
| Figura 5.7 – Desempenho das equações de V_{Rcs} do PrEC2 (2018) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras. | 153 |
| Figura 5.8 – Desempenho das equações da NBR 6118 (2014) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento. | 156 |
| Figura 5.9 – Desempenho das equações do EC 2 (2014) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento. | 157 |
| Figura 5.10 – Desempenho das equações do ACI 318 (2019) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento. | 158 |
| Figura 5.11 – Desempenho das equações do MC 10 (2013) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento. | 159 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.12 – Desempenho das equações do PrEC2 (2020) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento. | 160 |
| Figura 5.13 – Análise da precisão da NBR 6118 na estimativa de resistência à punção. | 162 |
| Figura 5.14 – Análise da precisão do EC 2 (2014) na estimativa de resistência à punção. | 163 |
| Figura 5.15 – Análise da precisão do ACI 318 (2019) na estimativa de resistência à punção. | 164 |
| Figura 5.16 – Análise da precisão da MC 10 (2013) na estimativa de resistência à punção. | 165 |
| Figura 5.17 – Análise da precisão do PrEC 2 (2020) na estimativa de resistência à punção. | 166 |
| Figura 6.1 – Influência do ângulo da fissura crítica na parcela de resistente da armadura de cisalhamento. | 168 |
| Figura 6.2 – Possíveis verificações do método SMRC geral em uma ligação laje-pilar. | 169 |
| Figura 6.3 – Influência do ângulo da superfície de ruptura (θ) partindo do pilar nas verificações do método SMRC geral em uma ligação laje-pilar. | 169 |
| Figura 6.4 – Influência do ângulo da superfície de ruptura (θ) partindo do pilar nas verificações do método SMRC simplificado em uma ligação laje-pilar. | 170 |
| Figura 6.5 – Resumo das possíveis superfícies de ruptura verificadas no método SMRC simplificado em uma ligação laje-pilar. | 171 |
| Figura 6.6 – Análise da dispersão e precisão dos resultados das normas para ligações laje-pilar sem armadura de cisalhamento. | 173 |
| Figura 6.7 – Calibração de η_c a partir dos resultados de lajes com conectores de aço. | 175 |
| Figura 6.8 – Calibração de η_s a partir dos resultados de lajes com conectores internos. | 177 |

| | |
|---|-----|
| Figura 6.9 – Calibração de η_s a partir dos resultados de lajes com estribos bem ancorados. | 178 |
| Figura 6.10 – Calibração de η_s para lajes com estribos com ancoragem parcial. | 179 |
| Figura 6.11 – Calibração de η_s para lajes com estribos com ancoragem interna. | 180 |
| Figura 6.12 – Calibração de η_s para lajes com estribos com treliças. | 181 |
| Figura 6.13 – Verificações de SMRC para lajes com conectores de aço. | 184 |
| Figura 6.14 – Verificações de SMRC para lajes com estribos bem ancorados. | 185 |
| Figura 6.15 – Verificações de SMRC para lajes com estribos parcialmente ancorados. | 186 |
| Figura 6.16 – Verificações de SMRC para lajes com estribos com ancoragem interna. | 187 |
| Figura 6.17 – Verificações de SMRC para lajes com treliças. | 188 |
| Figura 6.18 – Análise da precisão do SMRC na estimativa de resistência à punção. . | 189 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 3.1 – Resumo das características das lajes. | 66 |
| Tabela 3.2 – Composição do traço adotado. | 81 |
| Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto da primeira série de ensaios. | 81 |
| Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do concreto da segunda série de ensaios. | 81 |
| Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas do aço. | 82 |
| Tabela 4.1 – Resumo dos resultados das previsões normativas. | 128 |
| Tabela 4.2 – Valores unitários dos itens utilizados nas armaduras de cisalhamento. . | 129 |
| Tabela 4.3 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW1. | 130 |
| Tabela 4.4 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW2. | 131 |
| Tabela 4.5 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW3. | 131 |
| Tabela 4.6 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW4. | 132 |
| Tabela 4.7 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW5. | 132 |
| Tabela 4.8 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW6. | 133 |
| Tabela 4.9 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW7. | 133 |
| Tabela 5.1 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço. | 137 |
| Tabela 5.2 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço (Continuação). | 138 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 5.3 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores internos. | 138 |
| Tabela 5.4 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão. | 138 |
| Tabela 5.5 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão (Continuação). | 139 |
| Tabela 5.6 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão. | 139 |
| Tabela 5.7 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos com ancoragem interna às barras de flexão. | 139 |
| Tabela 5.8 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com armaduras treliçadas. | 140 |
| Tabela 5.9 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço. | 140 |
| Tabela 5.10 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço (Continuação). | 141 |
| Tabela 5.11 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores internos. | 141 |
| Tabela 5.12 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão. | 142 |
| Tabela 5.13 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão. | 142 |
| Tabela 5.14 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão (Continuação). | 143 |
| Tabela 5.15 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos com ancoragem interna às barras de flexão. ... | 143 |
| Tabela 5.16 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas armaduras treliçadas. | 143 |
| Tabela 5.17 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas armaduras treliçadas (Continuação). | 144 |
| Tabela 6.1 – Resumo da calibração do método SMRC em função da ancoragem. | 182 |

LISTA DE SÍMBOLOS

Na lista seguinte constam os principais símbolos do trabalho, entretanto, outros símbolos são apresentados e explicados no decorrer da tese.

| | |
|--------------|---|
| a | Maior dimensão do pilar ou vão de cisalhamento; |
| A_{sw} | Área de aço da armadura de cisalhamento; |
| $A_{sw,1+2}$ | Média entre as áreas de aço da primeira e segunda camada de armadura de cisalhamento; |
| b | Menor dimensão do pilar; |
| c | Fissuras paralelas originárias de grandes deformações de cisalhamento; |
| c | Lado ou diâmetro do pilar; |
| C.V. | Coefficiente de Variação; |
| cc | Fissuras associadas ao arrancamento da ancoragem das barras de cisalhamento; |
| CR | Ponto de rotação da laje; |
| d | Altura útil da laje; |
| d_{ef} | Altura útil efetiva da laje; |
| DEL | Modo de ruptura por delaminação da armadura de cisalhamento; |
| d_g | Diâmetro máximo do agregado graúdo; |
| D.P. | Desvio padrão; |
| d_v | Altura útil utilizada em casos com superfície de ruptura partindo das diversas camadas de armadura de cisalhamento; |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto; |
| E_s | Módulo de elasticidade da armadura de flexão; |
| E_{sw} | Módulo de elasticidade da armadura de cisalhamento; |
| f | Fissura de fendilhamento; |
| f_b | Tensão de aderência na armadura de cisalhamento; |
| f_c | Resistência à compressão do concreto; |
| F_c | Força atuando no bloco de compressão do concreto devido ao momento; |
| f_c | Resistência à tração do concreto; |
| f_r | Fissura causada pelo momento radial seguidas de fissuras radiais em função do momento circunferencial; |
| FLEX | Modo de ruptura por flexão; |

| | |
|-------------------|---|
| F_s | Força atuando na armadura de flexão devido ao momento; |
| f_{t0} | Fissura tangencial contornando o pilar em função do momento radial; |
| $f_{t1} = f_{t2}$ | Fissuras tangenciais em função do momento radial; |
| F_u | Resistência ao arrancamento da ancoragem de armadura de cisalhamento; |
| f_{ys} | Tensão de escoamento da armadura de flexão; |
| f_{yw} | Tensão de escoamento da armadura de cisalhamento; |
| $f_{yw,ef}$ | Tensão de escoamento efetiva na armadura de cisalhamento; |
| h_{ef} | Comprimento efetivo de ancoragem da armadura de cisalhamento; |
| IN | Modo de ruptura cruzando a região da armadura de cisalhamento; |
| IN* | Modo de ruptura entre camadas da armadura de cisalhamento; |
| k | Parâmetro que considera o efeito de escala; |
| $k_{dg} = d_{dg}$ | Parâmetro que considera o tamanho do agregado; |
| k_{pb} | Coefficiente para controlar o incremento de resistência; |
| k_{sys} | Fator que leva em consideração o desempenho da armadura de cisalhamento; |
| k_{ψ} | Parâmetro que considera a rotação da laje; |
| L | Vão entre pilares de uma laje lisa; |
| l.n. | Linha neutra; |
| MAX | Ruptura por esmagamento da biela; |
| m_c | Momentos circunferenciais; |
| MÉD | Média; |
| m_r | Momentos radiais; |
| m_R | Momento resistente da laje; |
| m_S | Momento solicitante da laje; |
| n_s | Número de camadas de armadura de cisalhamento dentro da região colaborante; |
| OUT | Modo de ruptura fora da região da armadura de cisalhamento; |
| p | Fissura associada a pequenas delaminações do cobrimento do concreto se soltando das barras de flexão devido ao efeito pino; |
| PUN | Modo de ruptura por punção sem armadura de cisalhamento; |
| q_r | Esforço cortante distribuído equivalente no raio de inflexão dos momentos; |

| | |
|-----------------------|--|
| $r_0 = l_t$ | Raio da superfície de ruptura; |
| r_q | Raio de carregamento da laje; |
| r_{ys} | Raio de escoamento das barras de flexão da laje; |
| s | Comprimento da superfície de ruptura ou deslizamento longitudinal; |
| s_0 | Espaçamento entre a face do pilar e a primeira camada de armadura de cisalhamento; |
| s_c | Espaçamento circunferencial da última camada de armadura de cisalhamento; |
| s_r | Espaçamento entre os perímetros de armadura de cisalhamento; |
| V | Força aplicada na laje; |
| V_a | Força resistida pelo engrenamento dos agregados; |
| $V_c = V_{Rc}$ | Resistência à punção de lajes lisas sem armaduras de cisalhamento, Resistência da laje de referência, ou Contribuição da parcela resistente do concreto na punção; |
| V_{REF} | Resistência da laje de referência; |
| V_{cr} | Força resistida pela região íntegra de concreto; |
| $V_{cs} = V_{Res}$ | Resistência à punção de lajes lisas com superfície de ruptura cruzando as camadas de armaduras de cisalhamento; |
| V_{ct} | Força resistida pela tensão de tração no concreto; |
| V_{dow} | Força resistida pelo efeito pino da armadura de flexão; |
| V_{flex} | Resistência à flexão de lajes lisas; |
| V_m | Força de cisalhamento derivada do equilíbrio dos momentos solicitantes; |
| $V_{max} = V_{R,max}$ | Resistência à punção de lajes lisas com esmagamento do concreto adjacente ao pilar; |
| $V_{out} = V_{R,out}$ | Resistência à punção de lajes lisas com superfície de ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento; |
| $V_s = V_{sw}$ | Força resistida pela armadura de cisalhamento ou Contribuição da parcela resistente da armadura de cisalhamento na punção; |
| $V_u = V_R$ | Força de ruptura da laje; |
| u_0 | Perímetro do pilar; |
| $u_1 = b_0$ | Perímetro de controle à punção; |

| | |
|--------------------------|--|
| u_{out} | Perímetro de controle à punção para ruptura fora da região da armadura de cisalhamento; |
| w | Separação transversal ou Abertura de fissura; |
| x | Altura na linha neutra da laje; |
| α | Ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento; |
| β | Ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura; |
| $\delta = \delta_t$ | Deslocamento vertical; |
| \varnothing_f | Diâmetro da armadura de flexão; |
| \varnothing_w | Diâmetro da armadura de cisalhamento; |
| ε | Deformação; |
| ε_c | Deformação do concreto; |
| ε_{ct} | Deformação última de tração do concreto; |
| ε_{cu} | Deformação última de compressão do concreto; |
| ε_s | Deformação na armadura de flexão; |
| $\varepsilon_{t,avg}$ | Deformação média na armadura de flexão; |
| ε_{ys} | Deformação de escoamento da armadura de flexão; |
| η_c | Fator que reduz a contribuição do concreto; |
| η_s | Fator que reduz a contribuição do aço da armadura de cisalhamento; |
| θ | Ângulo da superfície de ruptura; |
| v | Fator de redução da eficiência da resistência à compressão do concreto da biela; |
| v_{min} | Tensão resistente mínima para o caso de taxas de armadura de flexão muito baixas; |
| ρ | Média geométrica da taxa de armadura de flexão nas duas direções; |
| ρ_w | Taxa de armadura de cisalhamento; |
| ρ_x | Taxa de armadura de flexão na direção x; |
| ρ_y | Taxa de armadura de flexão na direção y; |
| σ_{ct} | Tensão de tração no concreto na superfície de ruptura; |
| $\sigma_s = \sigma_{sw}$ | Tensão na armadura de cisalhamento; |
| τ_R | Tensão resistente atuando no perímetro de controle; |
| ψ | Rotação da laje; |

1. INTRODUÇÃO

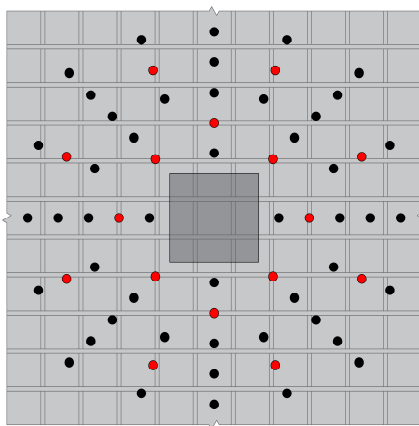
A ruptura por punção em estruturas de concreto armado é um modo de ruptura frágil que podem causar grandes acidentes com a possibilidade de colapso progressivo. Ligações radier-pilar, sapata-pilar e laje-pilar, assim como carregamentos pontuais aplicados em placas de concreto armado estão suscetíveis a ruptura por punção. Normalmente, a estratégia técnica mais eficiente para aumentar a ductilidade e resistência à punção é com a utilização de armaduras de cisalhamento.

Para garantir a eficácia destas, é comum que as recomendações técnico-normativas requeiram que os detalhamentos das ancoragens das barras de cisalhamento envolvam as barras de flexão tracionadas e comprimidas ou que sua ancoragem esteja na altura das barras de flexão, para o caso de conectores de aço como *stud rails* e *double headed studs*. Para garantir a ductilidade da ligação, as recomendações indicam formas de determinar que haja uma área de aço mínima para a armadura de cisalhamento agindo em conjunto com as parcelas resistentes do concreto.

Para a ABNT NBR 6118 (2014) e *fib Model Code 2010* (2013), em uma ligação laje-pilar, deve-se garantir uma área de aço de cisalhamento, em no mínimo 3 camadas de armadura, em que uma força igual ou maior que 50% da força solicitante seja resistida apenas pela armadura de cisalhamento. Para o ACI 318 (2019), quando utilizados, *double headed studs* ou *stud rails*, a área de aço de armadura de cisalhamento mínima em uma região da face do pilar até uma distância de d da face do pilar deve equilibrar uma força maior ou igual a metade da força resistida pelo concreto sem armadura de cisalhamento. A ficha de aprovação técnica para *double headed studs* da Europa EOTA ETA 12/0454 (2012) indica que, quando necessário, a área de aço mínima dentro de uma região até $1,125 d$ da face do pilar seja pelo menos o suficiente para equilibrar uma força igual a força resistida pelo concreto sem armadura de cisalhamento.

Em sistemas construtivos onde lajes de concreto armado são apoiadas diretamente em pilares, nas ligações laje-pilar ocorre uma concentração dos momentos máximos e cortante máximos nas proximidades do pilar. A concentração de armadura de flexão nesta região somada com as elevadas taxas de armadura de cisalhamento mínima e as regras de detalhamento da ancoragem da armadura de cisalhamento podem favorecer interferências entre as barras de flexão e cisalhamento.

A Figura 1.1a ilustra uma sobreposição que pode ocorrer nos detalhamentos da armadura de flexão e da armadura de cisalhamento de uma ligação laje-pilar. Na figura, os *studs* em vermelho apresentariam interferência com as barras de flexão e necessitariam de adaptações *in loco*. A Figura 1.1b apresenta uma imagem da ligação laje-pilar de um edifício multifuncional (residencial e comercial) com armadura de cisalhamento. Segundo JORDAH (2017), a armadura de cisalhamento é composta por *Double Headed Studs* distribuídos com arranjo radial em lajes esbeltas, com espessura de 180 mm, dimensionada para aumentar a resistência à punção em 90%. Ainda na Figura 1.1b, é possível notar que adaptações foram realizadas *in loco* para evitar as interferências entre as barras de flexão e cisalhamento, como reduzir o cobrimento da cabeça dos *Double Headed Stud* e mudança de estacamento das armaduras de flexão.



a) Interferências entre as barras de cisalhamento e flexão



b) *Double Headed Studs* distribuídos radialmente (JORDAHL, 2017)

Figura 1.1 – Interferências entre barras de flexão e cisalhamento em ligação laje-pilar.

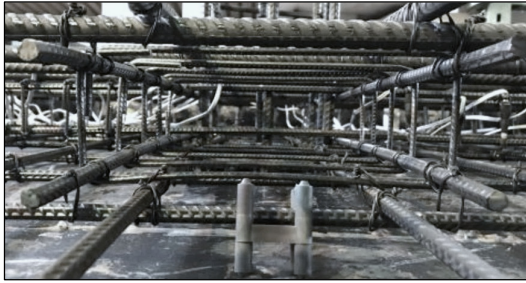
Embora ANDRA *et al.* (1979) indique que o arranjo radial da armadura de cisalhamento seja o que melhor distribui as barras de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura, esta é a distribuição que está mais suscetível a interferências com as barras de flexão. O ACI 318 (2019) recomenda que a armadura de cisalhamento tenha um arranjo em cruz, que pode reduzir os conflitos, porém limita o acréscimo de resistência da ligação devido à baixa resistência à punção fora da região das armaduras provocada por esta distribuição.

CALDENTEY *et al.* (2013) apresenta a prática espanhola de detalhamento de estribos para punção, a qual vem ganhando popularidade no Brasil. Este detalhamento consiste em módulos de estribos fechados posicionados entre as armaduras de flexão comprimidas e tracionadas sem necessariamente envolver estas barras. Este tipo de armadura vem sendo investigado também em uma bateria de 20 ensaios na UNB por PALHARES (2018), OLIVEIRA (2021) e LIMA (2021).

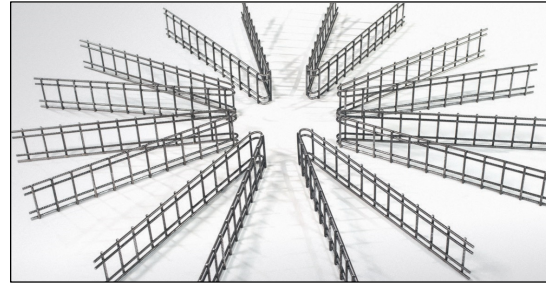
Um tipo de módulo de armadura de cisalhamento desconectados das barras de flexão também são comercializados pela empresa austríaca *ALPENLANDISCHE VEREDELUNGS-INDUSTRIE* (AVI) chamada *Riss Star*. REGAN e SAMADIAN (2001) descrevem esta armadura como barras nervuradas verticais pouco espaçadas soldadas nas extremidades em pares de barras nervuradas horizontais dobradas em forma de “V”

PARK *et al.* (2007) apresenta perfis treliçados como alternativa para o acréscimo de resistência e ductilidade de ligações laje-pilar. Esta armadura, originalmente concebida para manter a rigidez de pré-lajes de estruturas de pré-moldadas de concreto com seção parcial, apresentou desempenho similar a *double headed studs*. FURCHE, SIBURG e BAUERMEISTER (2017) desenvolveram uma armadura treliçada para punção chamada de *filigran* e comercializada pela empresa alemã *Filigran Trägersysteme GmbH & Co.* Esta armadura vem previamente posicionada em sistemas de pré-laje, evitando improvisação durante a execução. A Figura 1.2 apresenta os tipos de armadura desconectadas citados.

As armaduras de cisalhamento desconectadas da armadura de flexão têm a vantagem de não necessariamente envolverem as barras de flexão, ganhando produtividade e evitando interferências no posicionamento das barras. Uma das principais desvantagens para esta estratégia de detalhamento é a ausência de normalização ou recomendação técnica que orientem e passem segurança ao projetista, com exceção do *filigran*, o qual tem um relatório técnico (EOTA, 2017) que orienta seu detalhamento, arranjo e metodologia de cálculo. Orientações de detalhamento são necessárias para evitar um modo de ruptura por falha de ancoragem da armadura de cisalhamento, conhecida como delaminação, observada em ensaios experimentais com modelos ligações laje-pilar por REGAN e SAMADIAN (2001), HASSAN, AHMED e BENMOKRANE (2015) e BROMS (2019).



a) Estribo fechado pela prática espanhola
(Adaptado de PALHARES, 2018)



b) *Riss star*
(AVI, 2016)



c) Treliças como armadura de punção
(PARK *et al.*, 2007)

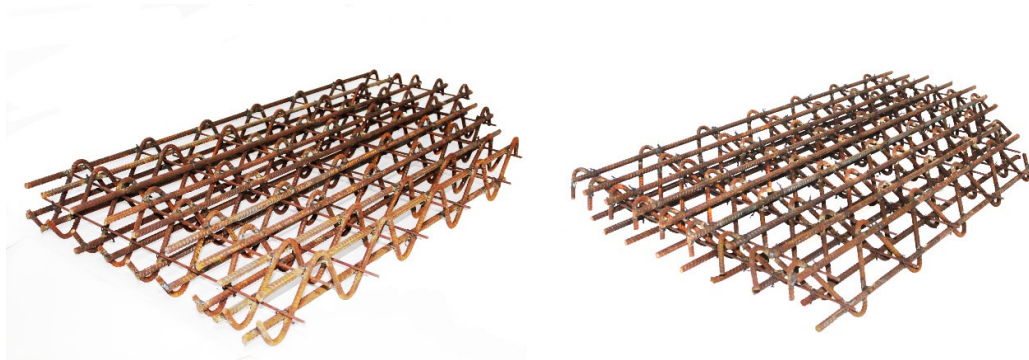


d) *Filigran*
(FURCHE e BAUERMEISTER, 2006)

Figura 1.2 – Tipos de armadura de cisalhamento desconectada da armadura de flexão.

Neste contexto, esse trabalho apresenta o desempenho de um novo tipo de armadura de cisalhamento para ligações laje-pilar de lajes lisas. Esta armadura consiste em treliças planas pré-fabricadas unidas em módulos montados independente das barras de flexão e serão chamados ao longo do trabalho de estribos treliçados pré-fabricados. Estes estribos também são utilizados em conjunto com armaduras complementares em forma de ganchos “U” que auxiliam no combate à delaminação. Os primeiros resultados desta armadura foram realizados por FERREIRA *et al.* (2016), TAPAJOS (2017) e PINTO (2019) em vigas chatas de concreto armado para investigar o desempenho destes estribos sob cisalhamento unidirecional. Neste trabalho serão apresentadas investigações do desempenho dos estribos treliçados pré-fabricados como armadura de cisalhamento para aumentar a resistência à punção de ligações laje-pilar. O seu desempenho foi investigado e comparado com recomendações e normas de projeto para lajes lisas armadas à punção. Por fim, será proposto uma adaptação do método de FERREIRA (2010) para que possa ser verificada a resistência à punção de ligações laje-pilar armadas com estribos treliçados

pré-fabricados e outros tipos de armaduras de cisalhamento internas às barras de flexão. Além disso A Figura 1.3 mostra imagens de módulos de estribos treliçados pré-fabricados.



a) Módulo 90°

b) Módulo 60°

Figura 1.3 – Módulos de estribos Treliçados Pré-Fabricados.

1.1. MOTIVAÇÃO

A concentração de barras de cisalhamento e flexão nas proximidades da ligação laje-pilar favorece o surgimento de interferências entre as barras. YAMADA, NANNI e ENDO (1992), REGAN e SAMADIAN (2001), ELIGEHAUSEN *et al.* (2003), PARK *et al.* (2007), HAUSLER (2009), TRAUTWEIN *et al.* (2011), CALDENTHEY *et al.* (2013), FURCHE, SIBURG e BAUERMEISTER (2017), EOM *et al.* (2018) e FURCHE e SCHMIDT (2019) trabalharam no desenvolvimento de armaduras que não precisassem envolver, evitando eventuais interferências e ganhando produtividade.

A maior desvantagem de utilizar armaduras de cisalhamento desconectadas das barras de flexão são a falta de normalização de seu detalhamento e a possibilidade de ruptura por delaminação. Neste sentido, este trabalho busca contribuir com a apresentação de um novo tipo de armadura desconectada de barras de flexão com ganchos complementares para afastar a possibilidade de delaminação. Além de uma proposta de adaptação do método de FERREIRA (2010) para que a resistência à punção de lajes com armaduras de cisalhamento com ancoragem interna às barras de flexão possa ser estimada.

1.2. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar experimentalmente o comportamento e desempenho de estribos treliçados pré-fabricados como armadura de cisalhamento em lajes lisas para aumentar a resistência à punção. A investigação se deu por meio de modelos experimentais de ligações laje-pilar submetidos a carregamento simétrico. Com os resultados experimentais obteve-se o desempenho deste estribo para os modos de ruptura de esmagamento por compressão diagonal e tração diagonal dentro da região da armadura de cisalhamento.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Verificar a resistência máxima de ligações laje-pilar armadas com conectores de aço bem ancorados para serem referência de limite máximo de resistência;
- Avaliar se concentrar armaduras de cisalhamento próximas ao pilar mantem o desempenho no limite máximo de resistência de lajes armadas com conectores de aço;
- Verificar a resistência máxima de ligações laje-pilar armadas com estribos treliçados pré-fabricados com inclinação entre o plano da treliça e o plano horizontal em 90°;
- Verificar o efeito da inclinação do plano dos estribos em relação ao plano horizontal em 60° na eficiência máxima desta armadura;
- Verificar o desempenho dos estribos treliçados pré-fabricados inclinados a 60° com a superfície de ruptura cruzando a região armada ao cisalhamento com taxas de armadura de cisalhamento mais próximas de taxas usuais ($\approx 0,5\%$ e $0,7\%$);
- Avaliar se concentrar armaduras de cisalhamento próximas ao pilar mantém o desempenho de estribos treliçados pré-fabricados inclinados a 60° em ligações laje-pilar;
- Investigar parâmetros de comportamento através de instrumentação como deformações internas ao concreto, necessidade de ganchos complementares em “U” e variação de deformações ao longo da altura das barras da armadura de cisalhamento ao longo das camadas;
- Avaliar a segurança do dimensionamento de estribos treliçados pré-fabricados através das normas de dimensionamento correntes;
- Comparar os resultados destes experimentos com trabalhos obtidos na literatura;

- Avaliar a segurança de vários tipos de armadura de cisalhamento obtidos na literatura ao serem dimensionados pelas normas de dimensionamento correntes;
- Propor uma adaptação do método apresentado por FERREIRA (2010) para diversos tipos de armadura de cisalhamento com ancoragem interna às barras de flexão.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta tese é composta por sete capítulos mais Referências Bibliográfica conforme descritos sucintamente a seguir.

O *capítulo 1* introduz a problemática tratada nesta tese, assim como apresenta a motivação e objetivos.

O *capítulo 2* é uma breve revisão da literatura com as recomendações normativas para dimensionamento e verificação da resistência de ligações laje-pilar armadas à punção, uma descrição dos possíveis modos de ruptura de ligações laje-pilar armadas à punção, uma apresentação dos possíveis arranjos e tipos de armaduras de cisalhamento aplicadas em lajes lisas e por fim uma descrição dos estribos treliçados pré-fabricados avaliados nesta pesquisa.

O *capítulo 3* apresenta o programa experimental executado no laboratório de estruturas do campus de Tucuruí da Universidade Federal do Pará, mostrando suas características, variáveis estudadas, sistema de ensaio, instrumentação e características dos materiais. Os modelos experimentais apresentados neste capítulo também fazem parte dos trabalhos de mestrado de Marcus Freitas (FREITAS, 2018) e Denilda Costa (COSTA, 2021.1).

O *capítulo 4* mostra os resultados dos experimentos ensaiados nesta pesquisa. Dentre esses resultados estão descolamentos verticais, deformações devido a flexão, deformações internas no concreto, deformações nas armaduras de cisalhamento e cargas últimas e comparação com previsões de normas. Os resultados apresentados neste capítulo também fazem parte dos trabalhos de mestrado de Marcus Freitas (FREITAS, 2018) e Denilda Costa (COSTA, 2021.1).

O *capítulo 5* contém uma avaliação do desempenho dos diversos tipos de armaduras de cisalhamento e da segurança destes tipos de armaduras de cisalhamento quando

dimensionados através das normas a partir de resultados experimentais encontrados na literatura com lajes armadas. Os resultados apresentados neste capítulo também fazem parte dos trabalhos de mestrado de Mayara Costa (COSTA, 2021.2).

O *capítulo 6* contém uma proposta de adaptação para o método da superfície de menor resistência ao cisalhamento aplicado para diversos tipos de armadura de cisalhamento. Parte dos resultados apresentados neste capítulo também fazem parte dos trabalhos de mestrado de Alex Nascimento (NASCIMENTO, 2020).

O *capítulo 7* contém as conclusões desta tese.

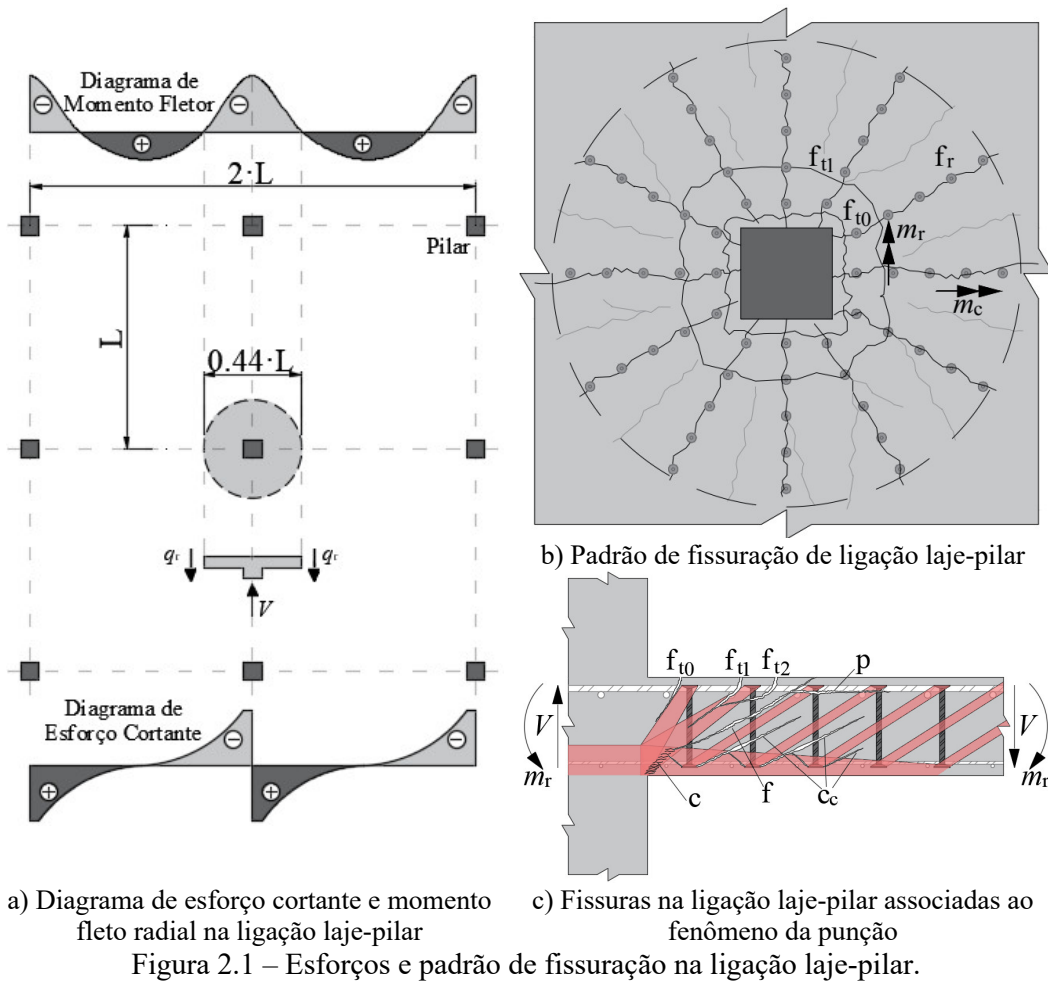
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A ruptura por punção normalmente é associada ao sistema de lajes lisas devido às concentrações de esforços cortantes e momentos negativos de alta intensidade na ligação laje-pilar como ilustrado na Figura 2.1a. Na etapa de projeto é possível adotar algumas medidas para evitar a ruptura por punção, como aumentar a seção transversal do pilar, a espessura da laje, a utilização de capitéis, aumentar a taxa de armadura de flexão, a resistência do concreto e a utilização de armaduras de cisalhamento. Aumentar a seção do pilar e utilizar ábacos e capitéis são soluções normalmente consideradas inadequadas, por produzir incompatibilidades arquitetônicas. Aumentar a espessura da laje aumentando o peso próprio da estrutura, pois aumenta o peso próprio da estrutura elevando as cargas nas fundações. Aumentar a resistência do concreto e a taxa de armadura de flexão são opções pouco eficientes e para alguns casos não é prático. Sendo assim, a solução técnico-econômico considerada mais eficiente é a utilização de armaduras de cisalhamento.

O padrão de fissuração observado na superfície tracionada da laje é influenciado por momentos radiais (m_r) e circunferenciais (m_c) atuantes na ligação laje-pilar. A Figura 2.1b apresenta uma ilustração do padrão de fissuração de uma ligação laje-pilar bidirecional, em um pilar interno e sem desbalanceamento de momentos. Como observado nos ensaios de MUELLER *et al.* (1984) as primeiras fissuras que surgem é uma fissura tangencial contornando o pilar (f_{t0}) causada pelo momento radial seguidas de fissuras radiais (f_r) em função do momento circunferencial. Quando a laje é armada ao cisalhamento, essas fissuras f_r tendem surgir próximas ou se sobrepondo a linha das armaduras de cisalhamento como observado na série de ensaios de BEUTEL (2002). Segundo BALOGH e ELIGEHAUSEN (1995) as barras de cisalhamento podem funcionar como vazios no concreto, gerando zonas de fragilidade, favorecendo o surgimento dessas fissuras e prejudicando a ancoragem da extremidade posicionada próximo da zona fissurada. Por fim, outras fissuras tangenciais vão surgindo (f_{t1} , f_{t2}) em níveis de carregamento próximos à carga de ruptura.

Segundo SIMÕES, RUIZ e MUTTONI (2018), outras fissuras podem estar associadas com a punção além das f_{t0} e f_{t1} . As fissuras f_{t0} , f_{t1} e f_{t2} já citadas são fissuras decorrentes de esforços de flexão que surgem na face tracionada e seguem em direção a face comprimida. As fissuras tipo c, formada por várias pequenas fissuras paralelas, são fissuras originárias de grandes deformações de cisalhamento e tendem a se formar

próximo da carga de ruptura em lajes sem armadura de cisalhamento na proximidade da face pilar. Fissuras tipo *f* são fissuras de fendilhamento que surgem de forma instável próximas da região do pilar e se propagam em direção as armaduras de flexão tracionadas. As fissuras tipo *p* estão associadas a pequenas delaminações do cobrimento do concreto se soltando das barras de flexão devido ao efeito pino. Fissuras do tipo *cc* estão associadas ao arrancamento da ancoragem das barras de cisalhamento, associado à resistência ao arrancamento através da falha do cone de concreto por REGAN (2000).



Ainda segundo SIMÕES, RUIZ e MUTTONI (2018), as fissuras de flexão podem governar o ângulo da superfície de ruptura com a ruína ocorrendo quando a fissura de flexão se une a fissura de cisalhamento tipo *c*. Em outros casos também é possível observar a superfície de ruptura sendo governada pela união das fissuras de fendilhamento

f e as fissuras de cisalhamento c , gerando superfícies de ruptura menos ingrimas. Quando armadas ao cisalhamento a superfície de ruptura também pode ser gerada pelo prolongamento das fissuras cc saindo da ancoragem da extremidade inferior das barras de cisalhamento. Assim a ruína por punção pode ser associada a várias superfícies de ruptura possíveis, a qual vai ser governada pela superfície de ruptura de menor resistência segundo FERREIRA (2010).

Ao longo dos anos, muitos modelos foram propostos para estimar a resistência à punção de uma ligação laje-pilar e explicar os mecanismos associados a este modo de ruptura. Um dos primeiros a propor um modelo mecânico para punção foi KINNUNEN e NYLANDER (1960). Esse modelo considera que a região puncionada da laje é dividida pelas fissuras f_r gerando segmentos rígidos radiais (Figura 2.2a) e que o eixo neutro destes segmentos sofre rotação em relação a um ponto CR próximo a face do pilar a uma altura igual a altura da linha neutra, como na Figura 2.2b. Inicialmente, a ruptura estava associada a níveis de deformação críticos em uma biela cônica imaginária (Ilustrada na Figura 2.2c) obtidos experimentalmente.

ANDERSSON (1963) foi o primeiro trabalho a considerar o uso de armaduras de cisalhamento no modelo mecânico de KINNUNEN e NYLANDER (1960), ilustrado na Figura 2.2d. Este considera a possibilidade de outros dois modos de ruptura quando armadas ao cisalhamento: uma com a superfície de ruptura cruzando a armadura de cisalhamento e outra com ruptura fora da região armada ao cisalhamento. Porém o autor estima que lajes suficientemente armadas ao cisalhamento afastam a possibilidade de ruptura com a superfície de ruptura cruzando a armadura de cisalhamento. Assim, ANDERSSON (1963) apenas sugere a verificação para a ruptura fora da região da armadura de cisalhamento e na deformação do concreto com a biela passando abaixo da armadura de cisalhamento. O autor chega a essa conclusão, pois a armadura de cisalhamento utilizada em sua pesquisa, conhecidas como barras dobradas, não permitiam a utilização de muitas camadas, normalmente limitando a resistência da ligação laje-pilar a ruptura fora das camadas de armadura.

GOMES e REGAN (1999) também propõem um modelo mecânico para lajes com armadura de cisalhamento baseado no modelo de KINNUNEN e NYLANDER (1960). Para os autores, além dos segmentos rígidos, a laje também apresenta uma cunha de concreto separada do segmento rígido por uma fissura de cisalhamento de 25° , conforme

ilustrado na Figura 2.2e. Os modos de ruptura considerados pelos autores são: um quando a fissura de cisalhamento alcançar a face comprimida próxima ao pilar; pela verificação da região fora da região das armaduras com uma superfície afastada em $1,35 d$ da última camada de armadura de cisalhamento; e pela falha através do escorregamento da ancoragem das barras de cisalhamento interceptadas pela fissura de cisalhamento.

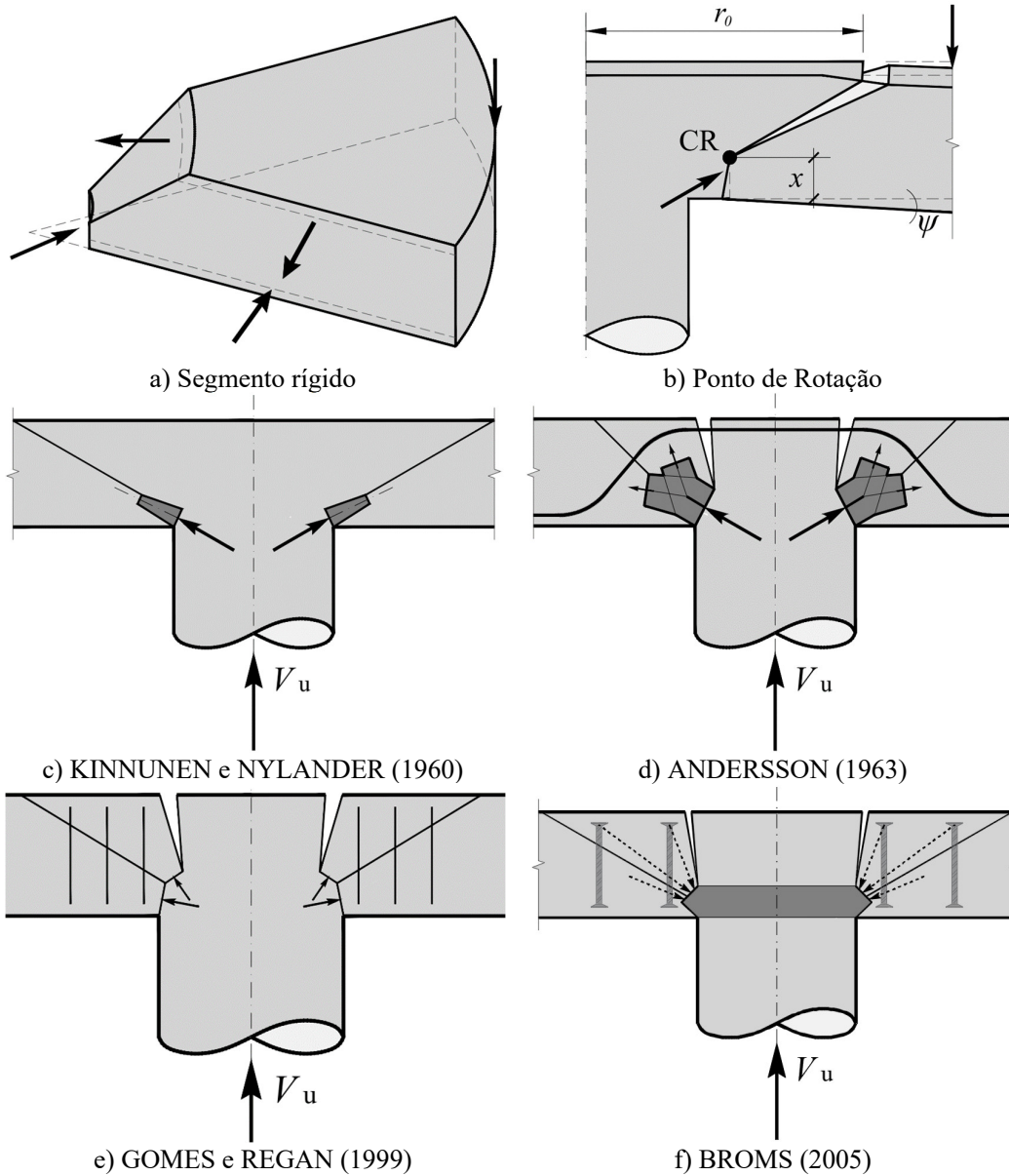


Figura 2.2 – Modelo mecânico de KINNUNEN e NYLANDER (1960) e adaptações com armadura de punção.

Por fim, BROMS (2005) assume que o carregamento aplicado na laje é transferido ao pilar através de uma zona comprimida de altura igual a altura da linha neutra adjacente à ligação laje-pilar de forma similar à biela cônica proposta originalmente por KINNUNEN e NYLANDER (1960), conforme ilustrado na Figura 2.2f. A esta zona comprimida é chamada de “pilar principal” (*column capital*) pelo autor e a ruptura por punção ocorre quando a capacidade resistente à compressão radial e circunferencial do pilar principal são alcançados. Para BROMS (2005) a resistência à punção aumenta com armaduras de cisalhamento pois as bielas que transferem a carga para o pilar principal interno se tornam mais íngremes, favorecendo a resistência do concreto.

MENETREY (2002) propõe um modelo analítico para verificar a resistência à punção de ligações laje-pilar desenvolvido a partir de simulações numéricas. Neste modelo, a resistência da ligação laje-pilar é estimada a partir de uma interação entre a resistência à punção e à flexão da ligação laje-pilar, com a interação sendo influenciada pelo ângulo da superfície de ruptura (θ). Assim, θ pode variar de 30° a 90° , onde 30° representa a ruptura por punção, 90° ruptura por flexão e qualquer ângulo intermediário representa uma interação entre os dois fenômenos.

A resistência à flexão é estimada em função da altura útil, taxa de armadura de flexão da laje, resistência à compressão do concreto, dimensões do pilar e raio de inflexão dos momentos. A resistência à punção é estimada pela soma das parcelas verticais de todas as armaduras que cruzem a superfície de ruptura (podendo ser armadura de flexão, cisalhamento ou protensão) somada com a componente vertical da resistência à tração do concreto, como ilustrado na Figura 2.3. Assim, a estimativa de resistência da ligação laje-pilar pode ser encontrada iterativamente variando θ até encontrar a superfície de menor resistência.

BIRKLE (2004), continuando os trabalhos de LOOV (1998), DILGER (2000) e DECHKA (2001), apresenta uma proposta para utilizar as equações do *shear friction* para superfícies de ruptura em qualquer ângulo θ . Quando a superfície de ruptura intercepta barras de cisalhamento as forças das parcelas resistentes do concreto, prevista pelo modelo de *shear friction*, e do aço das barras de cisalhamento, limitadas pela resistência à falha de ancoragem através arrancamento do cone de concreto. A Figura 2.4 ilustra as possíveis superfícies de ruptura investigadas. As limitações de θ são de no mínimo 27° e

no máximo 90°. A utilização desse método não é simples e requer de implementação em linguagem de programação para seja viável fazer todas as verificações possíveis.

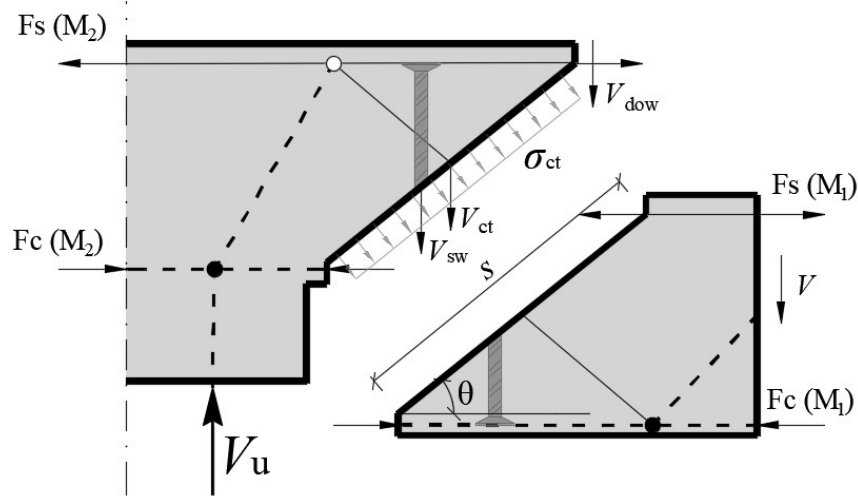


Figura 2.3 – Modelo analítico de MENETREY (2002).

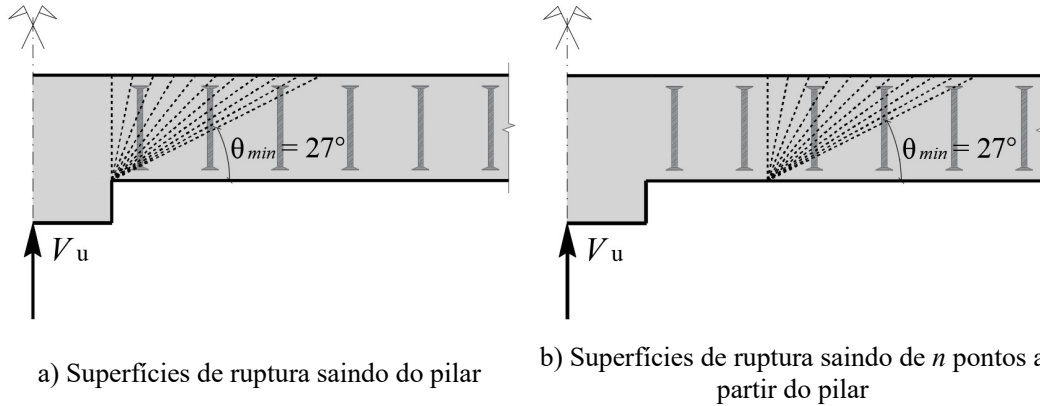


Figura 2.4 – Método *Shear friction* com superfície de ruptura iterativa (BIRKLE, 2004).

Assumindo hipóteses simplificadoras aos procedimentos com superfície de ruptura iterativa, FERREIRA (2010) conseguiu reduzir o número de superfícies investigadas sem perder acurácia e precisão de suas estimativas. O autor denomina o procedimento de Método da Superfície de Menor Resistência ao Cisalhamento Simplificado e ele admite a hipótese que a parcela resistente do aço pode ser determinada apenas com a força de escoamento das barras interceptadas pela superfície de ruptura, superestimando a

capacidade de ancoragem em situações de baixo comprimento de ancoragem. A Figura 2.5 ilustra as superfícies de ruptura investigadas pelo método simplificado.

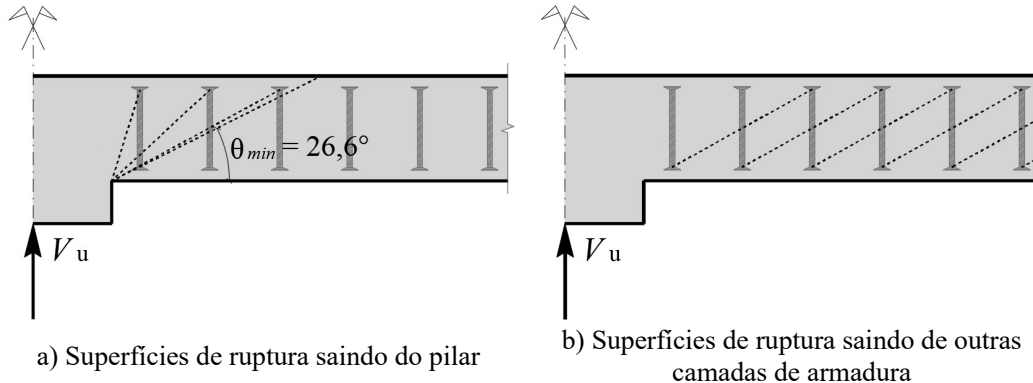


Figura 2.5 – Método da superfície de menor resistência ao cisalhamento simplificado (FERREIRA, 2010).

MUTTONI e SCHWARTZ (1991), MUTTONI (2008) e RUIZ e MUTTONI (2009) apresentam uma teoria denominada Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, a qual retoma a ideia dos modelos de KINNUNEN e NYLANDER (1960) que a rotação da laje influencia na resistência à punção da ligação laje pilar. Para esta teoria, a força cisalhante é transmitida ao pilar através de uma biela adjacente ao pilar, ilustrada na Figura 2.6a. A resistência ao cisalhamento da biela reduz conforme uma fissura inclinada a 45° se propaga ao longo da biela como uma função da abertura dessa fissura crítica de cisalhamento. Por sua vez, a abertura de fissura é função da rotação da laje vezes a altura útil da laje e seu aumento de abertura reduz a resistência da biela até a eventual ruptura por punção.

Segundo RUIZ e MUTTONI (2009), a armadura de cisalhamento, posicionada de modo a ser interceptada pela fissura crítica de cisalhamento (Ver Figura 2.6b), é solicitada contribuindo com a resistência à punção proporcionalmente à abertura da fissura, conseqüentemente proporcional à rotação da laje. Para verificação da resistência, a parcela resistente do concreto é somada a parcela da armadura de cisalhamento, a primeira inversamente e a segunda diretamente proporcional à rotação da laje. A teoria da fissura crítica de cisalhamento também apresenta propostas para a verificação do esmagamento

da biela e para ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento, ambos em função da rotação da laje.

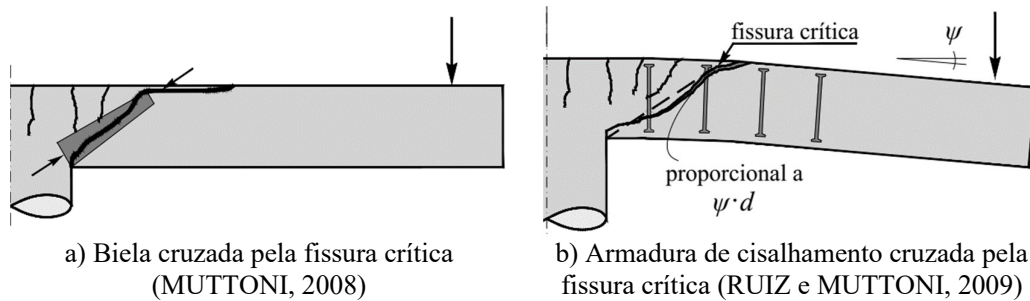


Figura 2.6 – Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento.

Para SIMÕES, RUIZ e MUTTONI (2018) a rotação da laje não é a única movimentação importante para entendermos o fenômeno da punção, embora os autores ainda afirmem que a rotação seja a responsável pela abertura da fissura crítica e conseqüentemente pela resistência da laje. Sendo assim a movimentação da laje na ruptura é governada pela rotação tanto quanto pela deformação de cisalhamento desenvolvido por um corpo deformável localizado próximo a face do pilar, como indicado na Figura 2.7. Esta distorção observada no corpo deformável é apontada como a causa da descompressão observada nas leituras de deformação na superfície inferior próxima ao pilar do concreto em cargas elevadas.

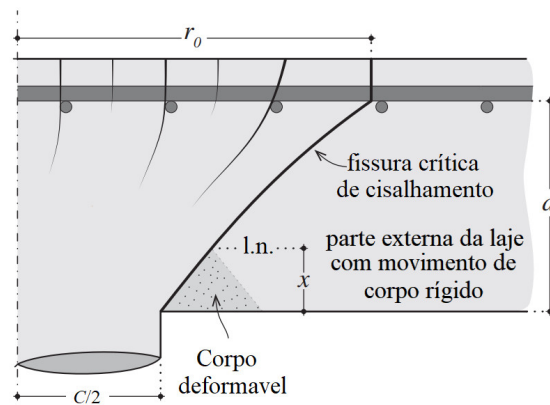


Figura 2.7 – Localização do corpo deformável ao cisalhamento (SIMÕES, RUIZ e MUTTONI, 2018).

A Teoria da Deformação Bi Paramétrica (*Two-Parameter Kinematic Theory*), proposta em KUERES e HEGGER (2018) e KUERES, SCHMIDT e HEGGER (2019), diz que a deformada de uma ligação laje-pilar rompendo por punção pode ser estimada em função de dois graus de liberdade: $\varepsilon_{t,avg}$ (deformação de flexão) e δ_t (deslocamento vertical), como ilustrado na Figura 2.8a. Conhecendo a deformada da laje, a teoria permite calcular a contribuição dos parâmetros que contribuem na resistência à punção como a resistência residual à tração do concreto (V_{ct}), efeito pino (V_{dow}), engrenamento dos agregados (V_a) e a resistência ao cisalhamento da região íntegra de concreto (V_{cr}). A soma destas parcelas é o que é comumente chamado de parcela resistente do concreto.

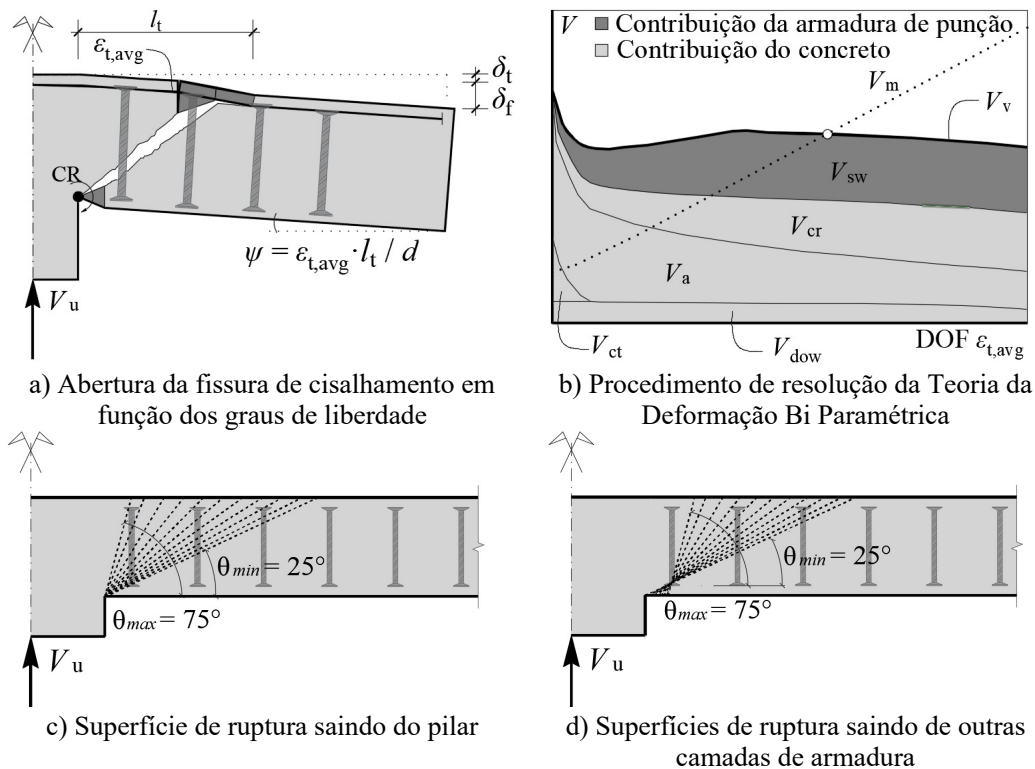


Figura 2.8 – Teoria da Deformação Bi Paramétrica (KUERES, SCHMIDT e HEGGER,2019).

Quando armada ao cisalhamento, a contribuição da armadura é considerada em função do deslocamento vertical da superfície de ruptura, com a armadura sendo ativada de forma estável sendo considerada no modelo a qualidade da ancoragem, o tipo de armadura de cisalhamento e o escorregamento da extremidade da ancoragem. A Figura 2.8b ilustra a

contribuição de cada mecanismo de resistência de forma acumulada, onde a estimativa é obtida através interceptação da soma da resistência de todos os fatores com a tendência da força de cisalhamento derivada do equilíbrio dos momentos solicitantes (V_m). Vale ressaltar que a parcela da armadura de cisalhamento é influenciada pelo ângulo da superfície de ruptura, assim, a resistência a punção é governada pela superfície de ruptura de menor resistência dentre as superfícies verificadas (Ver Figura 2.8c e 2.8d).

2.1. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR

As recomendações normativas como as normas ACI 318 (2019), ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2014), o *fib* Model Code 2010 (2013) e o projeto de revisão do Eurocode 2 (2018) assumem que a resistência à punção de lajes lisas sem armaduras de cisalhamento ($V_{R,c}$) pode ser estimada com base em uma tensão resistente (τ_R) atuando em uma área de controle ($u_1 \cdot d$). No caso de lajes com armaduras de cisalhamento as normas orientam que devem ser checadas as possibilidades de ruptura: dentro da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,cs}$); fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,out}$); ou ainda devido ao esmagamento da biela próxima ao pilar ($V_{R,max}$).

2.1.1. ACI 318 (2019)

O ACI 318 (2019) estima que a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento deve ser determinada por meio de uma tensão resistente aplicada em um perímetro de controle afastado do pilar a uma distância igual a $d/2$, com uma superfície média posicionada no meio da fissura de punção sendo considerada uma inclinação igual a 45° . A Figura 2.9 mostra o perímetro de controle correspondente ao recomendado pelo ACI 318 (2019).

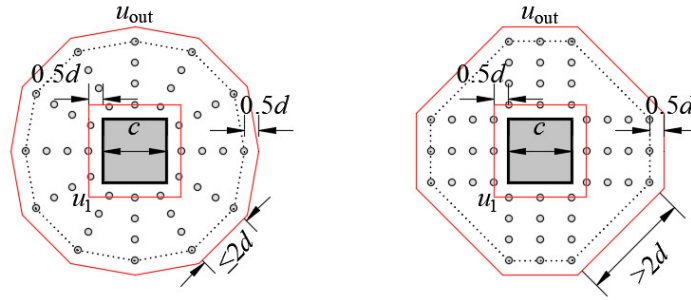


Figura 2.9 – Critérios de detalhamento (Adaptado ACI 318, 2019).

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

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

Onde:

k é um parâmetro que considera o efeito de escala, obtido através de $k = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} \leq 1.0$

, com d em mm;

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

u_1 é o perímetro de controle em mm, quando o pilar for circular deve ser usar um pilar quadrado de área equivalente;

d é a altura útil da laje em mm.

a é a maior dimensão do pilar

b a menor dimensão do pilar.

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

$$V_{Res.ACI} = \left(\frac{s_f}{d}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta + \left\{ \begin{array}{l} 0,17 \cdot k \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow \text{estribo} \\ 0,25 \cdot k \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,17 \cdot k \cdot \left(1 + \frac{2}{\left[\frac{a}{b}\right]}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,083 \cdot k \cdot \left(\frac{40 \cdot d}{u_1} + 2\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \end{array} \right\} \min \rightarrow stud \quad (2.2)$$

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

$$V_{Rmax.ACI} = \left\{ \begin{array}{l} 0,50 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow \text{estribos} \\ 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \rightarrow \text{studs} \end{array} \right. \quad (2.4)$$

Onde:

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

α é o ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento;

β é o ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura;

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

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

u_{out} é o perímetro de controle afastado $d/2$ da região das armaduras de cisalhamento, como mostra a Figura 2.9.

k pode ser considerado igual à 1 na Equação 2.2 caso a armadura de cisalhamento obedeça às regras de detalhamento do ACI.

2.1.2. Eurocode 2 (2014)

As recomendações do CEN EN 1992-1-1 também, conhecido como Eurocode 2, para o dimensionamento de lajes lisas são divididas em três documentos, sendo eles: CEN EN 1992-1-1 (2004), CEN EN 1992-1-1/AC (2010) e BSI BS EN 1992-1-1:2004/A1 (2014). A verificação da resistência à punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento deve ser feita em um perímetro de controle afastado $2d$ da face do pilar ou área carregada, considerando uma inclinação hipotética da fissura de punção igual a $26,6^\circ$, conforme ilustrado Figura 2.10.

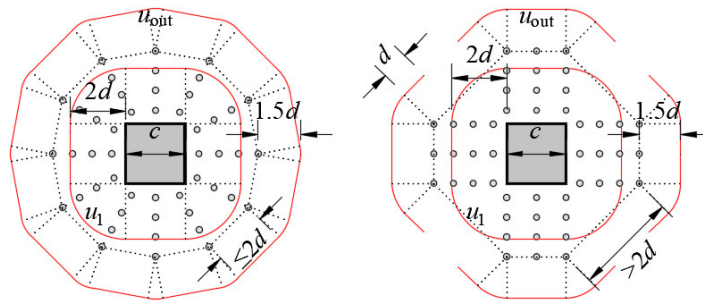


Figura 2.10 – Perímetro de controle do Eurocode2 (Adaptado de EC2, 2014).

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

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

Onde:

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

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

f_c é a resistência à compressão do concreto;

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

d é a altura útil da laje.

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

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

Para lajes com armadura de cisalhamento esta norma também recomenda a verificação de três possíveis modos de ruptura, sendo V_{Rcs} calculado pela Equação (2.6) que considera 75% da resistência à punção em lajes sem armadura de cisalhamento somado à força resultante do aço dentro da área de influência do perímetro de controle que contribuem na resistência à punção; V_{Rout} expresso pela Equação (2.7) que recomenda o uso da tensão resistente à punção em um perímetro afastado em $1,5 \cdot d$ da região da armadura de cisalhamento ilustrado na Figura 2.17; e V_{Rmax} pela Equação (2.8).

$$V_{Rcs.EC2} = 0,75 \cdot V_{Rc.EC2} + 1,5(s_r/d) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \cdot \text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta \leq 1,5 \cdot V_{Rc.EC2} \quad (2.6)$$

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

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

Onde:

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

α é o ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento;

β é o ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura;

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

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

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

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

u_0 é o perímetro do pilar.

2.1.3. ABNT NBR 6118 (2014)

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

Para critérios de dimensionamento a norma brasileira recomenda que a resistência à punção de laje lisas sem armadura de cisalhamento deve ser estimada a partir do perímetro de controle afastado a $2 d$ da face do pilar, ilustrado na Figura 2.11, a qual pode ser calculada de acordo com a Equação 2.9. Para verificar a resistência à punção com armadura de cisalhamento a ABNT NBR 6118 utiliza o menor valor entre as equações 2.10 a 2.12.

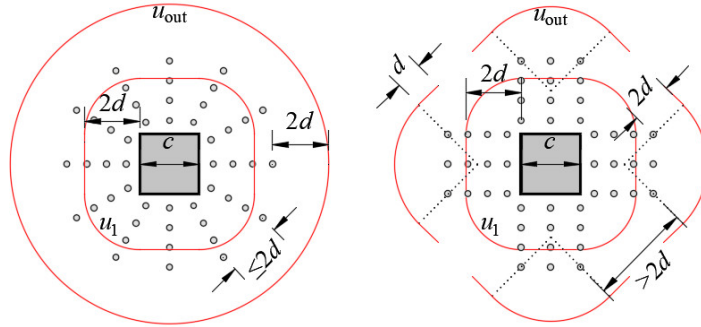


Figura 2.11 – Perímetro de controle da NBR 6118 (Adaptado ABNT NBR 6118, 2014).

$$V_{Rc.NBR} = 0,182 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.9)$$

Onde:

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

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

f_c é a resistência à compressão do concreto;

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

d é a altura útil da laje.

$$V_{Rcs.NBR} = 0,77 \cdot V_{Rc.NBR} + (1,5 \cdot s_r/d) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{sen} \beta \quad (2.10)$$

$$V_{Rout.NBR} = 0,182 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \quad (2.11)$$

$$V_{Rmax.NBR} = 0,54 \cdot f_c \cdot v \cdot u_0 \cdot d \quad (2.12)$$

Onde:

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

α é o ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento;

β é o ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura;

$f_{yw,ef}$ é a tensão de escoamento efetiva na armadura de cisalhamento, a qual é determinada pela interpolação linear. A interpolação linear pode ser calculada através das equações

$$f_{yw,ef} = \begin{cases} f_{yw} \leq 345 \text{ MPa para } h \leq 150 \text{ mm} \\ f_{yw} \leq 228,75 + 0,775 \cdot h \leq 500 \text{ MPa para } h > 150 \text{ mm} \end{cases} \text{ para conectores de aço}$$
$$f_{yw,ef} = \begin{cases} f_{yw} \leq 287,5 \text{ MPa para } h \leq 150 \text{ mm} \\ f_{yw} \leq 128,125 + 1,063 \cdot h \leq 500 \text{ MPa para } h > 150 \text{ mm} \end{cases} \text{ para estribos}$$

Com $f_{yw,ef}$ em MPa e o valor de d em mm;

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

u_{out} é o perímetro de controle afastado a $2d$ da região da armadura de cisalhamento;

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

u_0 é o perímetro do pilar.

2.1.4. *fib* Model Code 2010 (2013)

O *fib* Model Code 2010 (2013) tem sua recomendação para a resistência à punção baseada na teoria da fissura crítica de cisalhamento de MUTTONI e SCHWARTZ (1991), MUTTONI (2008) e RUIZ e MUTTONI (2009), onde acredita-se que a resistência à punção diminui com o acréscimo da rotação da laje (ψ), a qual é função da carga aplicada e da resistência à flexão da laje. Como a resistência da laje é função da carga aplicada, o problema deve ser solucionado de forma iterativa até chegar à solução onde a carga

resistente seja igual a carga solicitante ($V_R = V$). Para realizar a verificação à punção sem armadura de cisalhamento pelo *fib* Model Code 2010 (2013) utiliza-se a Equação 2.13.

$$V_{Rc,MC10} = k_\psi \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.13)$$

Na equação acima o perímetro de controle (u_1) pode ser obtido conforme a Figura 2.12 e k_ψ é um parâmetro que depende da rotação da laje conforme a Equação 2.14.

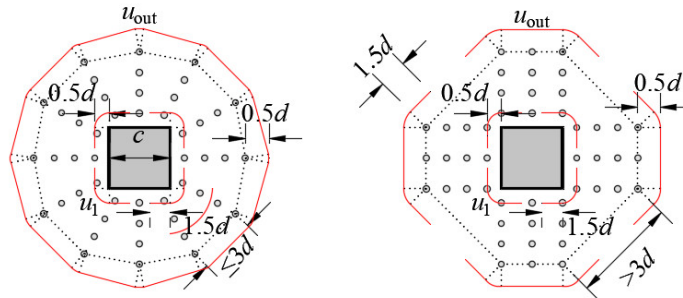


Figura 2.12 – Detalhes das armaduras segundo *fib* Model Code 2010 (2013).

$$k_\psi = \frac{1}{1.5 + 0.9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0.6 \quad (2.14)$$

Como na teoria da fissura crítica o modo de ruptura acontece devido à abertura de uma fissura crítica cortando a biela que transmite a força cortante para o pilar. Esses esforços de cisalhamento são transmitidos diretamente pela rugosidade da superfície da fissura, levados em consideração no *fib* Model Code 2010 (2013) a partir do fator k_{dg} , apresentado na Equação 2.15. Segundo MUTTONI e SCHWARTZ (1991) a espessura desta fissura é proporcional ao produto $\psi \cdot d$. Outra diferença do *fib* Model Code 2010 (2013) para as outras recomendações é que ele apresenta diversos níveis de aproximação para estimar a rotação da laje. O nível I é indicado para um rápido pré-dimensionamento das lajes, e estimado conforme a Equação 2.16. O nível II é recomendado para o caso típico de dimensionamento de novas estruturas, estimado conforme a Equação 2.17. O nível III de aproximação é indicado para as verificações especiais em estruturas existentes, reduzindo

a constante para prever a rotação com maior precisão, a qual pode ser estimada pela Equação 2.18. O nível IV é utilizado apenas em casos de verificações especiais em que se sabem detalhadamente as características dos materiais e detalhamento das armaduras, obtendo a rotação da laje a partir de modelos computacionais não lineares.

$$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} \geq 0.75 \quad (2.15)$$

$$\psi_I = 1.5 \cdot \frac{r_q}{d} \cdot \frac{f_{yw}}{E_{sw}} \quad (2.16)$$

$$\psi_{II} = 1.5 \cdot \frac{r_q}{d} \cdot \frac{f_{yw}}{E_{sw}} \cdot \left(\frac{m_S}{m_R} \right)^{3/2} \quad (2.17)$$

$$\psi_{III} = 1.2 \cdot \frac{r_q}{d} \cdot \frac{f_{yw}}{E_{sw}} \cdot \left(\frac{m_S}{m_R} \right)^{3/2} \quad (2.18)$$

Onde:

d_g é o diâmetro máximo do agregado

r_q é o raio de carregamento das lajes

m_S é o momento solicitante da laje, sugerido pelo *fib* Model Code 2010 como $m_S = V/8$

m_R é o momento resistente da laje, obtido através de $m_R = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \cdot (1 - 0.5 \cdot \rho \cdot f_{ys} / f_c)$

Na verificação de lajes armadas à punção com a superfície de ruptura cruzando as armaduras de cisalhamento (V_{Rcs}) o *fib* Model Code 2010 (2013) estima que a parcela resistente do concreto seja somada com a força resistida pelas armaduras posicionadas em uma região afastadas entre $0,35 \cdot d$ e d da face do pilar, conforme a Figura 2.19 e a Equação 2.19. Para determinar as tensões nas armaduras utiliza-se um procedimento semelhante ao método simplificado apresentado em RUIZ e MUTTONI (2009), conforme a Equação 2.20. O *fib* Model Code 2010 (2013) também verifica a ruptura na região externa as armaduras de cisalhamento (V_{Rout}) conforme a Equação 2.21, essa resistência é considerada em um plano de corte definido a partir da distância entre o

centroide da armadura de flexão e a base da armadura de cisalhamento (d_{out}) e o perímetro de controle externo é definido a uma distância de $0,5 \cdot d$ com uma distância circunferencial entre as armaduras máxima de $3 \cdot d_{out}$, como ilustrado na Figura 2.19. A resistência máxima à punção é limitada pelo esmagamento da biela comprimida (V_{Rmax}), estimada no MC10 através da Equação 2.22. Com seu critério de ruptura sendo uma multiplicação do V_{Rc} por um fator para considerar o desempenho da armadura de cisalhamento utilizada (k_{sys}), com valores de 2,8 para *studs*, 2,4 para estribos devidamente ancorados e 2,0 para armaduras em que não se conhece o rendimento ou lajes sem armadura de cisalhamento.

$$V_{Rcs,MC10} = k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d + A_{sw} \cdot n_s \cdot \sigma_{sw} \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{sen} \beta \quad (2.19)$$

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw} \cdot \psi}{6} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot \left(\text{sen} \alpha + \frac{f_b}{f_{yw}} \cdot \frac{d}{\Phi_w} \right) \leq f_{yw} \quad (2.20)$$

$$V_{Rout,MC10} = k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d_{out} \quad (2.21)$$

$$V_{Rmax,MC10} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \leq \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.22)$$

Onde:

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

n_s é o número de camadas de armadura de cisalhamento dentro da região colaborante pelo MC10;

α é o ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento;

β é o ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura;

σ_{sw} é a tensão atuante na armadura de cisalhamento;

E_{sw} é o módulo de elasticidade do aço da armadura de cisalhamento;

f_b é a tensão de aderência na armadura de cisalhamento, obtido por $f_b = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \sqrt{f_c/25}$,

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,75 \rightarrow \text{barras de alta aderencia} \\ 1,40 \rightarrow \text{barras aderidas com resina epoxy} \\ 0,90 \rightarrow \text{barras lisas} \end{cases} \text{ e } \eta_2 = \begin{cases} 1,20 \rightarrow f_{yw} = 400MPa \\ 1,00 \rightarrow f_{yw} = 500MPa \\ 0,85 \rightarrow f_{yw} = 600MPa ; \\ 0,75 \rightarrow f_{yw} = 700MPa \\ 0,68 \rightarrow f_{yw} = 800MPa \end{cases}$$

\emptyset_w é o diâmetro da armadura de cisalhamento;

d_{out} é a altura útil menos o cobrimento;

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

$$\text{determinado por } k_{sys} = \begin{cases} 2.8 \rightarrow \text{conectores de aço} \\ 2.4 \rightarrow \text{estribos} \\ 2.0 \rightarrow \text{outros} \end{cases} .$$

2.1.5. PT1 prEN 1992-1-1 (2018)

SCHMIDT, KUERES e HEGGER (2020) apresenta um rascunho do que vem a ser a nova geração do Eurocode 2 com previsões para a resistência de uma ligação laje-pilar baseada em simplificações das equações do *fib* Model Code 2010 (2013). As principais mudança foram no sentido de simplificar a interação carga-rotação com o critério de ruína. A resistência de uma ligação laje-pilar sem armadura de cisalhamento, pilar central e sem momentos desbalanceados pode ser estimada pela Equação 2.23.

$$V_{Rc,PrEC2} = 0,6 \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \leq 0,6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.23)$$

Onde:

k_{pb} é um coeficiente para controlar o incremento de resistência e pode ser calculado por

$$k_{pb} = \sqrt{40 \cdot \frac{d}{u_1}} \leq 2,5 ;$$

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

f_c é a resistência à compressão do concreto;

d_{dg} é um parâmetro para considerar as propriedades do agregado, calculado através de

$$d_{dg} = 16 + d_g \leq 40;$$

d_g é o diâmetro máximo de agregado graúdo;

u_1 é o perímetro de controle afastado a $0,5 d$ das faces do pilar de forma semelhante ao MC10;

d é a altura útil da laje.

Para lajes armadas ao cisalhamento, SCHMIDT, KUERES e HEGGER (2020) apresenta apenas as equações para previsão de ruptura dentro da região das armaduras e esmagamento da biela de concreto adjacente ao pilar observadas nas Equação 2.24 e 2.24.

$$V_{Rcs.PrEC2} = \eta_c \cdot V_{Rc.PrEC2} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{yw} \cdot \text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta \cdot u_1 \cdot d \quad (2.24)$$

$$V_{Rmáx.PrEC2} = \begin{cases} 1,5 \cdot V_{Rc.PrEC2} & \rightarrow \text{estribos} \\ 1,8 \cdot V_{Rc.PrEC2} & \rightarrow \text{conectores de aço} \end{cases} \quad (2.25)$$

Onde:

η_c é um fator que reduz a contribuição do concreto, calculado através de $\eta_c = V_{Rc.PrEC2} / V_s$;

V_s é a força solicitante na laje;

η_s é um fator que reduz a contribuição do aço da armadura de cisalhamento, calculado

$$\text{através de } \eta_s = \sqrt{(15 \cdot d_{dg} / d) \cdot (1 / (\eta_c \cdot k_{pb}))}^{1,5} \leq 0,8;$$

ρ_w é a taxa de armadura de cisalhamento, calculada através de $\rho_w = \frac{A_{sw,1+2}}{2 \cdot s_r \cdot u_1}$;

$A_{sw,1+2}$ é a média entre as áreas de aço da primeira e segunda camada de armadura de cisalhamento;

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

α é o ângulo de inclinação entre o plano horizontal da laje e o plano da camada de armadura de cisalhamento;

β é o ângulo de inclinação das barras de cisalhamento em relação ao plano horizontal da laje ao longo da camada da armadura;

2.1.6. Resistência à flexão

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

O modelo apresentado nesta seção foi desenvolvido por REGAN (2015) e considera que o carregamento foi aplicado simetricamente em todos os bordos das lajes, idealizando uma laje armada em duas direções. A Figura 2.13 mostra a distribuição das linhas de ruptura adotada neste trabalho, sendo baseadas em trabalhos com geometria de lajes similares, como o de MULLER, MUTTONI e THURLIMANN (1984). Nota-se que os eixos de rotação nos pilares não formam um quadrado, isso se deve a aproximação equivalente do pilar a um octógono, pois a partir dele se traça uma distribuição das possíveis linhas de ruptura desse elemento, já que o carregamento foi aplicado em 8 pontos espaçados igualmente. Correlacionando a deflexão das lajes deste trabalho com as linhas de ruptura adotada, chega-se à Equação 2.26, a qual pode-se determinar a carga de ruptura das lajes (V_{flex}).

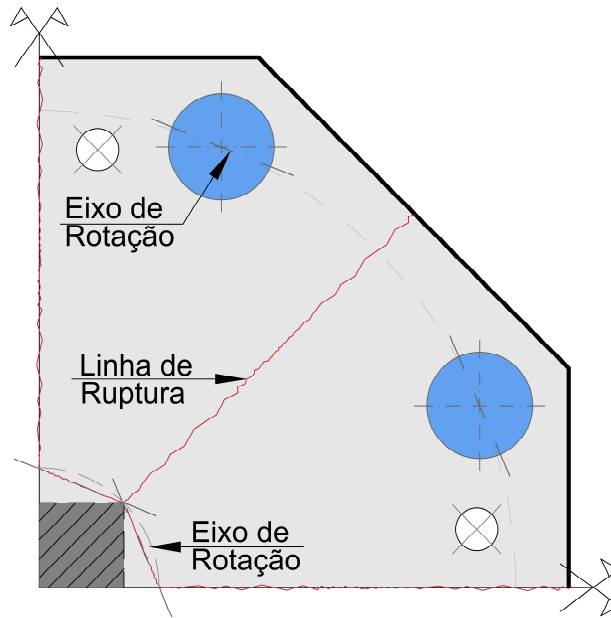


Figura 2.13 – Distribuição das linhas de ruptura para as lajes deste trabalho.

$$V_{flex} = 9,76 \cdot m_R \quad (2.26)$$

Onde:

m_R é o momento resistente da laje;

2.2. MODOS DE RUPTURA DE LAJES ARMADAS AO CISALHAMENTO

Quando armadas ao cisalhamento a ligação laje-pilar fica sujeita a diversos modos de ruptura possíveis. Dentre elas estão as rupturas com a superfície cruzando dentro e fora da região das armaduras, esmagamento da biela de concreto adjacente ao pilar, ruptura entre camadas de armadura de cisalhamento, ruptura por falha de ancoragem da armadura de cisalhamento, também conhecida como delaminação, e ruptura por flexão. A Figura 2.15 mostra imagens dos diversos modos de ruptura de ligações laje-pilar. A Figura 2.14 apresenta o comportamento carga-deslocamento relativos às suas respectivas lajes de referência de modelos de ligações laje-pilar armadas ao cisalhamento com os modos de ruptura citados anteriormente.

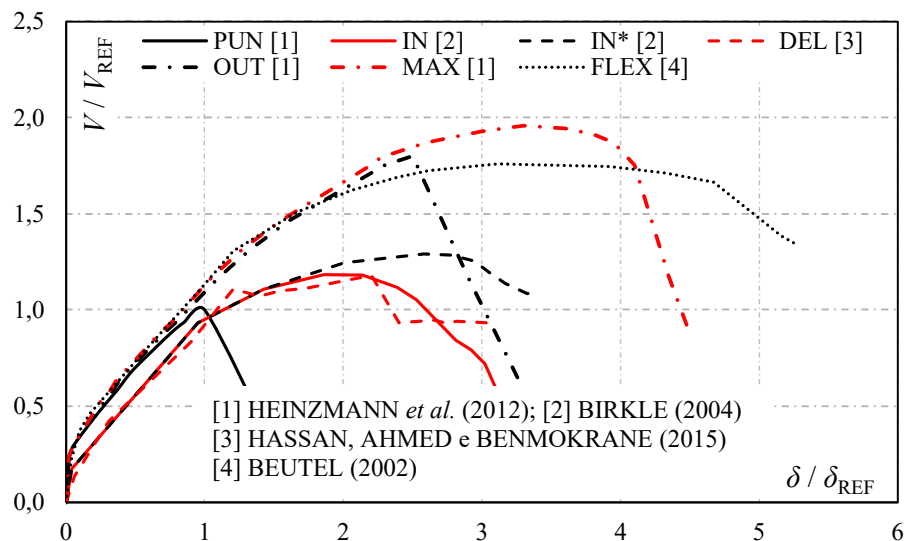
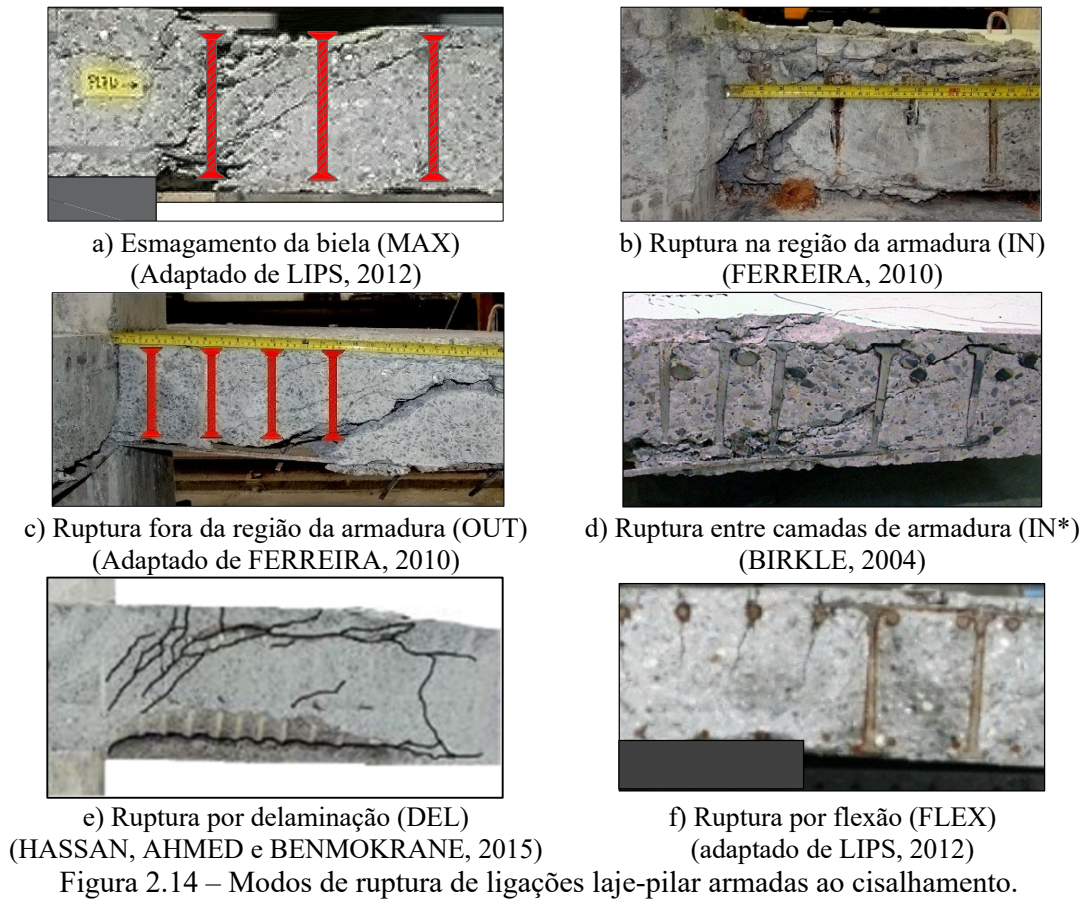


Figura 2.15 – Comportamento carga-deslocamento de lajes armadas ao cisalhamento com diferentes tipos de modos de ruptura.

2.2.1. Ruptura por flexão

Em projeto é comum que os projetistas dimensionem os elementos de concreto armado visando que em caso de falha, a estrutura venha a ruir pelo modo de ruptura mais dúctil possível. No caso de ligações laje-pilar o modo de ruptura mais dúctil é a ruptura por flexão, como observado na Figura 2.17. FERREIRA (2010) propõem um critério para diferenciar modos de ruptura por punção, flexo-punção e flexão ilustrado na Figura 2.16.

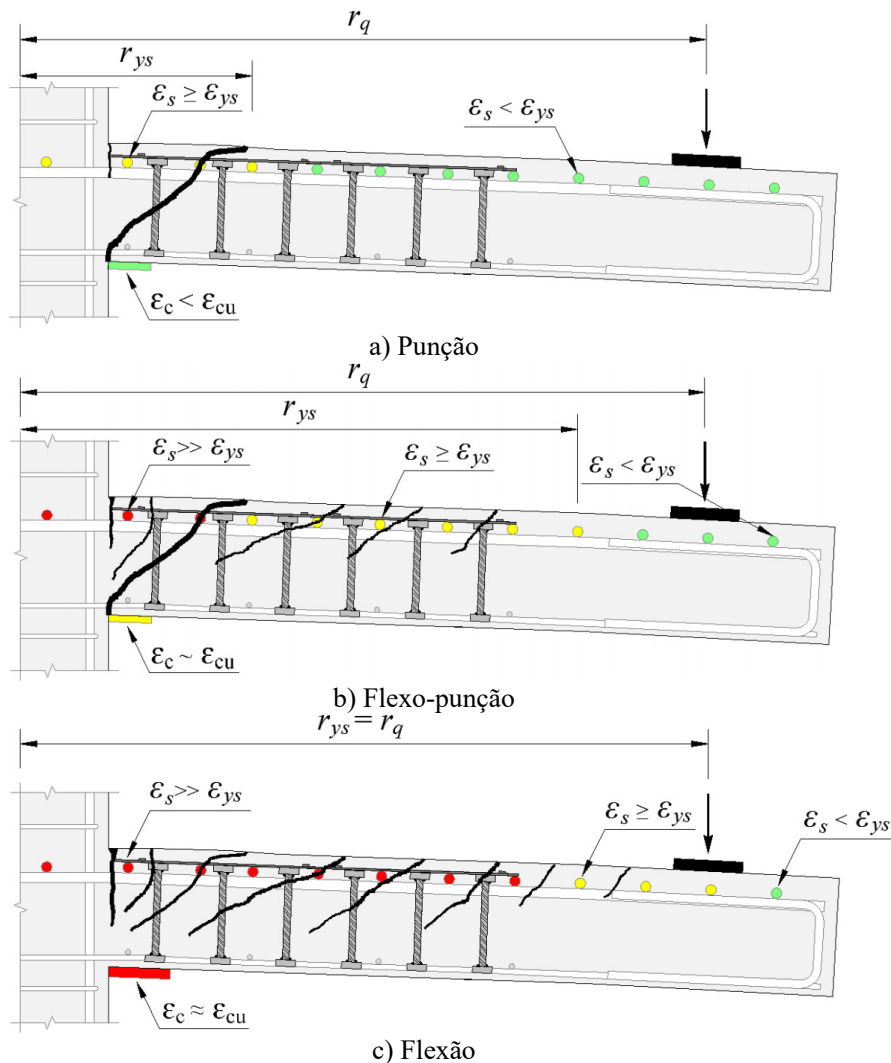


Figura 2.16 – Critérios para definição do modo de ruptura das lajes (FERREIRA, 2010).

Pelo critério, lajes com raio de plastificação (r_{ys}) inferior a 80% do raio de inflexão dos momentos (r_q), com deformações máximas no concreto (ϵ_c) inferiores a 80% da

deformação última (ϵ_{cu}) e evidente formação do cone de punção são consideradas com ruptura por punção, como ilustrado na Figura 2.16a. Lajes com deformações máximas no concreto e r_{ys} entre 80% e 100% de ϵ_{cu} e r_q e formação do cone de punção são consideradas flexo-punção, conforme a Figura 2.16b. Para r_{ys} superior a r_q e concreto na eminência de esmagar o modo de ruptura é considerado flexão, conforme a Figura 2.16c.

2.2.2. Esmagamento do concreto adjacente ao pilar

O limite máximo de resistência de uma ligação laje-pilar está normalmente associado ao esmagamento da biela de concreto. Este modo de ruptura comumente é descrito como o esmagamento do concreto na região adjacente ao pilar, entre a face do pilar e a primeira camada de armaduras. Esse tipo de falha é indesejado por apresentar uma ruína frágil, como observado na Figura 2.15.

Segundo MUTTONI e RUIZ (2010) a eficiência da biela de concreto adjacente ao pilar é influenciada pelo estado de deformações transversais e pela resistência à compressão do concreto. Na Figura 2.17a observa-se que as bielas estão localizadas em uma região onde há presença de diversas fissuras, as quais provocam redução da eficiência das bielas. As fissuras de flexão sofrem influência da taxa de armadura de flexão (ρ) e pelo índice de esbeltez da laje (r_q/d). As fissuras de cisalhamento têm sua abertura influenciada pelo escorregamento da ancoragem das armaduras de cisalhamento e as fissuras de delaminação são controladas dependendo do mecanismo de ancoragem das armaduras. Portanto, o tipo de armadura de cisalhamento utilizado também influencia na resistência ao esmagamento da biela de concreto, como observado na Figura 2.17b com lajes com geometria, condições de contorno, características dos materiais, taxas de armadura de cisalhamento e taxa de armadura de flexão semelhantes

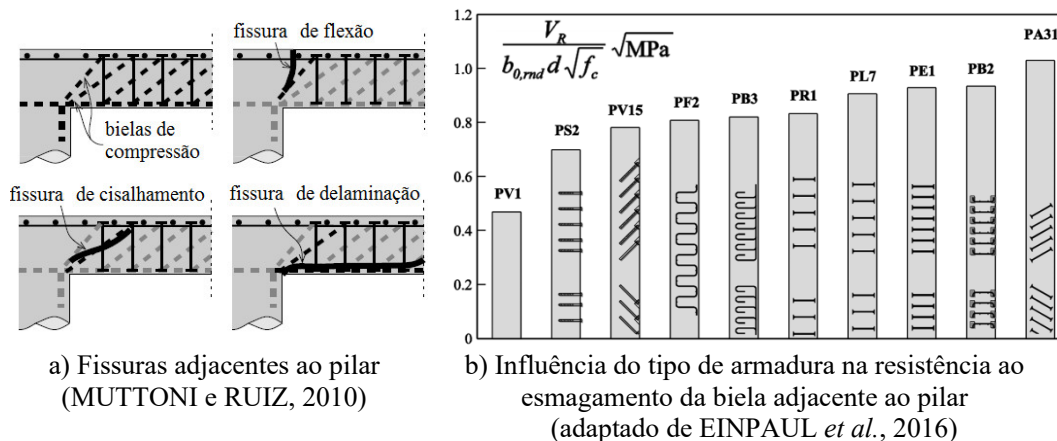


Figura 2.17 – Parâmetros que influenciam na resistência ao esmagamento da biela.

2.2.3. Ruptura fora da região da armadura de cisalhamento

Outro modo de ruptura que deve ser evitado é a ruptura por punção fora da região da armadura de cisalhamento, pois sua ruína é tão brusca quanto a ruptura por punção sem armadura de cisalhamento e por esmagamento da biela de concreto, justamente por tratar-se de rupturas que estão relacionadas exclusivamente à parcela resistente do concreto.

TRAUTWEIN *et al.* (2011) descreve esse modo de ruptura com a superfície de ruptura seguindo entre as barras de flexão comprimidas e as barras de cisalhamento, inclinando fora da região armada ao cisalhamento, como observado na Figura 2.15c. Para considerar essa diminuição da área de concreto, HEGGER *et al.* (2010) propõem que seja utilizado uma altura útil reduzida, saindo da base da armadura de cisalhamento até o centroide das barras de flexão tracionadas, na verificação da resistência a punção fora da região das armaduras.

Um fator que influencia na resistência deste modo de ruptura é o espaçamento circunferencial da última camada de armadura de cisalhamento (s_c). Segundo REGAN (2001), quando adota-se um s_c elevado não é válido assumir que a distribuição do esforço cortante fora da região das armaduras de cisalhamento seja uniforme e uma redução do do perímetro crítico é necessária. O CEN EN 1992-1-1 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014) impõem um limite de $2 \cdot d$ para s_c , afim de evitar que a resistência à punção fora da região das armaduras seja superestimada. A Figura 2.18 apresenta a redução na razão da resistência à punção com a previsão do CEN EN 1992-

1-1 (2014) para perímetros sem limitações de s_c fora da região armadura ao cisalhamento conforme aumenta-se s_c em lajes armadas com diferentes tipos de conectores de aço.

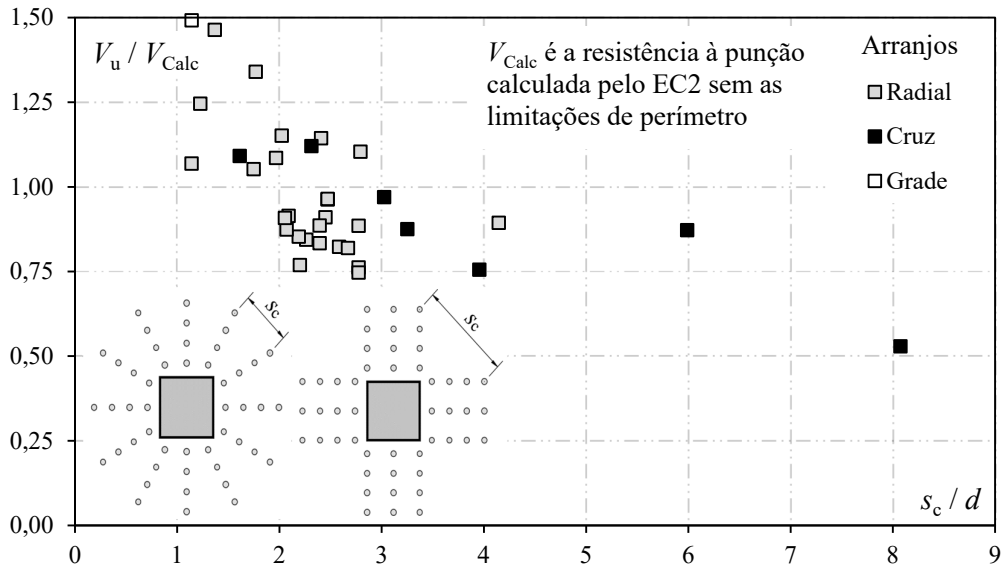


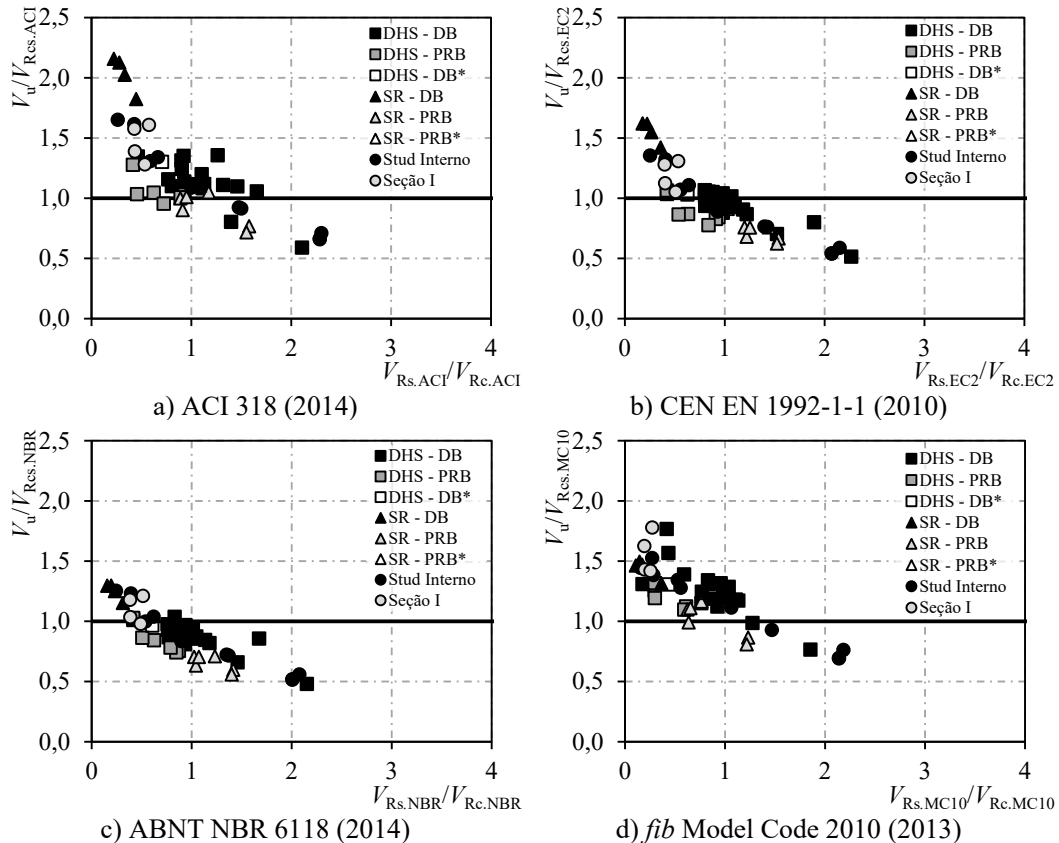
Figura 2.18 – Influência de s_c/d na resistência à punção fora da região armada ao cisalhamento (Adaptado de PEREIRA FILHO, 2016).

2.2.4. Ruptura dentro da região da armadura de cisalhamento

O dimensionamento à punção, normalmente, é idealizado na verificação da resistência à punção com a superfície de ruptura cruzando a armadura de cisalhamento. Para este modo de ruptura é comum as normas definirem que a resistência à punção seja definida através da soma de parcelas constantes de resistência do concreto e parcelas constantes de resistência do aço da armadura de cisalhamento. Apenas o *fib* Model Code 2010 (2013) e PrEC2 (2018) assumem parcelas de resistência variáveis para o aço e o concreto.

A Figura 2.19 apresenta uma análise de PEREIRA FILHO (2016) da influência do índice da força resistida pela armadura de cisalhamento pela força resistida pelo concreto ($V_{Rs,teo}/V_{Rc,teo}$) na previsão das recomendações de resistência à punção dentro da região das armaduras ($V_u/V_{Rcs,teo}$), confrontados por uma linha sólida mostrando a previsão das normas. A partir da análise de PEREIRA FILHO (2016), observa-se que nem mesmo o *fib* Model Code 2010 (2013) pode prever com precisão as contribuições das parcelas do

aço e concreto conforme variação da taxa de armadura de cisalhamento. Vale ressaltar que, nesta análise não foi utilizado a limitação de $1,5 V_{Rc}$ apresentada em BSI BS EN 1992-1-1:2004/A1 (2014) para o Eurocode 2, que é capaz de frear a tendência das normas à insegurança das expectativas de resistência como observado em PEREIRA FILHO *et al.* (2019) em lajes reforçadas com conectores de aço.



NOTA: DHS – DB são *double headed studs* com barras nervuradas; DHS – PRB são *double headed studs* com barras lisas; SR – DB são *stud rail* com barras nervuradas; SR – PRB são *stud rail* com barras lisas; os itens assinalados com * tem a razão d_h/d_s igual a 2,5.

Figura 2.19 – Influência da razão da força estimada pela armadura de cisalhamento pelo concreto na relação $V_u/V_{Rcs,teo}$ das normas. (PEREIRA FILHO, 2016).

Quanto à parcela resistente do concreto, REGAN (2000) diz que a tensão resistente da parcela do concreto aumenta com a inclinação da superfície de ruptura. Isto é evidenciado nos resultados experimentais de REGAN (1984) apresentados na Figura 2.20a. A figura apresenta resultados de ensaios em placas de concreto onde a superfície de ruptura foi

forçada. A mesma conclusão pode ser observada em resultados de ruptura de sapatas na Figura 2.20b. A tendência de acréscimo de resistência é proporcional a $2 d / a$ destacada em vermelho na Figura 2.20.

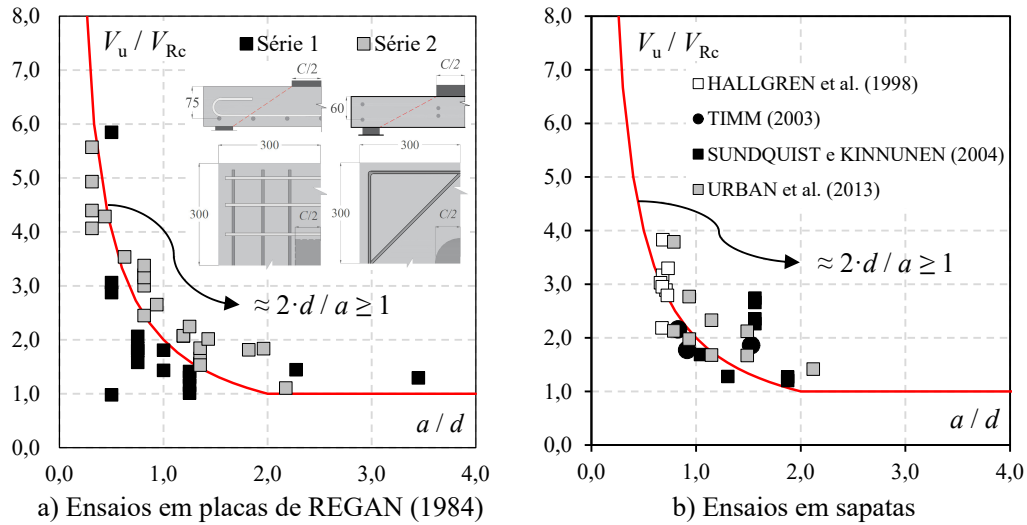
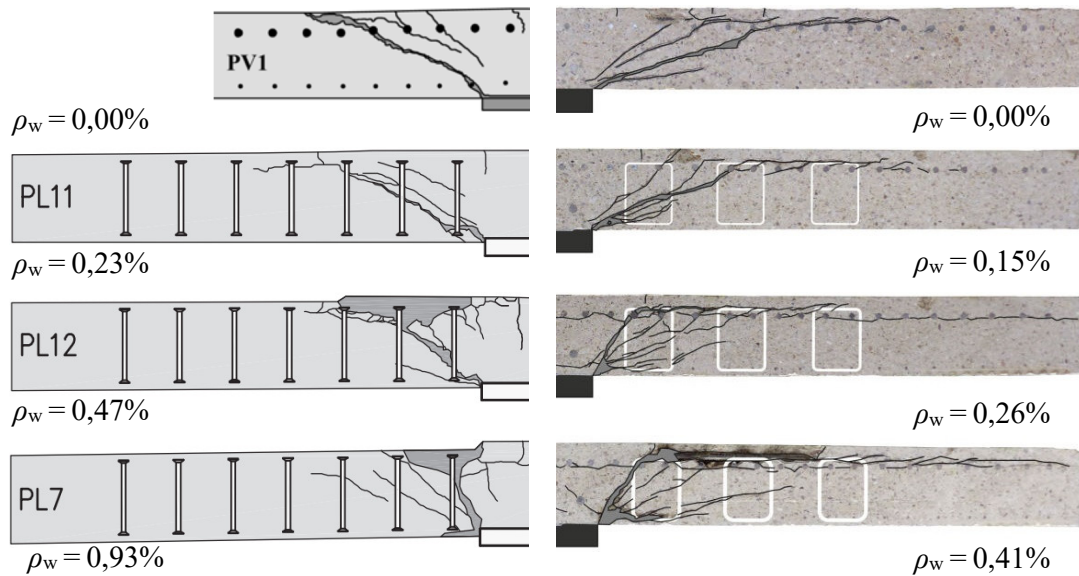


Figura 2.20 – Influência do ângulo da superfície de concreto na parcela resistente do concreto na resistência à punção.

De acordo com o proposto por BIRKLE (2004), FERREIRA (2010) e KUERES, SCHMIDT e HEGGER (2019) a superfície de ruptura apresenta superfície de ruptura com inclinação θ variável. Resultados experimentais da Figura 2.21 indicam que a taxa de armadura de cisalhamento torna a superfície de ruptura mais íngreme. A suposição lógica seria que o acréscimo de taxa de armadura de cisalhamento aumenta a resistência da parcela resistente do concreto. Por outro lado, resultados de RICKER e HAUSLER (2014) indicam que para lajes armadas com taxas de armadura de cisalhamento elevadas, a resistência à punção é resistida somente pelas barras de cisalhamento posicionadas dentro de uma região próxima ao pilar. O EOTA ETA 12/0454 (2012) indica que essa região comece a partir da face do pilar e se estende até $1,125 d$ da face do pilar.



a) “Double headed studs”
(RUIZ, MUTTONI e KUNZ, 2010 e
LIPS, RUIZ e MUTTONI, 2012)

b) Estribos fechados
(SCHMIDT, HEGGER e KUERES, 2019)

Figura 2.21 – Influência da taxa de armadura de cisalhamento na inclinação da superfície de ruptura dentro da região armada ao cisalhamento.

Para MENETREY (2002) a parcela resistente do concreto é função da componente vertical de uma tensão resistente de tração atuando na área da superfície de ruptura. 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. Indicando que a parcela de resistência do concreto é influenciada pelo comportamento a flexão da laje.

O incremento de ductilidade observado na Figura 2.15 na ruptura cruzando a região da armadura de cisalhamento se dá pela parcela resistente do aço. RUIZ e MUTTONI (2009), BRANTSCHEN (2016) e KUERES, SCHMIDT e HEGGER (2019) assumem que a contribuição do aço se dá pelo esforço aplicado através da abertura da fissura crítica de cisalhamento sendo absorvido pelas barras de aço em função da tensão aderente da interface do concreto com as barras de cisalhamento, sendo limitada pela tensão de escoamento do aço.

Para REGAN (2000), BIRKLE (2004) e SILVA *et al.* (2013) a capacidade resistente das barras de cisalhamento pode ser limitada pela falha de ancoragem através do arrancamento do cone de concreto. A Figura 2.22 apresenta uma imagem da laje LC08 de FERREIRA (2010) como exemplo de ligação laje-pilar que possivelmente tiveram a capacidade resistente limitada pelo arrancamento da ancoragem das barras de cisalhamento.

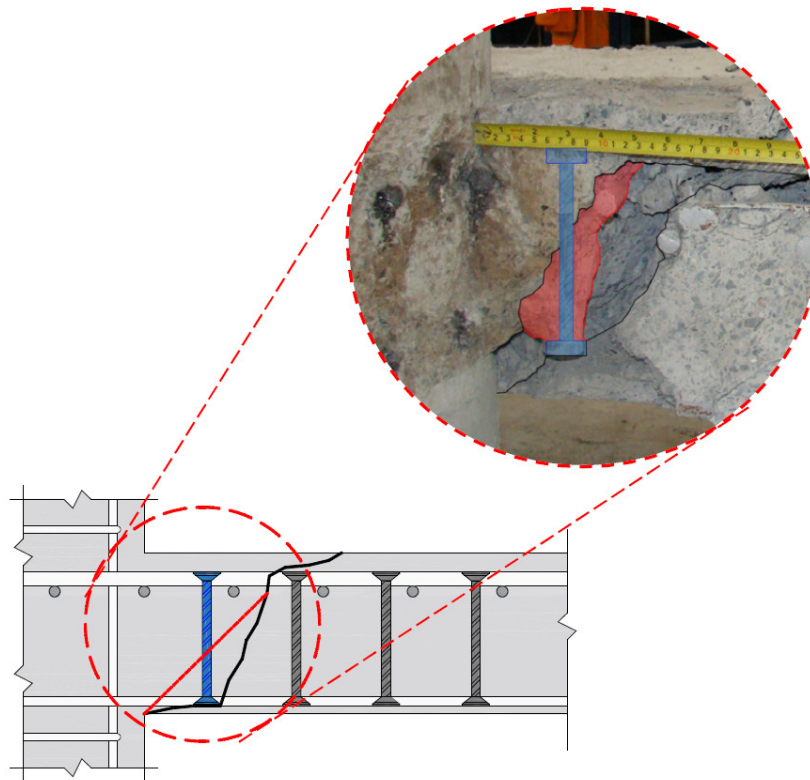


Figura 2.22 – Possível evidência de armadura de cisalhamento falhando pelo arrancamento do cone de concreto (NASCIMENTO, 2020).

Por isso, para um adequado funcionamento da armadura de cisalhamento, é importante que as camadas de armadura estejam adequadamente posicionadas. A Figura 2.23 ilustra uma ruptura por punção, onde pode-se observar que caso a primeira camada de armadura esteja muito próxima ao pilar e se o espaçamento entre as camadas for superior aos limites estabelecidos é possível que sua ancoragem não seja eficiente.

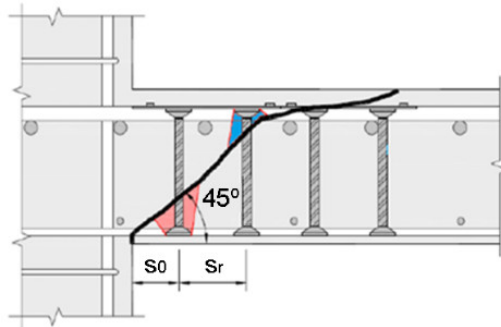


Figura 2.23 – Superfície de ruptura interceptando a armadura de cisalhamento (FERREIRA, 2010).

Em termos de ancoragem, as armaduras de punção estão em condições desfavoráveis, provocadas pela baixa espessura dos elementos. Na prática, a tensão limite média das armaduras de cisalhamento alcançam níveis inferiores à tensão de escoamento. Vale ressaltar que as condições de ancoragem podem ser diferentes dependendo do grau de fissuração do concreto. Na Figura 2.23, na região inferior, destacada em vermelho, é possível que a armadura esteja em concreto não fissurado, enquanto na região superior, em azul, está localizada em uma região fissurada devido à flexão, reduzindo tanto a resistência ao arrancamento quanto a rigidez ao escorregamento do conector, como destacado por ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995).

Para observar a diferença da eficiência entre vários mecanismos de ancoragem, REGAN (2000) realizou ensaios de arrancamento em seis condições de ancoragem diferentes em concreto não fissurado com comprimentos de ancoragem (h_{ef}) abaixo de 100 mm, simulando armaduras em lajes delgadas. A Figura 2.24 mostra que os resultados de carga última (F_u) seguem a mesma tendência para as condições de conectores com cabeça em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas à 90° e 180° envolvendo armaduras longitudinais. As barras dobradas que não envolveram barras longitudinais obtiveram curva de resistência mais baixa, justificando as rupturas prematuras por delaminação (Ver Figura 2.15e). Isso corrobora as exigências das recomendações normativas de que as armaduras de cisalhamento envolvam as armaduras de flexão.

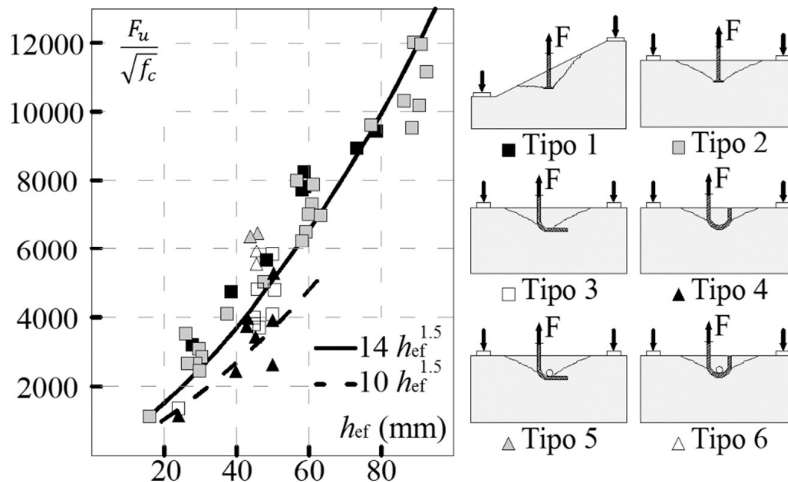


Figura 2.24 – Arrancamento de barras embutidas no concreto (REGAN, 2000).

A Figura 2.25 apresenta os resultados de SILVA (2018), os quais corroboram os apresentados por REGAN (2000), mostrando que barras dobradas que envolvem barras horizontais apresentaram resistência ao arrancamento superior as barras que não envolvem barras horizontais, com resultados próximos ou superiores aos obtidos em barras com cabeça como ancoragem mecânica. Essas baixas resistências são características que propiciam uma ruptura prematura por delaminação.

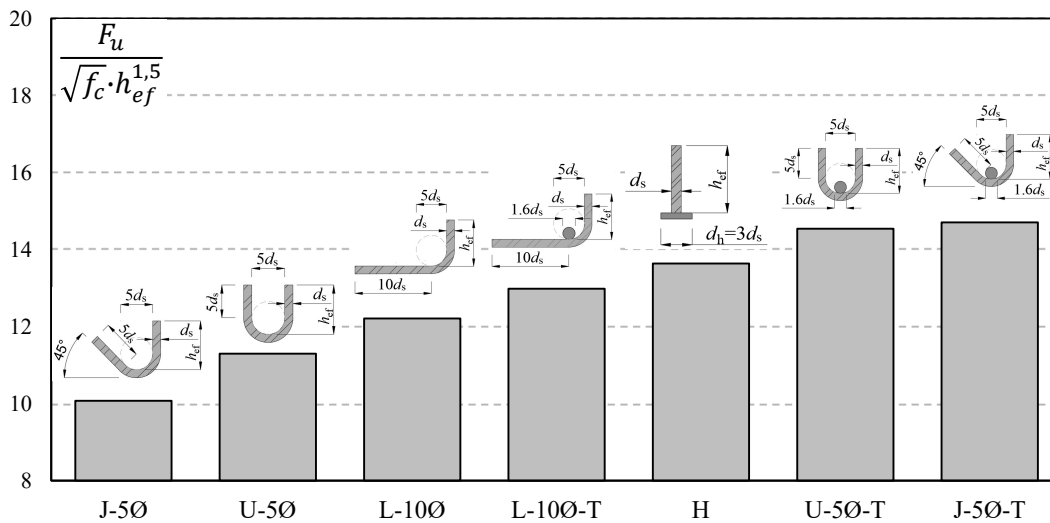
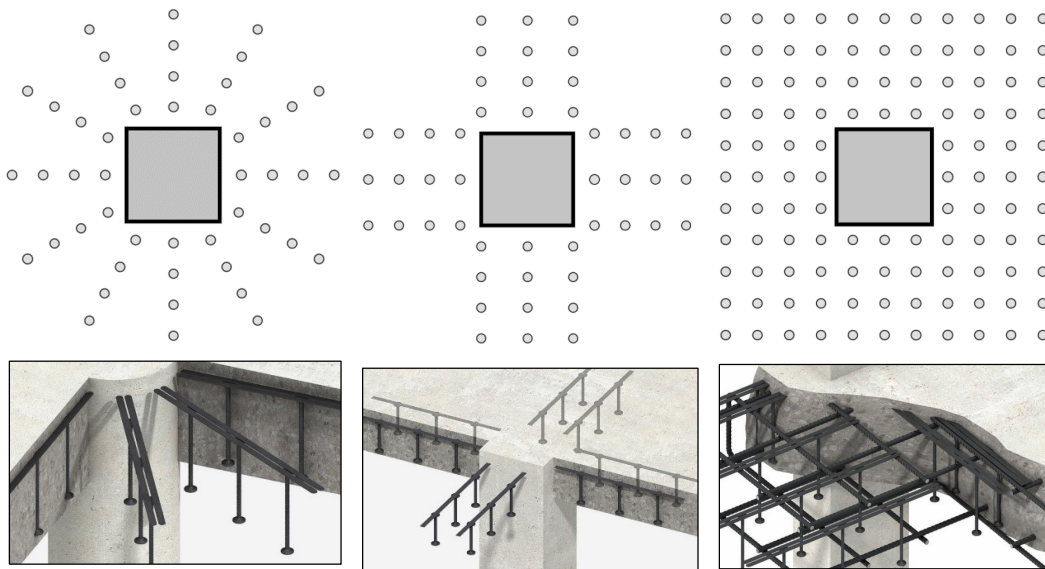


Figura 2.25 – Influência do tipo de ancoragem na resistência de barras embutidas em concreto (adaptado de SILVA, 2018).

2.3. ARRANJOS E TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO

2.3.1. Arranjos

Há várias formas de distribuir as armaduras de cisalhamento ao redor do pilar. Dentre elas, as três mais populares são o arranjo radial, cruciforme e em grade, como ilustrado na Figura 2.26. O arranjo radial é distribuição ideal das pernas de armaduras ao longo da superfície de ruptura, onde facilmente se é contabilizado o número de pernas. Por outro lado, este arranjo é o mais favorável a interferências entre as barras de flexão e cisalhamento podendo se tornar inexequível dependendo do tipo de armadura de cisalhamento. O arranjo cruciforme é muito utilizado nos EUA e é a forma mais simples de armar estribos fechados mantendo uma área de aço constante por perímetro de armadura e consegue evitar interferências com armaduras de flexão com mais facilidade. A grande desvantagem desse modo de distribuir as armaduras é o grande espaçamento circunferencial (s_c) na última camada da armadura de cisalhamento que favorece uma ruptura prematura e frágil fora da região da armadura ao cisalhamento.



a) Arranjo radial

b) Arranjo cruciforme

c) Arranjo em grade

(adaptado de ANCON, 2014)

(adaptado de ANCON, 2012)

(adaptado de ANCON, 2014)

Figura 2.26 – Arranjos de armadura de cisalhamento em ligações laje-pilar.

O arranjo em grade, popular no Reino Unido, consegue associar o baixo espaçamento circunferencial do arranjo radial com as baixas chances de interferência entre barras de flexão e cisalhamento, porém dificulta a contabilização do número de pernas que efetivamente contribuem na resistência à punção além de impossibilitar a utilização de armaduras que a ancoragem necessariamente envolva as barras de flexão para baixas taxas de armadura de flexão.

CHANA e DESAI (1992), REGAN e SAMADIAN (2001), BEUTEL (2002) e HEGGER *et al.* (2007) tentaram distribuir estribos em uma ligação laje-pilar de forma equivalente ao arranjo radial. Porém a necessidade de envolver as barras de flexão não permite que a distribuição das pernas da armadura de cisalhamento se torne igualmente distribuída ao redor da possível superfície de ruptura. Assim, estes autores apresentam um arranjo que aqui será denominado como circunferencial.

MOKHTAR, GHALI e DILGER (1985) testou afastar o espaçamento entre camadas dos seus *studs rail* a partir da quarta camada concentrando área de aço na região que mais influência na ruptura à punção dentro da região das armaduras alcançando 98,1% da resistência da laje de referência com camadas distribuídas com espaçamento constante. BIRKLE (2004) testou duas lajes armadas com *double headed studs*, uma com arranjo radial e outra cruciforme aumentando o espaçamento entre camadas a partir da quinta camada. O modo de ruptura observado nos ensaios foi com fissura saindo da base da quinta camada de armadura de cisalhamento em direção à superfície superior do concreto cruzando a sexta camada de *studs*. Esse modo de ruptura mostrou-se tão eficiente quanto à ruptura cruzando as camadas de armadura de cisalhamento saindo da face do pilar quanto à capacidade de deformação e capacidade de resistência.

O EOTA ETA 12/0454 (2012) apresenta um novo conceito de dimensionamento para lajes armadas com *double headed studs* onde apenas os conectores concentrados em uma área partindo da face do pilar até $1,125d$ da face do pilar contribuem efetivamente para suportar aos esforços solicitantes. As camadas de armadura posicionadas além desta região seriam responsáveis apenas para garantir a resistência do modo de ruptura fora da região das armaduras.

Baseado nesta ideia, GLIKMAN *et al.* (2017), HALVONIK e MAJTANOVA (2018) e BROMS (2019) apresentaram resultados de ensaios com *double headed studs* e estribos inclinados que não envolvem as barras tracionadas de flexão aplicando está ideia de dimensionamento. GLIKMAN *et al.* (2017) testou estribos inclinados com duas camadas com espaçamento entre camadas (s_r) de $0,6 d$, a terceira com $0,9 d$ e as demais a $1,2 d$. Com uma taxa de armadura de cisalhamento de $0,4\%$ está laje de GLIKMAN *et al.* (2017) alcançou $1,55 \cdot V_{REF}$ com ruptura cruzando as duas primeiras camadas de armadura próximas do pilar. HALVONIK e MAJTANOVA (2018) com *double headed studs* concentrados na região $1,125 \cdot d$ e taxa de armadura de cisalhamento de $1,32\%$ e conseguiu esmagar a biela entre a face do pilar e a primeira camada de *studs*. BROMS (2019) testou estribos inclinados com barras de diâmetros superiores na primeira camada e diminuindo o espaçamento nas primeiras camadas, porém o modo de ruptura se assemelha à delaminação da armadura de cisalhamento, alcançando até $1,50 V_{REF}$ com taxa de armadura de cisalhamento de $0,61\%$. A Figura 2.27 ilustram arranjo circunferencial e os arranjos radial e cruciforme com distribuição concentrada próxima ao pilar.

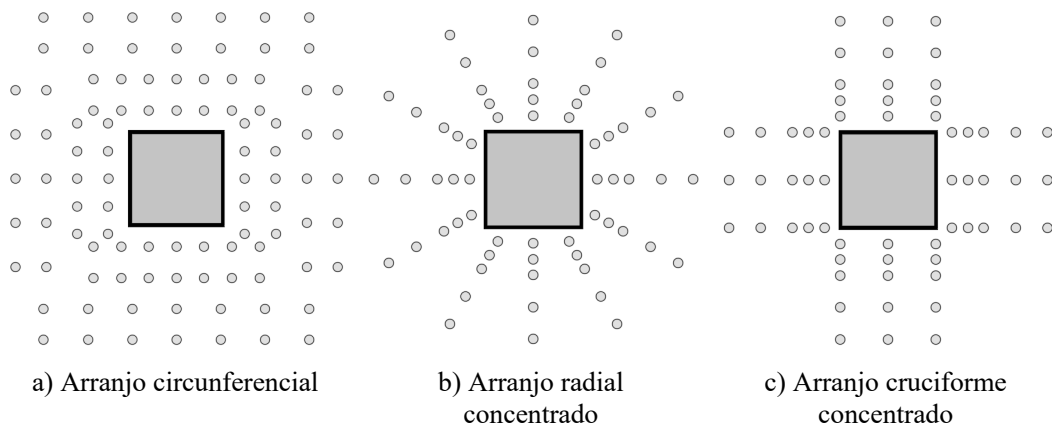


Figura 2.27 – Arranjos de armadura de cisalhamento em ligações laje-pilar

(Continuação).

2.3.2. Conectores de aço

Armadura com cabeças de ancoragem mecânica são muito utilizadas, devida sua industrialização que resulta em maior controle de qualidade. *Studs rails* (Figura 2.28a), desenvolvidos na Universidade de Calgary, consistem em barras soldadas em tiras de aço

com cabeça de ancoragem na extremidade, são muito eficientes e de fácil montagem *in loco*. *Double headed studs* (Figura 2.28b), embora menos eficientes que os *studs rails* como observado nos ensaios de ANDRA e MATTHAEI (2000) e REGAN e SAMADIAN (2001), são mais utilizados, pois sua montagem é mais simples, podendo ser colocado após a montagem das armaduras de flexão, ao contrário dos *studs rails*.

Usualmente, os conectores de aço apresentam cabeças de diâmetro maior ou igual à 3 vezes e espessura de 2/3 vezes o diâmetro do corpo do conector e trilhos (*rails*) com base e altura igual ou maior que 2,5 e 0,5 vezes o diâmetro do corpo do conector. Estas dimensões são admitidas para que seja garantida a eficiência da ancoragem destes conectores de aço. A eficiência deste tipo de armadura de cisalhamento já foi garantida em vários testes de laboratório. CANTONE *et al.* (2019) com *double headed studs*, taxa de armadura de cisalhamento 1,37% e alcançou 2,04 vezes a resistência da laje de referência sem armadura de cisalhamento apresentando modo ruptura com esmagamento da biela adjacente ao pilar.

SEIBLE, GHALI e DILGER (1980), GOMES e REGAN (1999) e REGAN (1999) propõem a utilização de perfis “I” metálicos fatiados como armadura de cisalhamento para o combate à punção em ligações laje-pilar (Figura 2.28c). Mesmo com suas vantagens durante a montagem e eficiência dessas armaduras, elas ainda geram problemas construtivos para arranjos radiais, criando interferência com as armaduras de flexão. SEIBLE, GHALI e DILGER (1980) não apresentou bons resultados por testar apenas uma laje armada com apenas duas camadas de perfis “I” apresentando ruptura fora da região da armadura de cisalhamento. Por outro lado, GOMES e REGAN (1999) e REGAN (1999) apresentaram melhores resultados, alcançando 2,14 vezes a resistência da laje sem armadura de cisalhamento em uma laje com taxa de armadura de cisalhamento de 0,90% e modo de ruptura fora da região armada ao cisalhamento, o que indica um potencial para maiores incrementos de resistência caso um maior número de camadas fosse utilizado.

De modo geral, os conectores de aço são uma boa alternativa quando é necessário alcançar grandes incrementos de resistência, porém vale ressaltar que a necessidade de sua ancoragem estar na altura das barras de flexão, ou além do nível das barras de flexão como nos perfis “I”, favorece interferências entre armaduras de flexão e cisalhamento acarretando improvisação *in loco*.

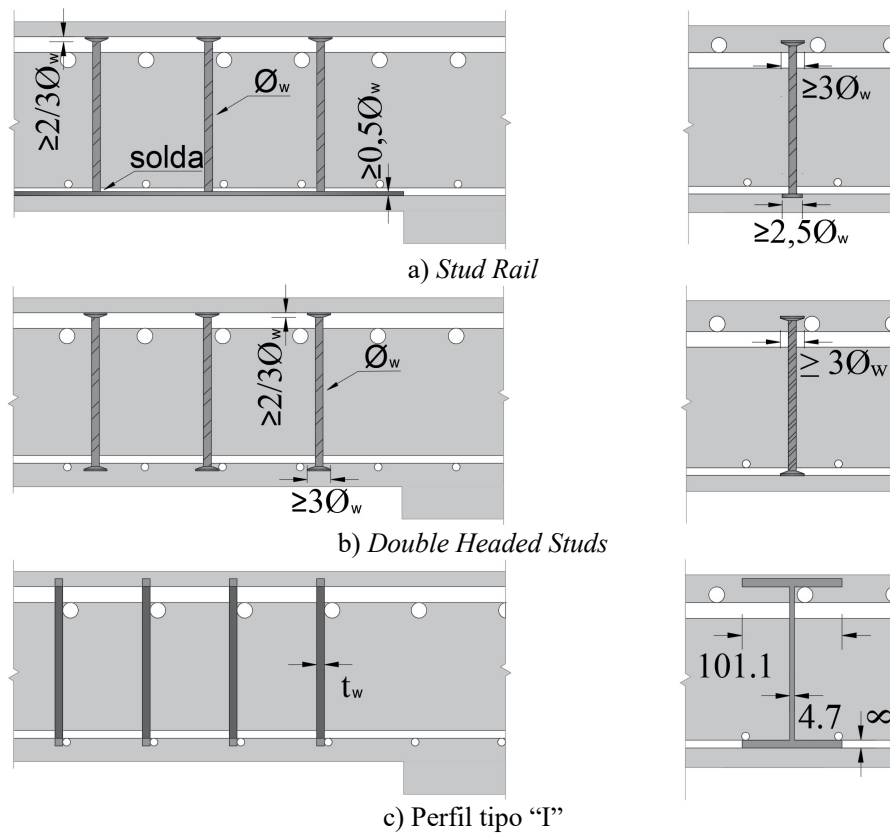


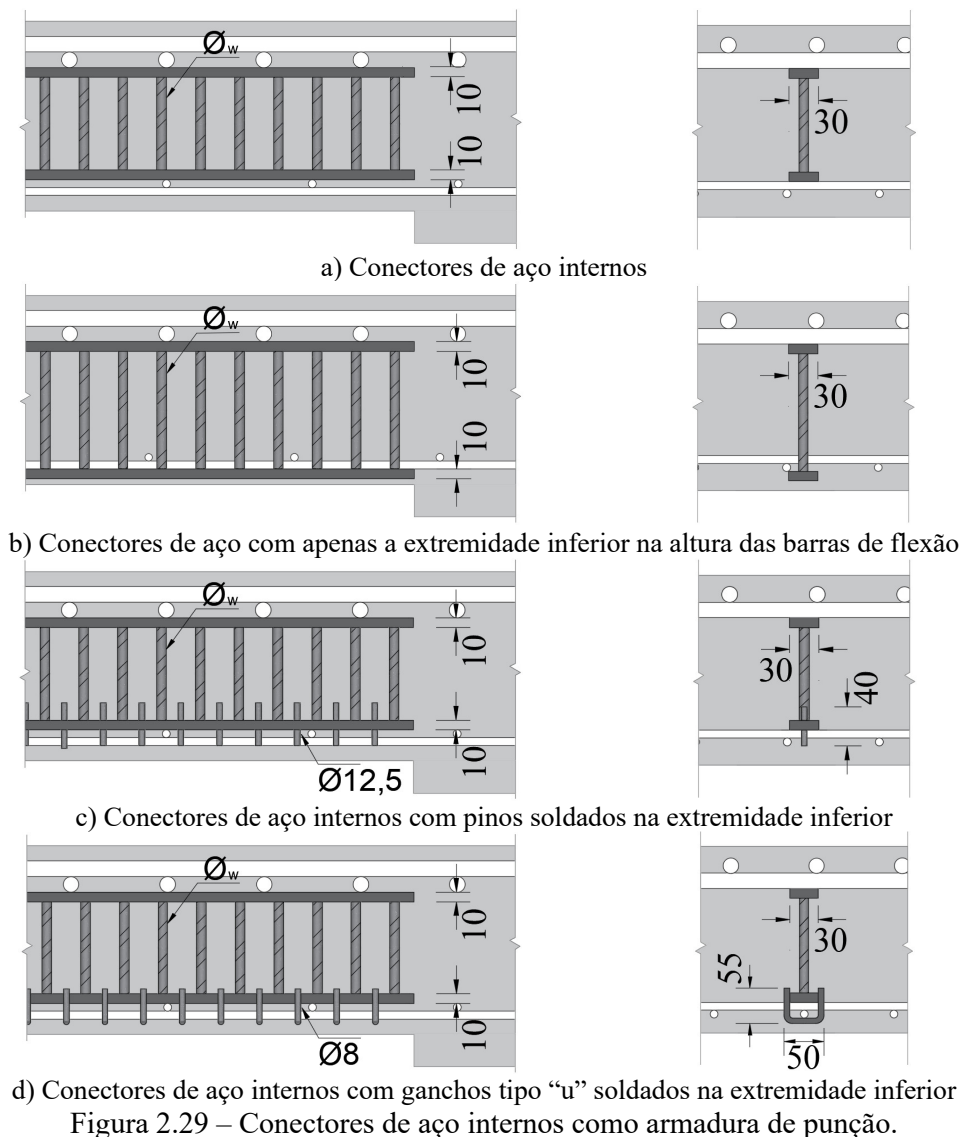
Figura 2.28 – Conectores de aço como armadura de punção.

2.3.3. Conectores de internos às barras de flexão

GOMES e ANDRADE (2000) apresentam uma espécie de *stud rail* com trilhos nas duas extremidades (Figura 2.29a). O objetivo desta armadura é facilitar a fixação e montagem das barras de cisalhamento, pois não necessariamente envolvem as barras de flexão. Após os ensaios, foram observadas rupturas por delaminação com fissuras horizontais contornando a armadura de cisalhamento nas extremidades superiores e inferiores nos cortes dos modelos de ligação laje-pilar com esse tipo de armadura.

Para evitar este modo de ruptura por delaminação, GOMES e ANDRADE (2000) compararam dois tipos de solução, o primeiro com esses conectores envolvendo apenas as barras de flexão inferiores (Figura 2.29b) e depois outros testes foram realizados com pinos soldados nos trilhos inferiores com comprimento suficiente para que sua extremidade fique no mesmo nível das barras de flexão inferiores (Figura 2.29c).

A primeira solução, além de acrescentar dificuldades na montagem da armadura de cisalhamento, não se mostrou tão eficiente, em modelos experimentais com uma taxa de armadura de cisalhamento de 0,8%, alcançando incremento de resistência semelhante aos conectores totalmente internos, de apenas 40% de incremento em relação à previsão de resistência da ABNT NBR 6118 (2014) para uma laje equivalente sem armadura de cisalhamento. A utilização de pinos apresentou um melhor desempenho, sendo capaz de alcançar 70% de incremento de resistência, como observado no ensaio de TRAUTWEIN (2001) com taxa de armadura de cisalhamento de 1,26%, em relação à previsão de resistência da ABNT NBR 6118 (2014) para uma laje equivalente sem armadura de cisalhamento.



TRAUTWEIN *et al.* (2011) apresenta uma alternativa ao pino soldado ao trilho inferior. Estes autores propõem um gancho em forma de “u” de diâmetro inferior aos pinos retos como observado na Figura 2.29d. Apesar deste trabalho utilizar taxas de armadura de cisalhamento menores que o apresentados por GOMES e ANDRADE (2000) e TRAUTWEIN (2001), com as lajes armadas com conectores internos soldados com esses ganchos com taxa de armadura de cisalhamento variando entre 0,15% e 0,81%, este gancho se mostrou proporcionalmente eficiente. A ligação laje-pilar ensaiada por TRAUTWEIN (2011) com maior incremento de resistência foi o espécime I7 com taxa de armadura de cisalhamento de 0,81% e incremento de resistência de 1,55 em relação à previsão de resistência da ABNT NBR 6118 (2014) para uma laje equivalente sem armadura de cisalhamento.

2.3.4. Estribos bem ancorados às barras de flexão

Muitos tipos de estribos que se ancoram envolvendo as barras de flexão superiores e inferiores, conforme normatiza as diversas recomendações como ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2014), ABNT NBR 6118 (2014) e *fib* Model Code 2010 (2013). Dentre as opções testadas temos os estribos fechados (Figura 2.30a), estribos de um ramo (Figura 2.30b), estribos contínuos (Figura 2.30c), estribos abertos na região tracionada (Figura 2.30d), na região comprimida (Figura 2.30e) ou estribos inclinados abertos na região comprimida (Figura 2.30f).

De modo geral, os estribos bem ancorados apresentam boa eficiência como armaduras de punção em lajes lisas, embora sua instalação seja simples em lajes. Mais recentemente testados por SCHMIDT, KUERES e HEGGER (2019), os estribos fechados bem ancorados apresentaram incrementos de resistência próximos de 60% para uma laje com taxa de armadura de cisalhamento de 0,4%. Estribos de um ramo também são muito eficientes, como observado por YAMADA, NANNI e ENDO (1992) e CHANA e DESAI (1992) ensaiando modelos de laje-pilar com taxas de armadura de cisalhamento muito elevadas ($>0,8\%$). Mais recentemente, EINPAUL *et al.* (2016) confirmou os resultados com bom desempenho observados pelos autores anteriores, observando, com uma laje de 0,7% de taxa de cisalhamento, um incremento de 74% em relação à um modelo experimental sem armadura de cisalhamento.

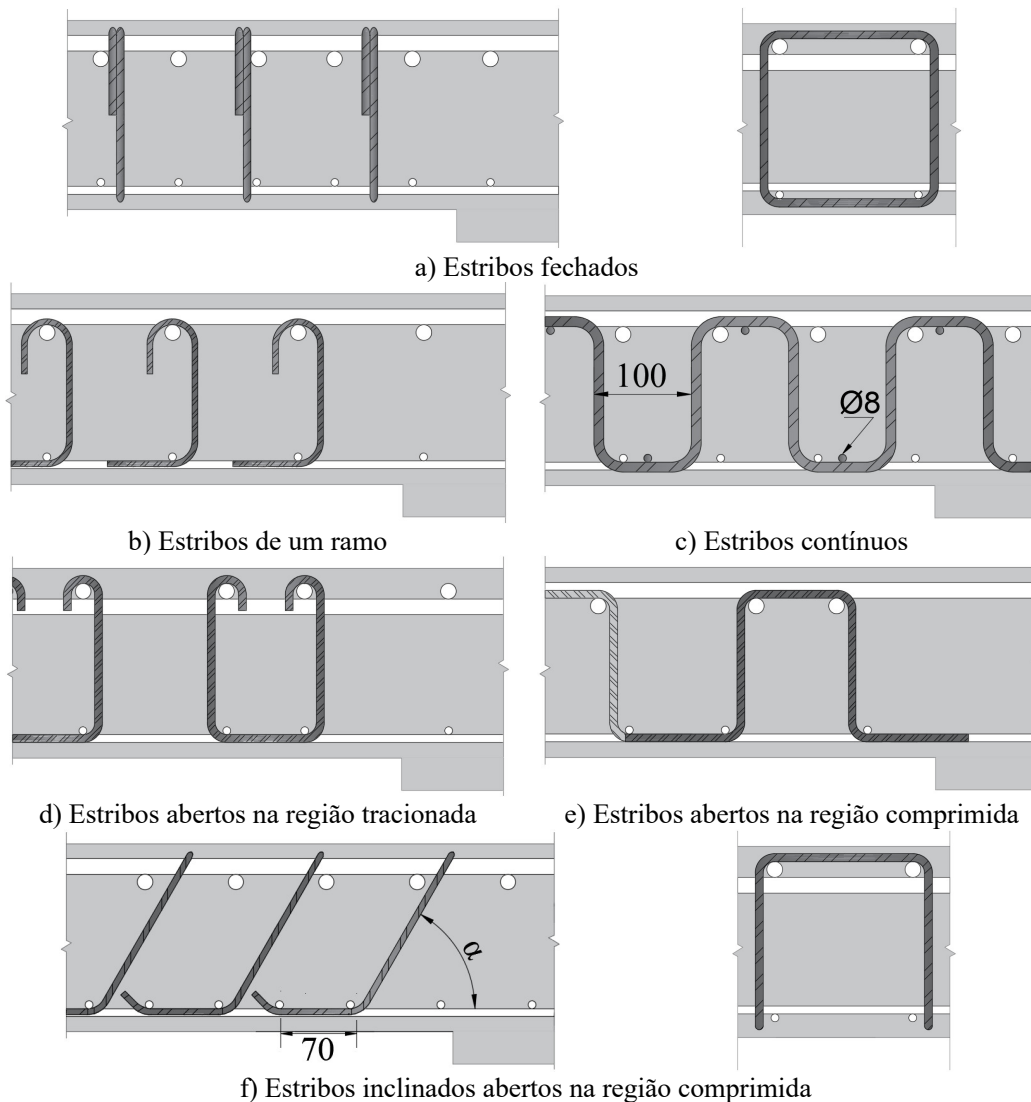


Figura 2.30 – Estribos bem ancorados como armadura de punção.

Os estribos contínuos ensaiados por LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012) são uma boa alternativa de armadura de cisalhamento por serem posicionadas em módulos distribuídos em um arranjo de grade, podendo facilitar a montagem, apesar de continuar havendo a necessidade de envolver as barras de flexão. O melhor desempenho observado por LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012) foi de 89% de incremento de resistência, porém este resultado foi adquirido em um modelo muito espesso ($d = 354$ mm) e taxa de armadura de cisalhamento $\approx 0,9\%$, o que pode ter favorecido a ancoragem destes estribos. Os demais ensaios apresentaram taxa de armadura de cisalhamento semelhante e incremento de resistência médios próximo de 65% com d variando entre 208 mm e 274 mm.

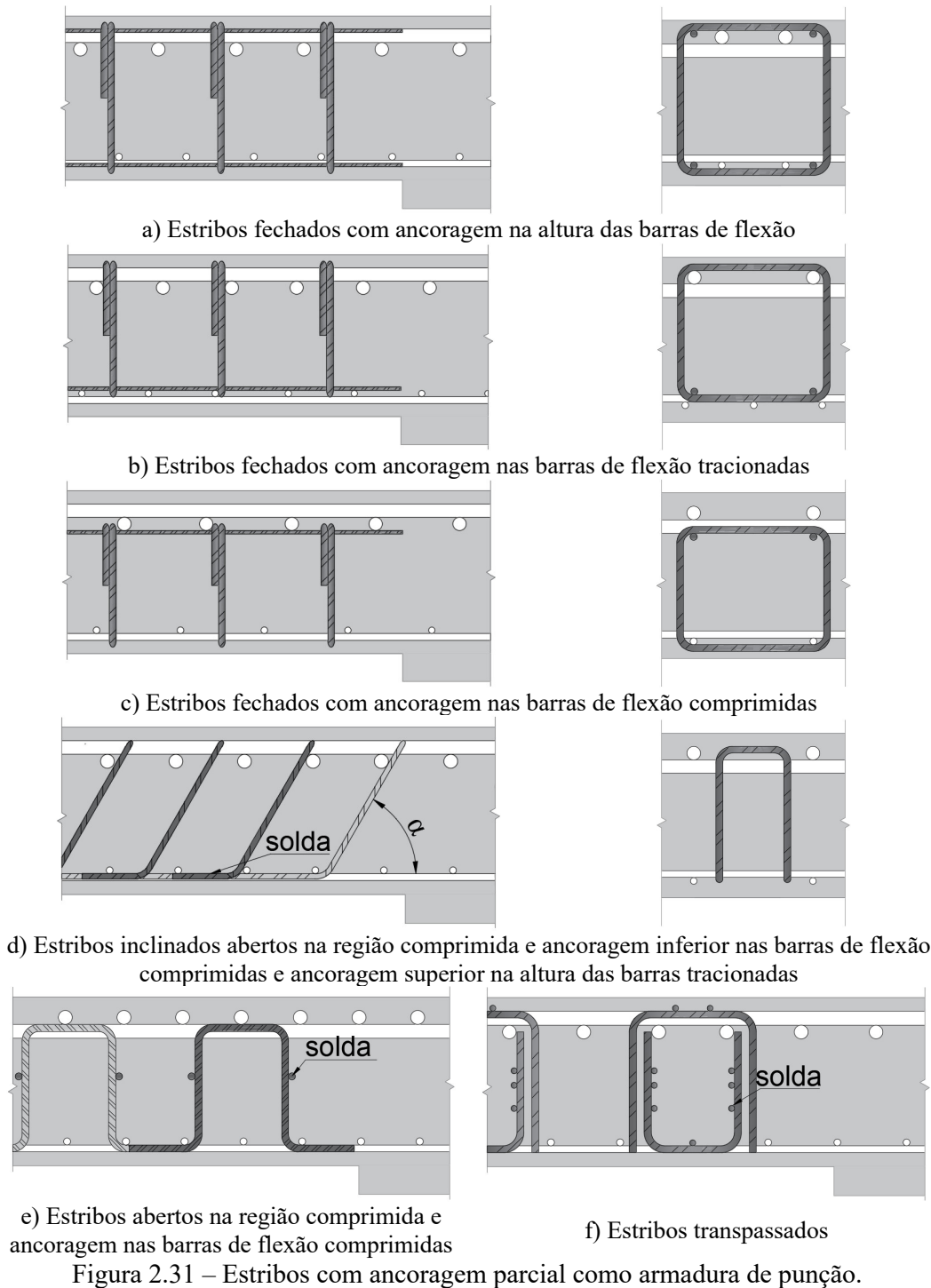
Quanto aos estribos abertos na região comprimida ensaiado por BEUTEL e HEGGER (2002) e na região tracionada por HEGGER, HAUSLER e RICKER (2007) apresentaram incrementos de resistência semelhantes, o primeiro com $\approx 40\%$ de incremento de resistência e taxa de armadura de cisalhamento de 0,36% enquanto o segundo tinha $\approx 55\%$ de incremento e taxa de 1,40%. O estribo aberto na região comprimida apresentou desempenho esperado para sua taxa de armadura de cisalhamento, enquanto o aberto na região tracionada ficou com desempenho muito abaixo dos demais estribos bem ancorados.

Os estribos inclinados abertos na região comprimida foram desenvolvidos na Universidade de Brasília apresentam a vantagem de ter uma instalação mais simples que os demais estribos bem ancorados e grande desempenho. OLIVEIRA, MELO e REGAN (2000), ANDRADE (2000) e TRAUTWEIN (2001) ensaiaram estes estribos inclinados com angulação de 45° e 60° com o melhor incremento de resistência (82%) alcançado pelos estribos inclinados a 60° com uma taxa de armadura de cisalhamento de 0,4%. Embora sejam mais fáceis de instalar em campo e mais eficientes que os demais estribos bem ancorados estes são pouco utilizados devido à dificuldade de confecção do estribo em função da necessidade de dobras em várias direções.

2.3.5. Estribos parcialmente ancorados às barras de flexão

Estribos parcialmente ancorados são alternativas para facilitar a montagem deles. Na Universidade de Brasília está sendo desenvolvida uma campanha experimental investigando a variação de ancoragem de estribos fechados. LIMA (2021) investigou o desempenho de estribos fechados com ancoragem na altura das barras de flexão (Figura 2.31a), com ancoragem envolvendo apenas as barras de flexão tracionadas (Figura 2.31b) ou apenas as comprimidas (Figura 2.31c). Estribos abertos na região comprimida inclinados com ancoragem superior com ancoragem superior na altura das barras de flexão sem envolver as barras tracionadas e a inferior soldadas em uma barra longitudinal que envolve as barras comprimidas (Figura 2.31d) ou módulos de estribos abertos na região comprimida com ancoragem envolvendo apenas as barras comprimidas (Figura 2.32e) são opções de detalhamento testadas por GLIKMAN *et al.* (2018) e YAMADA, NANNI e ENDO (1992) respectivamente. Por fim, BEUTEL e HEGGER (2002)

apresentam módulos de estribos que se ancoram por transpasse de suas barras e envolvem apenas as barras de flexão tracionadas (Figura 2.31f).



Os estribos fechados com ancoragem na altura das barras de flexão, apesar de facilitar sua instalação por se agruparem em módulos presos por porta estribos apresentaram eficiência inferior aos estribos fechados convencionais, com incremento de 48% de resistência em taxas de armadura de cisalhamento de 0,4% nos ensaios de VOLLUM *et al.* (2010). Estribos fechado com ancoragem envolvendo apenas as barras de flexão comprimidas (LIMA, 2021) ou apenas as barras de flexão tracionadas (CALDENTEY *et al.*, 2013 e LIMA, 2021) facilita ainda mais a montagem e instalação das barras de cisalhamento, porém reduz a eficiência de sua ancoragem, com os ensaios mostrando incrementos de 38% e 26%, respectivamente para lajes com taxa de armadura de cisalhamento $\approx 0,4\%$. Os módulos de estribos inclinados abertos que envolvem apenas as barras de compressão apresentou um bom desempenho, com incremento de resistência de 55% para uma taxa de arm. cis. de 0,4%, porém este estribo favorece interferências com as barras de flexão, uma vez que sua ancoragem superior é na altura das barras de flexão sem envolvê-las.

Os módulos de estribos abertos na região comprimida que não envolvem as barras tracionadas seria o estribo de mais fácil montagem dentre os estribos parcialmente ancorados, porém os ensaios de YAMADA, NANNI e ENDO (1992) não demonstraram eficácia alguma para esta armadura de cisalhamento. Isto ocorreu devido à um erro de planejamento do experimento, pois os autores utilizaram um espaçamento radial entre as camadas de armadura de cisalhamento igual à d , favorecendo uma superfície de ruptura entre as camadas. Novos ensaios são necessários para avaliar o desempenho deste tipo de armadura de cisalhamento. Por fim, os módulos de estribos ancorados por transpasse que envolvem apenas as barras de flexão tracionadas apresentaram o melhor desempenho dentre os estribos parcialmente ancorados, com incremento de 72% para taxas de armadura de cisalhamento elevadas (0,9%), porém sua aplicação ainda é meramente teórica, sem registro de utilização destes em obras.

2.3.6. Estribos ancorados internamente às barras de flexão

Em termos construtivos, as armaduras de cisalhamento ideais para evitar as possíveis interferências com as barras de flexão seriam aquelas que posicionam sua ancoragem internamente às barras de flexão, sem envolver ou se posicionar no nível das barras de flexão. A Figura 2.32 ilustra os tipos de armaduras de cisalhamento internas às barras de flexão ensaiados em ligações laje pilar. Na Figura 2.32a são ilustrados os estribos fechados com ancoragem interna ensaiados por MABROUK *et al.* (2017) e LIMA (2021) e nas Figura 2.32b e 2.32c são ilustrados os estribos de um ramo e estribos contínuos em espiral retangular, respectivamente, ambos com ancoragem interna e ensaiados por EOM

et al. (2018). De modo geral, estas armaduras cisalhamento não tem eficácia comprovada nos ensaios experimentais com baixos níveis de incremento de resistência (até 23%) com taxas de armadura de cisalhamento chegando até 0,9%.

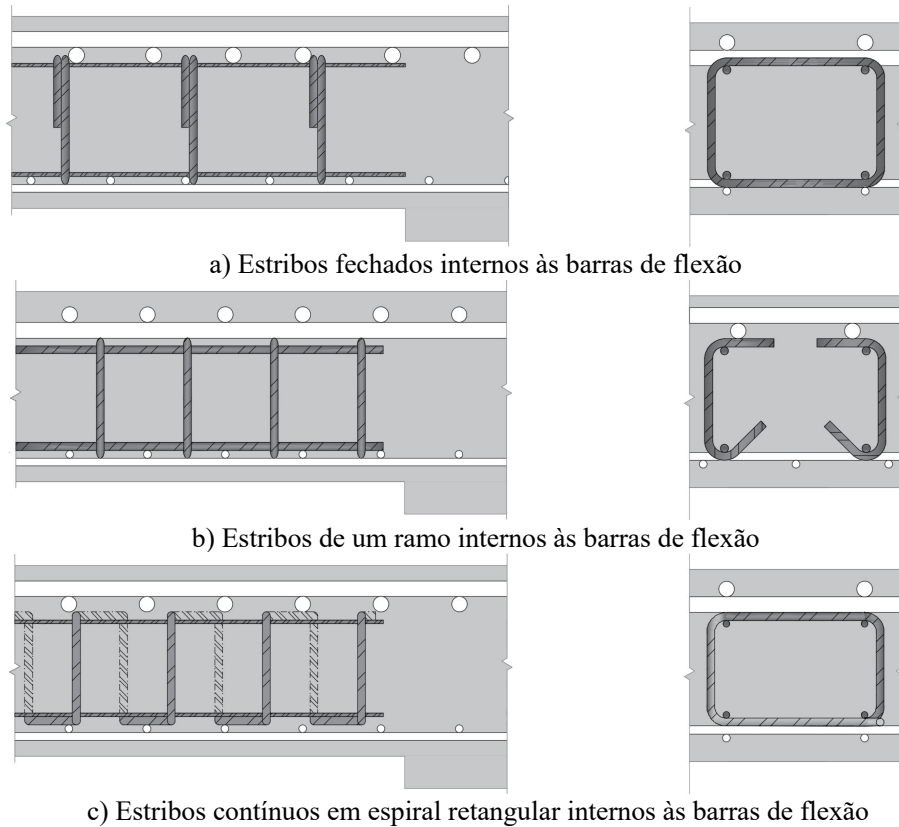


Figura 2.32 – Estribos com ancoragem interna como armadura de punção.

2.3.7. Estribos treliçados

Seguindo a estratégia de dimensionamento de evitar interferências das barras de cisalhamento com as barras de flexão aliada com ancoragem eficiente das barras de cisalhamento, diversos tipos de treliças foram testados como possíveis armaduras de punção. A Figura 2.33 ilustra os tipos de treliças utilizados como armadura de cisalhamento de ligações laje-pilar encontrados na literatura.

A Fig. 2.33a mostra a armadura de cisalhamento testada por REGAN e SAMADIAN (2001), chamada *Riss Star*. Essa armadura de cisalhamento é composta de barras de aço verticais, bem espaçadas (a cada 50 mm), soldadas em cada extremidade por duas barras

horizontais com o mesmo diâmetro dos segmentos verticais. Dobrados em forma de “V” com um ângulo de 22,5°, essas barras horizontais ancoram os segmentos verticais. As lajes ensaiadas por REGAN e SAMADIAN (2001) falharam prematuramente por delaminação das barras de cisalhamento, caracterizado por fissuras horizontais no topo e extremidades inferiores da armadura de cisalhamento, atingindo incrementos de resistência de até 1,39 vezes a resistência estimada para uma laje semelhante sem armadura de cisalhamento.

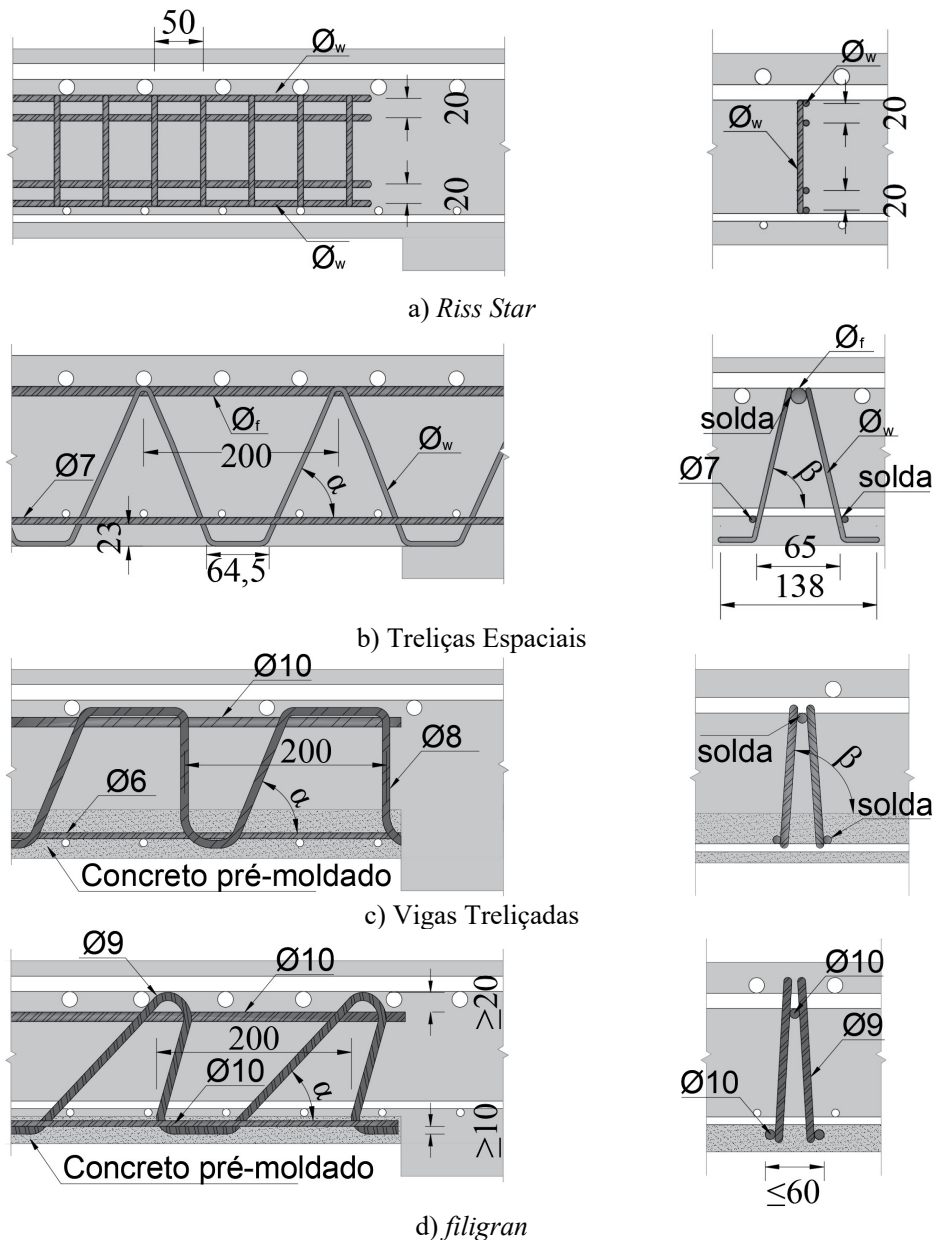


Figura 2.33 – Estribos treliçados como armadura de punção.

Park (2007) testou treliçadas espaciais como armadura de punção (ver Figura 2.33b). Elas consistem em barras longitudinais (um banzo superior e dois bantos inferiores) interligadas por soldas à treliça contínua e que compõem as barras de flexão tracionada e comprimida. A barra longitudinal superior é soldada na extremidade das diagonais, enquanto as barras inferiores são soldadas a 23 mm da dobra, garantindo o cobrimento de concreto inferior das barras longitudinais. As treliças espaciais são colocadas na fôrma e contribuem como suporte para as barras de flexão superiores. Os resultados experimentais mostraram incrementos de resistência de até 50%.

Uma campanha experimental foi desenvolvida no Instituto de Concreto Estrutural da RWTH Aachen University e concluiu que a capacidade de ancoragem das extremidades da armadura de cisalhamento é mais relevante para o aumento de seu desempenho. A Figura 2.33c ilustra uma primeira versão de armadura cisalhamento apresentada em HAEUSLER (2009). Esta armadura de cisalhamento consiste em vigas treliçadas com bantos soldados nas extremidades das barras de cisalhamento. As barras de cisalhamento funcionam como as diagonais da treliça posicionadas alternadamente na vertical e inclinada em um ângulo α . Em média seu desempenho foi de um incremento de resistência de aproximadamente 40% para lajes com taxa de armadura de cisalhamento $\approx 0,7\%$.

O melhor desempenho dentre as armaduras de cisalhamento da RWTH Aachen University foi observado na armadura de punção denominada *Filigran* (ver Figura 2.33c). Ela também tem a forma de uma viga treliçada, composta por duas barras de 10 mm no banzo inferior e uma barra de 10 mm no banzo superior, unidas por barras contínuas de 9 mm, soldadas alternadamente inclinadas a diferentes graus. A barra longitudinal superior é soldada às barras da diagonal em uma distância entre 20 mm e 60 mm da extremidade superior e 10 mm na barra inferior. O maior ganho de resistência medido nestes testes foi 2,28 vezes a força prevista. Este resultado refere-se à laje V4KO apresentado em FURCHE e SCHMIDT (2019) e foi calculado em relação à previsão de resistência para uma laje semelhante sem armadura de cisalhamento.

2.4. ARMADURA TRELIÇADA PRÉ-FABRICADA

Buscando aliar desempenho estrutural e facilidade de montagem *in loco*, a Universidade Federal do Pará desenvolveu um estribo treliçado pré-fabricado. Originalmente, era formado por módulos de treliças planas posicionadas entre as barras da armadura de flexão, conforme a Figura 2.34. Os primeiros ensaios para avaliar o desempenho destes estribos foram realizados em lajes unidirecionais submetidas ao cisalhamento por FERREIRA *et al.* (2016).

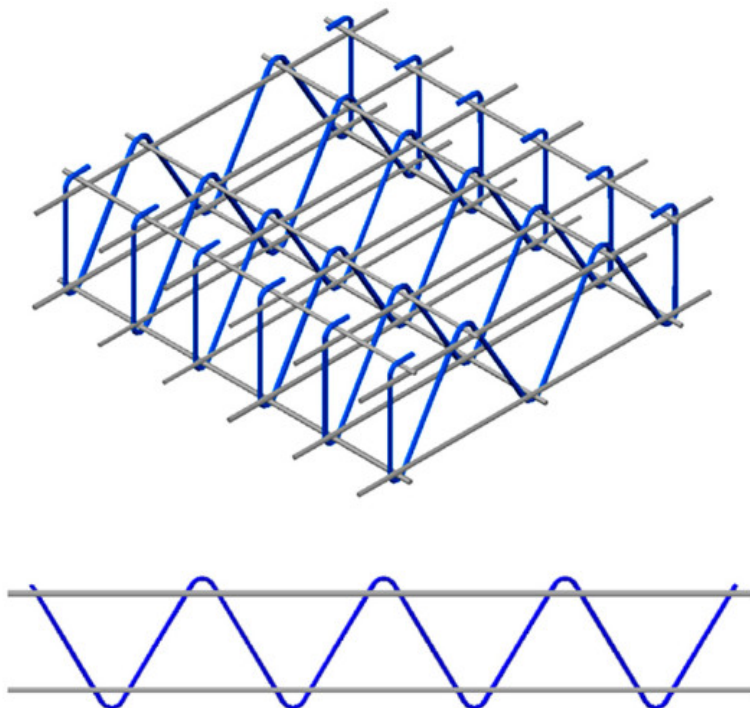
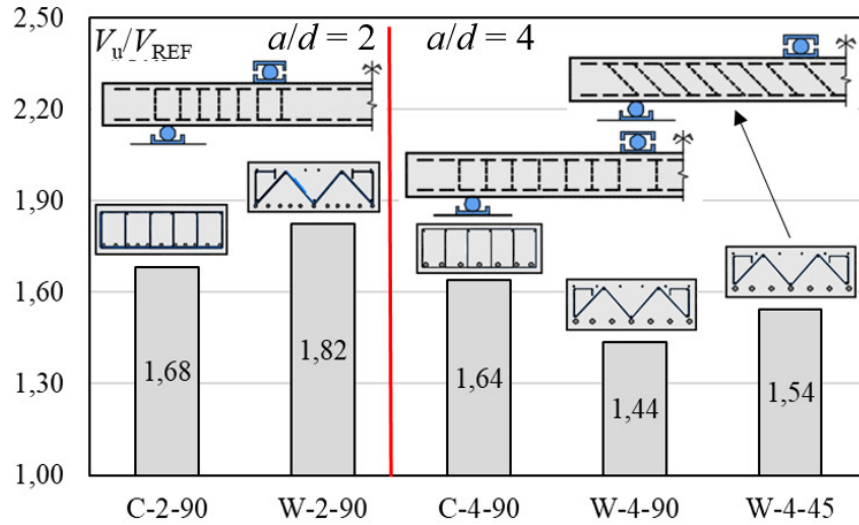


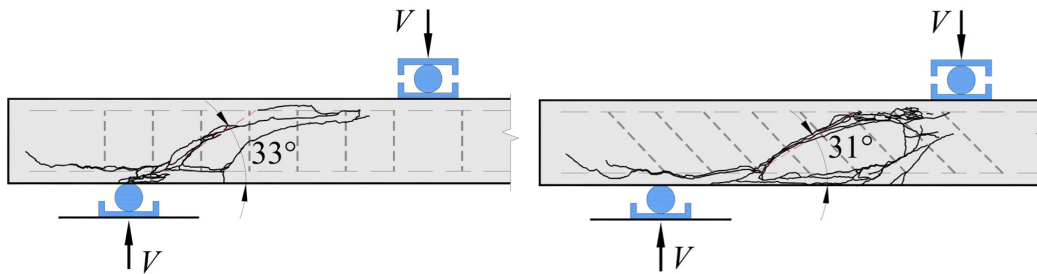
Figura 2.34 – Estribo treliçado pré-fabricado.

A Figura 2.35 apresenta os resultados dos primeiros ensaios com estribo treliçado pré-fabricado em laje unidirecionais. Foram ensaiadas lajes com relação $a/d = 2$ e $a/d = 4$, onde no primeiro os estribos propostos apresentaram um incremento de resistência equivalente ao espécime armado com estribos convencionais, porém na segunda série com $a/d = 4$, com menos influência de efeito arco, os estribos treliçados apresentaram um desempenho inferior ao espécime equivalente com estribos convencionais. O padrão de fissuração dos espécimes com estribo treliçado, nas Figuras 2.35b e c, apresentam

fissuras contornando as barras de cisalhamento independente do ângulo da armadura, podendo indicar uma falha prematura por delaminação.



a) Incremento de resistência das lajes unidirecionais



b) Padrão de fissuração da laje W-4-90

c) Padrão de fissuração da laje W-4-45

Figura 2.35 – Desempenho das primeiras séries de ensaios com estribo treçados pré-fabricados (Adaptado de FERREIRA, 2016).

TAPAJÓS (2017) investigou o desempenho da ancoragem do estribo treçado pré-fabricado ao cisalhamento direto através de ensaios de *push off*. A Figura 2.36 apresenta os resultados dos ensaios de *push off* de Tapajós e conclui que ao utilizar ganchos em forma de “U” nas proximidades da ancoragem faz com que a ancoragem da treliça plana tenha um desempenho equivalente à ancoragem de estribos fechados convencionais e de conectores de punção com cabeça, tanto em termos de tensão resistente quanto em termos de deslizamento longitudinal (Figura 2.36a) e separação transversal (Figura 2.36b).

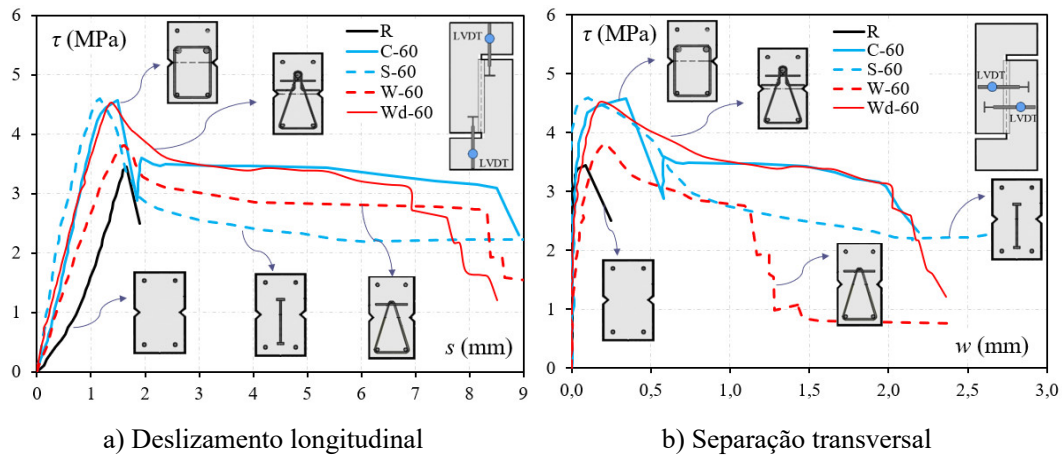


Figura 2.36 – Desempenho de ancoragem de armaduras de cisalhamento através de ensaios de *push off* (adaptado de TAPAJÓS, 2017).

TAPAJÓS (2017) ainda ensaiou lajes unidirecionais sob cisalhamento com vários tipos de armadura de cisalhamento, como estribos fechados convencionais, conectores de punção do tipo *stud rail* e estribos treliçados pré-fabricados com e sem ganchos em forma de “U”. A Figura 2.37 apresenta os resultados de TAPAJÓS (2017), onde observa-se que os ganchos em “U” não apenas evitaram a ruptura prematura por delaminação como também proporcionou um desempenho superior aos espécimes armados com estribo convencional ou *stud rail*.

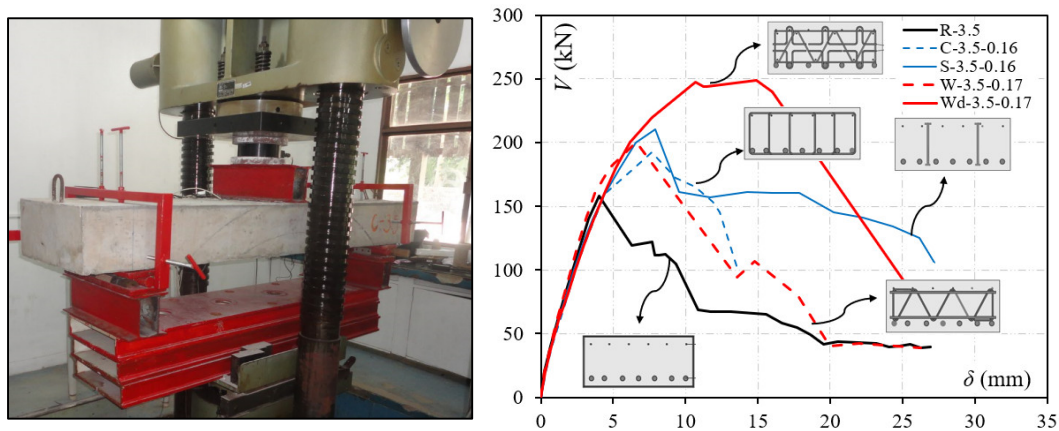


Figura 2.37 – Ensaios de cisalhamento unidirecional com vários tipos de armaduras de cisalhamento (Adaptado de TAPAJÓS, 2017).

PINTO (2019) realizou mais ensaios com lajes unidirecionais armadas com estribos treliçados pré-fabricados. Seu trabalho avaliou a influência da posição dos ganchos “U”, posicionados apenas na região tracionada ou na região tracionada e comprimida, e inclinação da armadura de cisalhamento no desempenho de lajes unidirecionais com ruptura por cisalhamento. Na Figura 2.38 é possível observar que as lajes com ganchos em “U” nas regiões comprimida e tracionada foram mais eficientes em evitar a ruptura por delaminação e a laje armada com os estribos inclinados a 60° com ganchos nas duas regiões apresentaram 17% a mais de resistência em relação à laje com a camada de estribos posicionadas na vertical.

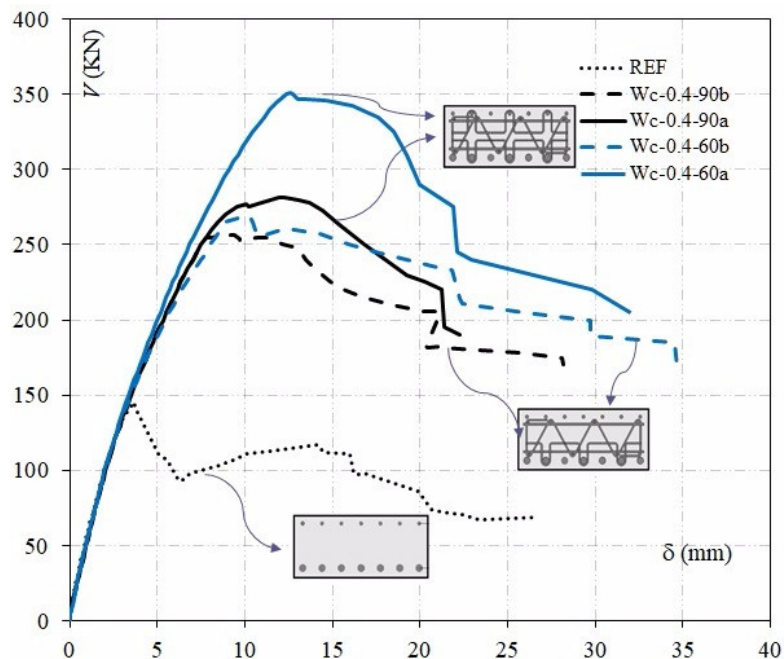


Figura 2.38 – Ensaio de cisalhamento unidirecional variando o ângulo da armadura de cisalhamento e posição dos ganchos em “U” (Adaptado de PINTO, 2019).

A armadura de cisalhamento treliçada pré-fabricada apresentada neste trabalho consiste em múltiplas gaiolas formadas por treliças planas contínuas com barras longitudinais soldadas em suas extremidades para melhorar sua capacidade de ancoragem. As barras usadas tanto para a treliça como para as barras longitudinais são nervuradas, e o processo de fabricação é automatizado. As barras de treliça planas são unidas por barras de 5.0 mm

para formar as gaiolas, que garantem rigidez no manuseio e montagem. As barras da treliça podem ser montadas em vários ângulos, servindo também como um reforço de construção para manter as barras de flexão superiores em posição. A Figura 2.39a mostra as regras gerais de detalhamento adotadas nesses testes e as Figuras 2.39b e 2.39c ilustram os processos de montagem das gaiolas pré-fabricadas.

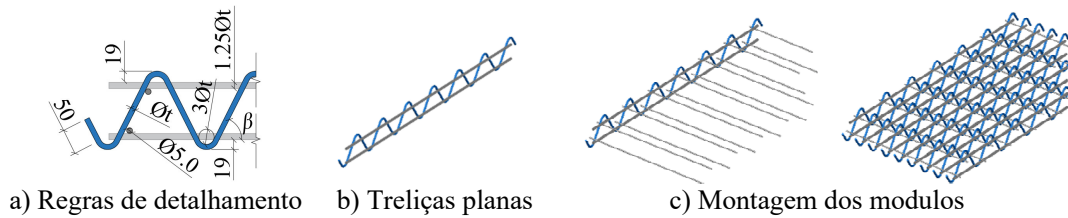


Figura 2.39 – Detalhamento e montagem dos estribos treliçados pré-fabricados.

A principal vantagem desta armadura de cisalhamento é a simplicidade de colocação no local devido às mínimas interferências entre elas e ao reforço de flexão, aumentando assim o processo de construção e reduzindo o custo de mão-de-obra. Barras em “U” fixadas nas barras de flexão inferiores e superiores podem ser adicionadas como reforço suplementar para melhorar a capacidade de ancoragem da armação pré-fabricada, ajudando a evitar falhas prematuras devido à delaminação, como mostrado por TAPAJOS (2017) e PINTO (2019). A Figura 2.40 apresenta o processo de instalação dessas armaduras de cisalhamento no local.

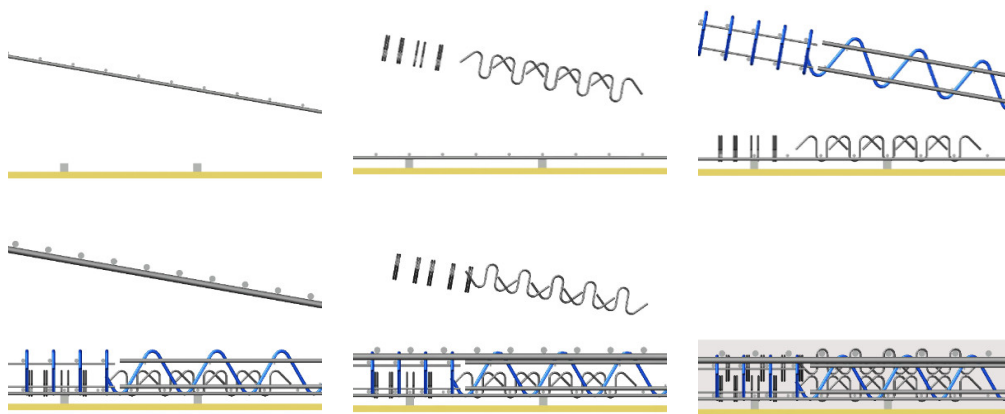


Figura 2.40 – Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados.

Os módulos de barras treliçada pré-fabricadas foram idealizados para serem colocados paralelamente à face da coluna em arranjos em grade ou cruciformes. O ângulo entre as pernas das barras e o plano da laje (α) pode variar entre 45° e 90° . A Figura 2.41 mostra os arranjos gerais da armadura de cisalhamento proposta para as conexões da coluna de laje.

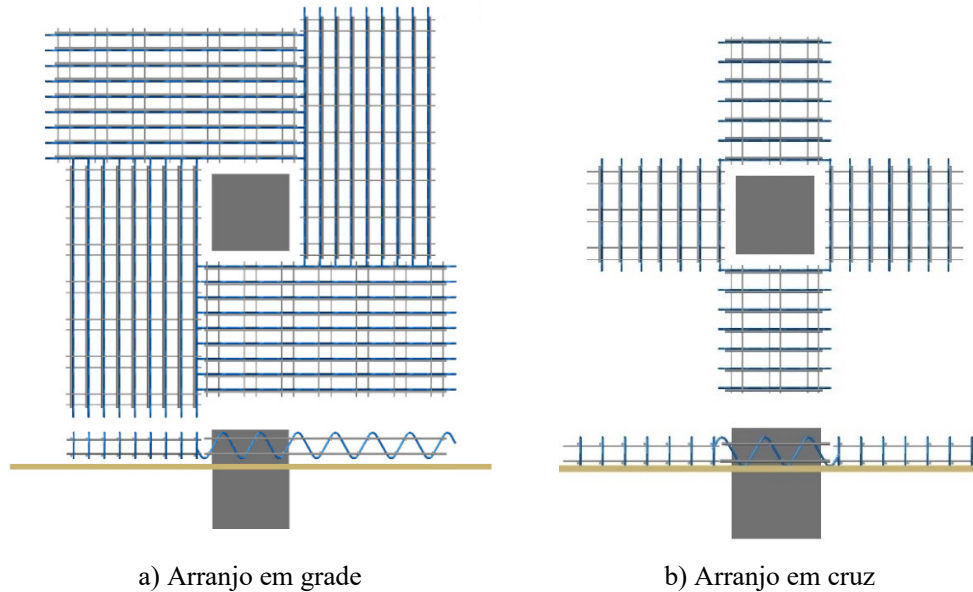


Figura 2.41 – Processo de instalação dos estribos treliçados pré-fabricados.

As armaduras treliçadas pré-fabricadas foram idealizadas para serem usadas em arranjos cruciformes e em grade. Porém as normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019 e EC2 (2014) não apresentam recomendações para a verificação e projeto de ligações laje pilar com armaduras distribuídas em grade, logo alguns ajustes são necessários para esse caso. A Figura 2.42 mostra uma metodologia usada para contabilizar a área de armadura de cisalhamento (A_{sw}) que efetivamente contribui para a resistência a punção das lajes que pode ser usada em barras arranjadas em grade. A metodologia é uma extensão natural do conceito implícito das normas e deve ser confrontada com evidências experimentais disponíveis para sua validação.

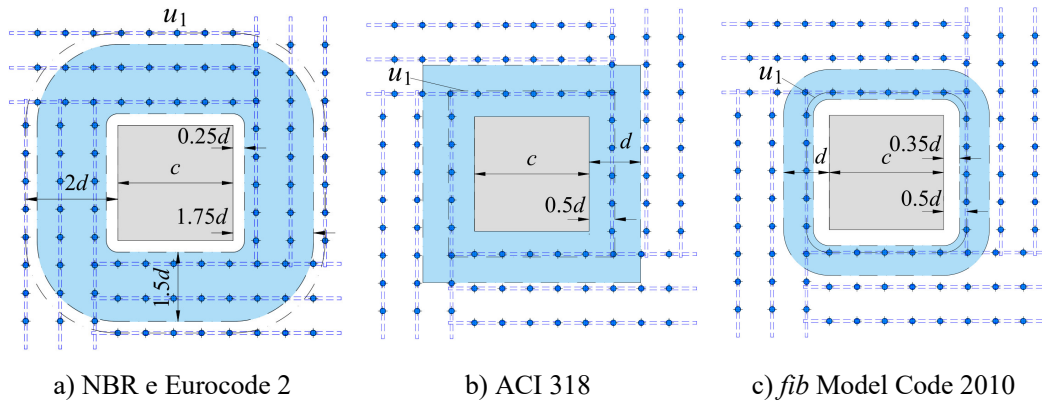


Figura 2.42 – Metodologia para contabilizar área de aço da armadura de cisalhamento.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta duas séries de ensaios com dez modelos realizados no laboratório de estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE) do campus de Tucuruí da Universidade Federal do Pará (UFPA). A primeira série tem o objetivo de investigar o limite de eficiência máxima de ligações laje-pilar armadas ao cisalhamento com *stud rails* e estribos treliçados pré-fabricados. A segunda série tem o objetivo de avaliar a eficiência dos estribos treliçados em acréscimos de resistência usuais com ruptura dentro da região das armaduras com arranjo em grade com e sem concentrar os estribos treliçados na região próxima ao pilar. Os ensaios apresentados neste capítulo compuseram os trabalhos de mestrado de FREITAS (2018) e COSTA (2021.1).

3.1. CARACTERÍSTICA DAS LAJES

Todos os ensaios foram em modelos de ligações laje-pilar ortotrópicos de concreto armado de geometria octogonais com lados de 1040 mm, distância entre faces opostas de 2500 mm e espessura de 210 mm. Os apoios foram distribuídos de modo circunferencial em pontos equidistantes em um raio de 1125 mm. As lajes foram carregadas de modo centrado através de pilares quadrados de 400 mm de lado e 300 mm de altura. A Figura 3.1 ilustra a geometria das lajes ensaiadas.

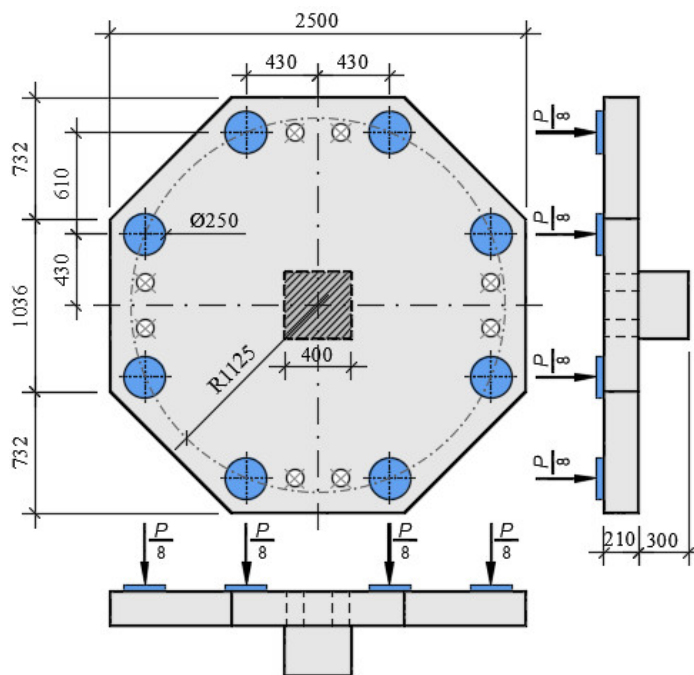


Figura 3.1 – Geometria das lajes.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo das características das lajes das duas séries de ensaio. Na tabela são apresentados a altura útil das lajes medidas antes da concretagem (d), taxa (ρ), diâmetro das barras de flexão (\varnothing_f), tensão de escoamento (f_{ys}) e módulo de elasticidade (E_s) da armadura de flexão e taxa (ρ_w), diâmetro das barras (\varnothing_w), tensão de escoamento (f_{yw}), módulo de elasticidade (E_{sw}), ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano horizontal cruzando a superfície de ruptura (α), ângulo entre as pernas da armadura de cisalhamento e o plano horizontal ao longo da treliça plana (β), número de camadas, número de linhas, espaçamento entre a face do pilar e a primeira camada (s_0), espaçamento entre camadas (s_r) das armaduras de cisalhamento, $A_{sw,1+2}$ é a área transversal das duas primeiras camadas de armadura de cisalhamento e $u_{1,MC10}$ é o comprimento do perímetro de controle calculado de acordo com o MC10.

Tabela 3.1 – Resumo das características das lajes.

| Laje | d (mm) | ρ (%) | \varnothing_f (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) | ρ_w (%) | \varnothing_w (mm) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) | α (°) | β (°) | s_0 (mm) | s_r (mm) | |
|----------|--|---------------|-------------------------|-------------------|----------------|-----------------|-------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|---------------|-----------------|------------------|
| 1ª Serie | S0 | 156 | 2,02 | 25,0 | 527,4 | 192,4 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | SR1 | 157 | 2,01 | | | | 1,15 | 16,0 | 509,0 | 186,7 | 90 | 90 | 80 | 100 ¹ |
| | SR2 | 160 | 1,97 | | | | 1,17 | 12,5 | 590,3 | 198,3 | | | 60 | 60 ² |
| | SW1 | 152 | 1,98 | 20,0 | 506,7 | 197,5 | 1,32 | 10,0 | 590,3 | 212,8 | 60 | 80 | 80 ³ | |
| | SW2 | 152 | 1,99 | | | | | | | | 63 | | | |
| 2ª Serie | SW3 | 168 | 1,89 | 25,0 | 527,4 | 192,4 | 0,99 | 8,0 | 555,0 | 212,1 | 60 | 65 | 60 | 60 ⁴ |
| | SW4 | 171 | 1,04 | | | | 0,73 | | | | | | 80 | 90 ⁵ |
| | SW5 | 165 | 1,07 | 20,0 | 506,7 | 197,5 | 0,78 | 6,3 | 430,0 | 204,7 | 60 | 70 | 60 | 60 ⁴ |
| | SW6 | 168 | 1,06 | | | | 0,49 | | | | | | 80 | 90 ⁵ |
| | SW7 | 169 | 1,05 | | | | 5,0 | 675 | 193,7 | 60 | 60 ⁴ | | | |
| Obs: | Propriedades do concreto da 1ª Serie: $f_c = 29,2$ MPa; $f_{ct} = 3,72$ MPa; $E_c = 36,5$ GPa Propriedades do concreto da 2ª Serie: $f_c = 26,9$ 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 SW6); $\rho_w = (A_{sw,1+2} / 2) / (s_r u_{1,MC10})$; ¹ Radial com 12 linhas e 8 camadas; ² Grade com 12 linhas, 8 camadas e s_r mudando para 120 mm após a terceira camada; ³ Grade com 9 camadas; ⁴ Grade com 7 camadas e s_r mudando para 120 mm após a terceira camada; ⁵ Grade com 8 camadas. Propriedades das armaduras complementares da 1ª serie: $f_{yw} = 453,3$ MPa e $E_{sw} = 197,4$ GPa Propriedades das armaduras complementares da 2ª serie: $f_{yw} = 430,0$ MPa e $E_{sw} = 204,7$ GPa | | | | | | | | | | | | | |

A primeira série de ensaios buscou investigar a resistência máxima à punção de lajes armadas ao cisalhamento com *stud rails* e com estribos treliçados pré-fabricados. As armaduras de cisalhamento foram dimensionadas para que as lajes alcancem uma ruptura através do esmagamento da biela com acréscimo de 2,0 e 2,5 vezes a resistência da laje

sem armadura de cisalhamento segundo o CEN EN 1992-1-1 (2014) e ABNT NBR 6118 (2014), respectivamente, com armadura de flexão dimensionada para que a resistência à flexão das lajes seja aproximadamente 2,6 vezes a resistência das lajes sem armadura de cisalhamento.

A laje S0 não foi armada ao cisalhamento para servir de referência para o acréscimo de resistência das lajes armadas. A laje SR1 foi armada com *stud rails* bem ancorados e com elevada taxa de armadura de cisalhamento para alcançar a máxima eficiência destas armaduras. A laje SR2 foi armada com *stud rails* com o objetivo de verificar se concentrar área de aço região próxima ao pilar e diminuir essa concentração a partir de $1,125 d$ da face do pilar é capaz de manter a eficiência da laje SR1, conforme orientado pelo EOTA ETA 12/0454 (2012). A SW1 buscou verificar a eficiência máxima à punção de lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados verticais. A laje SW2 tem o objetivo de verificar o efeito da inclinação dos estribos treliçados em 60° na eficiência máxima dessa armadura.

A segunda série de ensaios buscou avaliar a eficiência dos estribos treliçados pré-fabricados inclinados a 60° como armaduras de punção em situações usuais e de sua aplicação em arranjos concentrados. As lajes SW4 e SW6 foram dimensionadas para apresentar ruptura dentro da região da armadura de cisalhamento com taxas de armadura de cisalhamento 0,73% e 0,49%, somando-se aos resultados de SW2 com taxa de 1,33%. As lajes SW3, SW5 e SW7 foram dimensionadas para avaliar o desempenho das lajes armadas com estribos treliçados em arranjo concentrado em regiões afastadas em até $1,125 d$ da face do pilar e diminuindo essa concentração após esta região, utilizando as lajes SW2, SW4 e SW6 como referência respectivamente.

A Figura 3.2 apresenta o detalhamento da armadura de flexão das duas séries de ensaio. As lajes da primeira série de ensaios tiveram que apresentar uma taxa de armadura elevada ($\approx 2,0\%$) para garantir que os modelos alcançassem resistências elevadas sem que houvesse rupturas indesejadas por flexão. A ancoragem das barras de flexão da primeira série foi através de dobras para as barras de 20.0 mm de diâmetro e para as barras de 25.0 mm foram utilizados ganchos para melhorar a ancoragem quando as barras eram perpendiculares a face da laje, quando as barras eram inclinadas em relação à face da laje foram soldadas chapas metálicas como ancoragem mecânica. As taxas de armadura de flexão da segunda série serão mais próximas do usual ($\approx 1,2\%$) pois não haverá a

necessidade de alcançar cargas elevadas. A ancoragem de todas as barras da segunda série de ensaios foi através de ganchos.

O cobrimento idealizado para as barras de flexão foi de 25 mm com pequenas alterações devido ao processo construtivo. Nas lajes armadas com *studs rails* e *double headed studs* foram utilizadas barras de flexão de maior diâmetro para diminuir a densidade de barras minimizando os conflitos com a armadura de cisalhamento. Barras inferiores foram posicionadas em todas as lajes para garantir a segurança na movimentação dos modelos e controlar fissurações que prejudicariam o desempenho dos ensaios.

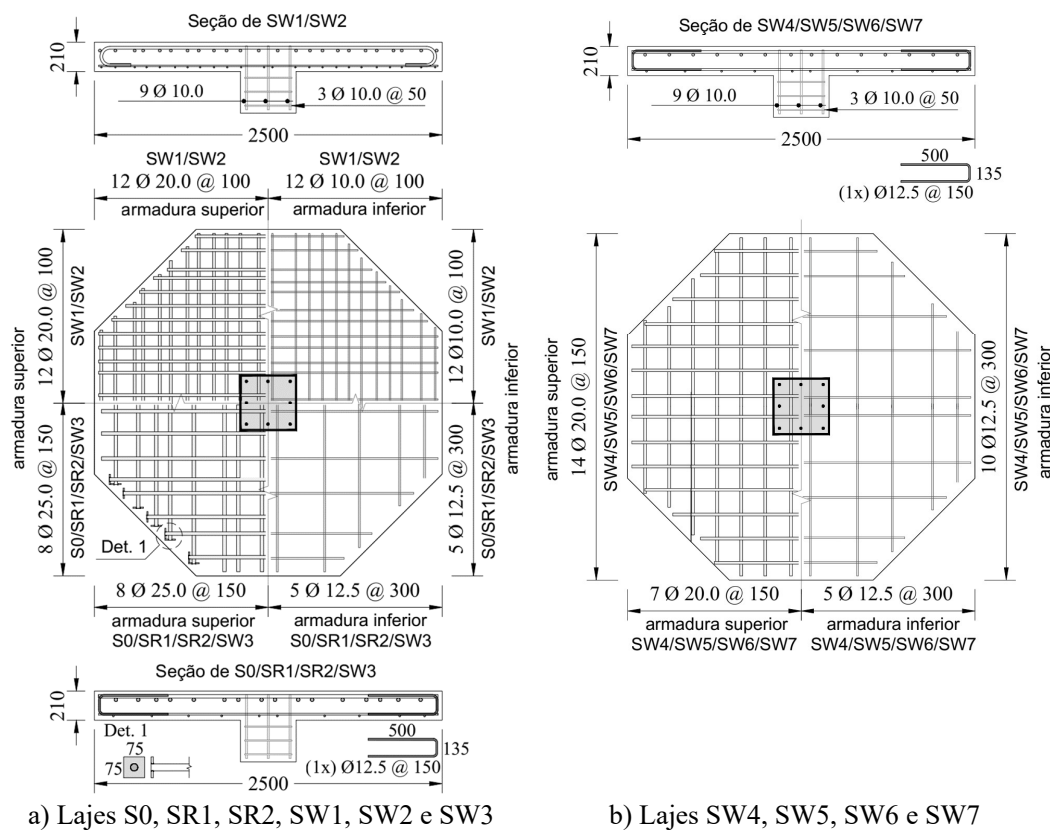


Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras de flexão.

Para afastar a possibilidade de ruptura fora da região da armadura de cisalhamento as camadas se estenderam até a região dos apoios em todas as lajes. A Figura 3.3 apresenta o detalhamento da armadura de cisalhamento das lajes armadas com *studs rails*. Todos os *studs rails* tiveram produção industrial pela “TREJOR – Soluções metálicas” com suas

cabeça produzidas por fusão da barra e soldados aos trilhos da base. Os estribos treliçados pré-fabricados tiveram suas treliças principais fabricados em uma máquina de corte e dobra industrial e tiveram suas barras longitudinais soldadas por solda elétrica com eletrodos E7018 de resistência a tração de 480 MPa (70000 psi).

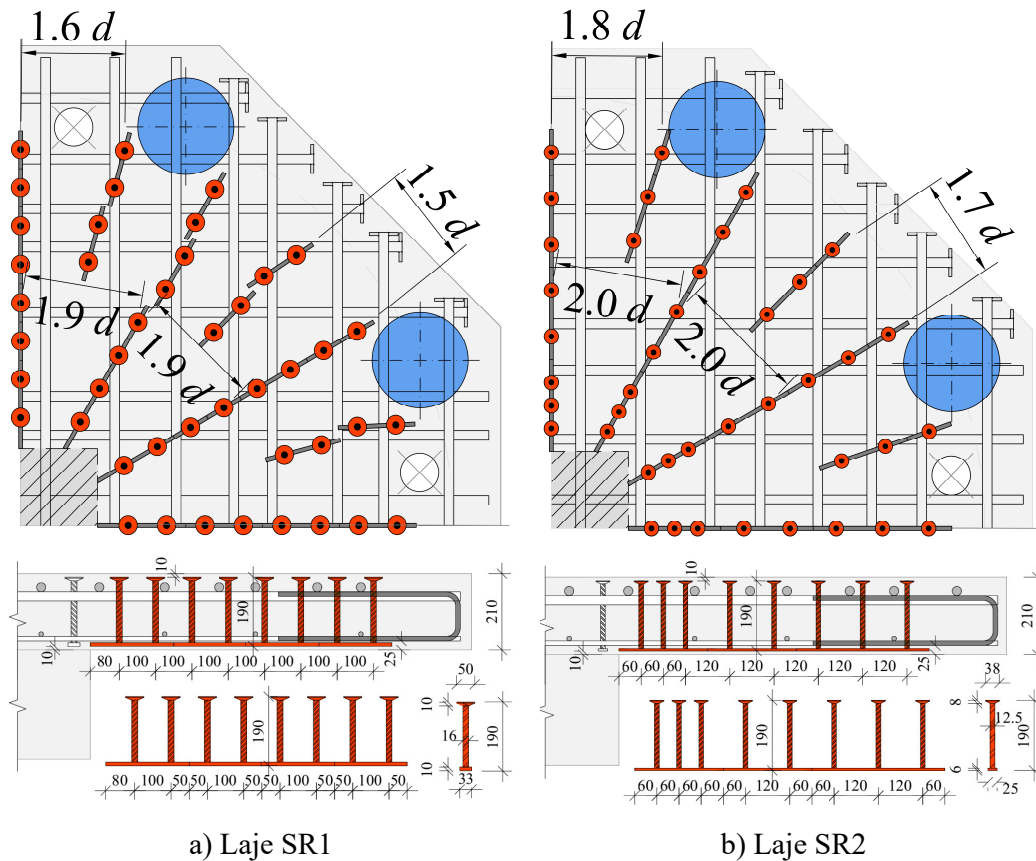


Figura 3.3 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes com *stud rail*.

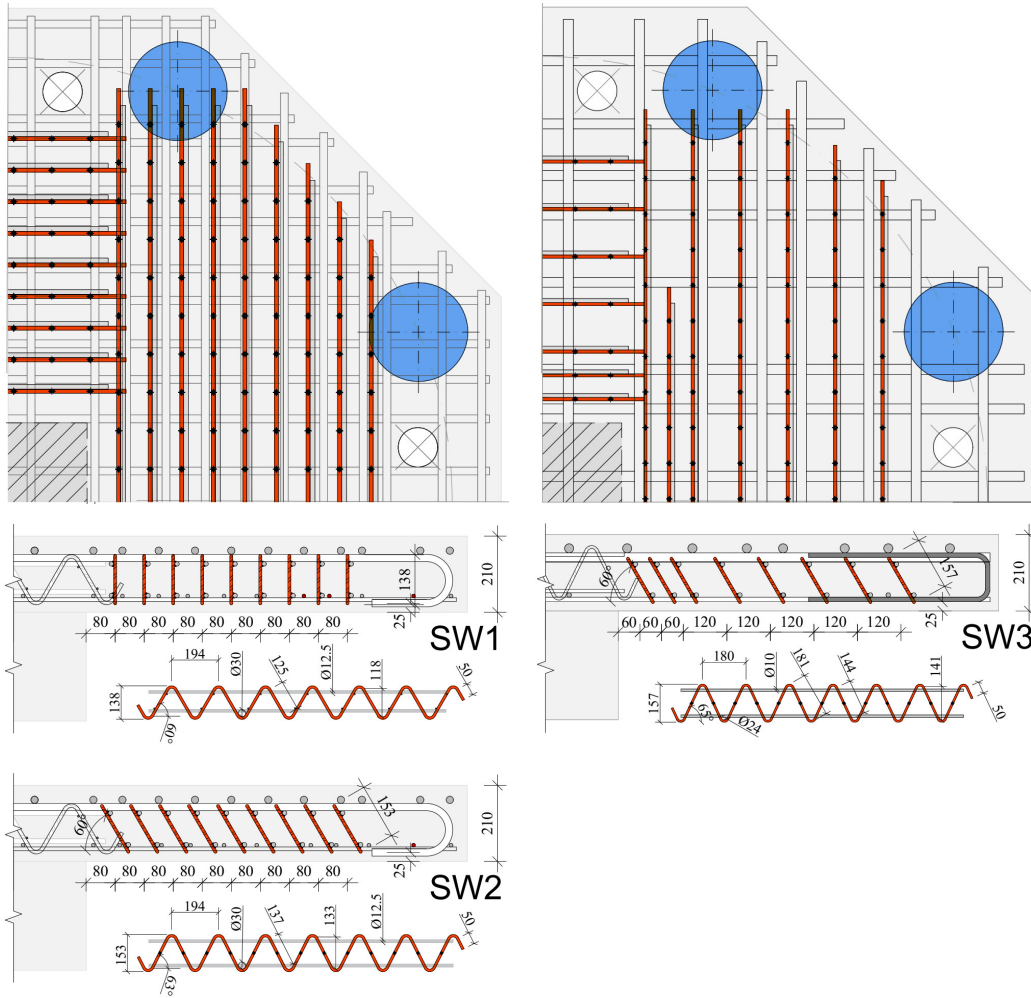
As lajes SR1 e SR2 tiveram arranjo radial das armaduras de cisalhamento diferenciando pelo diâmetro e o espaçamento entre as camadas. Mesmo alterando a distribuição das armaduras, foi tomado o cuidado de manter a área de aço dentro de uma região de até $1,125d$ afastada do pilar, apresentando uma taxa de armadura de cisalhamento de $\approx 1,2\%$. Os *stud rails* tiveram seu cobrimento reduzido para melhorar a ancoragem favorecendo a possibilidade do esmagamento da biela.

As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam o detalhamento das armaduras de cisalhamento das lajes armadas com os estribos treliçados pré-fabricados. As lajes SW1 e SW2 tiveram arranjo

em grade, que é o arranjo possível para os estribos treliçados que mais se aproxima de um arranjo radial. As lajes SW1 e SW2 se diferenciam pela inclinação da armadura de cisalhamento. A Laje SW3 tem um arranjo em grade com espaçamentos variáveis, concentrando área de aço na região de até $1,125 d$ da face do pilar similar a área de aço das lajes SW1 e SW2 com estribos inclinados a 60° .

As lajes SW4 e SW6 são armadas com estribos treliçados pré-fabricados inclinados a 60° com arranjos em grade com espaçamento constante e taxas de armadura mais baixas, 0,73% e 0,49% respectivamente. As Lajes SW5 e SW7 são armadas com os estribos treliçados inclinados a 60° com arranjo em grade com espaçamento variável, concentrando área de aço na região afastada em até $1,125 d$ da face do pilar similar a área de aço das lajes SW4 e SW6 na mesma região, respectivamente. Os s_0 e s_r de todos os estribos treliçados pré-fabricados inclinados foram medidos tendo como referência a meia altura das diagonais das treliças.

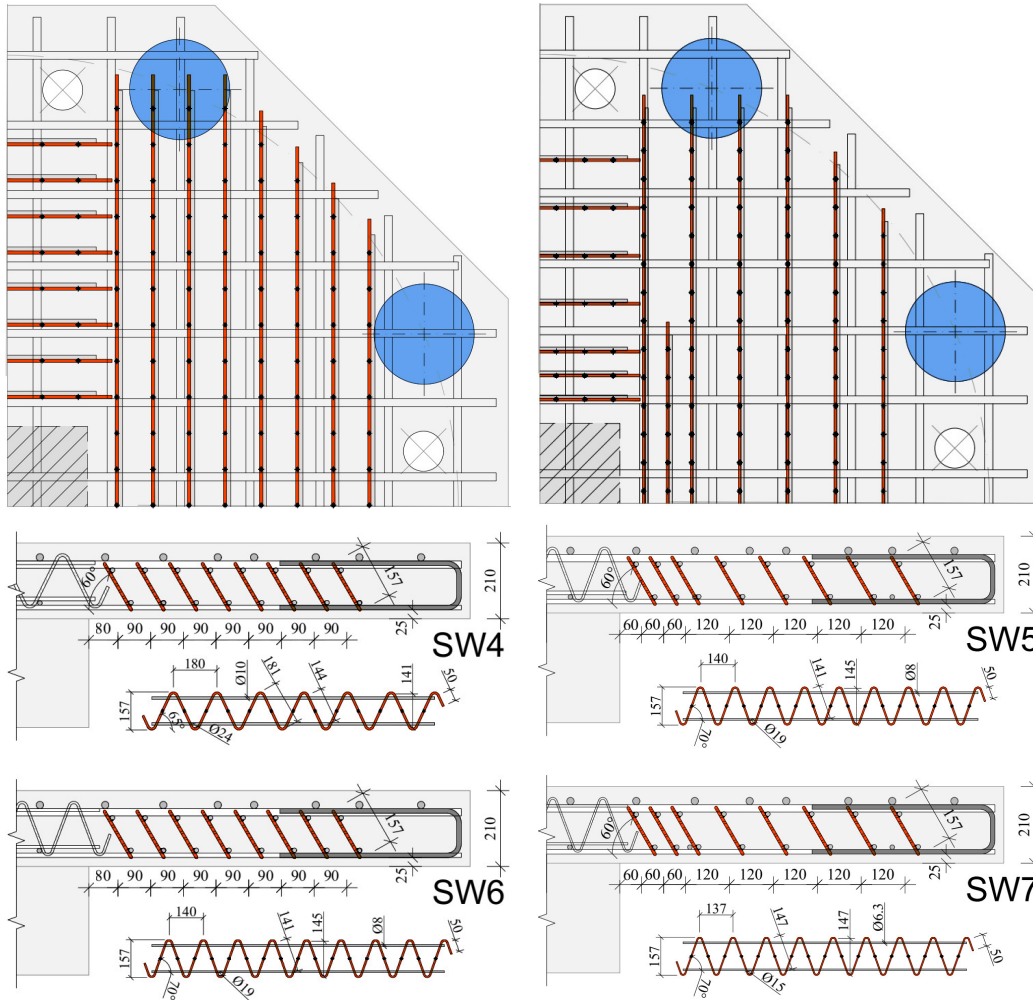
Todas as lajes armadas com estribos treliçados pré-moldados tiveram armaduras complementares em formato de ganchos em “U”. A Figura 3.6 apresenta o detalhamento destes ganchos em “U”. Os ganchos são posicionados envolvendo as barras superiores e outros as inferiores para evitar uma possível ruptura por delaminação. Os ganchos foram posicionados em uma região da face do pilar até uma distância de $2 d$ do pilar. A Figura 3.7 apresenta o arranjo dos ganchos em “U” nas lajes com estribos treliçados pré-fabricados. Os ganchos foram dimensionados para tentar manter a área de aço dos estribos treliçados na mesma região.



a) Lajes SW1 e SW2

b) Laje SW3

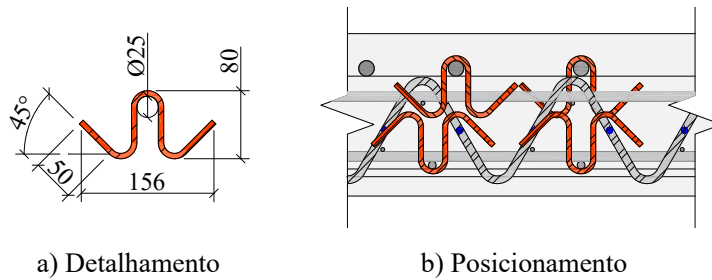
Figura 3.4 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes SW1, SW2 e SW3.



a) Lajes SW4 e SW6

b) Lajes SW5 e SW7

Figura 3.5 – Detalhe da armadura de cisalhamento das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7.



a) Detalhamento

b) Posicionamento

Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos ganchos em “U”.

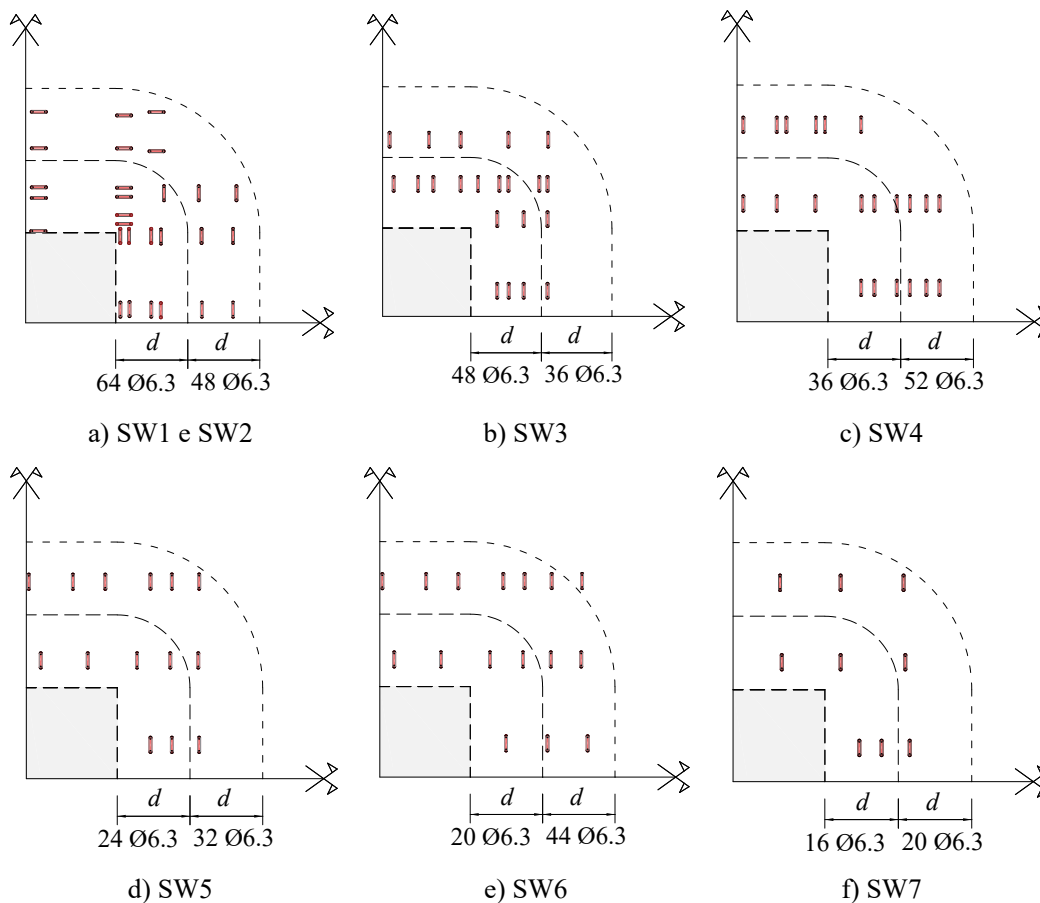


Figura 3.7 – Arranjo da armadura dos ganchos em “U” nas barras inferiores e superiores.

3.2. SISTEMA DE ENSAIO

As lajes foram ensaiadas em um sistema de reação metálico autoportante com capacidade de 3000 kN. Além do sistema de ensaio foi composto por: um cilindro hidráulico com capacidade de 3000 kN; uma célula de carga com capacidade para 3000 kN e precisão de 1 kN; uma bomba elétrica para acionamento do sistema; quatro vigas metálicas rígidas para distribuir a reação; oito tirantes de aço utilizados para a reação; e oito chapas de aço distribuídas simetricamente em relação ao centro da laje, servindo de ponto de reação, proporcionando um raio de carregamento de 1125 mm. O carregamento ocorreu de baixo para cima, empurrando todo o sistema de ensaio para cima até chegar no nível das porcas, que foram utilizadas como mecanismo de transferência de esforço para as vigas de reação. Os dados de extensômetros nas armaduras de flexão e cisalhamento, LVDTs e extensômetros na superfície e internos ao concreto, foram captados utilizando dois

módulos de sistema de aquisição de dados ADS LINKSYS. A Figura 3.8 mostra a implantação, o corte e uma vista 3D, sendo o raio da laje 1250 mm e o raio de aplicação do carregamento 1125 mm.

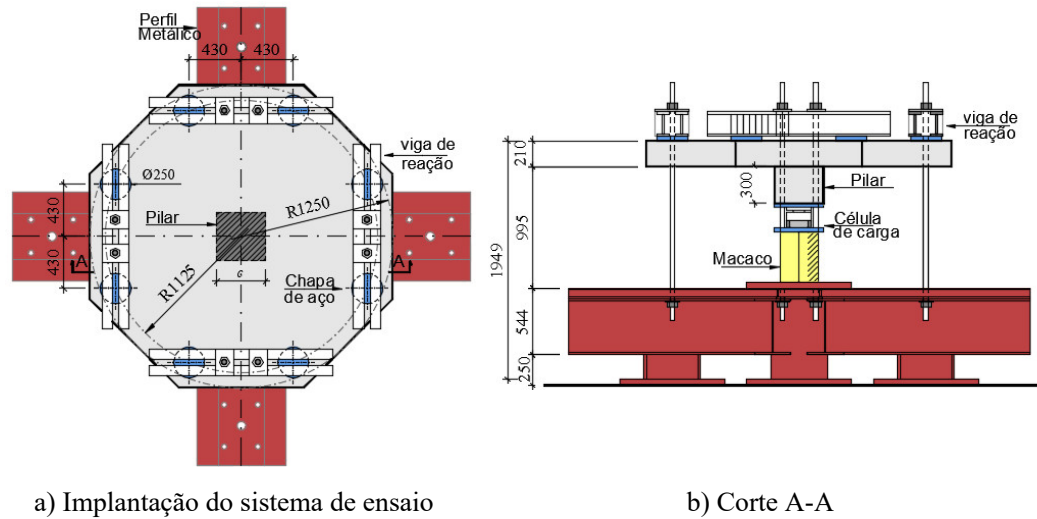


Figura 3.8 – Sistema de ensaio das lajes.

3.3. INSTRUMENTAÇÃO

Os deslocamentos verticais nas lajes da primeira série de ensaios foram medidos em 12 pontos e em 11 pontos na segunda série por meio de LVDTs e potenciômetros fabricados pelas empresas KYOWA, LD Sensors e Gefran. A Figura 3.9 apresenta os pontos de monitoramento dos deslocamentos verticais nas lajes e o posicionamento dos instrumentos. Os potenciômetros 1, 7, 8 e 12 da primeira série foram posicionados na região inferior das chapas metálicas que funcionaram como apoios, sendo posicionados sob a laje para verificar a possibilidade de desbalanceamento de momentos. Na segunda série, a possibilidade de desbalanceamento do carregamento foi avaliada através dos resultados de deformação de extensômetros elétricos de resistência colados nos tirantes. Os demais LVDTs foram fixados em perfis metálicos, os quais foram posicionados sobre as vigas de reação do sistema de ensaio, fazendo com que deslocassem em conjunto, funcionando como um *yoke* (conforme a Figura 3.9b). O deslocamento no centro do pilar foi monitorado por meio do LVDT de número 6, medindo o deslocamento máximo

durante os ensaios e os demais distribuídos ao longo do raio de carregamento possibilitando a construção de perfis de deslocamento.

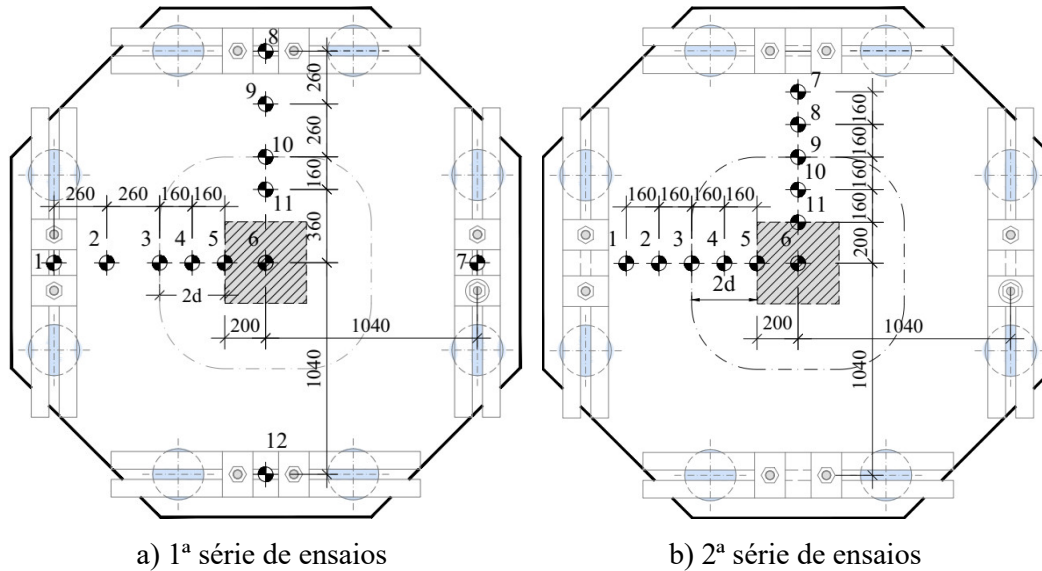


Figura 3.9 – Instrumentação dos deslocamentos verticais das lajes.

Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência para medir deformações nas barras de flexão e superfície do concreto. A Figura 3.10 apresenta o posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão e na superfície do concreto das lajes ensaiadas. Os extensômetros das barras de flexão da primeira série foram posicionados de modo a registrarem as deformações tangenciais ao longo do raio de carregamento para que seja construído perfis de deformação e visualização do raio de escoamento das lajes. Além disso, na segunda série também foram monitoradas as deformações no sentido radial de em pontos equidistantes do centro do pilar em relação aos extensômetros posicionados no sentido tangencial. Os extensômetros colados nas barras foram sempre posicionados em dupla, utilizando-se sempre a média dos resultados.

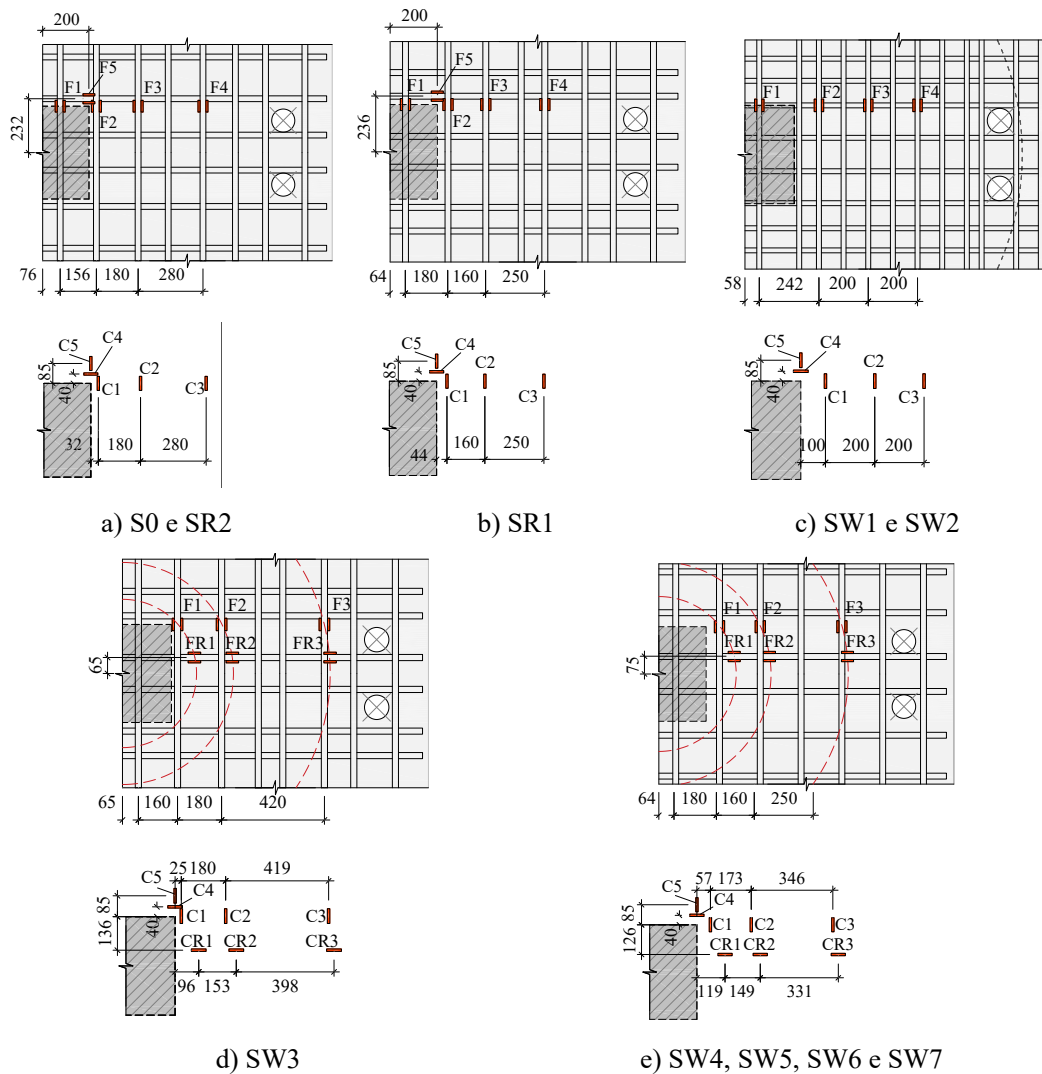


Figura 3.10 – Instrumentação das deformações devido à flexão das lajes.

Os extensômetros colados na face comprimida do concreto foram posicionados na mesma seção das barras de flexão, permitindo que fosse definida a altura da linha neutra em todos os estágios de carregamento, no sentido tangencial para a primeira série e nos sentidos tangencial e radial para a segunda série de ensaios. Os extensômetros C4 e C5 buscam medir as máximas deformações na superfície do concreto nos sentidos tangencial e radial, respectivamente, para evidenciar possíveis esmagamentos da zona comprimida.

As deformações internas ao concreto das lajes S0, SR1 e SR2 também foram monitoradas por extensômetros internos ao concreto. Os extensômetros internos são sensores convencionais de concreto da marca KYOWA protegidos por uma placa de acrílico com

superfície externa rugosa para garantir aderência ao concreto. Os extensômetros foram dispostos para monitorar deformações em direções de compressão e tração. A Figura 3.11 ilustra o posicionamento dos extensômetros internos das lajes ensaiadas.

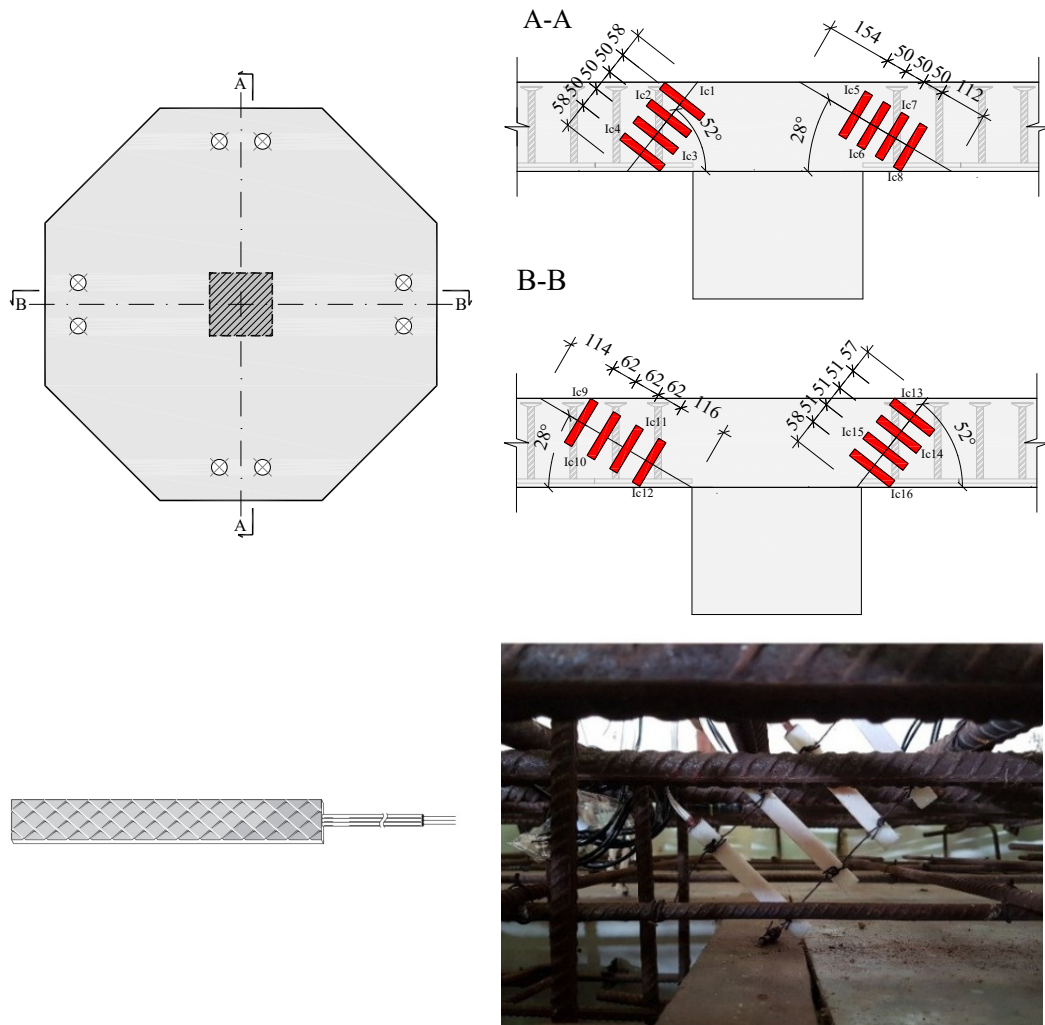


Figura 3.11 – Instrumentação internas ao concreto das lajes S0, SR1 e SR2.

A armadura de cisalhamento das lajes também foi instrumentada com pares de extensômetros elétricos posicionados diametralmente opostos. A Figura 3.12 mostra o posicionamento das barras de cisalhamento instrumentadas da primeira série de ensaio. Os sensores foram posicionados ao longo das camadas até a primeira camada após uma distância de $2d$ da face do pilar permitindo a construções de perfis de deformações das armaduras de cisalhamento.

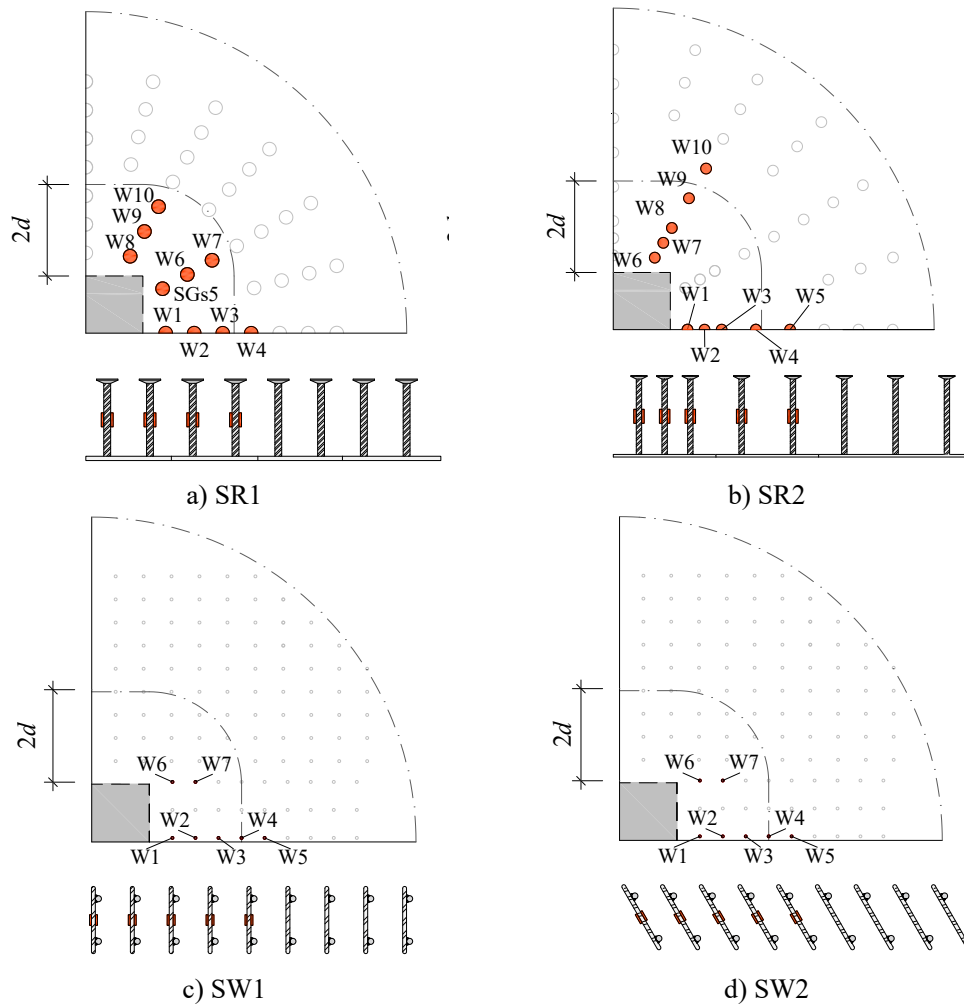


Figura 3.12 – Posicionamento da instrumentação de cisalhamento da primeira série.

A Figura 3.13 apresenta a instrumentação das barras de cisalhamento das lajes da segunda série. Esta instrumentação tem a particularidade de tentar investigar a variação de deformações ao longo do corpo das barras de cisalhamento com a laje SW5, verificando qualitativamente a influência da aderência das barras com o concreto. Na Figura 3.13c o símbolo W significa que o sensor foi colado no meio da barra do estribo e os símbolos Wb e Wt significam que foram colados na extremidade inferior e superior da ancoragem dos estribos, respectivamente.

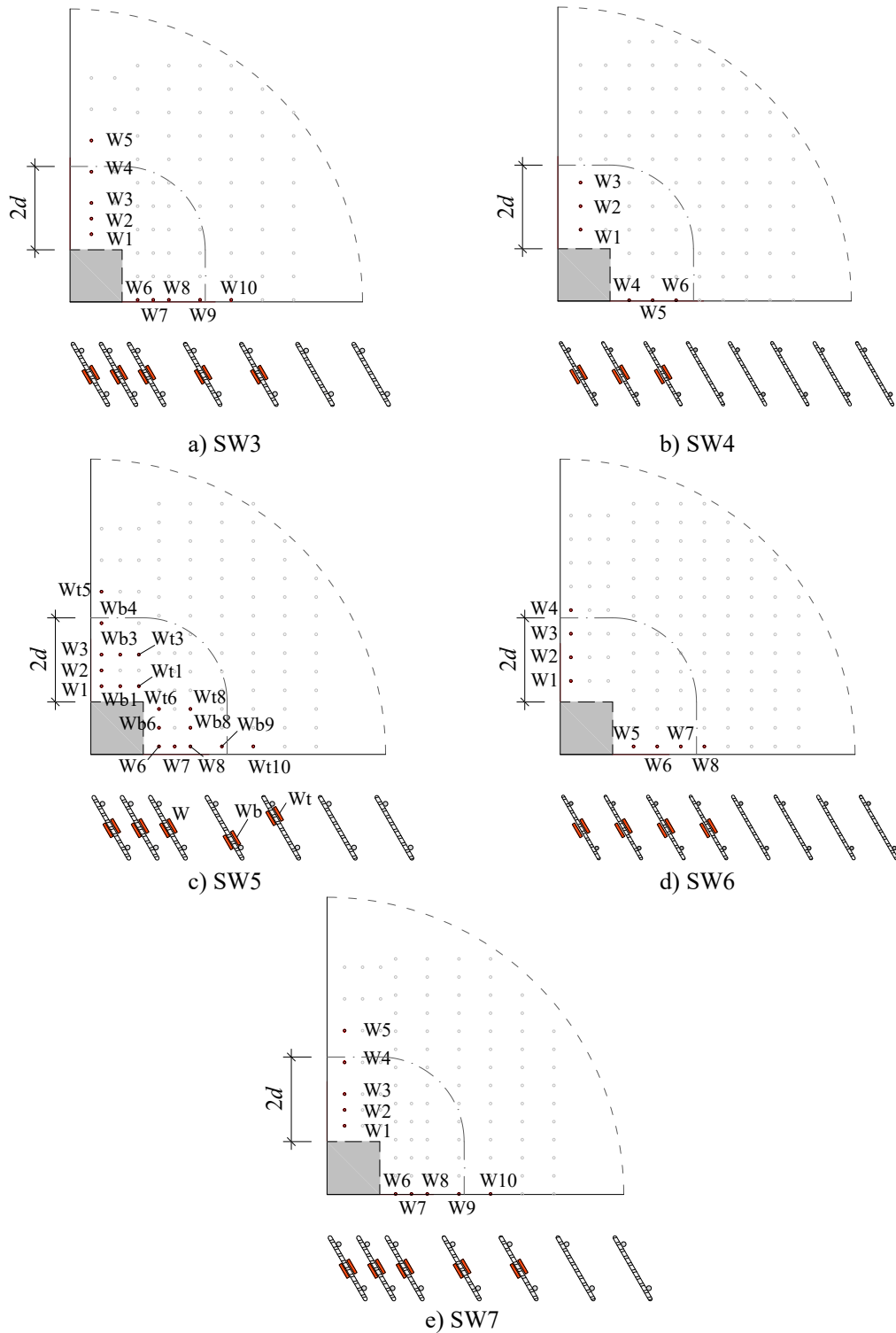


Figura 3.13 – Posicionamento da instrumentação de cisalhamento da segunda série.

A Figura 3.14 apresenta a instrumentação dos ganchos em “U” das duas séries de ensaios. Na segunda série busca-se aumentar as investigações nestas armaduras, monitorando as

camadas até uma distância de $2d$ da face do pilar. Os arranjos apresentados na Figura 3.14 são das armaduras em “U” posicionados nas barras superiores e nas barras inferiores.

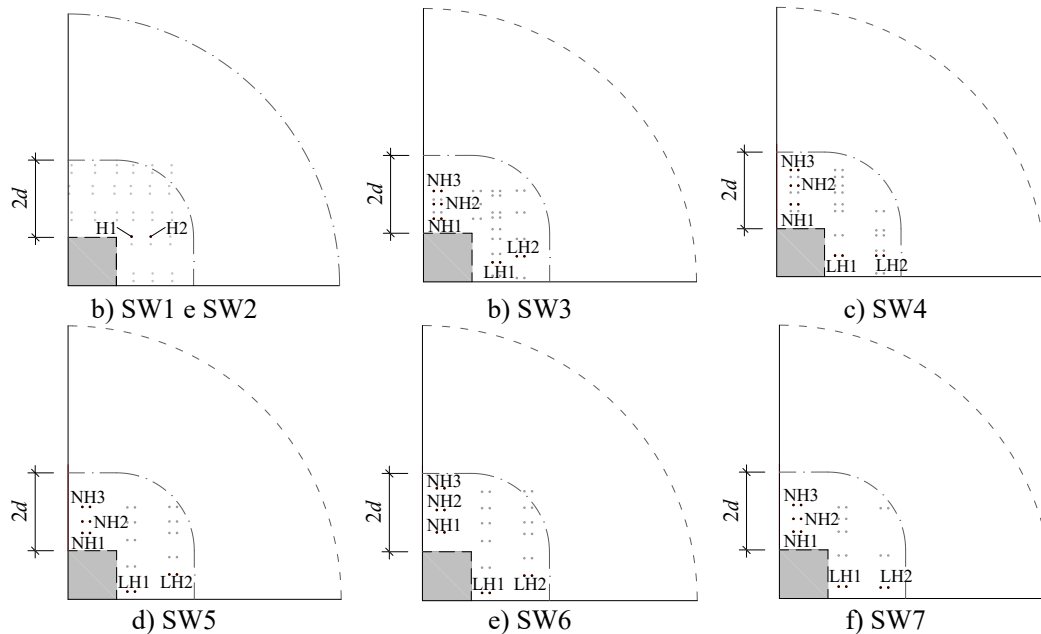


Figura 3.14 – Posicionamento da instrumentação dos ganchos “U” da segunda série.

3.4. MATERIAIS

O concreto utilizado nas lajes foi produzido com cimento Portland com adição de escória (CP II-E-32), areia natural e agregado graúdo basáltico com diâmetro máximo de 19 mm para as lajes S0, SR1, SR2, SW1, SW2 e SW6, para as lajes SW3, SW4, SW5 e SW7 o diâmetro máximo do agregado graúdo foi de 25 mm. Para cada laje foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm para a determinação da resistência à tração e compressão do concreto. Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos de 150 x 300 mm para cada laje. A Tabela 3.2 apresenta o traço utilizado na confecção do concreto das duas séries. A Tabela 3.3 apresenta resultados médios destes ensaios de caracterização do concreto da primeira série de ensaios. Como os ensaios ocorreram a partir do sexagésimo dia de concretagem e um baixo coeficiente de variação dos resultados, na análise dos resultados do concreto das lajes será utilizado a média de todos os resultados para a primeira série de ensaios.

Tabela 3.2 – Composição do traço adotado.

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

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto da primeira série de ensaios.

| Laje | Idade (dias) | d_g (mm) | f_c (MPa) | | f_{ct} (MPa) | | E_c (GPa) | |
|--------------|--------------|------------|-------------|---------------|----------------|---------------|--------------|---------------|
| | | | Média | Desvio Padrão | Média | Desvio Padrão | Média | Desvio Padrão |
| S0 | 70 | 19 | 31,1 | 2,3 | 4,1 | 0,1 | 36,48 | 2,7 |
| SR1/SW2 | 97 | 19 | 30,4 | 3,3 | 3,7 | 0,4 | | |
| SR2 | 88 | 19 | 29,7 | 2,1 | 3,6 | 0,1 | | |
| SW1 | 105 | 19 | 27,4 | 2,5 | 3,4 | 0,1 | | |
| Média | - | - | 29,6 | 2,4 | 3,6 | 0,3 | | |

A Tabela 3.4 apresenta dos resultados médios dos ensaios de caracterização do concreto da segunda série de ensaios. Assim como na primeira série, para as lajes SW3, SW4 e SW5 será utilizado a média de seus resultados pois as três fizeram parte da mesma concretagem e foram ensaiadas em uma diferença de 6 dias em aproximadamente 3 meses depois de sua concretagem. Quanto as lajes SW6 e SW7 a caracterização foi considerada apenas as médias de seus respectivos corpos de prova. Os espécimes da segunda série de ensaios com 25 mm apresentaram f_{ct} inferior aos da primeira série, justamente devido ao tamanho do agregado.

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do concreto da segunda série de ensaios.

| Laje | Idade (dias) | d_g (mm) | f_c (MPa) | | f_{ct} (MPa) | | E_c (GPa) | |
|--------------|--------------|------------|-------------|---------------|----------------|---------------|-------------|---------------|
| | | | Média | Desvio Padrão | Média | Desvio Padrão | Média | Desvio Padrão |
| SW3 | 121 | 25 | 31,9 | 2,5 | 2,7 | 0,3 | - | - |
| SW4 | 123 | 25 | 22,5 | 3,5 | 1,9 | 0,2 | | |
| SW5 | 126 | 25 | 26,2 | 1,6 | 2,1 | 0,1 | | |
| Média | - | - | 26,9 | 4,7 | 2,3 | 0,4 | | |
| SW6 | 98 | 19 | 35,3 | 2,8 | 3,3 | 0,1 | | |
| SW7 | 130 | 25 | 23,1 | 1,4 | 3,4 | 0,1 | | |

Foram retirados 3 corpos de cada barra instrumentada, utilizados para a caracterização das propriedades mecânicas do aço. Estes foram submetidos a ensaios de tração axial realizados no laboratório de engenharia civil de Tucuruí – PA da Universidade Federal do Pará, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6892 (2013). Foi utilizado a média dos resultados de 3 corpos de prova de cada diâmetro para determinar suas propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas do aço

| Tipo de Barra | Ø (mm) | f_{ys} (MPa) | | ϵ_{ys} (‰) | E_s (GPa) | |
|------------------|--------|----------------|---------------|---------------------|-------------|---------------|
| | | Média | Desvio Padrão | | Média | Desvio Padrão |
| Estribo 1ª Série | 6,3 | 453,3 | 30,6 | 2,30 | 197,4 | 6,1 |
| | 10,0 | 590,3 | 13,7 | 2,78 | 212,8 | 8,6 |
| Estribo 2ª Série | 5,0 | 675,0 | 21,2 | 3,48 | 193,7 | 1,9 |
| | 6,3 | 430,0 | 17,3 | 2,11 | 204,7 | 10,1 |
| | 8,0 | 555,0 | 13,2 | 2,64 | 212,1 | 20,0 |
| <i>Stud Rail</i> | 12,5 | 590,3 | 16,1 | 2,98 | 198,3 | 6,4 |
| | 16,0 | 509,0 | 12,7 | 2,74 | 186,7 | 4,6 |
| 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 |

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados das séries de ensaios descritas no Capítulo 3 e fazem parte dos trabalhos de FREITAS (2018) e COSTA (2021.1). Dentre os resultados apresentados temos: os deslocamentos verticais das lajes apresentados em perfil de deslocamentos e deslocamentos máximos; deformações devido à flexão com as deformações nas barras tracionadas na superfície do concreto; deformações internas no concreto; deformações nas armaduras de cisalhamento; padrão de fissuração; cargas últimas; estimativas de custos; e estimativas normativas.

4.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os LVDTs da primeira série de ensaios posicionados nos apoios e as deformações dos tirantes da segunda série apresentaram leituras muito aproximadas, indicando que não houve desbalanceamento das cargas. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a média de perfil de deslocamentos dos dois sentidos das lajes ensaiadas em função da razão do raio da laje pelo raio de carregamento (r / r_q). Apesar da leitura ter ocorrido de forma contínua durante todo o ensaio elas são apresentadas por passos de cargas em função da carga de ruptura da laje de referência sem armadura de cisalhamento (V_c) até a carga de ruptura das lajes. Para as lajes S0, SR1, SR2, SW1, SW2 e SW3 a carga última da laje S0 foi usada como referência e para as lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 são usadas as previsões da ABNT NBR 6118 (2014) para as lajes sem armadura de cisalhamento com as mesmas características de cada laje. As lajes semelhantes apresentaram comportamento semelhante com mesmo nível de deslocamento para passos de carga semelhantes, apresentando movimento de corpo rígido a partir do pilar. Os LVDTs posicionados na face do pilar não apresentaram resultados semelhantes aos LVDTs do centro do pilar pois houve efeitos de deformações de cisalhamento adjacente a face do pilar, de acordo com o observado por LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012) e explicado por SIMÕES *et al.* (2018).

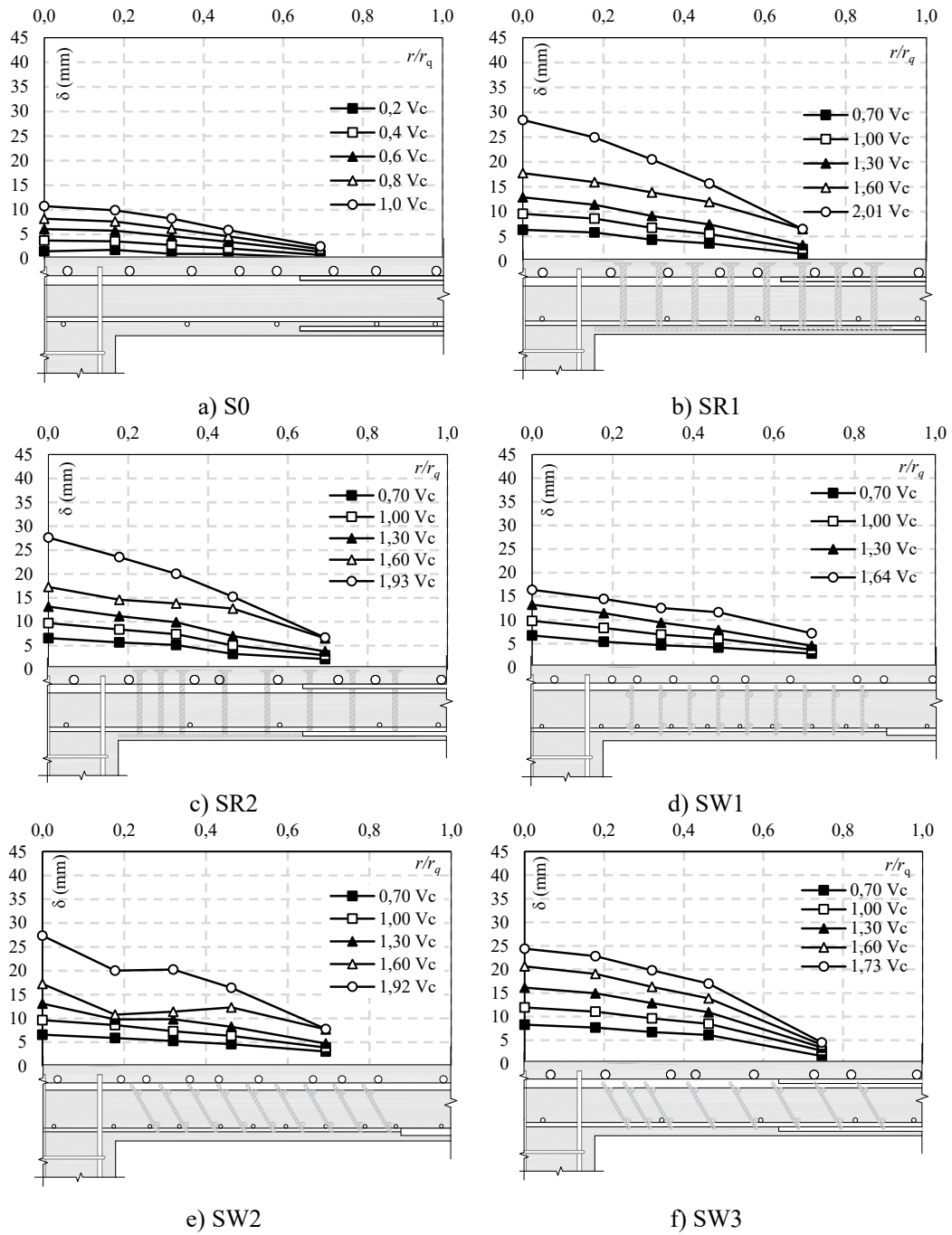


Figura 4.1 – Perfil de deslocamento das lajes ensaiadas.

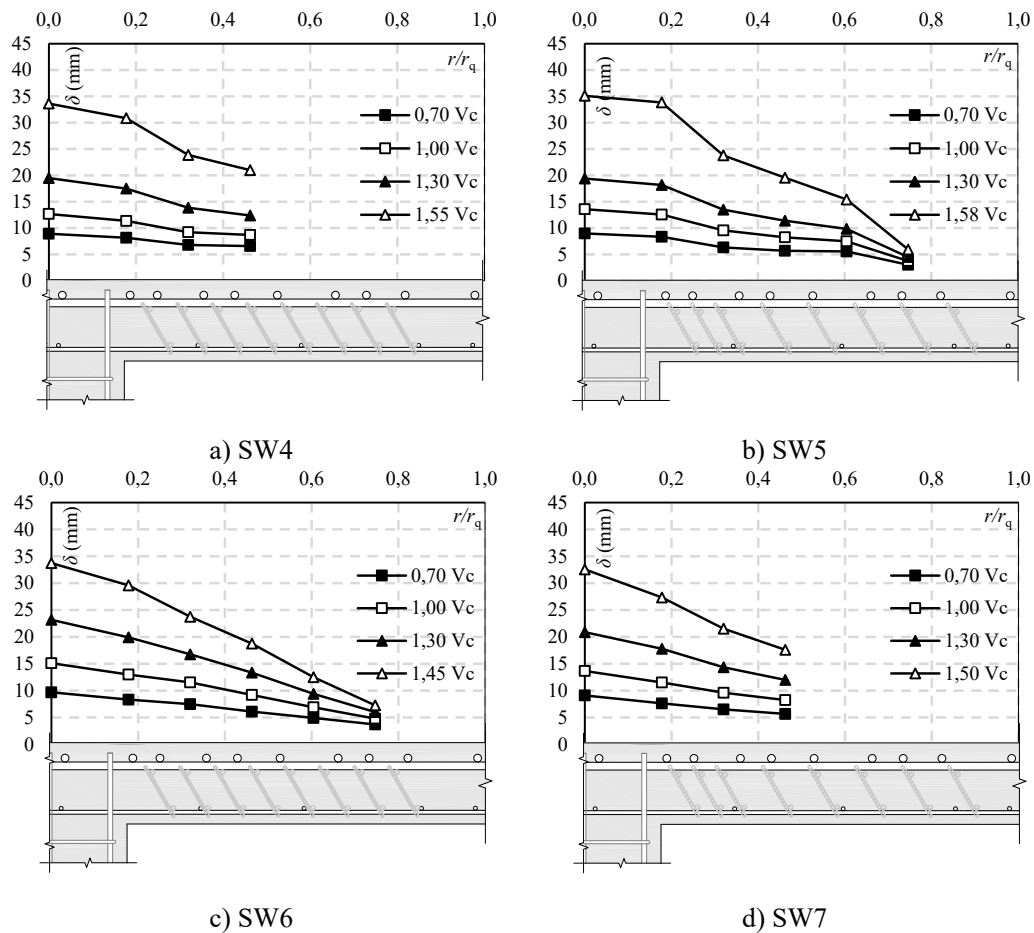


Figura 4.2 – Perfil de deslocamento das lajes ensaiadas (continuação).

A Figura 4.3 apresenta a resposta de carga-deslocamento das lajes testadas, servindo como referência para avaliar o desempenho das armaduras de cisalhamento propostas. A laje S0 rompeu de forma brusca, com pequena deformação. Já a laje SR1, armada com studs rails, foi a que apresentou melhor desempenho, atingindo 2,01 vezes a resistência da laje de referência (S0). Seu bom desempenho foi provavelmente influenciado pelo detalhamento adotado para os studs, que tiveram baixo cobrimento.

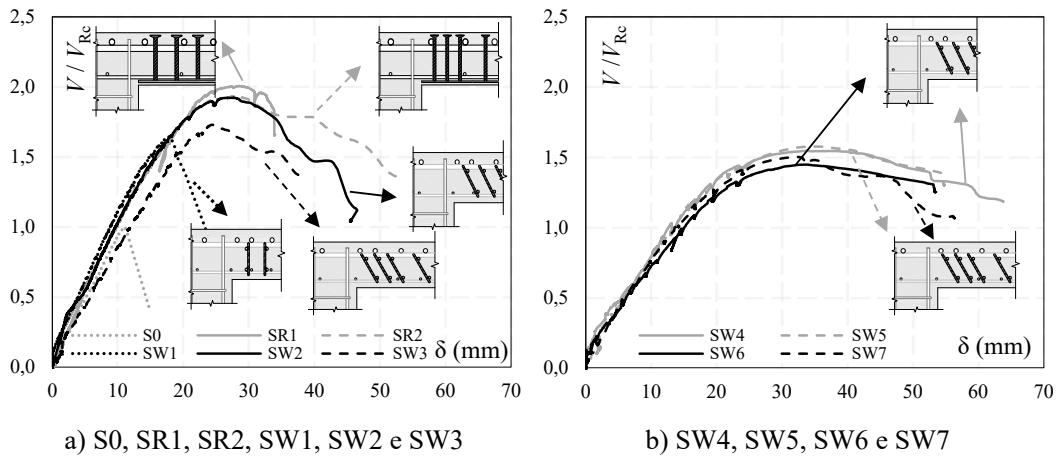


Figura 4.3 – Comportamento carga-deslocamento das lajes ensaiadas.

A laje SR2, armadas com studs rails concentrados na região adjacente ao pilar, e a laje SW2, com estribos de treliçados pré-fabricados inclinados ($\alpha = 60^\circ$), apresentaram desempenho estrutural semelhante entre si, diferenciando-se no pós-pico, e próximo ao observado para a laje SR1. Nas lajes SR2 e SW2, a resistência à punção foi 1,93 e 1,92 vezes a observada para a laje S0, respectivamente. A laje SW3, com distribuição dos estribos treliçados pré-fabricados semelhante a SR2, apresentou um elevado acréscimo de resistência (173%) e uma boa capacidade de deformação antes da ruptura.

Apesar da laje SW3 não ter alcançado um incremento de resistência próximo da laje SR1, SR2 e SW2 vale salientar que a taxa de armadura de cisalhamento da primeira foi próxima de 0,99%, inferior às taxas de 1,15%, 1,17%, 1,32% e 1,32% das lajes SR1, SR2, SW1 e SW2, ela conseguiu um acréscimo de resistência superior à da laje SW1 e mostrou potencial para alcançar cargas maiores em caso de acréscimo de taxa de armadura de cisalhamento.

Nas lajes SR1, SR2, SW2 e SW3, a capacidade de deformação no pico de carga foi de 2,45, 2,40, 2,23 e 2,27 vezes o valor medido na laje S0, respectivamente. A laje SW2 foi o teste que apresentou maior ductilidade pós-pico dentre as lajes mais armadas. A laje SW1, com estribos treliçados pré-fabricados verticais ($\alpha = 90^\circ$), alcançou níveis de resistência mais baixos e a ruptura foi mais frágil em comparação com as outras lajes com armaduras de cisalhamento. Ainda assim, o incremento de resistência atingido foi relevante, chegando a 1,64 vezes a capacidade resistente medida para a laje S0. A sua capacidade de deformação antes da ruína também foi menor que a das outras lajes com

armaduras de cisalhamento, sendo 37%, 36% e 31% menor que o observado para lajes SR1, SR2 e SW2, respectivamente. A inclinação dos estribos adotada na laje SW2 mostrou-se eficiente e permitiu alcançar 17% a mais de capacidade de carga do que a laje SW1.

As lajes SW4 e SW5 com ρ_w de 0,73% e 0,78%, respectivamente, apresentaram um bom acréscimo de resistência com 1,55 e 1,58 vezes a previsão da ABNT NBR 6118 (2014) para lajes sem armadura de cisalhamento. As lajes SW6 e SW7, ambas com ρ_w de 0,50%, apresentaram acréscimos de resistência de 1,45 e 1,50, respectivamente. Para as duas taxas foi possível observar que as lajes com distribuição da armadura concentrada próxima ao pilar mostraram desempenho semelhante às lajes com distribuição constante. As lajes SW4, SW5, SW6 e SW7 apresentaram muita deformação pós-pico, com o comportamento mais dúctil que as primeiras lajes.

4.2. DEFORMAÇÕES DE FLEXÃO

As Figuras 4.4 a 4.8 apresentam o comportamento à flexão das lajes S0, SR1, SR2, SW1 e SW2. Nestas figuras são apresentados perfis de deformações circunferenciais nas barras de flexão e nas superfícies do concreto em função da razão do raio de medição pelo raio de carregamento (r/r_q). Além de mostrar a relação carga-deformação das barras de flexão instrumentadas e dos pontos de deformação máximas circunferências (C4) e tangenciais (C5) da superfície do concreto.

É possível perceber que, de uma forma geral, as armaduras de flexão foram pouco solicitadas, mesmo nas lajes SR1, SR2 e SW2, que apresentaram elevados níveis de resistência e ductilidade. A laje SW2 foi a que apresentou o maior raio de escoamento das barras (r_{ys}), sendo ele de apenas $0,3 \cdot r_q$ ou $\approx 0,9 \cdot d$, com apenas duas camadas de armadura de flexão escoando, afastando-se a possibilidade de ruína por flexão por esgotamento da capacidade resistente da armadura. Em relação às deformações na superfície do concreto, de uma forma geral os valores registrados também foram baixos. As maiores deformações foram registradas nas proximidades do pilar da laje SR1, ainda assim menores que os valores que indicam a possibilidade de esmagamento do concreto em peças sob flexão.

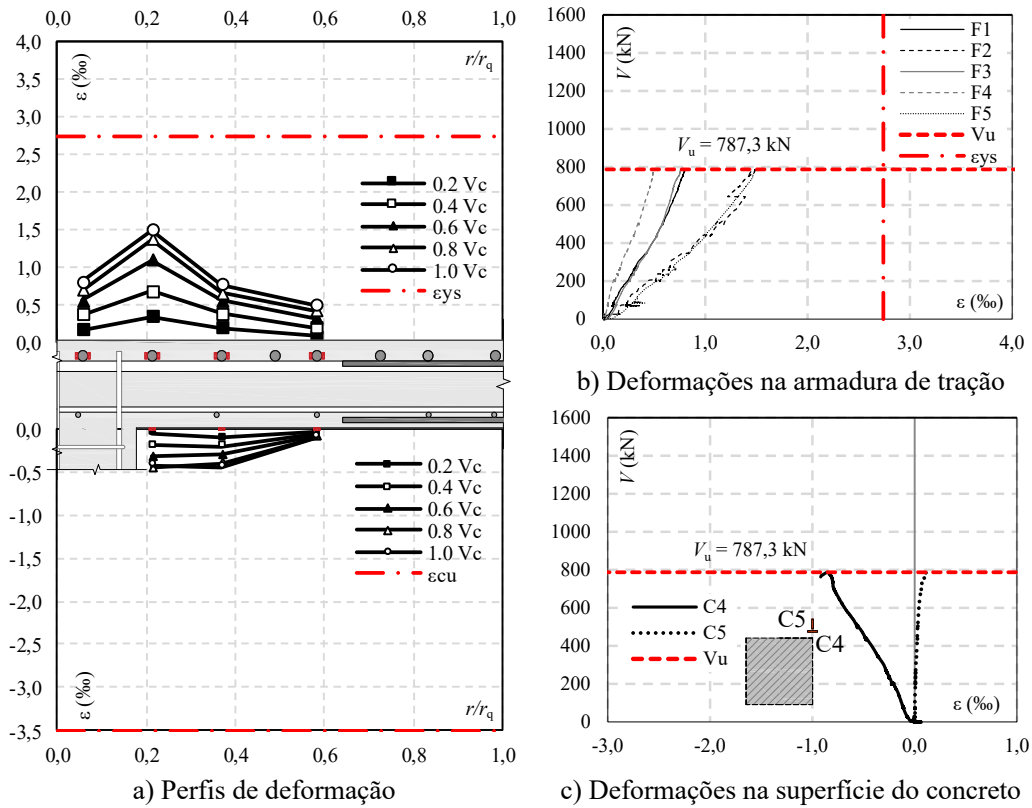


Figura 4.4 – Comportamento à flexão da laje S0.

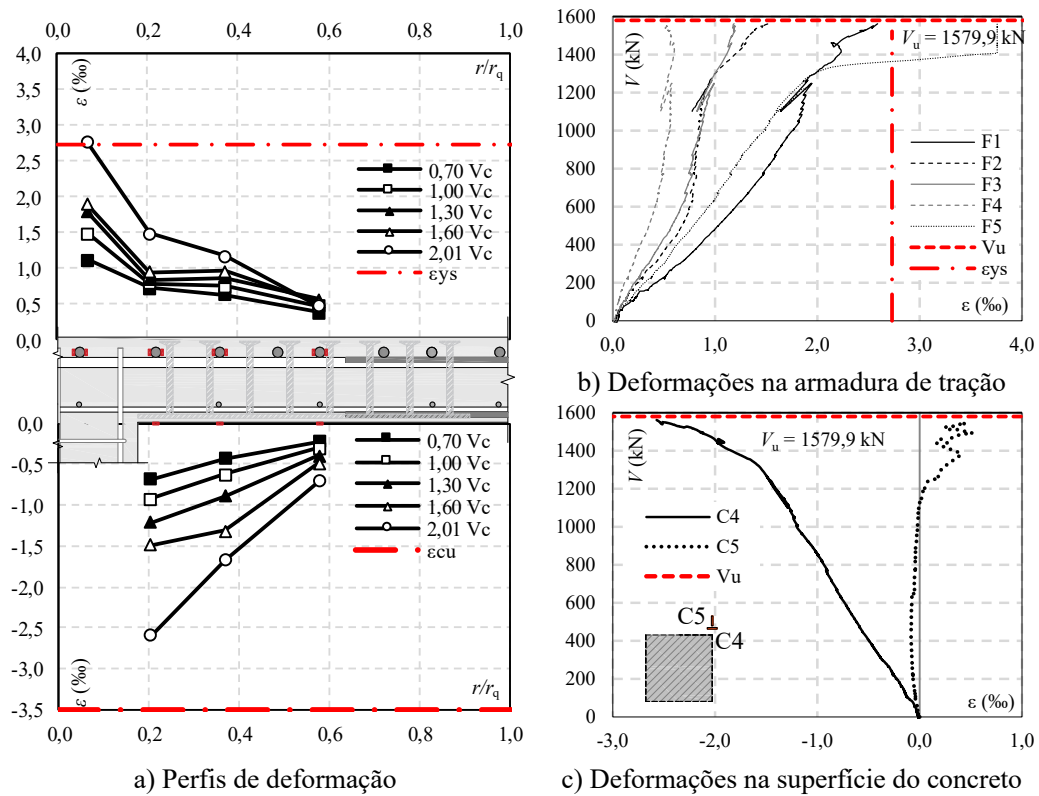
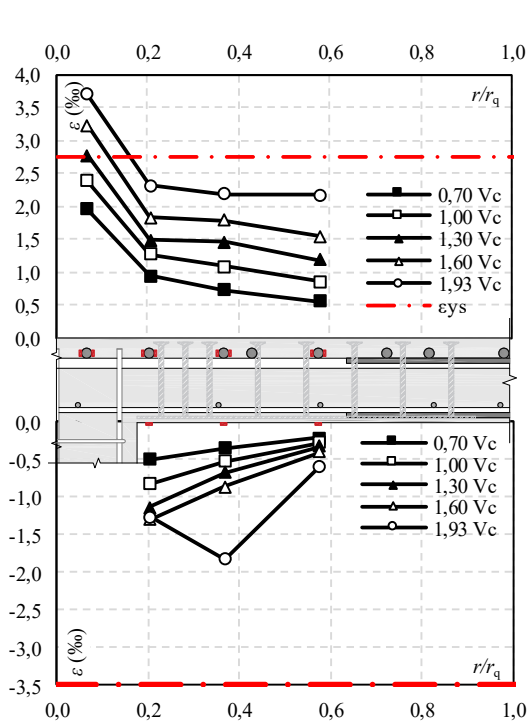
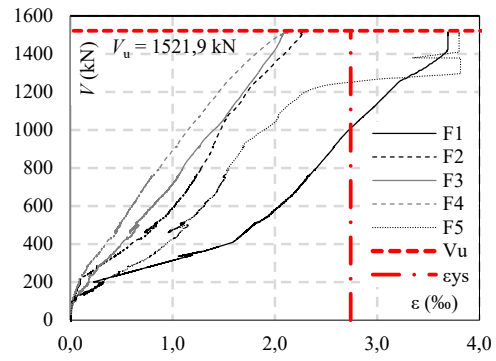


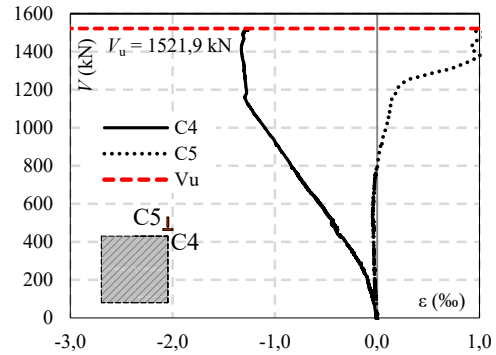
Figura 4.5 – Comportamento à flexão da laje SR1.



a) Perfis de deformação

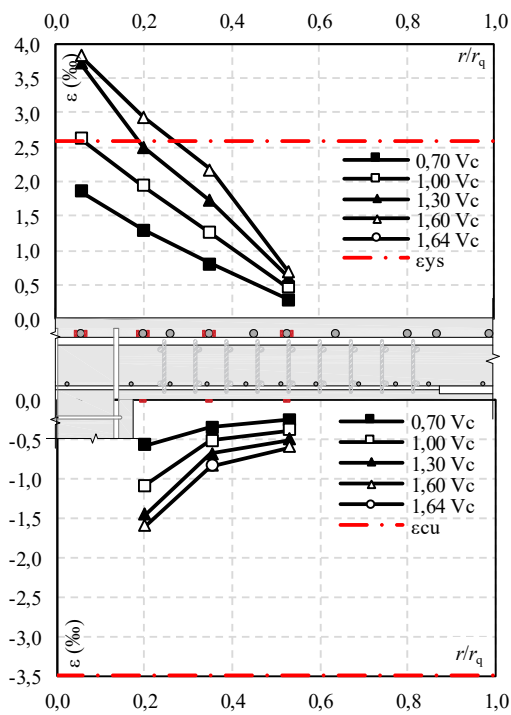


b) Deformações na armadura de tração

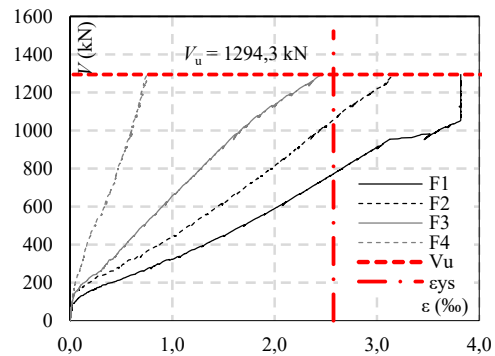


c) Deformações na superfície do concreto

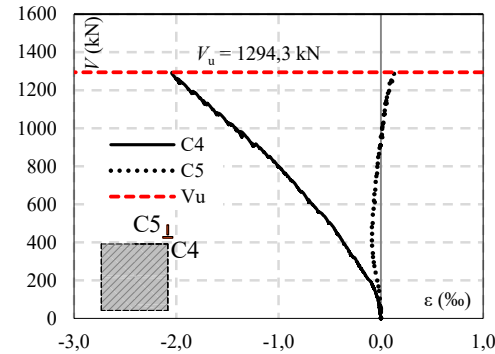
Figura 4.6 – Comportamento à flexão da laje SR2.



a) Perfis de deformação



b) Deformações na armadura de tração



c) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.7 – Comportamento à flexão da laje SW1.

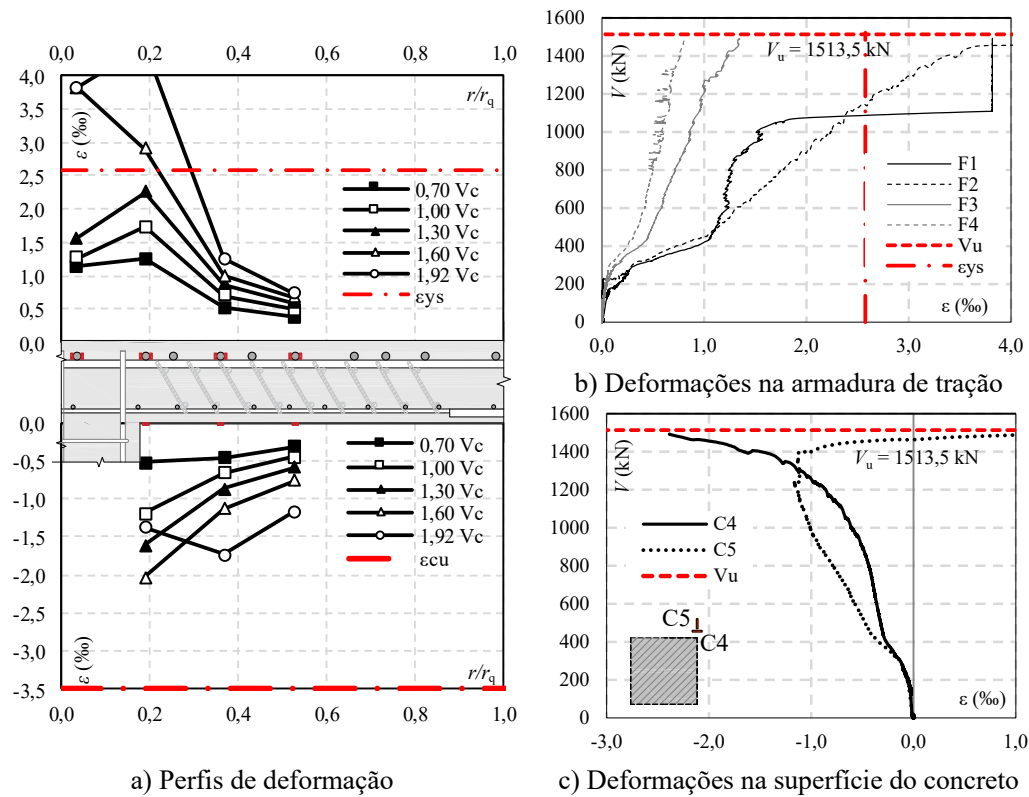


Figura 4.8 – Comportamento à flexão da laje SW2.

As Figuras 4.9 a 4.13 apresentam o comportamento à flexão das lajes SW3, SW4, SW5, SW6 e SW7. Nestas figuras são apresentados perfis de deformações circunferenciais e radiais nas barras de flexão e nas superfícies do concreto em função da razão do raio de medição pelo raio de carregamento (r / r_q). Além de mostrar a relação carga-deformação das barras de flexão instrumentadas e dos pontos de deformação máximas circunferências (C4) e tangenciais (C5) da superfície do concreto.

Assim como nas lajes anteriores, estas não apresentaram grandes deformações apesar das grandes deformações pós-pico. As lajes SW5 e SW6 apresentaram os maiores raios de escoamento, aproximadamente $0,63 r_q$ no sentido circunferencial e $0,40 r_q$ no sentido radial. Os raios de escoamento mais extensos que a primeira série de lajes se justificam pela menor taxa de armadura de flexão das lajes SW4, SW5, SW6 e SW7, porém não evidencia uma ruptura por flexão com esgotamento da capacidade resistente das barras de flexão. Quanto as deformações na superfície do concreto, as lajes não alcançaram intensidade suficiente para causar o esmagamento do concreto. A laje SW4 apresentou a maior deformação na superfície do concreto no sentido circunferencial e de intensidade

de -3,0%. Neste sentido afastam-se todas as possibilidades de ruptura por flexão em todas as lajes.

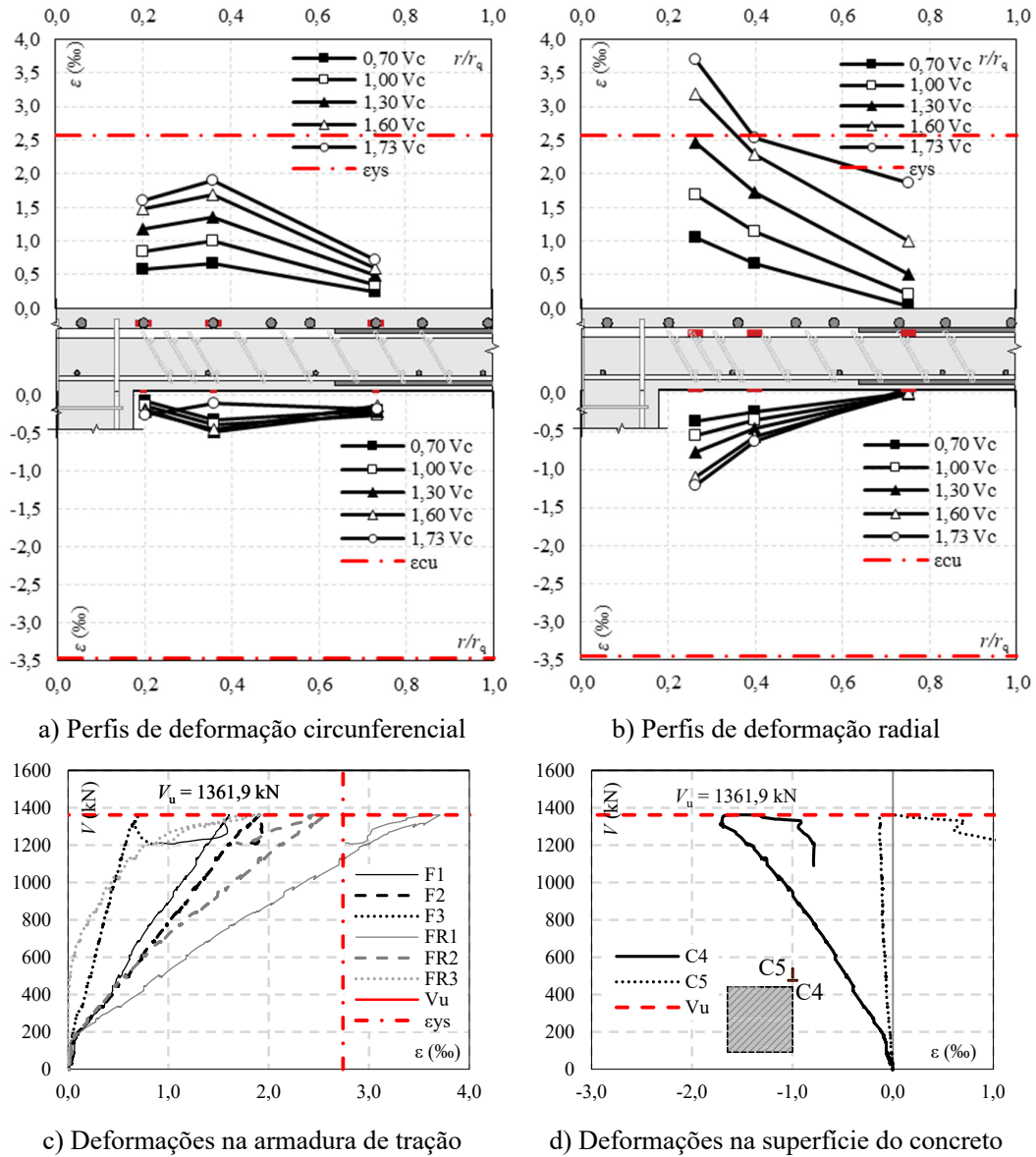
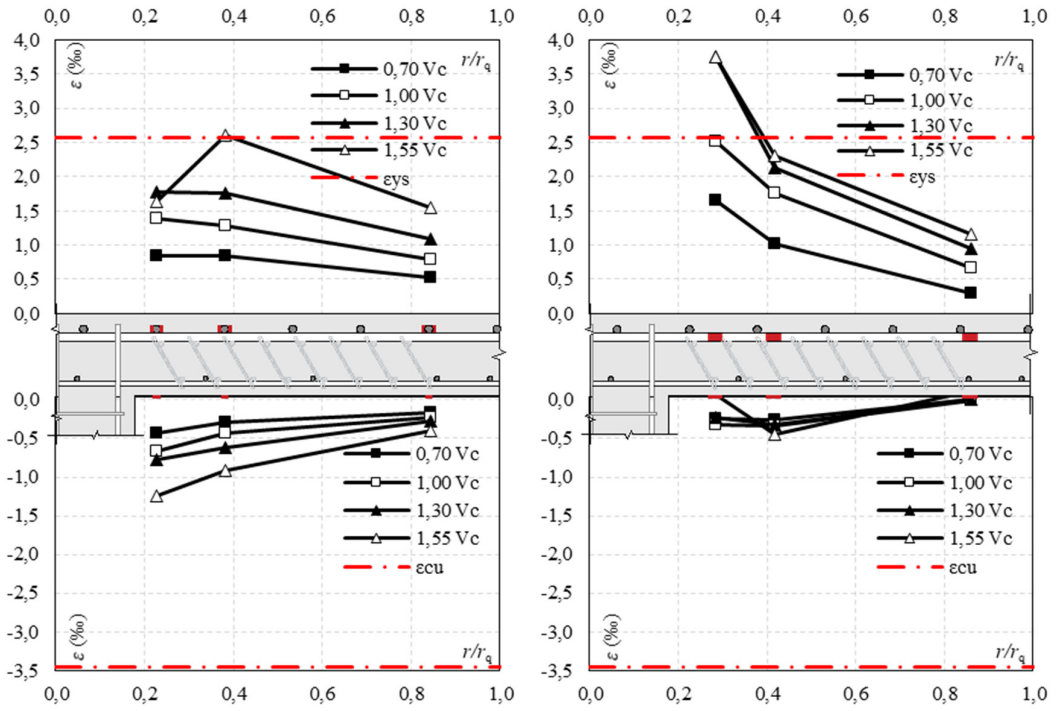
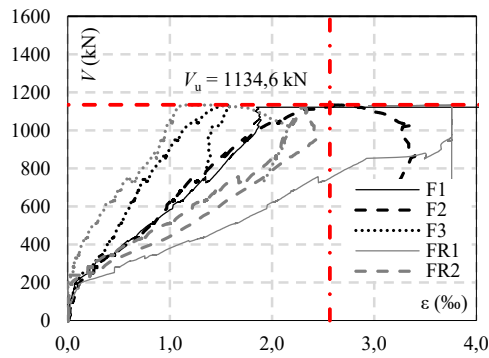


Figura 4.9 – Comportamento à flexão da laje SW3.

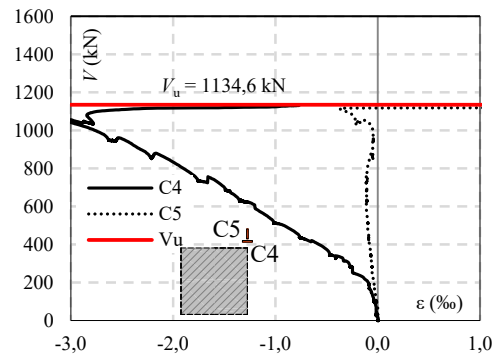


a) Perfis de deformação circunferencial

b) Perfis de deformação radial

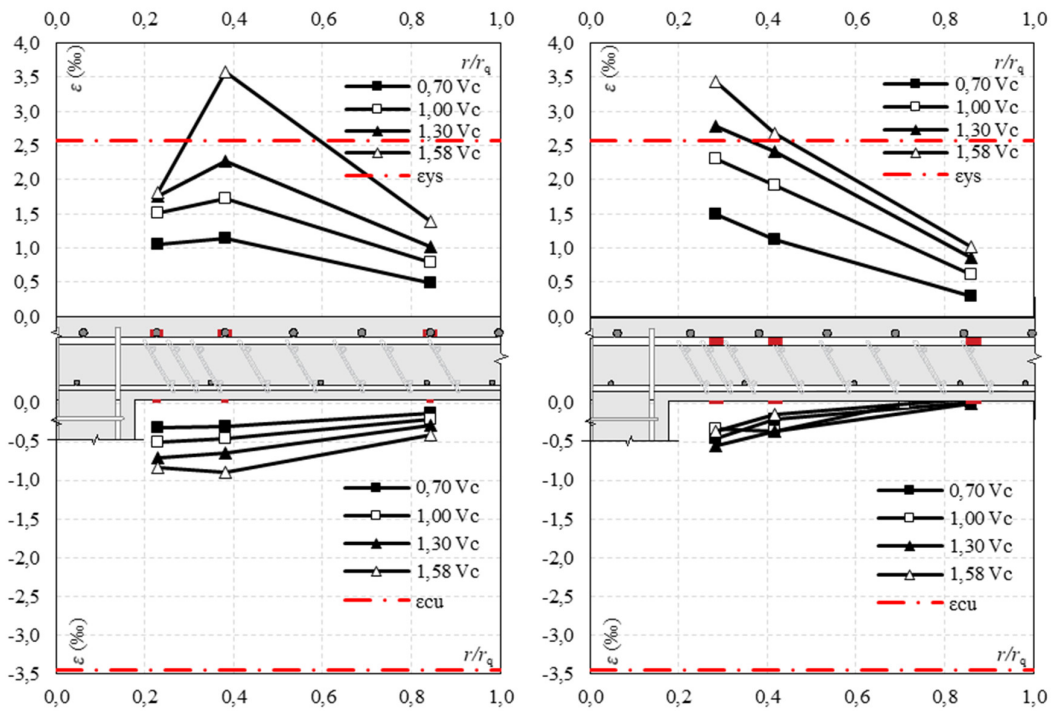


c) Deformações na armadura de tração



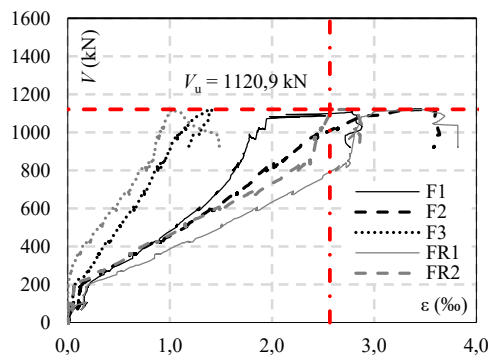
d) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.10 – Comportamento à flexão da laje SW4.

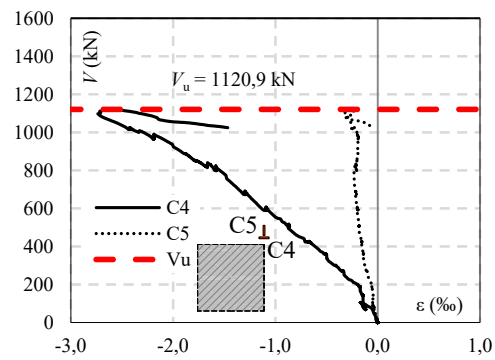


a) Perfis de deformação circunferencial

b) Perfis de deformação radial

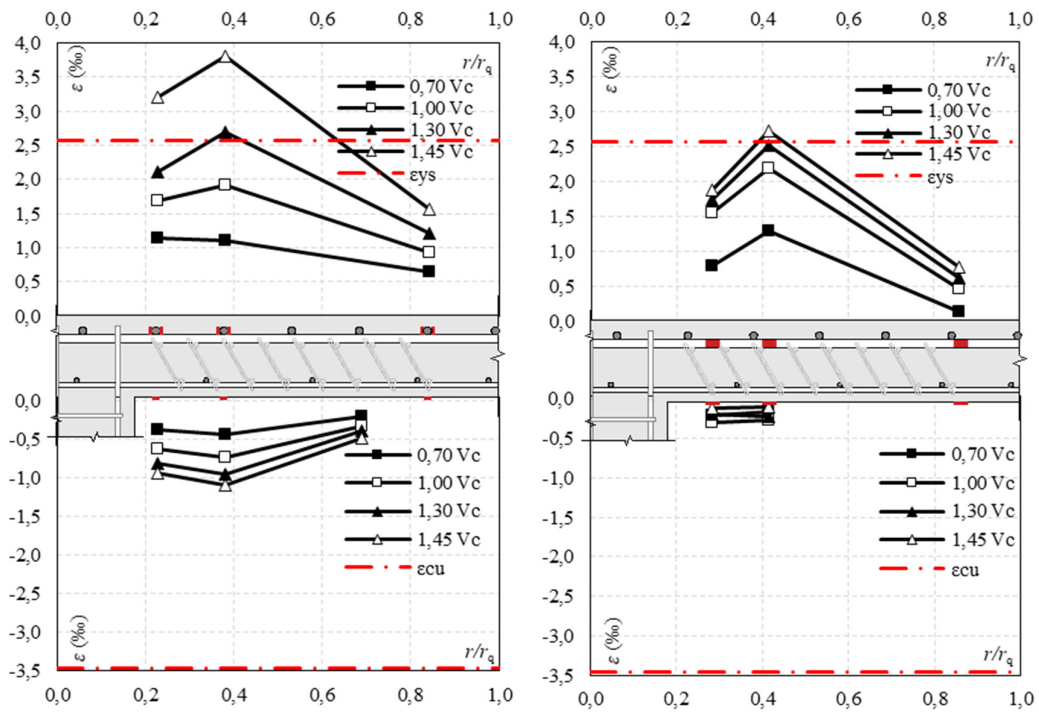


c) Deformações na armadura de tração



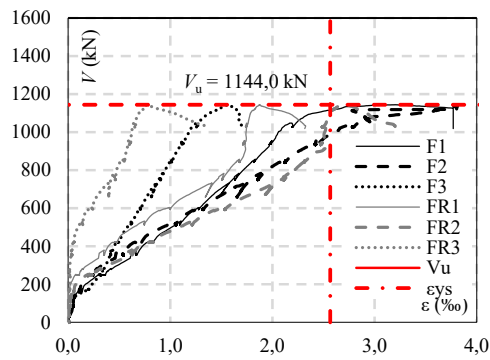
d) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.11 – Comportamento à flexão da laje SW5.

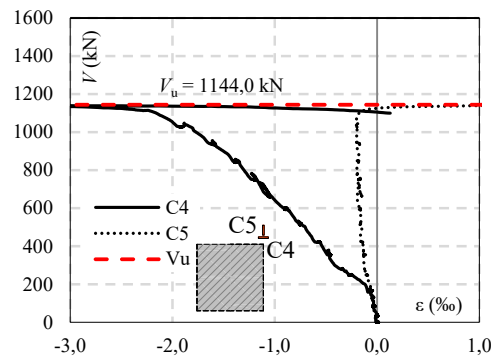


a) Perfis de deformação circunferencial

b) Perfis de deformação radial



c) Deformações na armadura de tração



d) Deformações na superfície do concreto

Figura 4.12 – Comportamento à flexão da laje SW6.

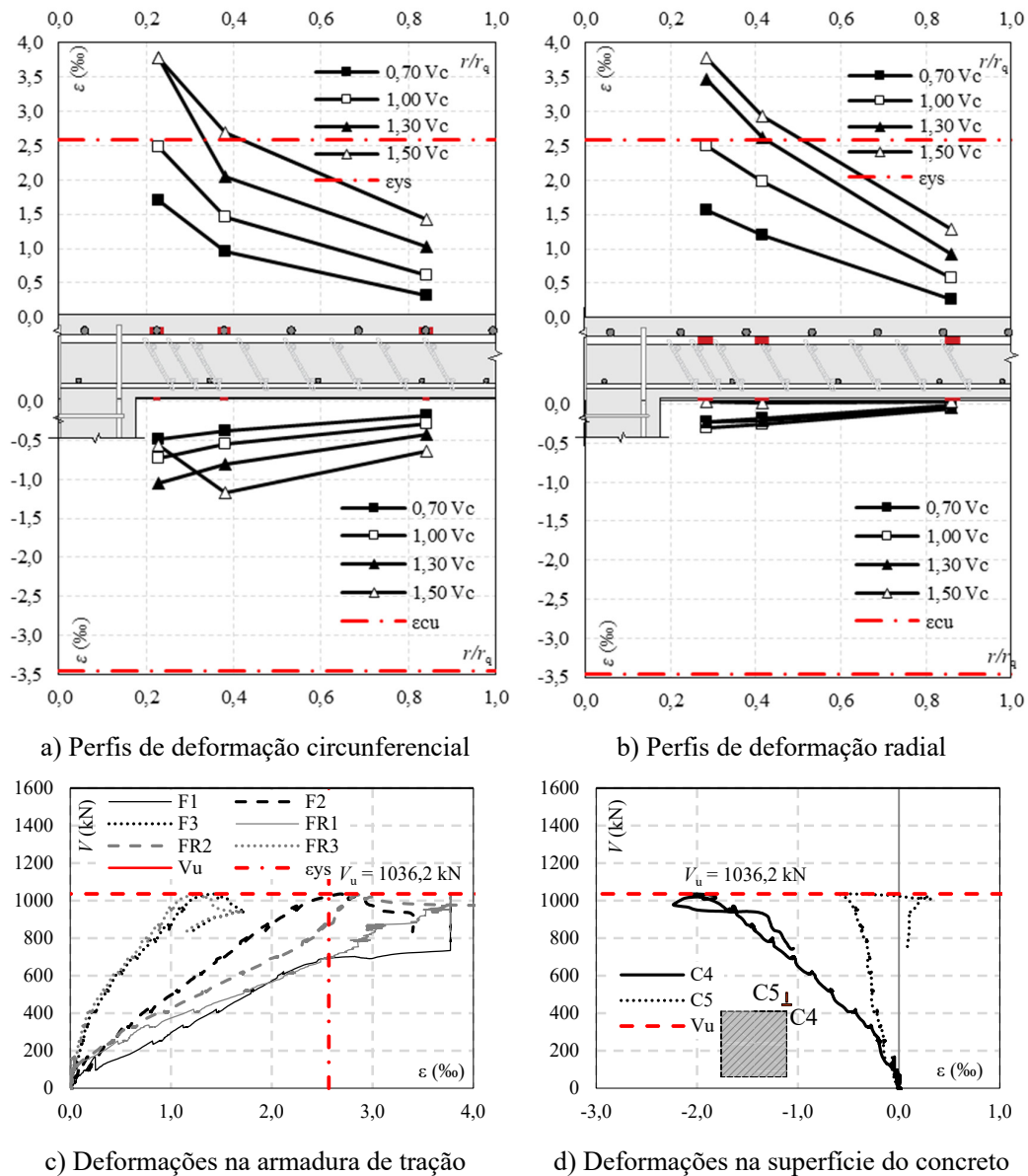


Figura 4.13 – Comportamento à flexão da laje SW7.

A altura da linha neutra ao longo da laje pode ser obtida com as deformações circunferenciais das barras de aço e da superfície do concreto a partir de semelhança de triângulos, conforme ilustrado na Figura 4.14. A Figura 4.15 apresenta de forma qualitativa a variação da altura da linha neutra em dois passos de carga das lajes da primeira série de ensaios, na carga de ruptura da laje de referência (S0) e na carga de ruptura da laje. Fica evidente que a laje SW1 teve a ancoragem de sua armadura de cisalhamento prejudicada por estar posicionada em região de concreto fissurado, o que não ocorre na mesma proporção para a laje SW2. Por outro lado, as lajes armadas com

stud rails puderam ter seu desempenho aprimorado devido ao grande comprimento de ancoragem efetivo dentro de uma região de concreto comprimido.

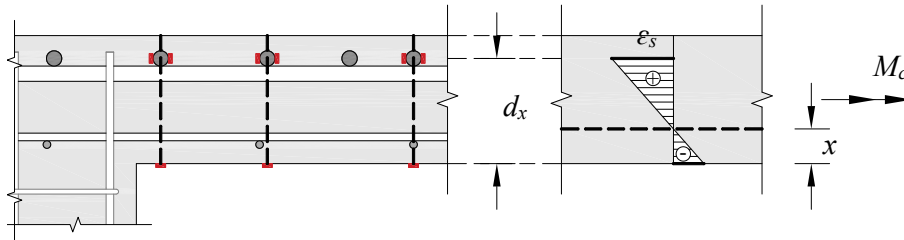


Figura 4.14 – Determinação da altura da linha neutra.

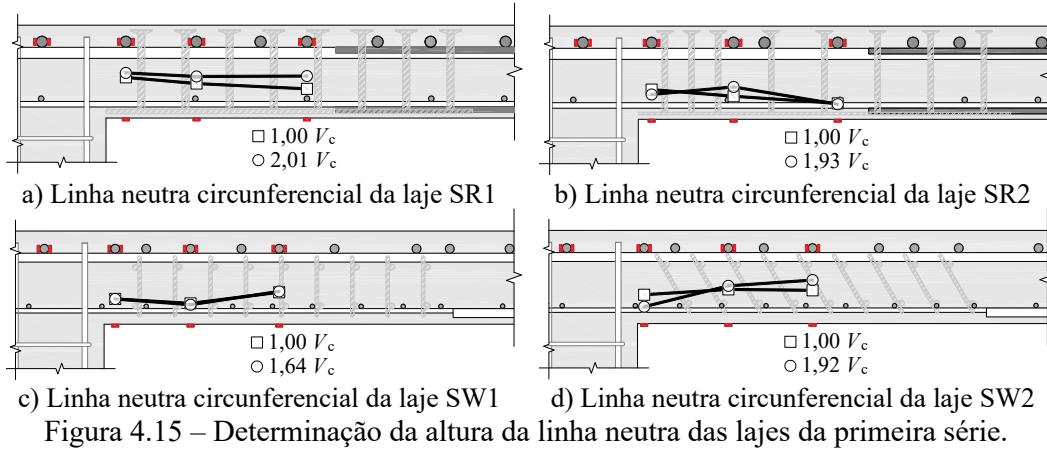


Figura 4.15 – Determinação da altura da linha neutra das lajes da primeira série.

De forma análoga à primeira série, foram determinadas as alturas da linha neutra nos sentidos circunferências e radiais para as lajes da segunda série. A Figura 4.16 apresenta as alturas das linhas neutras nos dois sentidos das lajes da segunda série de ensaios. Nota-se que, com exceção da laje SW2 na figura anterior, todas as lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados tem tanto a ancoragem superior quanto a inferior dos seus estribos posicionadas em regiões fissuradas de concreto, o que pode significar uma redução das eficiências destas ancoragens.

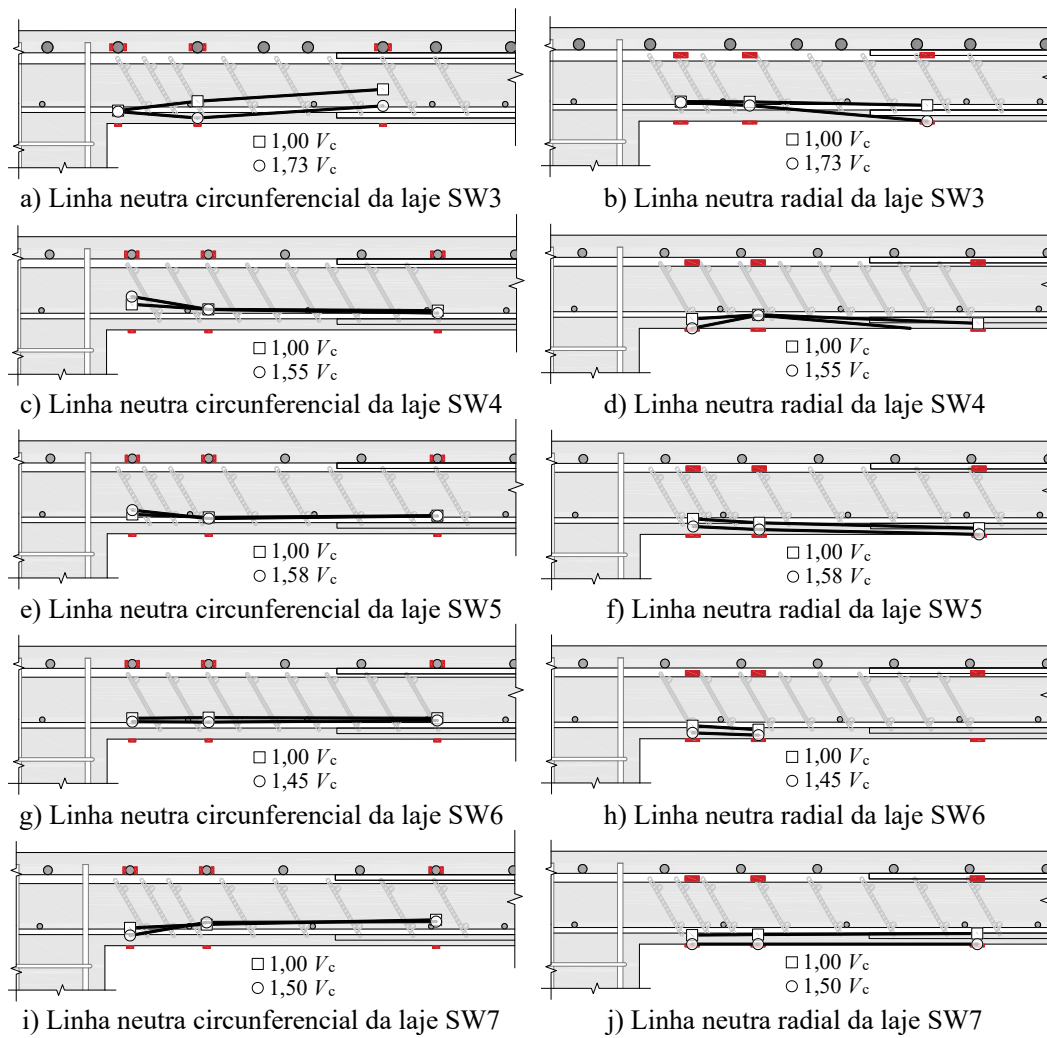


Figura 4.16 – Determinação da altura da linha neutra das lajes da segunda série.

4.3. DEFORMAÇÕES INTERNAS NO CONCRETO

As Figuras 4.17 a 4.19 apresentam o comportamento carga-deformação da região adjacente ao pilar interna ao concreto em direções de tração e compressão. Os extensômetros IC1 ao IC8 foram posicionados em direções de compressão e os IC9 ao IC16 em direções de tração. Apenas as deformações internas ao concreto das lajes S0, SR1 e SR2 foram monitorados.

Alguns extensômetros posicionados em direções intuitivamente comprimidas apresentaram deformações de tração elevadas. Estas leituras se dão provavelmente pelos sensores terem sido interceptados por fissuras. Os extensômetros IC1 das lajes S0 e SR2 podem ter sido interceptados pela fissura de flexão que contorna o pilar o que justificaria

suas grandes deformações de tração. Os extensômetros IC 7 da laje S0 e IC7 e IC8 da laje SR1 também apresentaram deformações de tração em cargas mais elevadas, provavelmente por terem sido interceptados pela fissura de punção por fendilhamento como apresentado por SIMÕES *et al.* (2018).

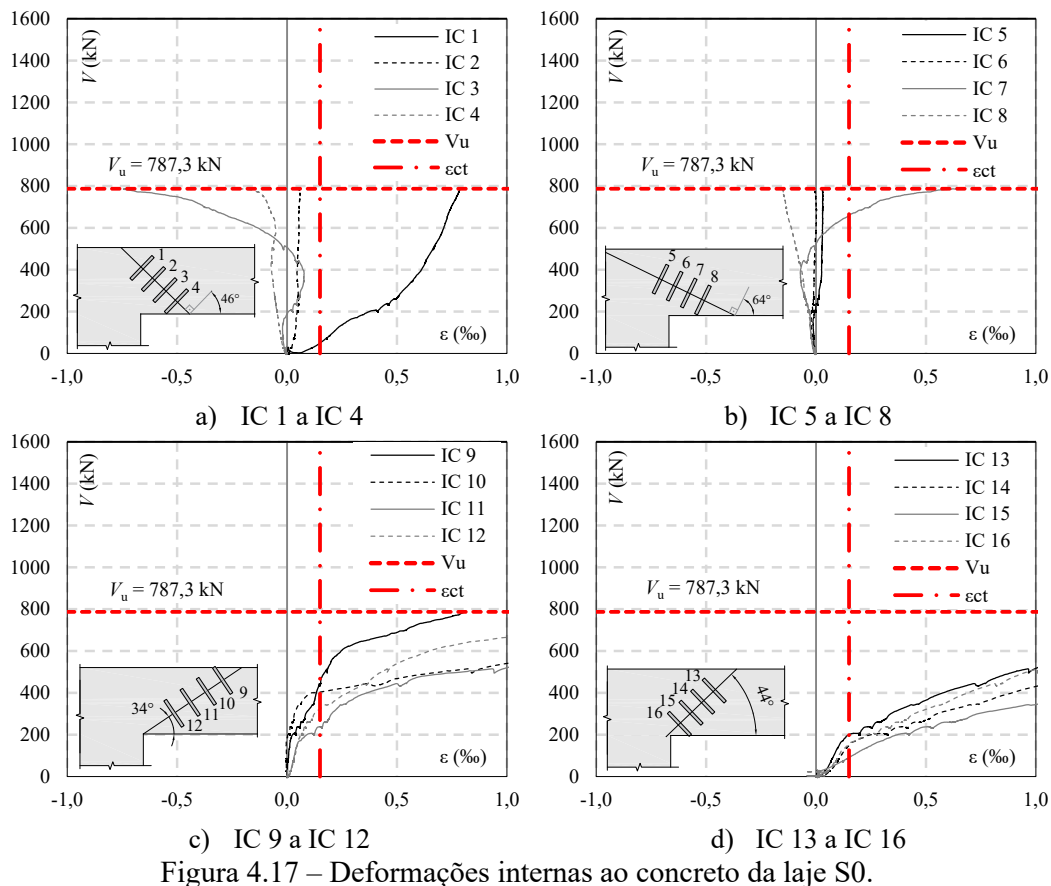


Figura 4.17 – Deformações internas ao concreto da laje S0.

O extensômetro IC1 da laje SR1 não apresentou deformações de tração como as demais lajes por este ter sido posicionado próximo da cabeça da primeira camada de *stud rail* podendo registrar as deformações de compressão da biela adjacente ao pilar seguindo em direção a ancoragem primeira camada. A mesma particularidade ocorre nos extensômetros IC 7 e IC8 da laje SR2, iniciam deformações de tração, mas uma provável biela em forma de leque formada ao longo da distribuição do *stud rails* é capaz de comprimi-los. Fica evidente, assim que a distribuição da armadura de cisalhamento altera o fluxo de compressão da ligação laje pilar. Não foram registradas deformações de

compressão próximas da capacidade resistente do concreto, afastando a possibilidade de ruptura por esmagamento da biela.

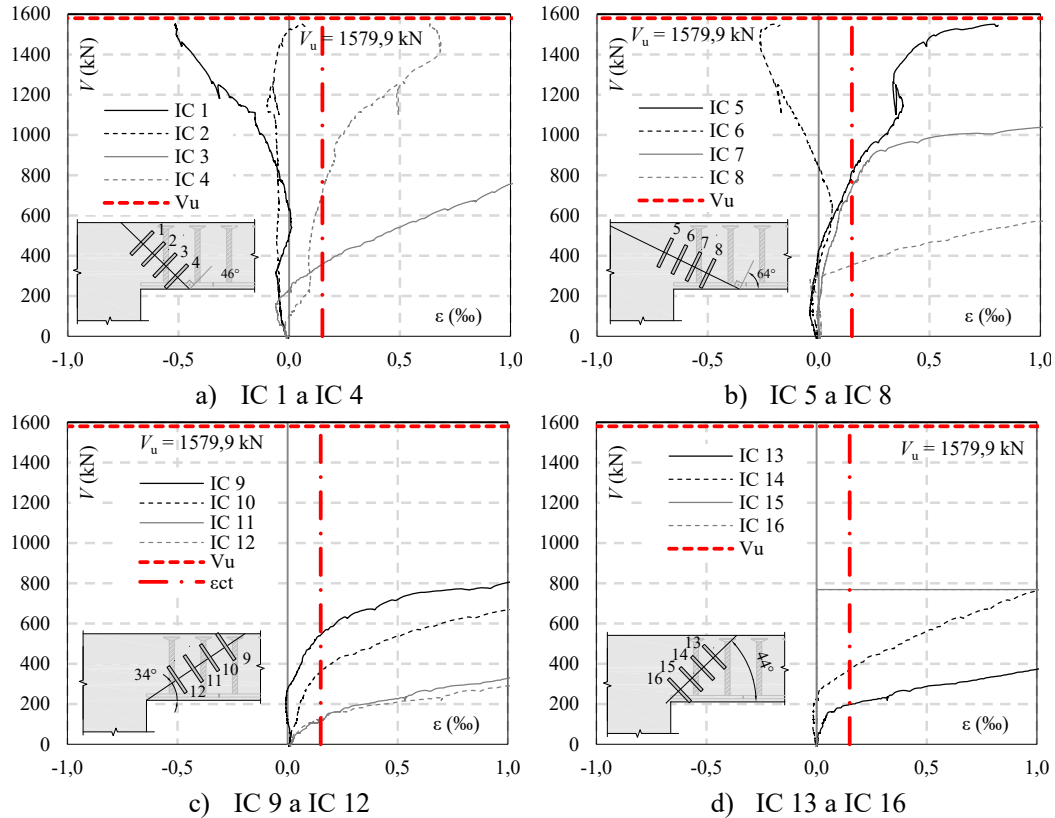


Figura 4.18 – Deformações internas ao concreto da laje SR1.

Quanto ao comportamento a tração, todos os extensômetros posicionados em direções intuitivamente tracionadas (IC 9 a IC 16) foram muito tracionados, superando a deformação resistente a tração do concreto em cargas inferiores a 50% da carga de ruptura das lajes. Nos estágios de carregamento próximos a ruptura, as deformações na direção de tração foram tão elevadas que é possível concluir que não há contribuição de resistência à punção devido à resistência residual a tração direta do concreto, em contradição a modelos teóricos para estimar a resistência a punção de MENÉTREY (2002) e de acordo com o proposto por KUERES, SCHMIDT e HEGGER (2019). Sendo então, a parcela resistente à punção do concreto se apoiando no engrenamento dos agregados, no efeito pino e na resistência ao cisalhamento da seção íntegra de concreto.

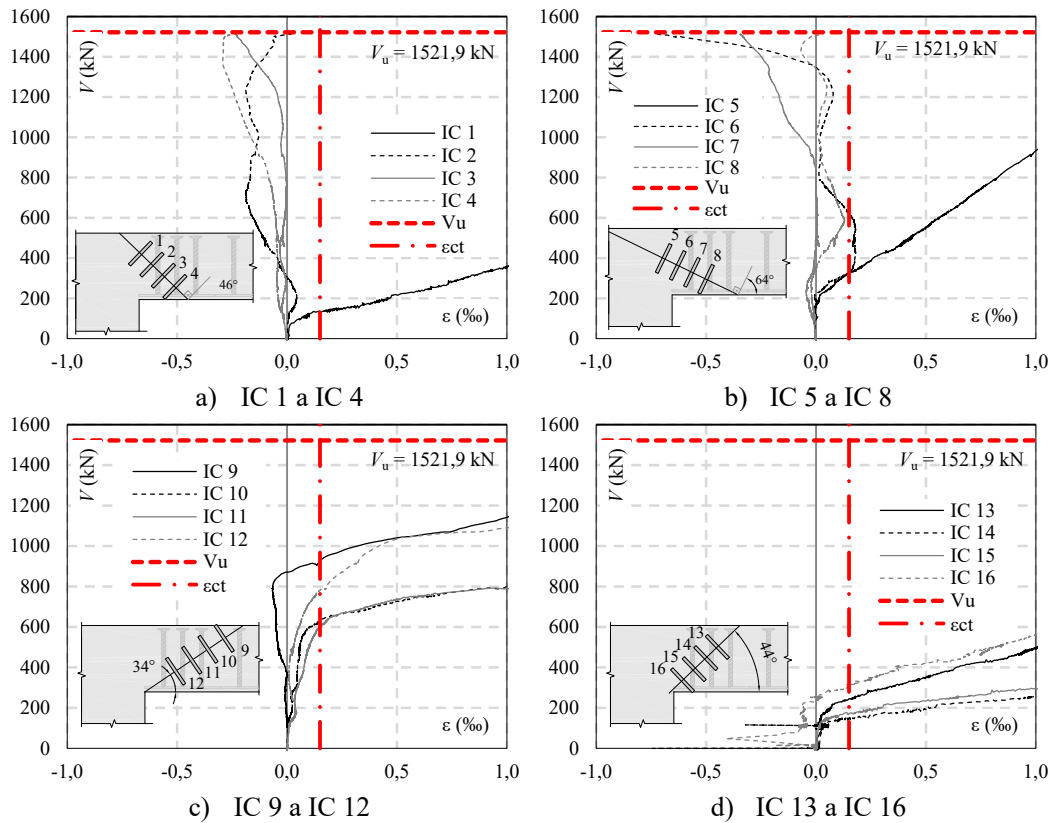


Figura 4.19 – Deformações internas ao concreto da laje SR2.

4.4. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISCALHAMENTO

As Figuras 4.20 a 4.28 apresentam as deformações médias por camada de armadura de cisalhamento das lajes, tanto como em passos de carga em um perfil de deformações ao longo do raio da laje como de forma contínua em função do carregamento aplicado.

Para as lajes SR1, SW1 houve concentração de deformações na primeira e na segunda camada de armadura, enquanto a primeira sempre foi mais solicitada. Nas lajes SW2, SW4 e SW6 houve concentrações nas duas primeiras camadas, porém as deformações foram semelhantes do início ao fim do ensaio. Isto ocorreu, provavelmente, pela inclinação das armaduras de cisalhamento que favoreceu que a fissura de cisalhamento cortasse as duas camadas deixando comprimentos de ancoragem equivalentes.

As lajes SR2, SW3, SW5 e SW7 apresentaram comportamento diferenciado das demais, com as três camadas de armadura concentradas próximas ao pilar sendo ativadas na mesma intensidade. Evidenciando uma região de ativação das camadas de armadura de

cisalhamento saindo do pilar e indo até um perímetro afastado até $\approx 1,2 \cdot d$ da face do pilar de acordo com o observado por FERREIRA, OLIVEIRA e MELO (2019).

As lajes com distribuição concentrada das camadas de armadura de cisalhamento próximo do pilar SR2, SW5 e SW7, com exceção da SW3, apresentaram deformações relevantes em camadas mais afastadas da região de ativação. Isto pode ter ocorrido, em decorrência da estratégia de aumentar o espaçamento radial das camadas de armadura de cisalhamento a partir da terceira camada o que pode ter favorecido o crescimento de fissuras de cisalhamento na região. Nenhuma armadura de cisalhamento alcançou o escoamento nos ensaios desta série. Apesar disso, as armaduras das lajes SR1 e SR2 apresentaram níveis de deformações elevados, próximos ao escoamento.

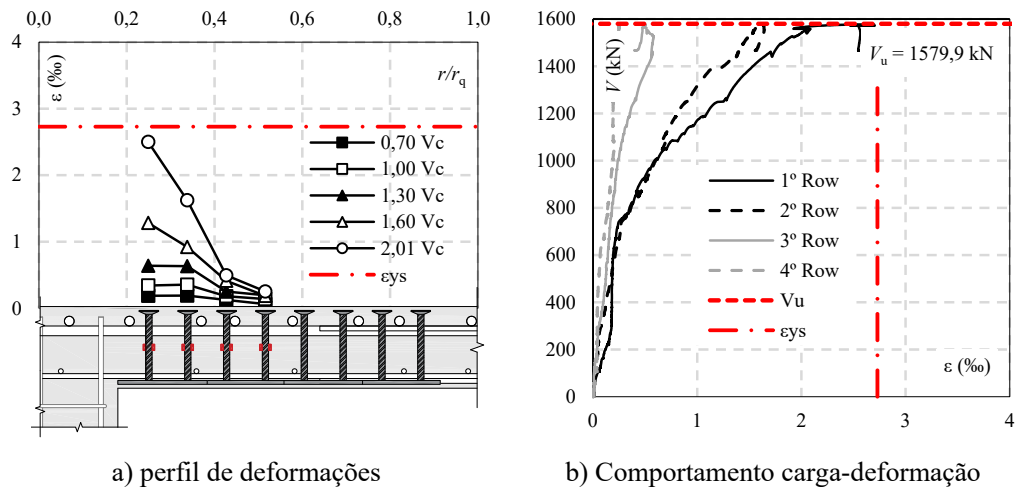


Figura 4.20 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SR1.

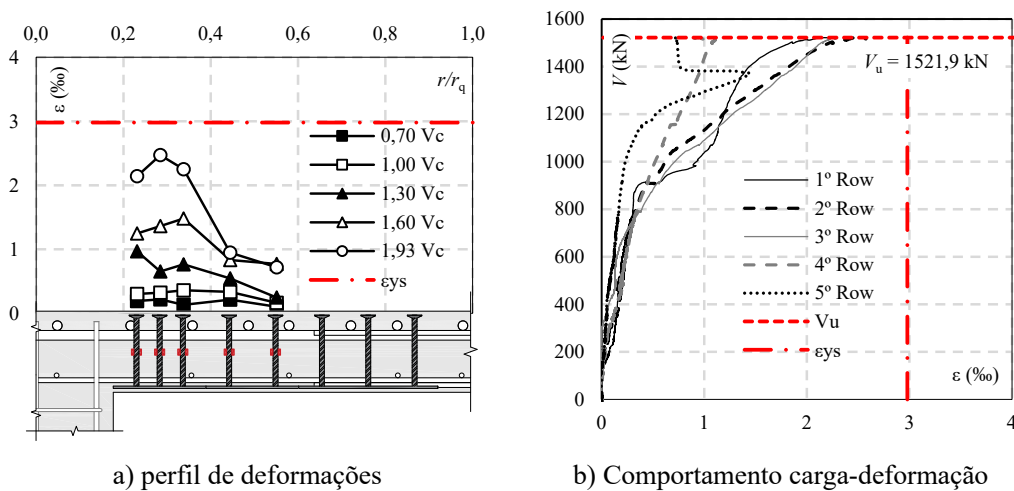


Figura 4.21 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SR2.

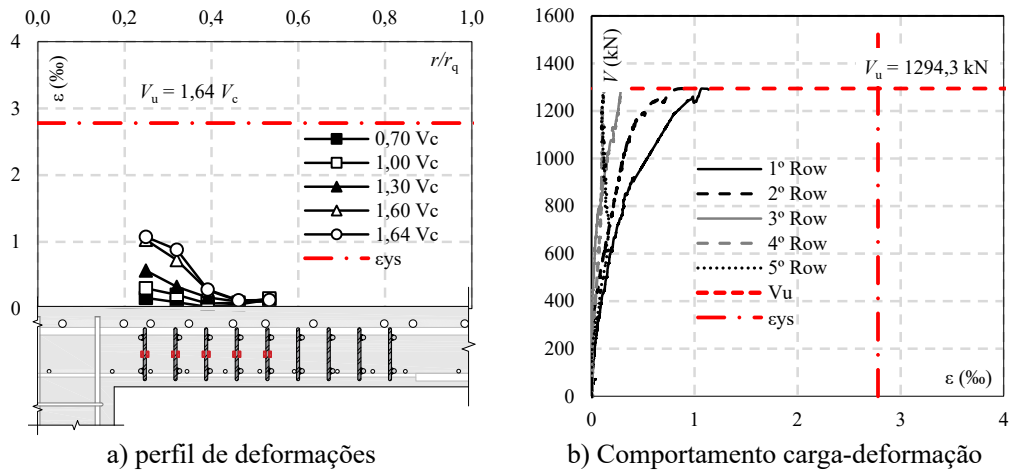


Figura 4.22 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW1.

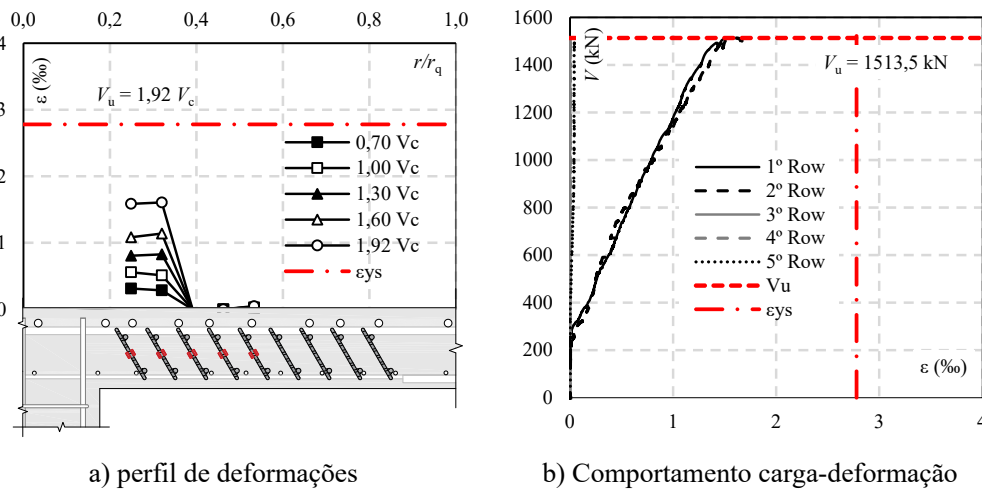


Figura 4.23 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW2.

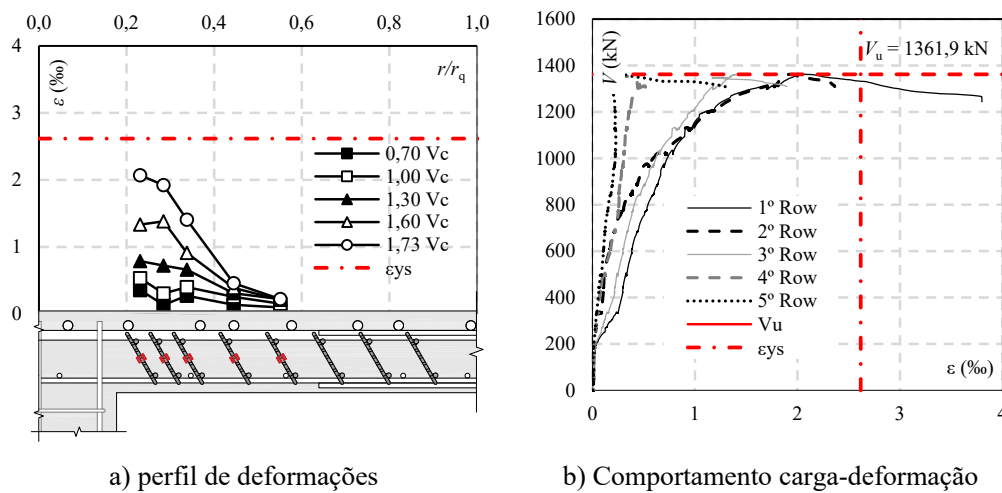


Figura 4.24 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW3.

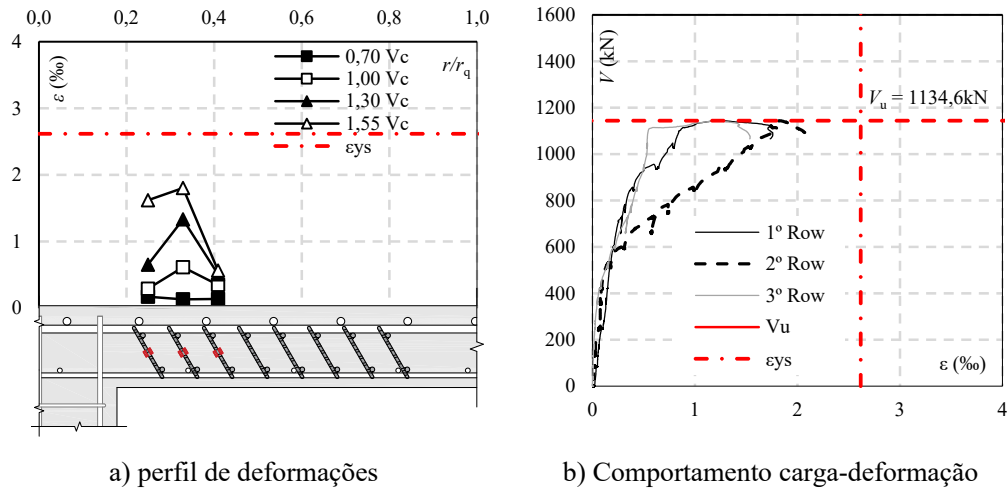


Figura 4.25 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW4.

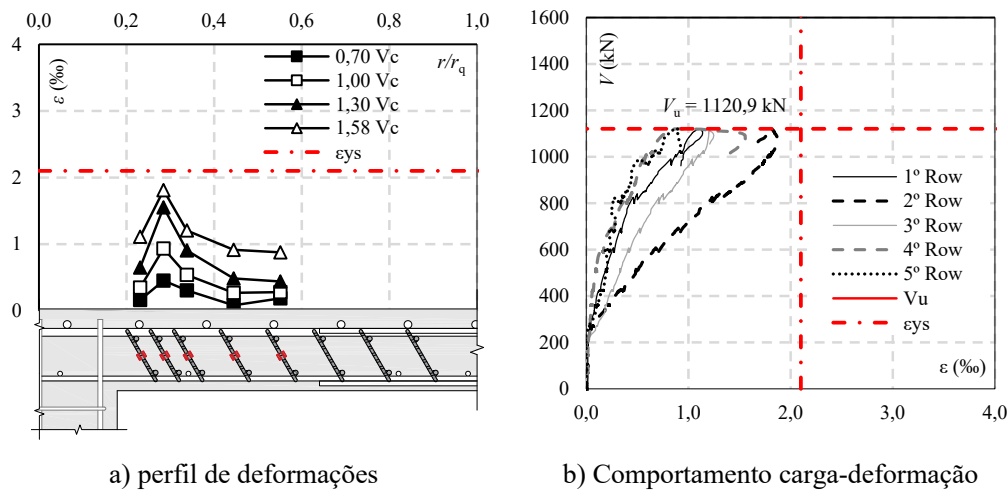


Figura 4.26 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW5.

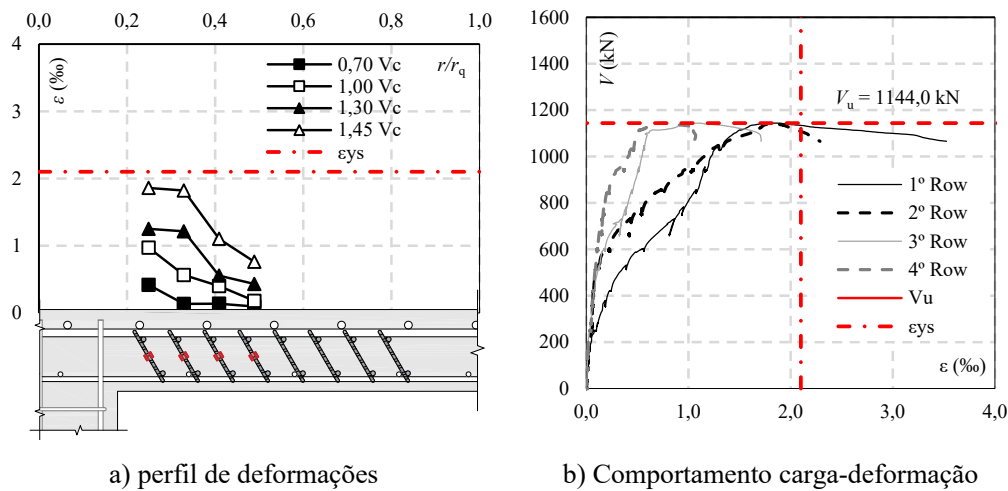


Figura 4.27 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW6.

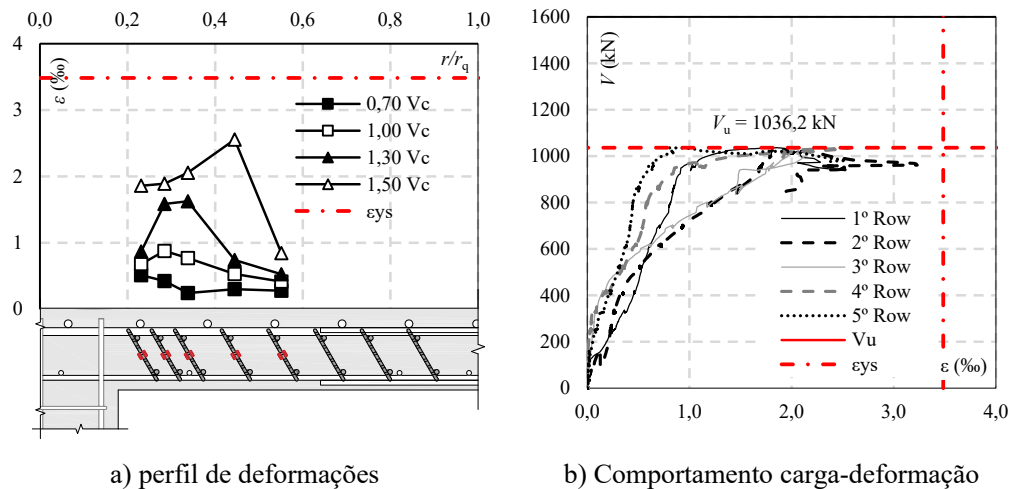
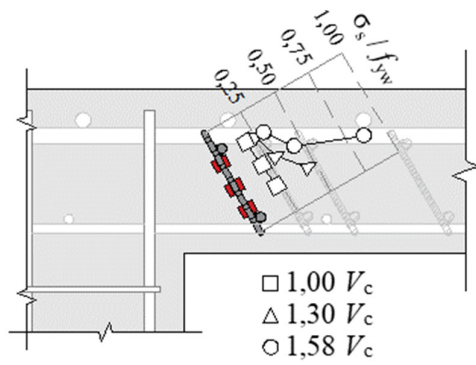
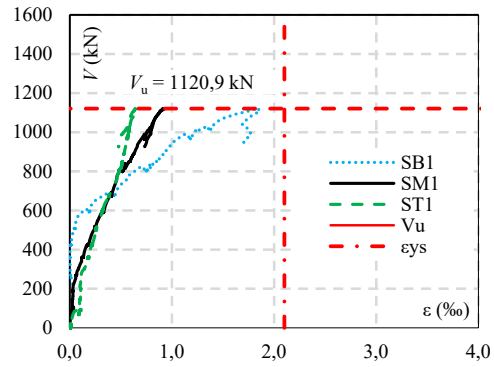


Figura 4.28 – Deformações nas camadas de armadura de cisalhamento da laje SW7.

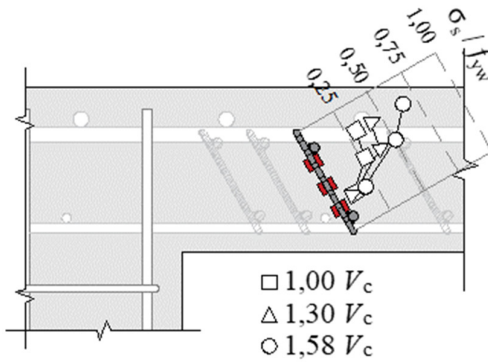
A Figura 2.29 apresenta a distribuição de deformações ao longo da altura da primeira e terceira camada da armadura de cisalhamento da laje SW5. Na primeira camada observa-se maiores deformações nas regiões inferiores das barras do estribo enquanto a terceira camada apresenta maiores deformações na região superior da barra. 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 $1,2 \cdot d$ 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.



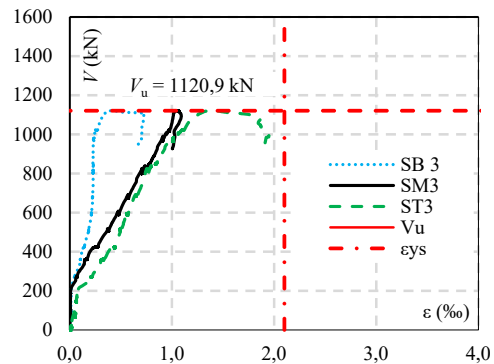
a) Perfil de deformações na primeira camada de armadura



b) Deformações na primeira camada de armadura



c) Perfil de deformações na terceira camada de armadura



d) Deformações na terceira camada de armadura

Figura 4.29 – Deformações na altura da armadura de cisalhamento da laje SW5.

As Figuras 4.30 a 4.36 apresentam do comportamento dos ganchos “U” utilizados para melhorar a ancoragem dos estribos treliçados pré-fabricados nas lajes SW1 a SW7. De modo geral os ganchos em todas as lajes apresentaram acréscimos de deformação estáveis ao longo que se aumentava o carregamento nas lajes. De modo geral as leituras de deformação nos ganchos “U” começaram em cargas muito baixas, próximo da carga de fissuração por flexão das lajes, o que pode indicar uma influência das fissuras de flexão na ativação desses ganchos. Os ganchos posicionados na região inferior apresentaram acréscimos de deformação em níveis de carregamento mais elevados que os ganchos superiores. Em geral, foram ativados em carregamento próximo ao que as armaduras de cisalhamento foram ativas, próximo da carga prevista para a ruptura da laje de referência sem armadura de cisalhamento.

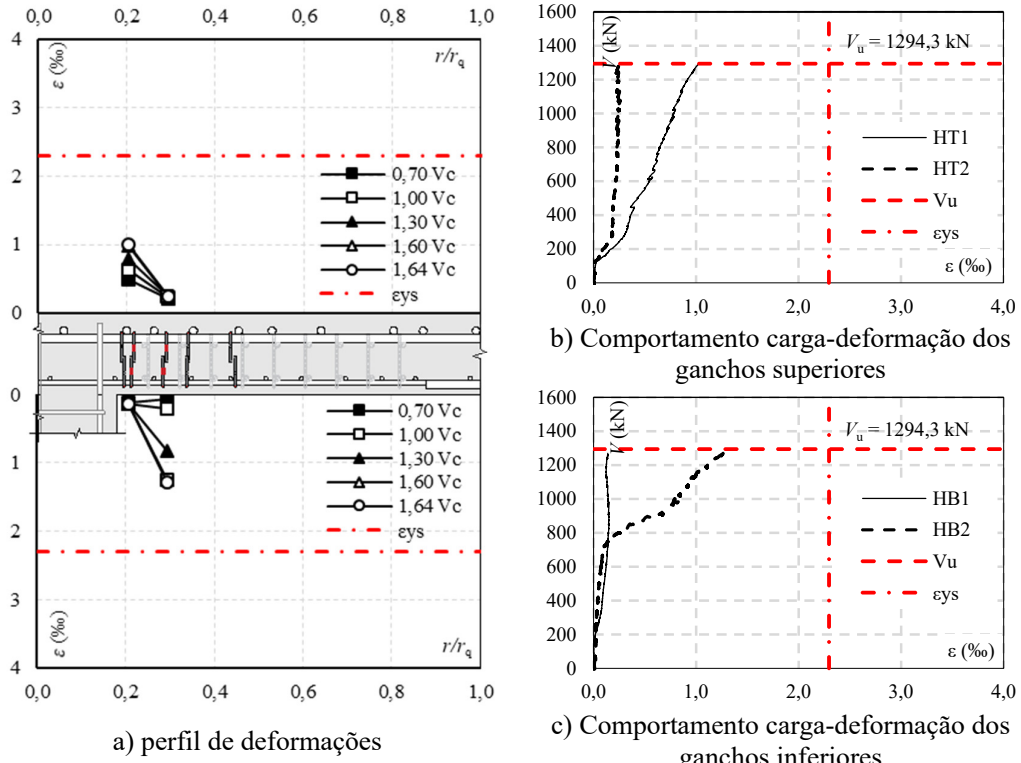


Figura 4.30 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW1.

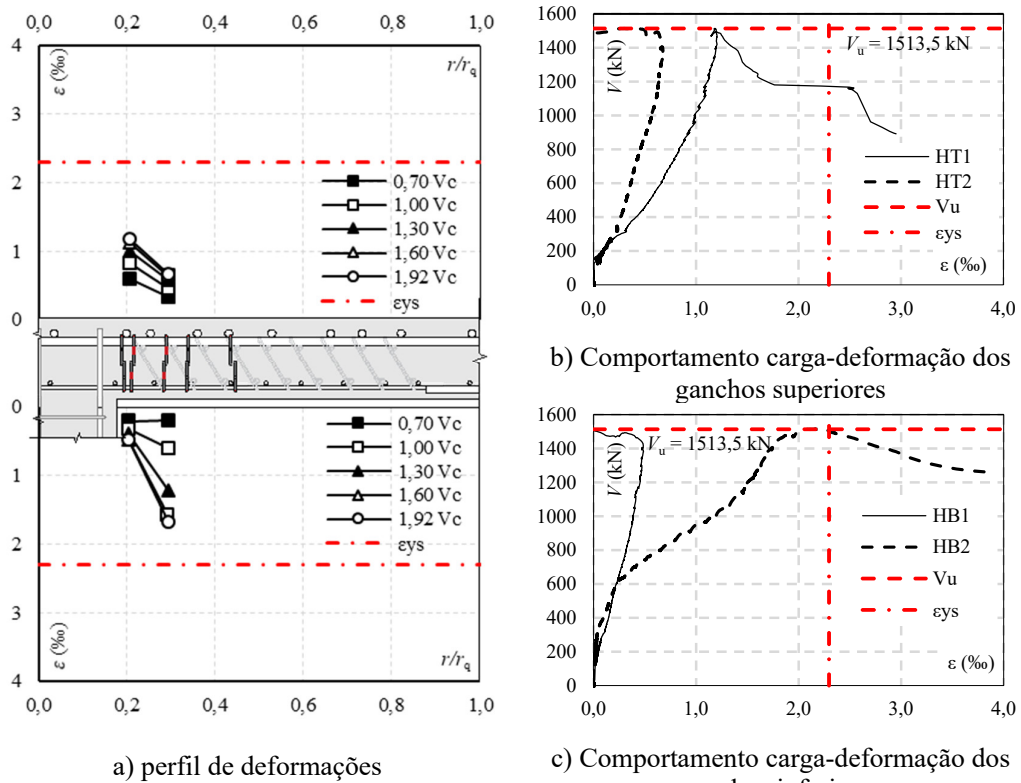


Figura 4.31 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW2.

A resposta e a variação na intensidade das tensões relativas desenvolvidas nos ganchos em “U” mostraram que estas armaduras complementares ajudam a ancorar as armaduras de cisalhamento, sendo importantes para postergar ou afastar modos de ruína prematura ligados à delaminação da laje. As baixas intensidades de deformações dos ganchos de modo geral observados nas lajes podem indicar um superdimensionamento dos ganchos.

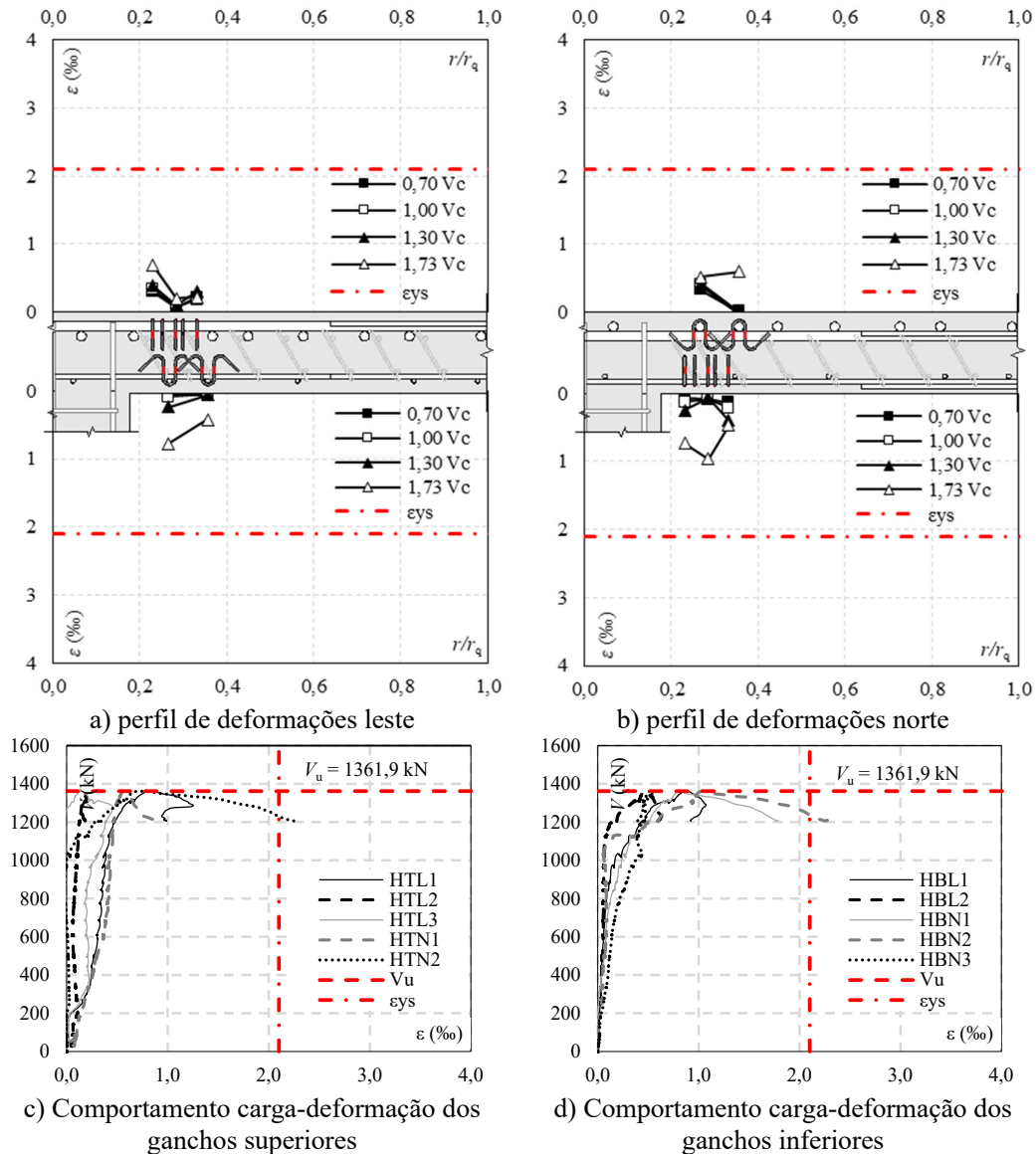
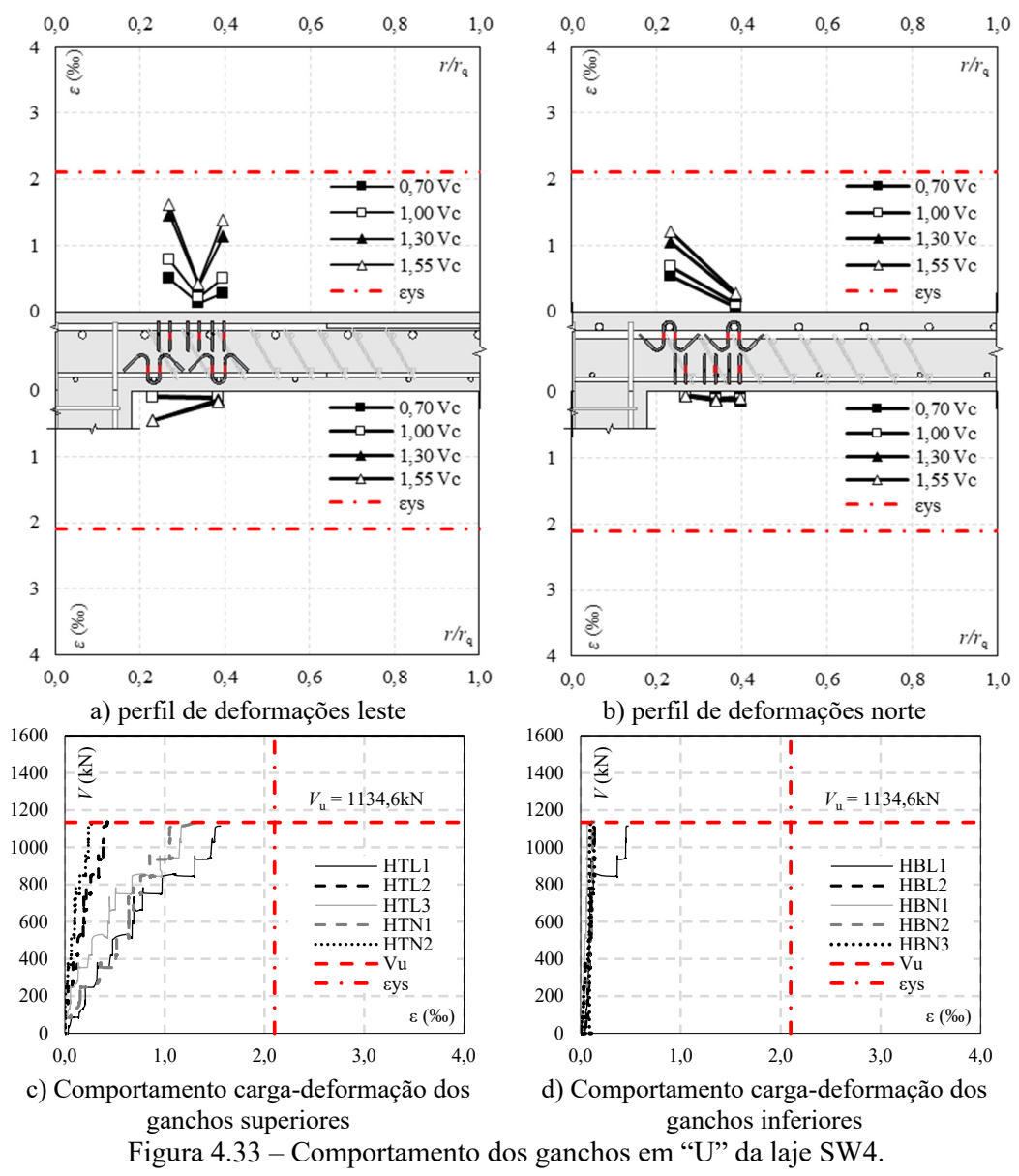


Figura 4.32 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW3.



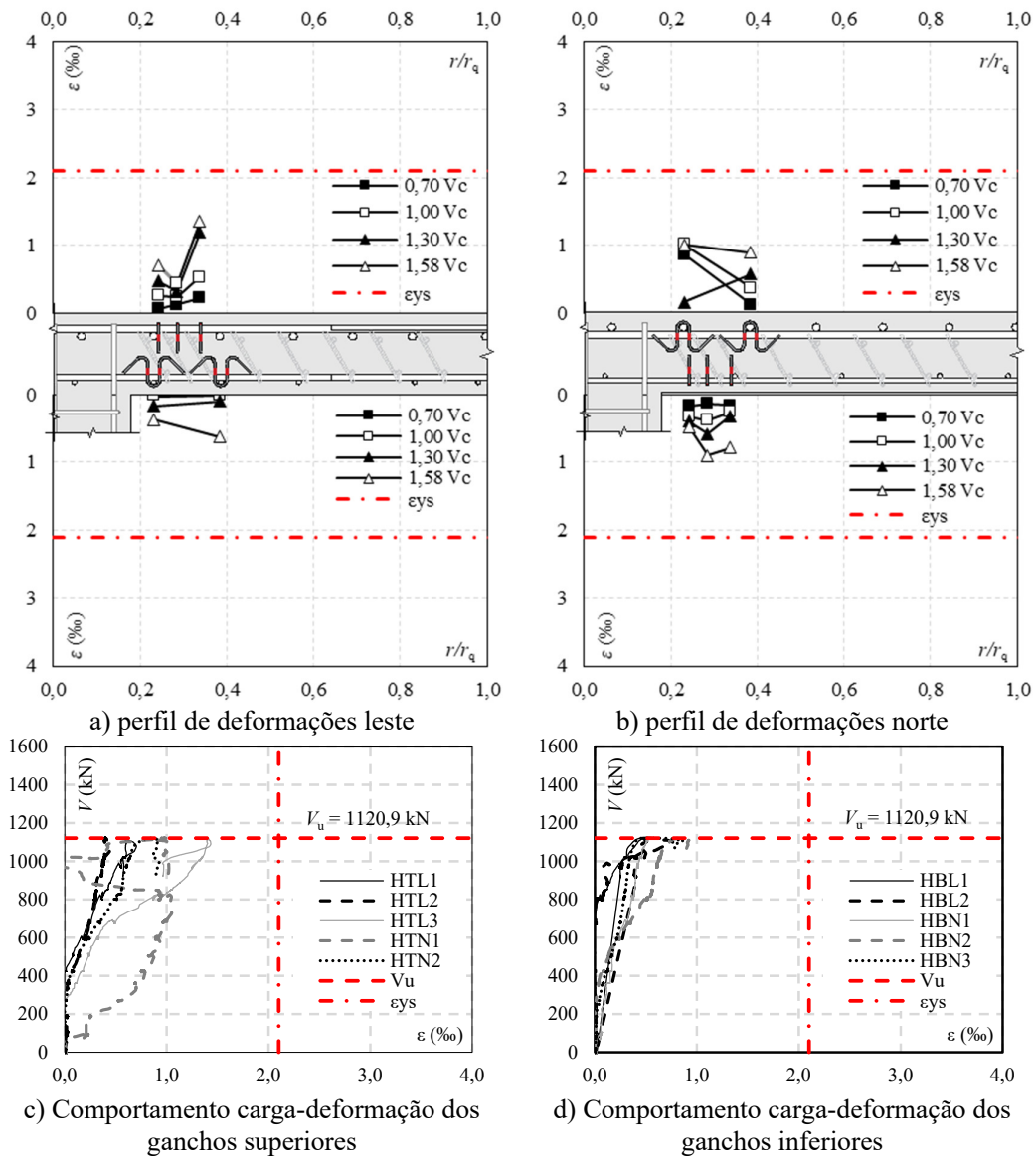


Figura 4.34 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW5.

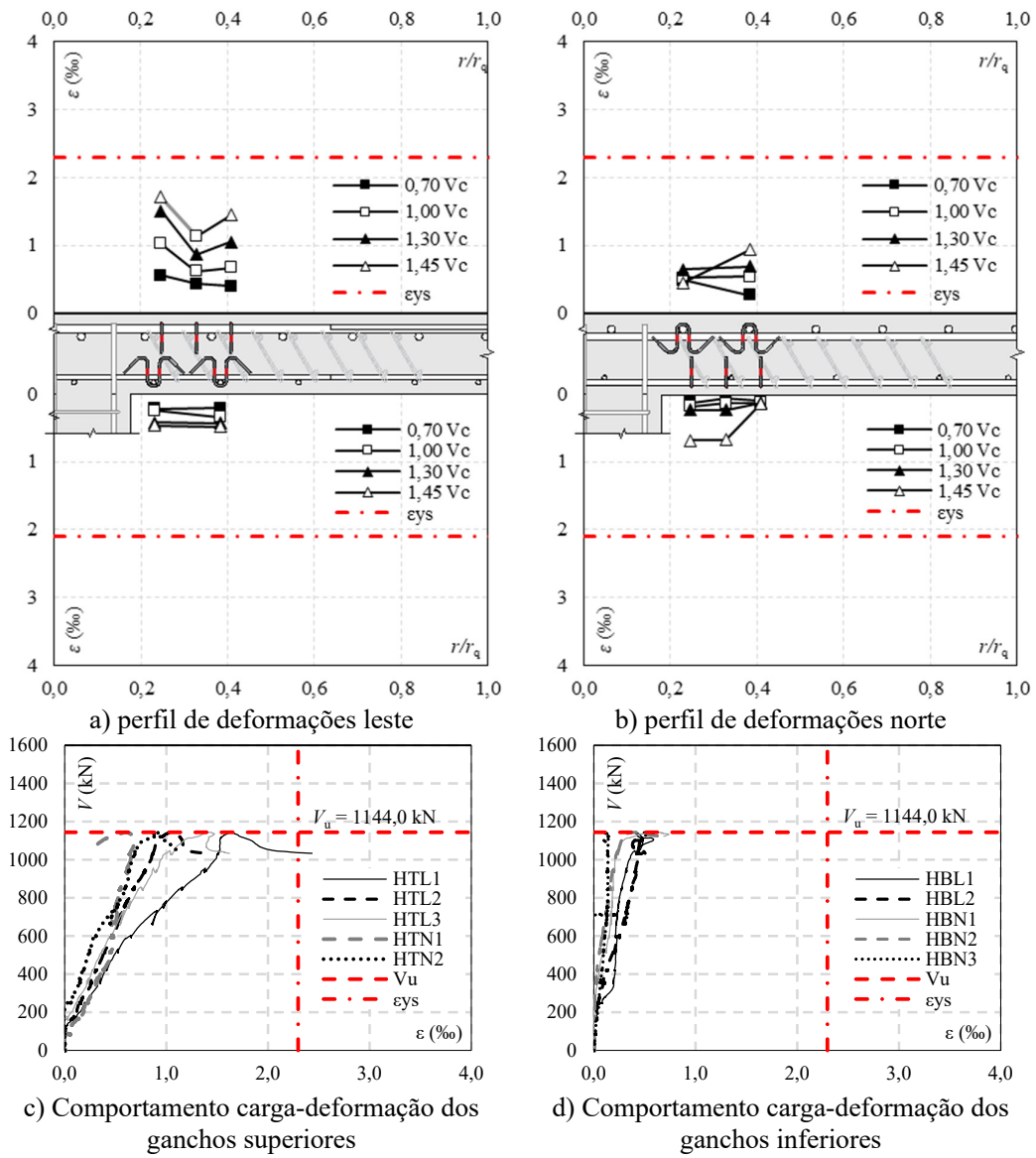


Figura 4.35 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW6.

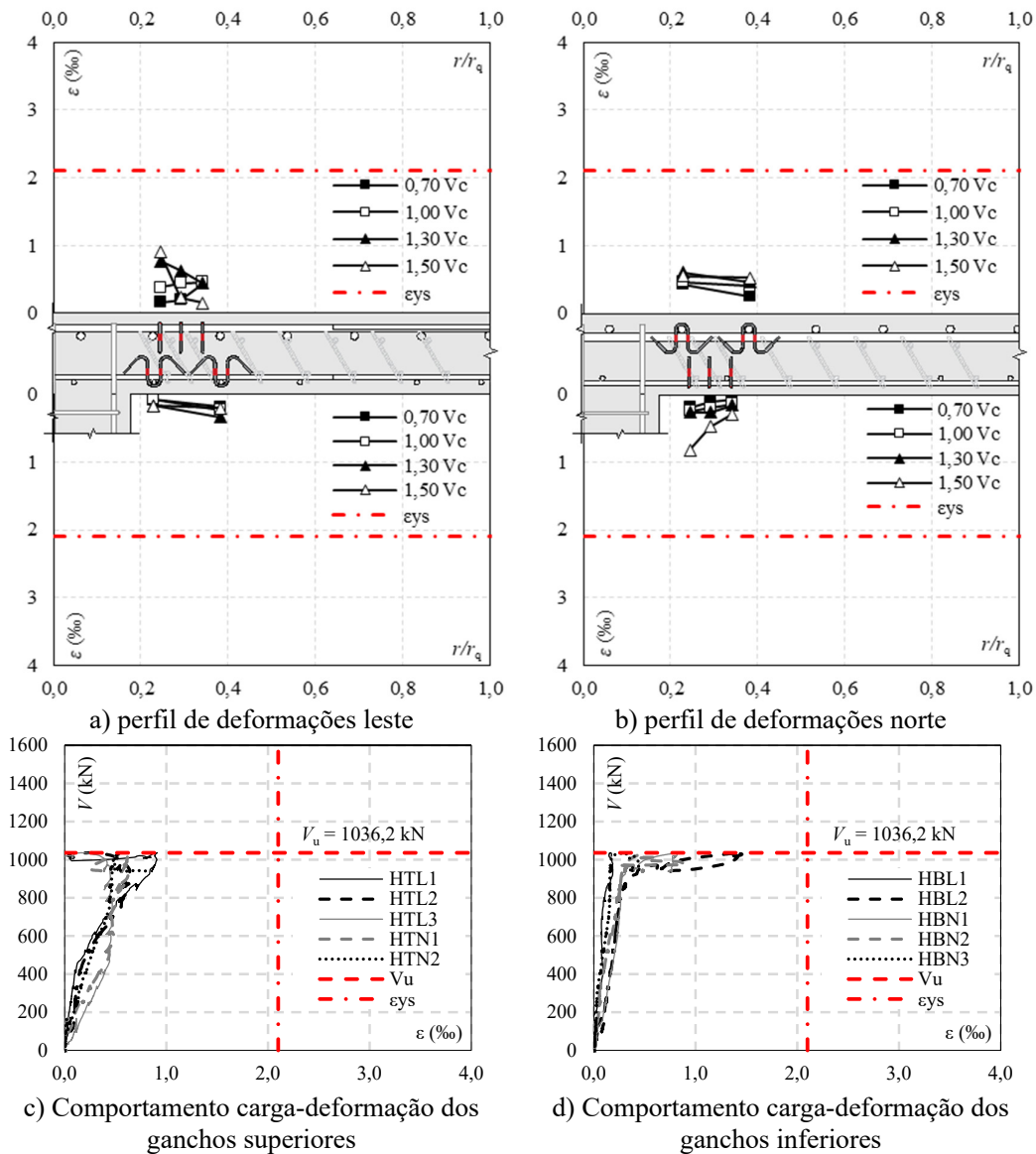


Figura 4.36 – Comportamento dos ganchos em “U” da laje SW7.

A Figura 4.37 apresenta a variação das contribuições de resistência do concreto (V_c) e das barras de aço (V_s) para a resistência à punção em função da carga aplicada na laje (V) normalizada em função da carga resistente da laje de referência (V_c), utilizando a carga última da laje S0 para as lajes SR1, SR2, SW1, SW2 e SW3 e a previsão da ABNT NBR 6118 (2014) para as demais. A parcela resistente do aço foi obtida através dos resultados de deformação das camadas afastadas até $1,2 \cdot d$ da face do pilar vezes o módulo de elasticidade e área por camada das barras de cisalhamento. Como a carga aplicada na laje é resistido pela soma das parcelas do aço e do concreto, a parcela resistente do concreto

foi obtida pela subtração da carga aplicada menos a parcela resistente do aço. Nas figuras também são apresentadas a contribuição de V_c e V_s em função do deslocamento vertical central das lajes, onde se destaca o deslocamento em que ocorreu a carga de ruptura das lajes.

Para as lajes armadas com *stud rails* fica evidente que no momento da ruptura não havia contribuição de resistência do concreto. Nas Figuras 4.37b e 4.38b nota-se que V_c chega a zero antes da laje alcançar sua resistência máxima. Como a resistência das lajes no estágio final foi responsabilidade apenas das parcelas resistentes das barras de cisalhamento e nenhuma camada de armadura alcançou o escoamento, é possível inferir que a resistência das lajes SR1 e SR2 foi limitada pela capacidade de ancoragem das armaduras de cisalhamento.

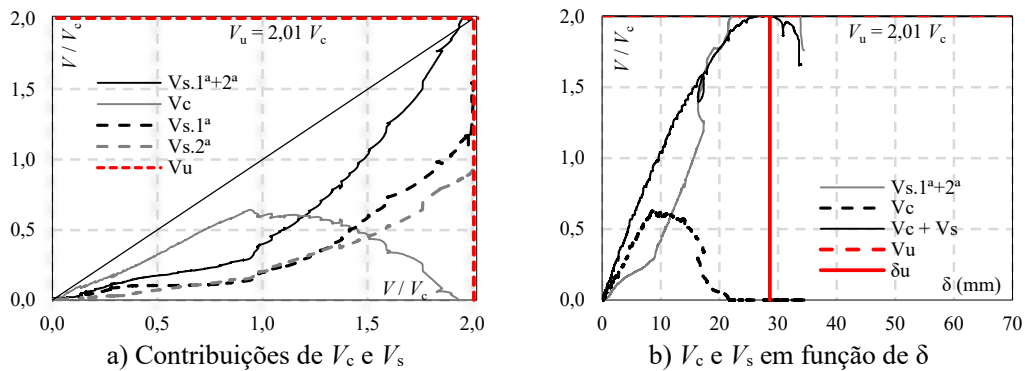


Figura 4.37 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SR1.

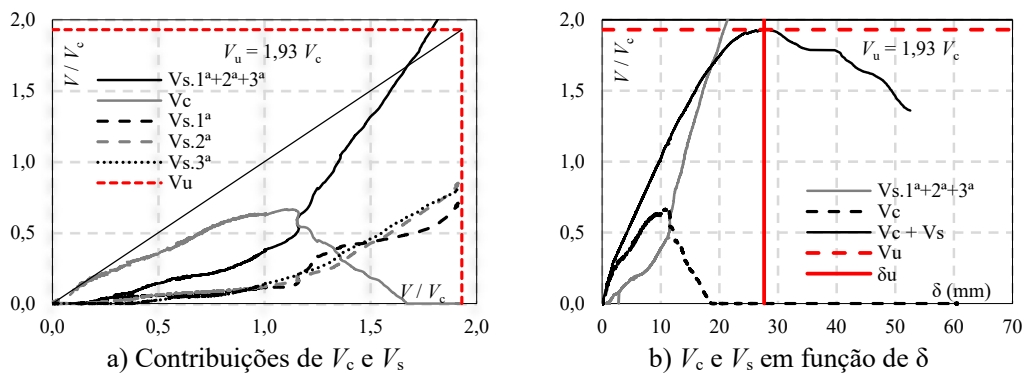


Figura 4.38 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SR2.

As lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados, ao contrário das primeiras, não tinham apenas a armadura de cisalhamento como responsável no momento da resistência última da laje. É notável também que a ruptura dessas lajes se dá próximo a quedas bruscas de resistência da contribuição do concreto. O que nos leva a concluir que a ancoragem dos estribos treliçados pré-fabricados não é capaz de suportar grandes solicitações como os *studs*, mesmo com ganchos em forma de “U”, e a armadura de cisalhamento é responsável pela resistência residual pós-pico, logo também pela sua maior ductilidade.

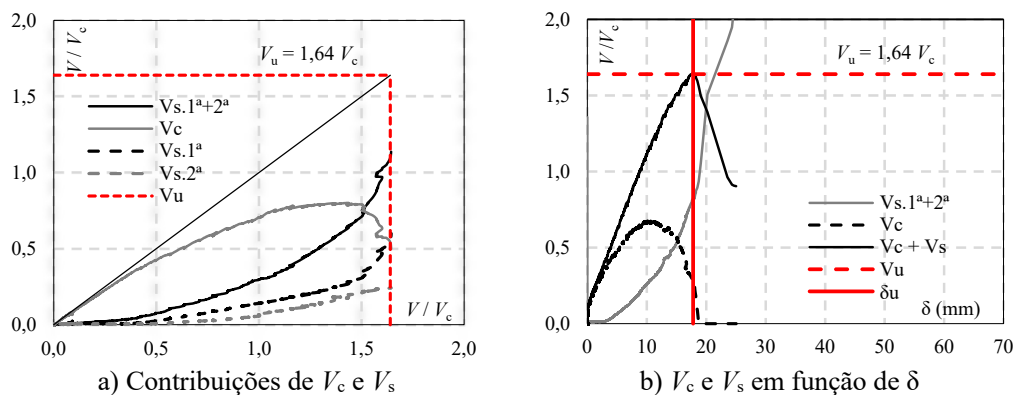


Figura 4.39 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW1.

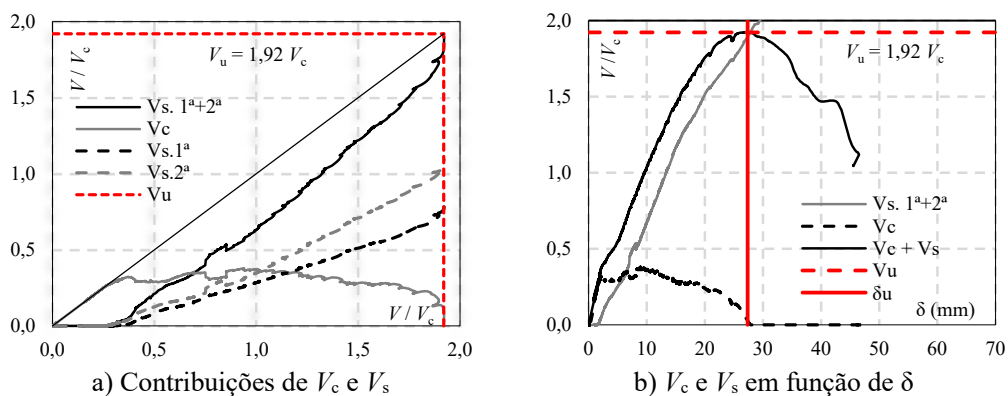
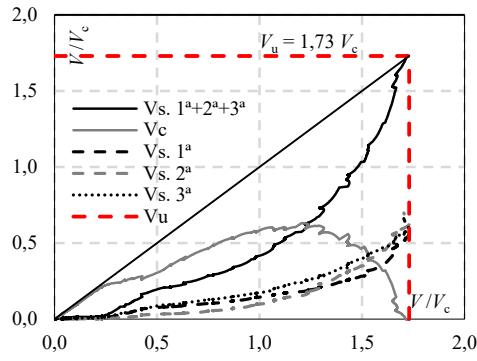
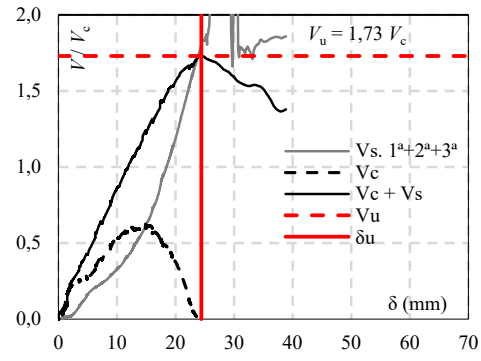


Figura 4.40 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW2.

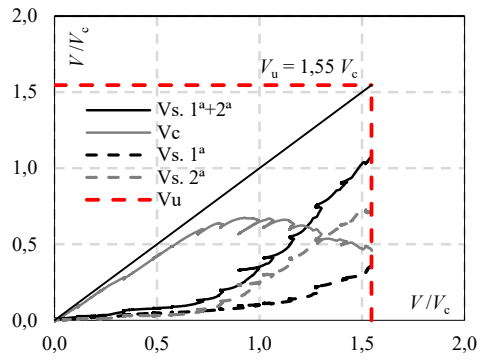


a) Contribuições de V_c e V_s

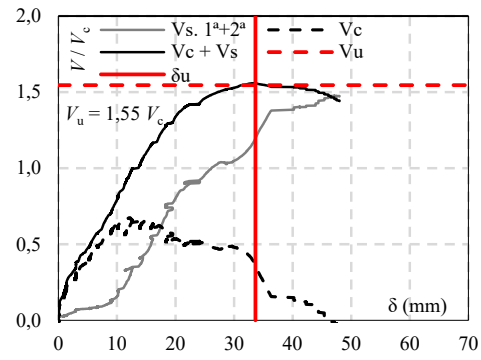


b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.41 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW3.

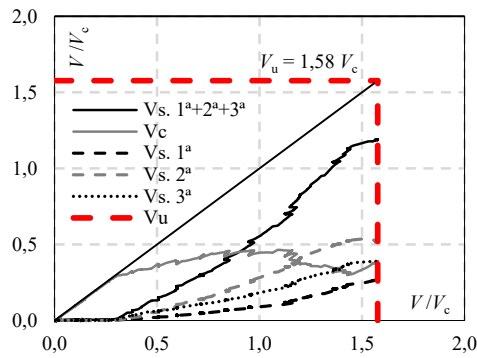


a) Contribuições de V_c e V_s

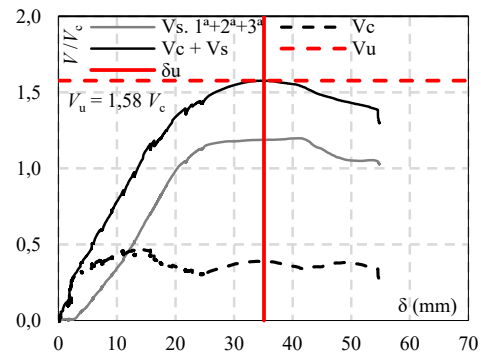


b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.42 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW4.

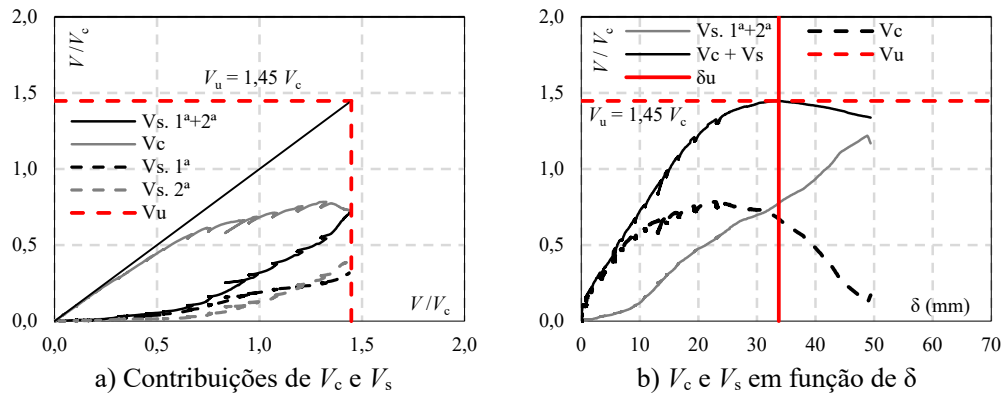


a) Contribuições de V_c e V_s

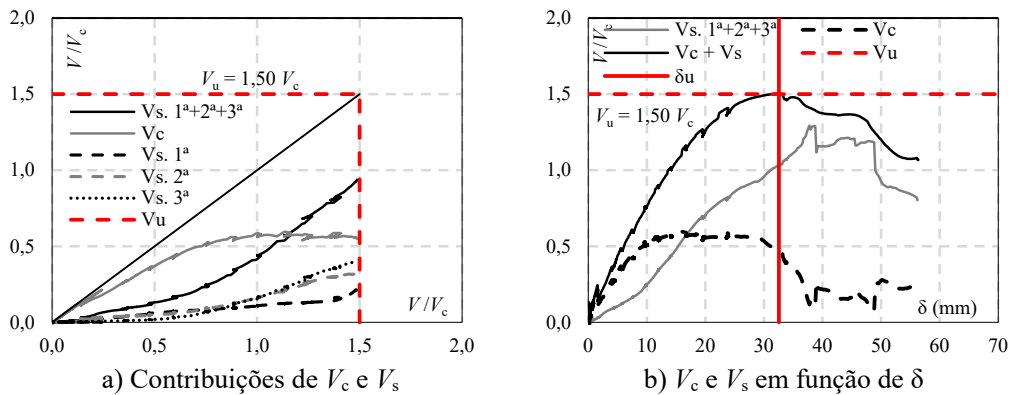


b) V_c e V_s em função de δ

Figura 4.43 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e 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 4.44 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e 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 4.45 – Contribuição das parcelas resistente do concreto (V_c) e aço (V_s) na resistência da laje SW7.

4.5. PADRÃO DE FISSURAÇÃO

As Figuras 4.46 a 4.49 apresentam o mapa de fissuração das lajes ensaiadas acompanhados de desenhos que sobrepõem o mapa de fissura com a posição da armadura de cisalhamento. Em todas as lajes, as primeiras fissuras visíveis foram fissuras de flexão e surgiram na projeção do pilar entre 150 kN e 200 kN, seguidas por fissuras contornando o pilar. Logo após, surgiram mais fissuras de flexão radiais ao centro da laje que iniciaram no entorno do pilar e cresciam em direção aos bordos da laje. Por último, surgiram fissuras de cisalhamento tangenciais ao pilar. A partir dos desenhos é possível notar que as fissuras tendem a surgir onde há barras de *studs* e estribos. Segundo ELIGEHAUSEN e BALOGH (1995), isto ocorre, pois, as barras de cisalhamento podem funcionar como entalhos no

concreto, gerando zonas de fragilidade. Nas lajes armadas com *studs* o padrão de fissuração foi pouco alterado pela distribuição radial da armadura de cisalhamento. As lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados tenderam a modificar o padrão de fissuração apresentando um padrão mais retangular ao redor do pilar, influenciada pela distribuição em grade da armadura de cisalhamento.

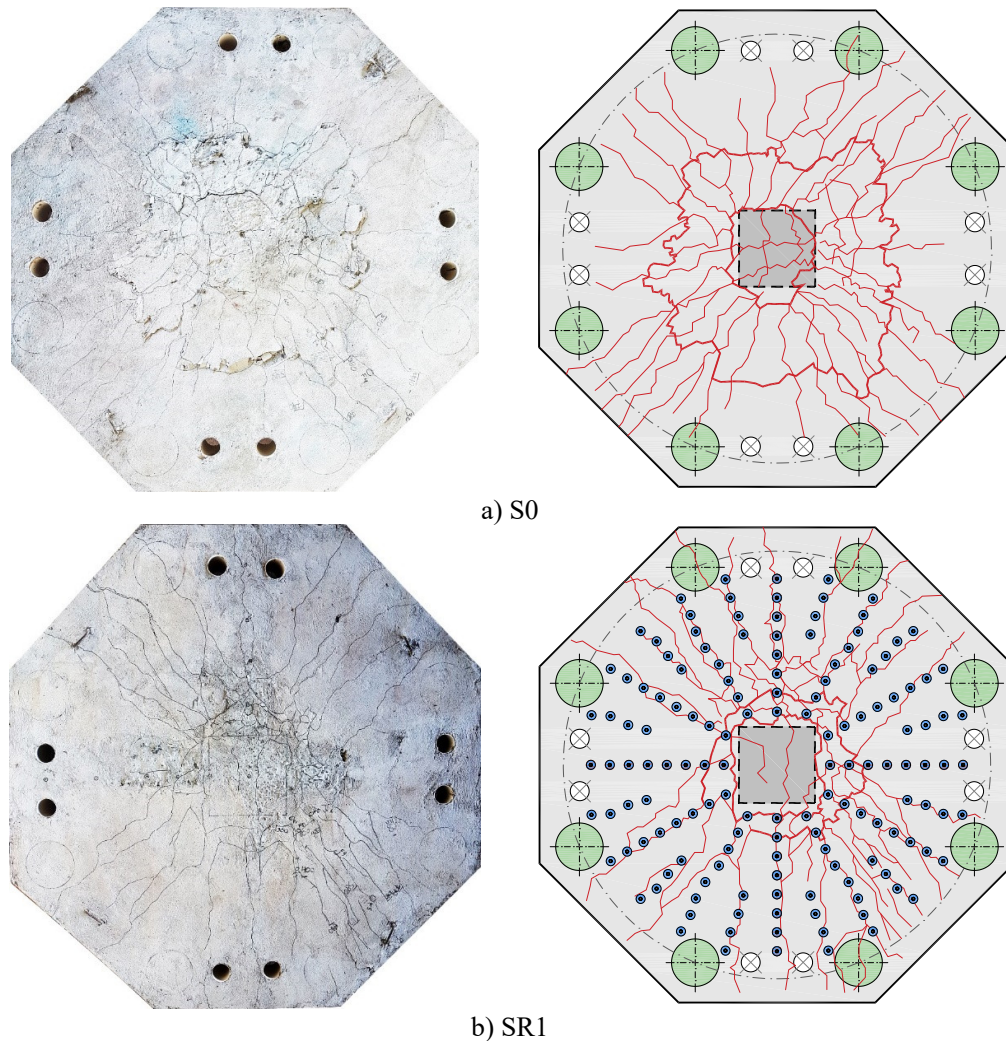
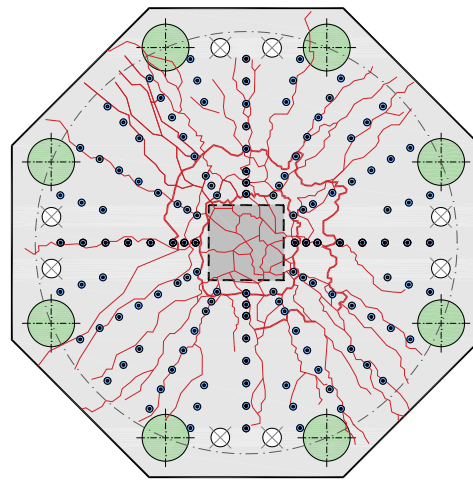
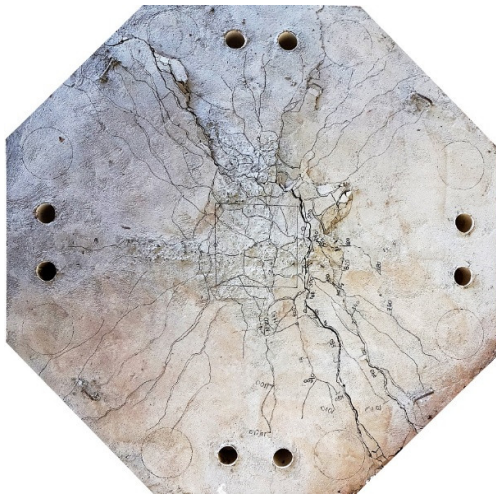
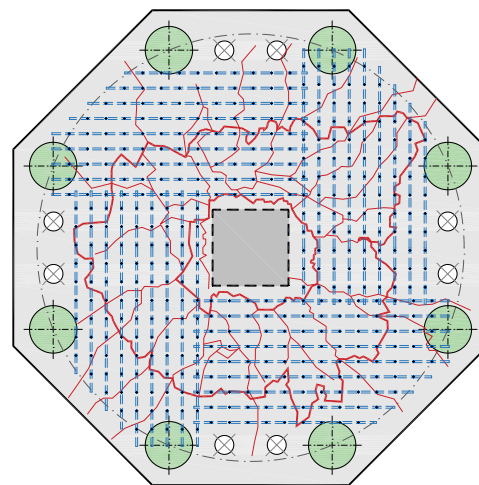
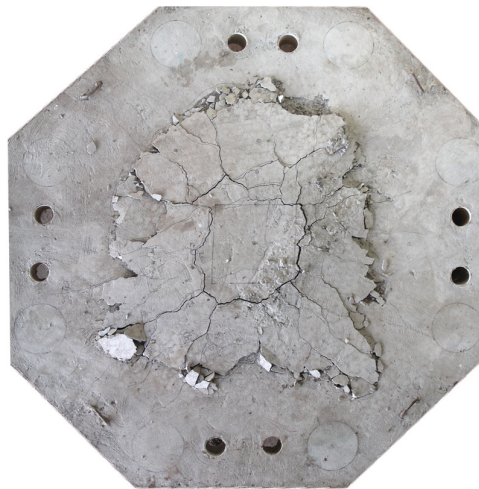


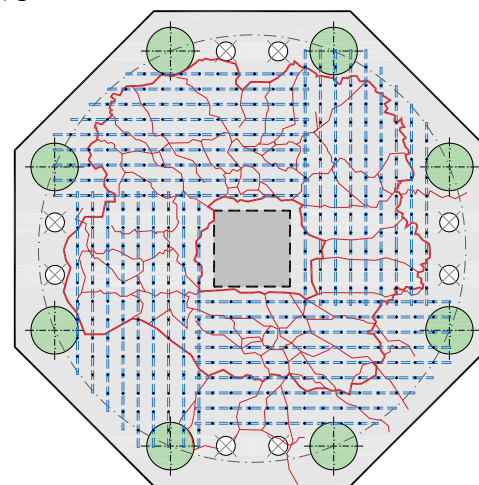
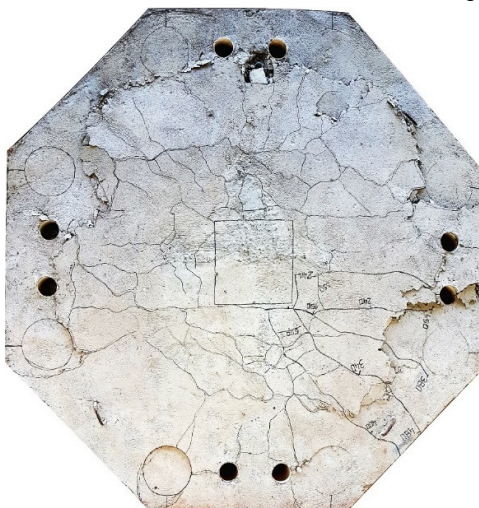
Figura 4.46 – Mapa de fissuração das lajes S0 e SR1.



a) SR2

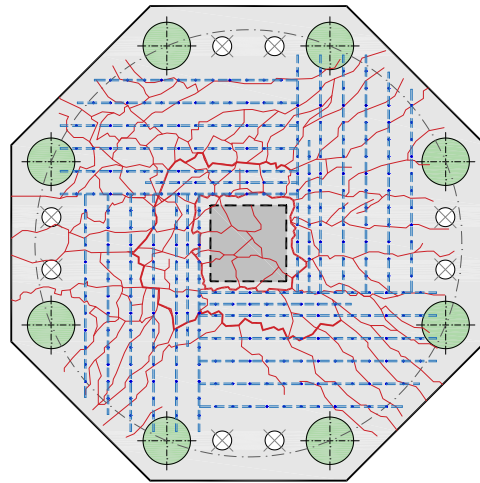
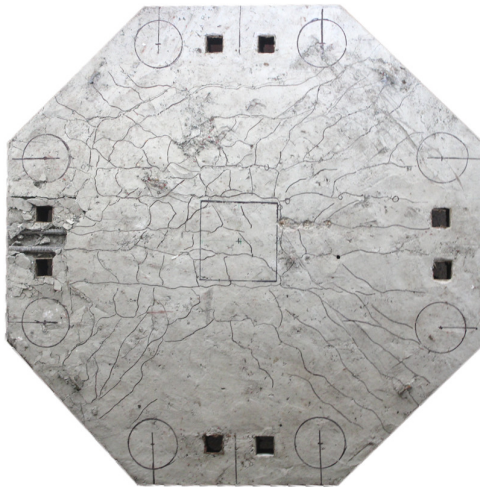


b) SW1

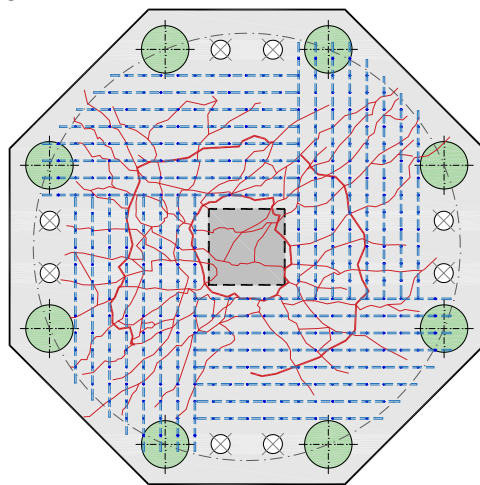
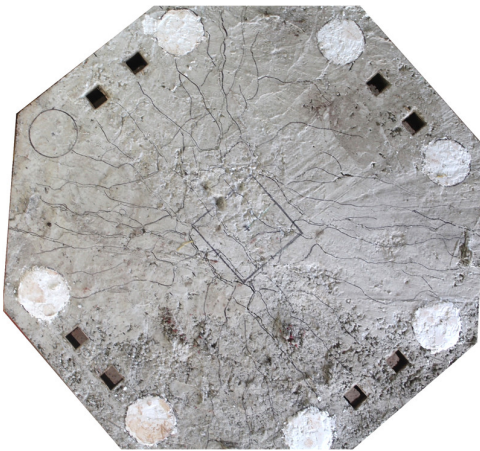


c) SW2

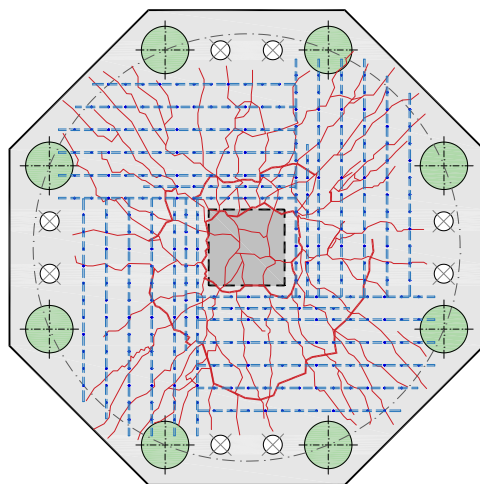
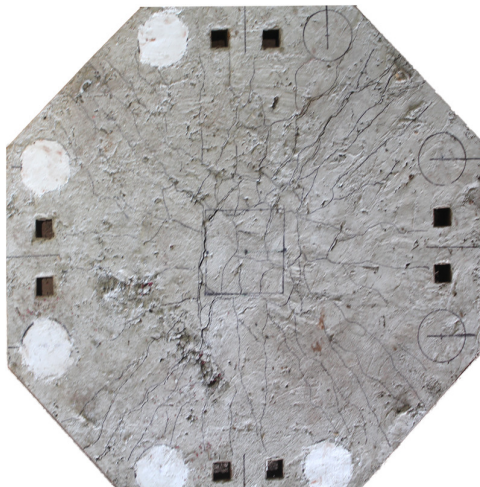
Figura 4.47 – Mapa de fissuração das lajes SR2, SW1 e SW2.



a) SW3



b) SW4



c) SW5

Figura 4.48 – Mapa de fissuração das lajes SW3, SW4 e SW5.

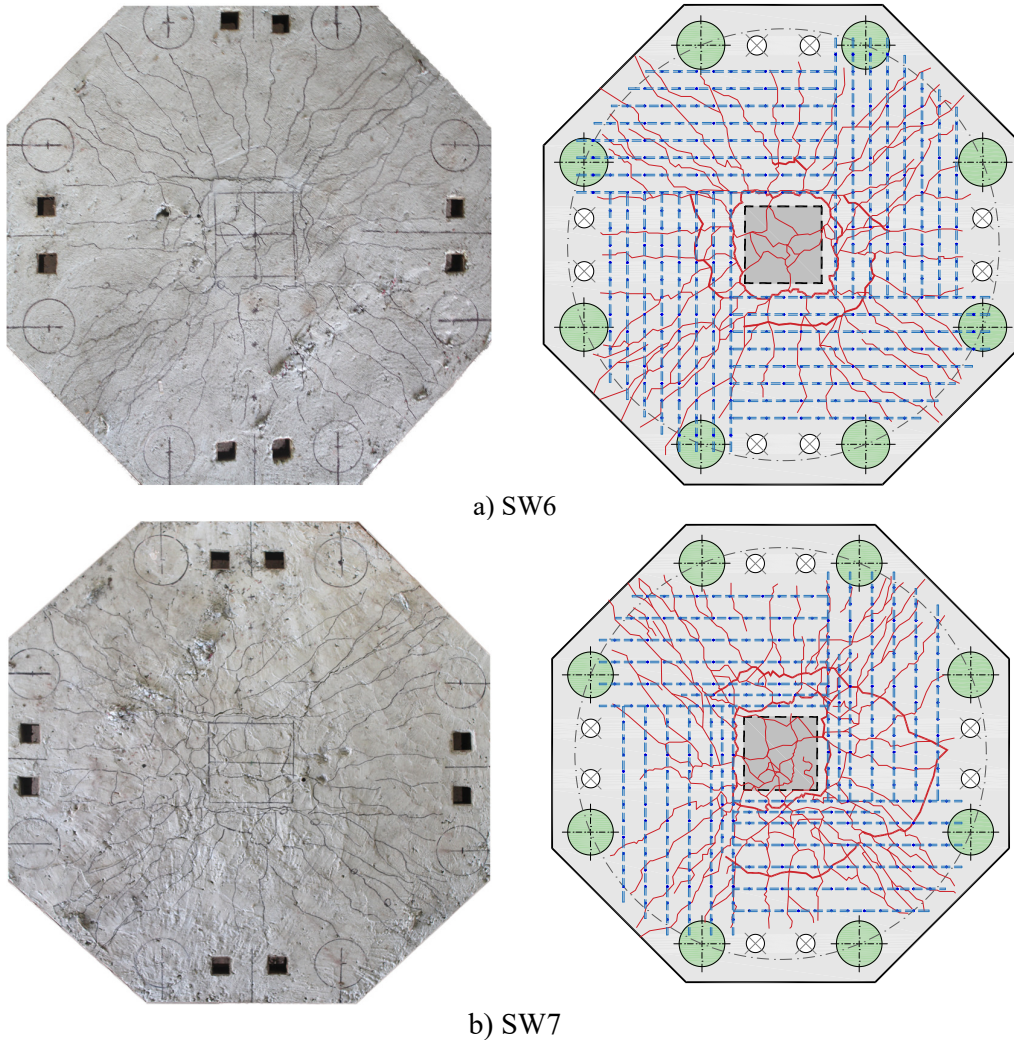


Figura 4.49 – Mapa de fissuração das lajes SW6 e SW7.

A abertura das fissuras foi monitorada com auxílio de fissurômetro e uma lupa. As fissuras monitoradas foram as de flexão adjacente à face do pilar e uma das radiais, além da fissura de cisalhamento tangencial. As Figuras 4.50 e 4.51 apresentam o comportamento das aberturas das fissuras ao longo do carregamento normalizado por V_c . As fissuras, após o surgimento, apresentaram comportamento estável até o momento da ruptura, com exceção da fissura tangencial de cisalhamento da laje S0 por surgir de forma brusca na eminência do fim do ensaio. Em todos os ensaios a fissura de cisalhamento fica visível próximo a carga de ruptura da laje de referência sem armadura de cisalhamento. É possível perceber que as armaduras de cisalhamento foram capazes de estabilizar a fissura de tangencial mostrando um crescimento constante até o fim do ensaio. A fissura tangencial monitorada nas lajes armadas com estribos treliçados não foi

a fissura crítica, justificando o comportamento diferenciado. As lajes SW4, SW5, SW6 e SW7, com taxa de armadura de flexão próxima de 1,2%, menores que a taxa de 2,0% das demais lajes, apresentaram maior abertura de fissura que as primeiras em todas as fissuras monitoradas. Não foi possível observar a fissura tangencial nas lajes SW4 e SW7 durante a realização do ensaio.

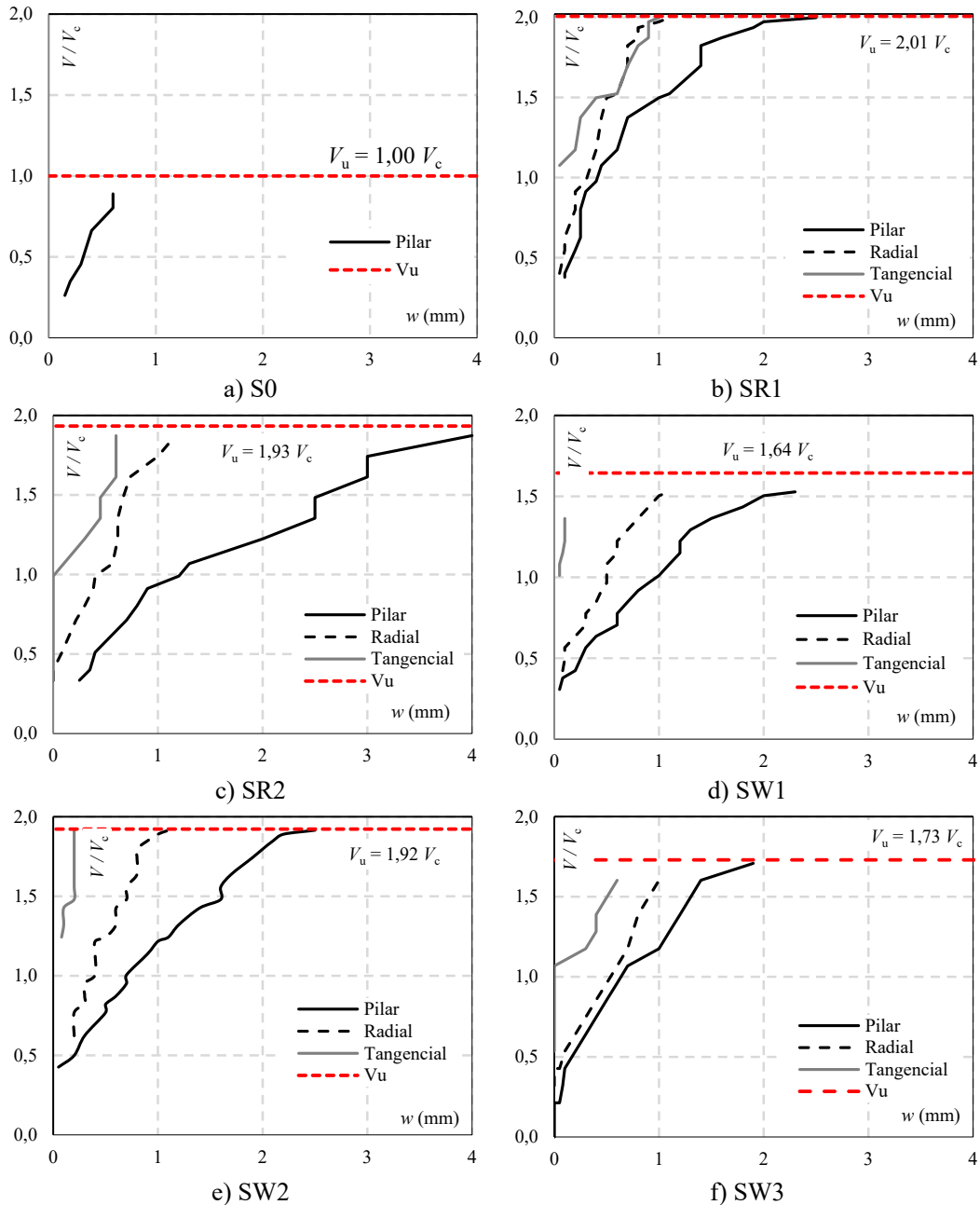


Figura 4.50 – Abertura de fissura das lajes ensaiadas.

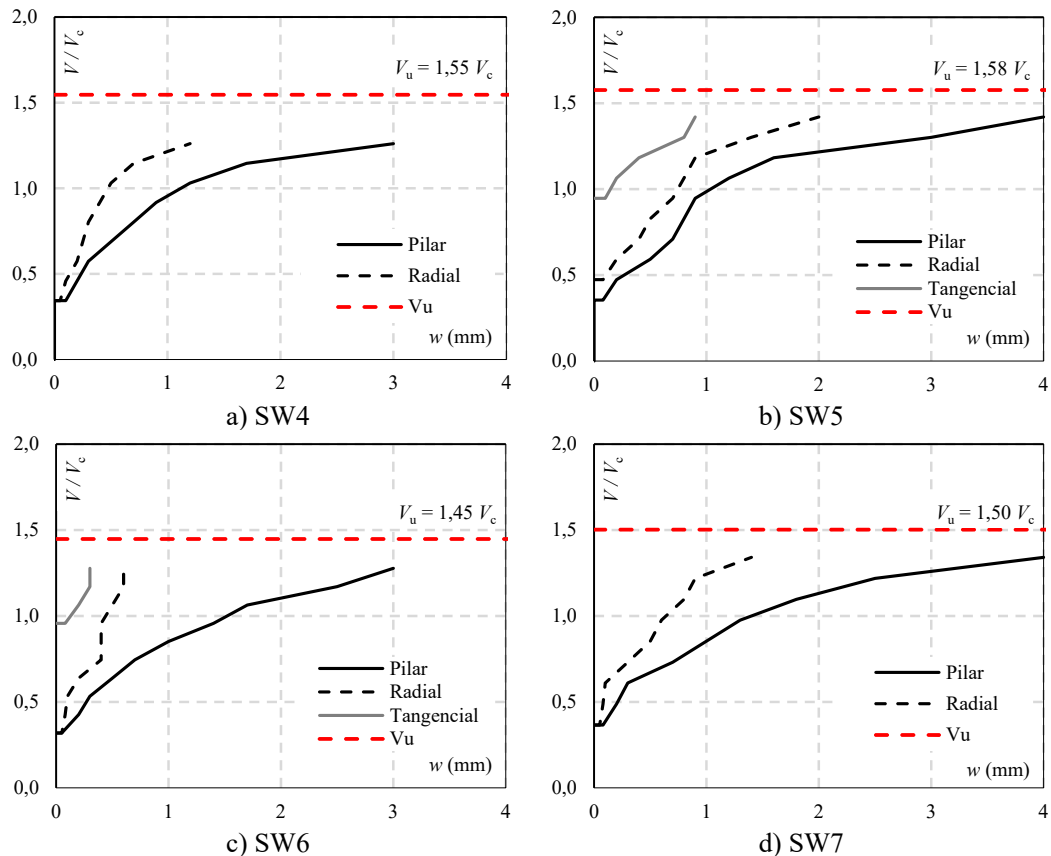


Figura 4.51 – Abertura de fissura das lajes ensaiadas (Continuação).

4.6. ESTIMATIVAS NORMATIVAS

O MC10 (2013) estima suas previsões de resistência em função da rotação das lajes estimados a partir de métodos que variam em dificuldade em função do nível de aproximação utilizado. As Figuras 4.52 e 4.53 buscam avaliar as equações do segundo (lv II) e terceiro (lv III) níveis de aproximação do MC10 comparando suas estimativas com os resultados experimentais das lajes ensaiadas. É possível notar que a rotação, calculada teoricamente pelo MC10, mostrou uma boa correlação com todos os resultados experimentais. Portanto, qualquer imprecisão que as equações do MC apresentem para estas lajes são em função de suas equações para os critérios de ruína e não relacionados á precisão das previsões de rotação.

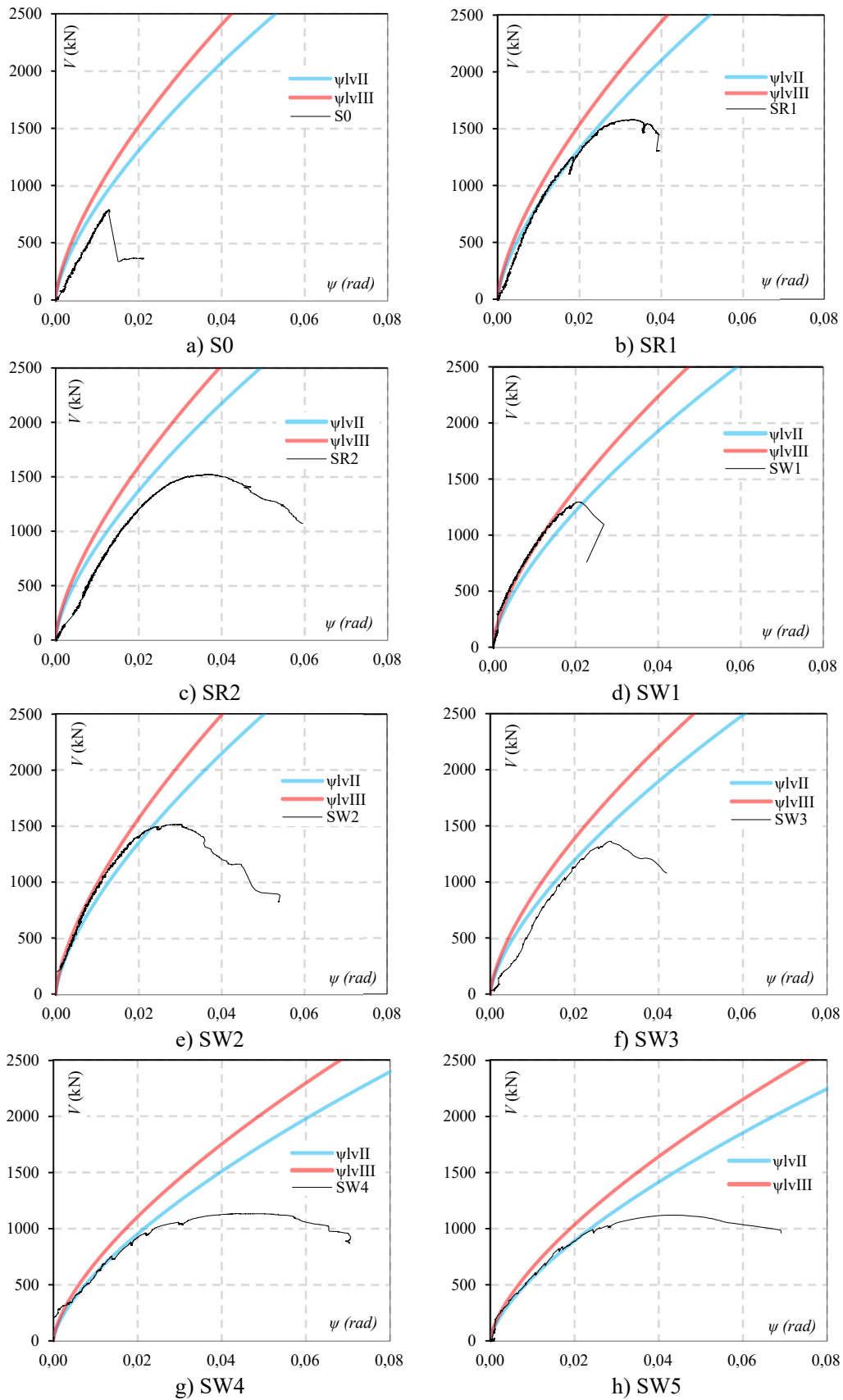


Figura 4.52 – Comportamento carga-rotação das lajes ensaiadas.

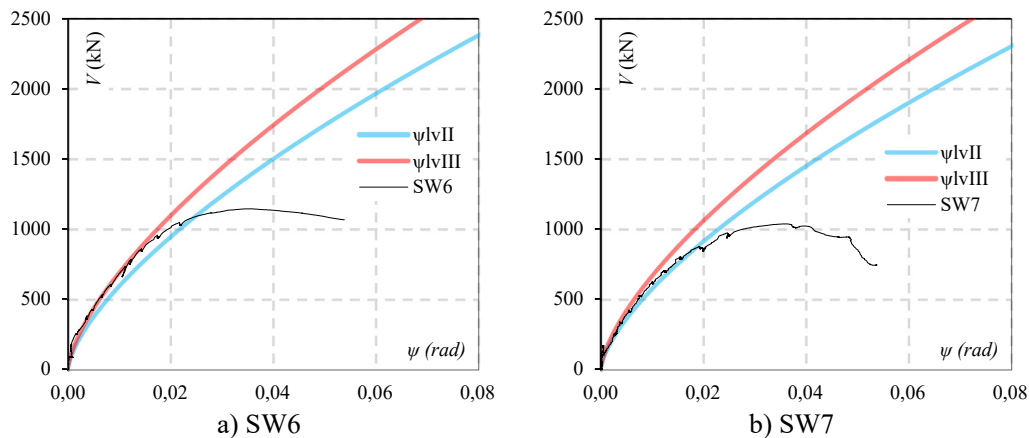


Figura 4.53 – Comportamento carga-rotação das lajes ensaiadas (Continuação).

As Figuras 4.54 a 4.56 apresentam uma comparação da razão das tensões médias (σ_s) observadas nas camadas de armadura de cisalhamento na carga de ruptura pela tensão de escoamento (f_{ys}) com as previsões das estimativas das normas para tensão efetiva. 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. Para as lajes SR1 e SR2 com *stud rail* o ACI e o PrEC2 apresentaram uma tensão efetiva coerente com o número de camadas que consideradas em suas previsões. EC2 e ABNT NBR 6118 apresentam tensões efetiva menores que os observados, porém com muitas camadas de armadura de cisalhamento consideradas em suas estimativas. O MC10 assim como o ACI e o PrEC2 assume uma área até próximo de $1,0 \cdot d$ afastado da face do pilar, porém com uma tensão igual a tensão de escoamento do aço no momento da carga última. Quanto à força resistida pelas barras de cisalhamento, EC2, NBR e MC10 superestimaram muito a força resistida pela armadura de cisalhamento, gerando estimativas inseguras, considerando que ainda se somará a parcela resistente do concreto para essas estimativas de V_{Res} . O ACI e PrEC2 apresentaram estimativas próximas da carga de ruptura, apesar de suas previsões se tornarem inseguras devido a parcela resistente do concreto.

A laje SW1 apresentou tensão muito inferior as previsões das normas, talvez por ter apresentado uma ruptura prematura. Quanto às outras lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados, as tensões desenvolvidas foram próximas às tensões estimadas pelo EC2 e NBR apesar de apresentarem uma área muito grande para a contabilização de

pernas de armadura de cisalhamento. De forma geral, a superestimação das normas vai caindo conforme a taxa da armadura de cisalhamento diminui até se tornar subestimadas.

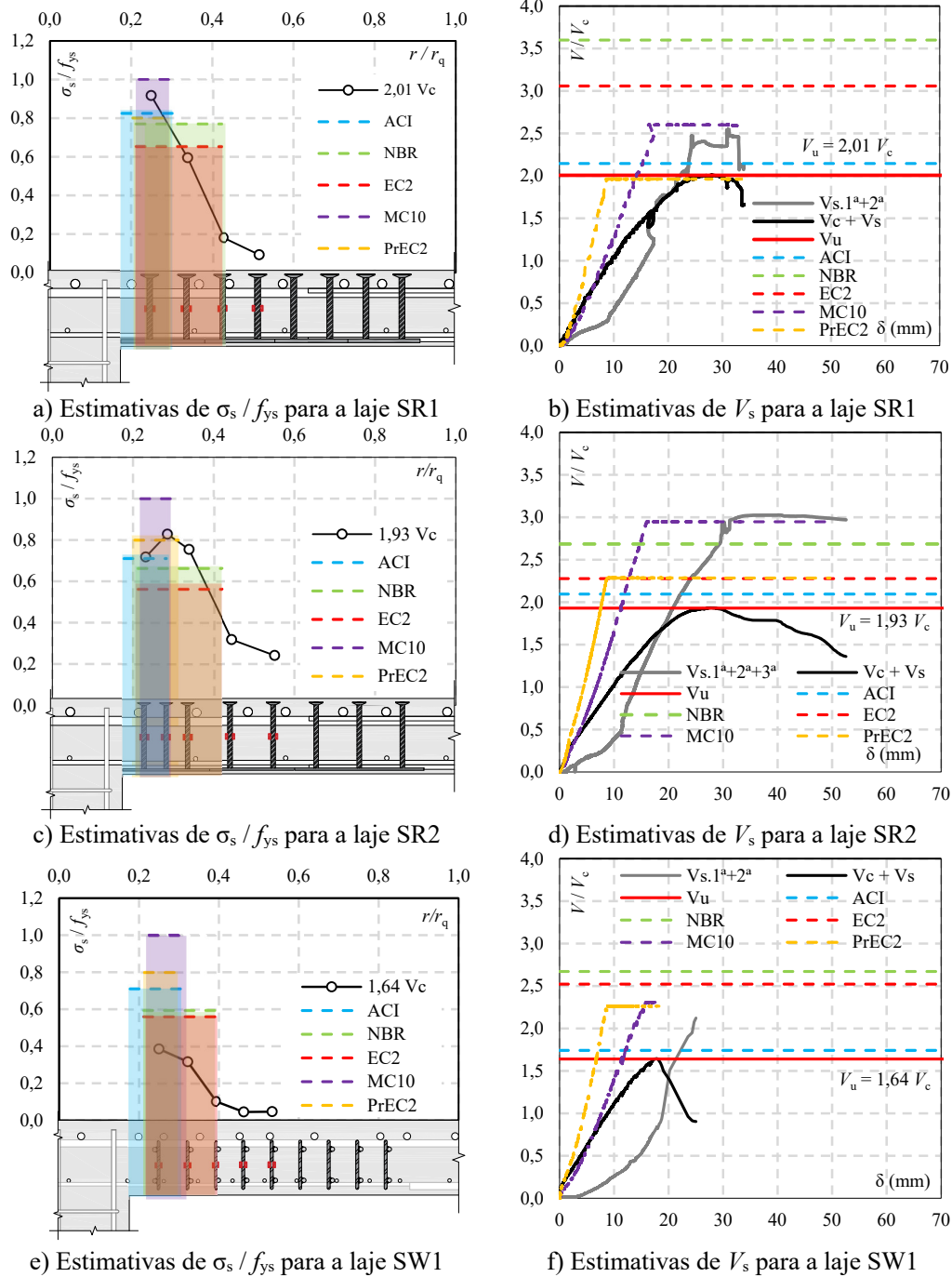


Figura 4.54 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SR1, SR2 e SW1.

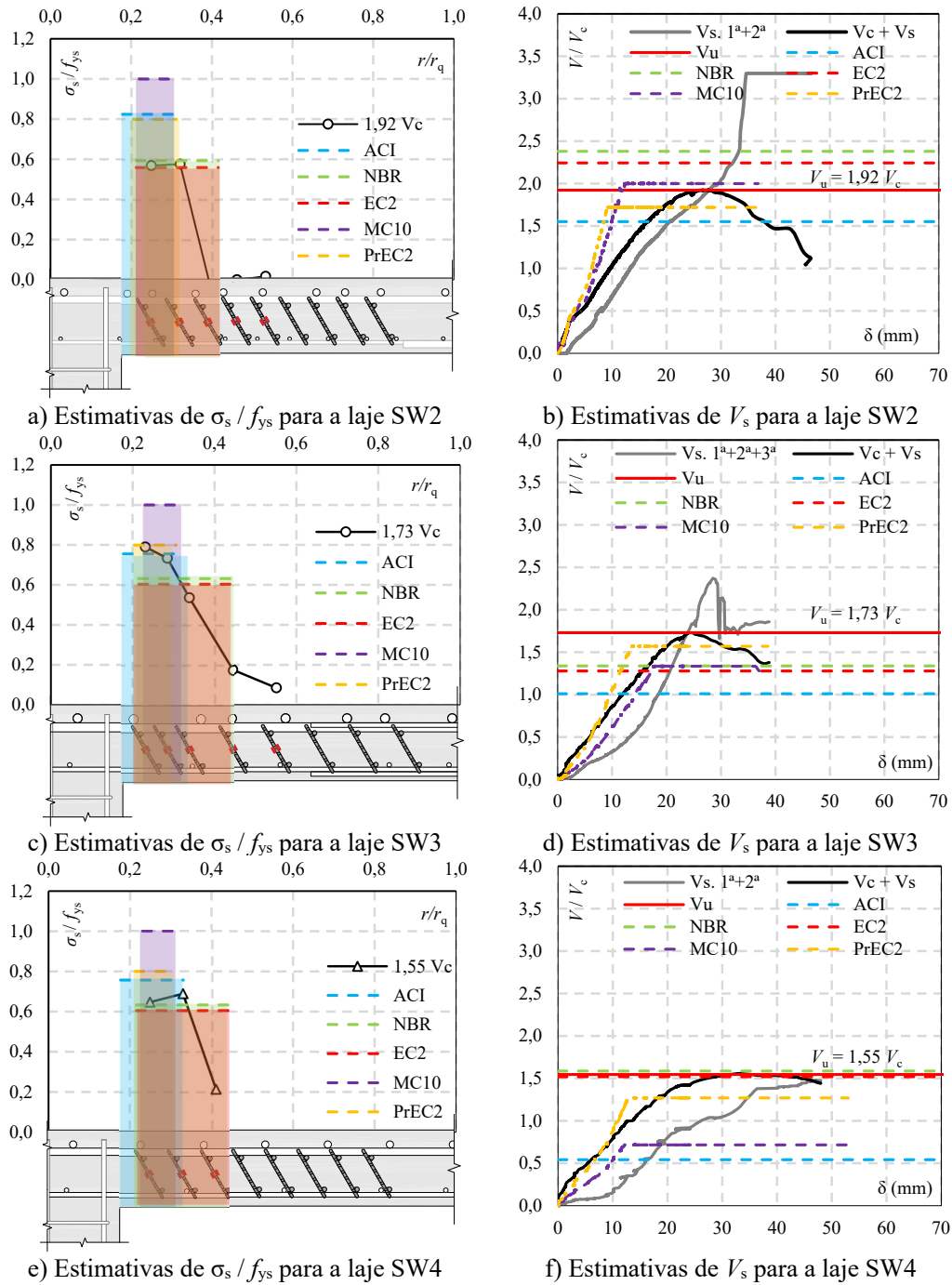
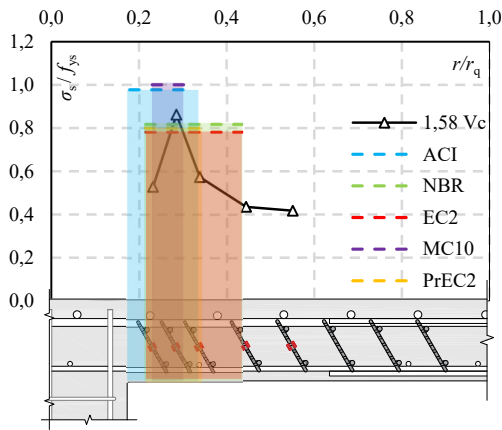
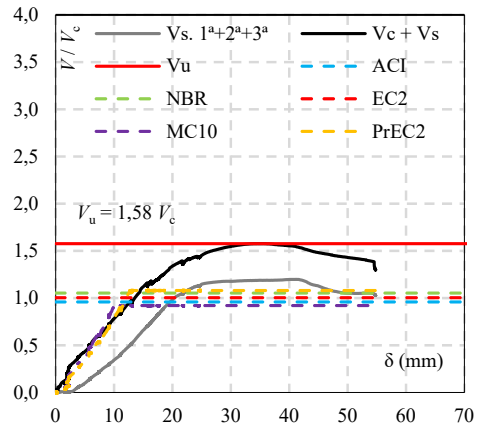


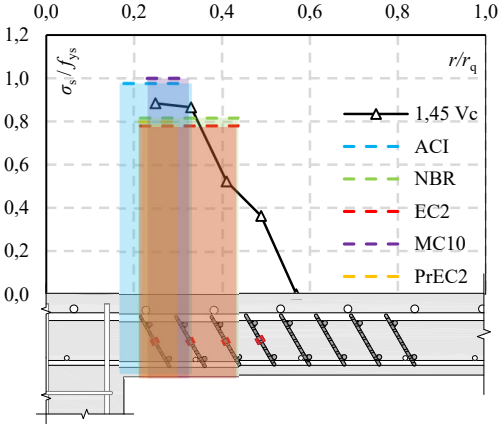
Figura 4.55 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW2, SW3 e SW4.



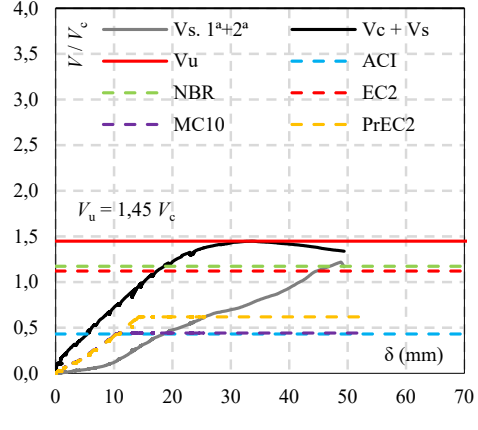
a) Estimativas de σ_s / f_{ys} para a laje SW5



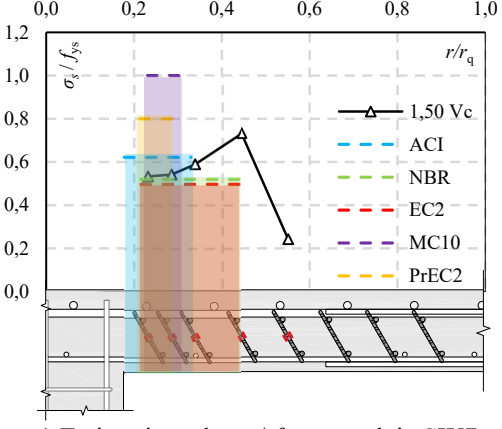
b) Estimativas de V_s para a laje SW5



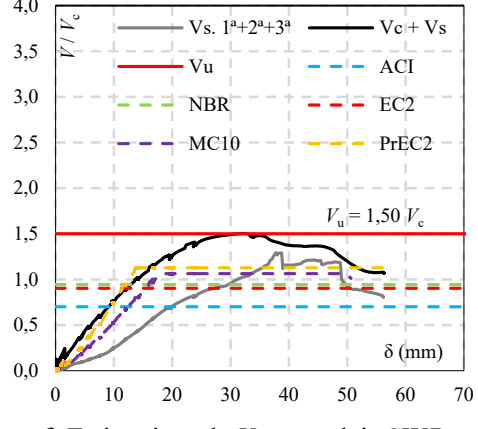
c) Estimativas de σ_s / f_{ys} para a laje SW6



d) Estimativas de V_s para a laje SW6



e) Estimativas de σ_s / f_{ys} para a laje SW7



f) Estimativas de V_s para a laje SW7

Figura 4.56 – Estimativa das normas para tensão e força das lajes SW5, SW6 e SW7.

A Tabela 4.1 resume a resistência à punção medida experimentalmente nos ensaios (V_u) e compara esses resultados com estimativas obtidas usando ACI, EC2, NBR, o nível III de aproximação do MC10 e PrEC2 além da previsão de ruptura por flexão. As resistências teóricas foram calculadas apenas para falhas dentro da zona das armaduras de cisalhamento, ou por tração diagonal (V_{Res}) ou por esmagamento da biela próxima ao pilar (V_{Rmax}). As estimativas de ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento foram descartadas uma vez que as armaduras foram detalhadas de modo a afastar esta possibilidade. A Tabela 4.1 também apresenta a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação das estimativas teóricas.

O corte das lajes não foi realizado impossibilitando a determinação do plano de ruína das lajes, porém são apresentados os modos de ruptura estimados e previstos pelas recomendações para cada modelo experimental. Onde PUN representa tração diagonal em lajes sem armadura de cisalhamento, IN representa o modo de ruptura por tração diagonal cruzando às camadas das armaduras de cisalhamento, MAX representa o esmagamento diagonal adjacente ao pilar e FLEX representa um modo de ruptura por flexão.

Todas as lajes obtiveram ruptura por punção, com a laje SW5 chegando mais próxima da carga de flexão com $0,86 \cdot V_u / V_{flex}$, assim descartando a possibilidade do modo de ruptura por FLEX em todas as lajes. A possibilidade de ruptura MAX também foi descartada baseada nas deformações internas no concreto superiores -1%. Assim, todas as lajes armadas à punção foram definidas como ruptura In.

A segurança do ACI, PrEC2 e do MC10 foi assegurada pelas limitações conservadoras adotadas em suas equações que explicam a resistência máxima do suporte de concreto. Para EC2, estimativas de segurança foram obtidas devido às limitações conservadoras consideradas para a armadura de cisalhamento ($V_{Res} < 1,5 \cdot V_{Re}$). Considerando o nível III do MC10, as estimativas de segurança para as lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados foram obtidas pela aplicação de k_{sys} igual a 2,0, como recomendado para armadura de cisalhamento com ausência de dados experimentais. Apenas a NBR apresentou expectativas inseguras para todas as lajes, inclusive para as lajes armadas com *stud rails*, evidenciando a necessidade de limitações nas estimativas de resistência à punção. Por fim, as lajes armadas com estribos treliçados inclinados apresentaram grandes incrementos de resistência, alcançando até $1,92 \cdot V_c$ com a laje SW2.

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados das previsões normativas

| Laje | S0 | SR1 | SR2 | SW1 | SW2 | SW3 | SW4 | SW5 | SW6 | SW7 | |
|--------------------------|---------------------|------------------|--------|---------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| Armadura de Cisalhamento | - | <i>Stud Rail</i> | | Estribo Treliçado Pré-Fabricado | | | | | | | |
| V_u (kN) | 787,3 | 1579,9 | 1521,9 | 1294,3 | 1513,5 | 1361,9 | 1134,6 | 1120,9 | 1144,0 | 1036,2 | |
| Modo de Ruptura | PUN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | |
| V_u / V_c | 1,00 | 2,01 | 1,93 | 1,64 | 1,92 | 1,73 | 1,55 | 1,58 | 1,45 | 1,50 | |
| V_u / V_{flex} | 0,38 | 0,76 | 0,74 | 0,68 | 0,81 | 0,61 | 0,84 | 0,86 | 0,84 | 0,79 | |
| NBR | $V_u / V_{R,cs}$ | - | 0,45 | 0,55 | 0,47 | 0,61 | 0,79 | 0,66 | 0,86 | 0,75 | 0,88 |
| | $V_u / V_{R,max}$ | 0,38 | 0,75 | 0,73 | 0,63 | 0,75 | 0,65 | 0,54 | 0,55 | 0,43 | 0,57 |
| | $V_u / V_{R,NBR}$ | 0,94 | 0,75 | 0,73 | 0,63 | 0,75 | 0,79 | 0,66 | 0,86 | 0,75 | 0,88 |
| | Modo de Ruptura | PUN | MAX | MAX | MAX | MAX | IN | IN | IN | IN | IN |
| EC2 | $V_u / V_{R,cs}$ | - | 1,34 | 1,32 | 1,14 | 1,36 | 1,09 | 1,09 | 1,12 | 1,02 | 1,06 |
| | $V_u / V_{R,max}$ | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,52 | 0,52 | 0,51 | 0,50 | 0,52 | 0,40 | 0,58 |
| | $V_u / V_{R,EC2}$ | 1,02 | 1,34 | 1,32 | 1,14 | 1,36 | 1,09 | 1,09 | 1,12 | 1,02 | 1,06 |
| | Modo de Ruptura | PUN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN | IN |
| ACI | $V_u / V_{R,cs}$ | - | 0,73 | 0,72 | 0,77 | 1,00 | 1,21 | 1,55 | 1,12 | 1,60 | 1,32 |
| | $V_u / V_{R,max}$ | - | 1,27 | 1,24 | 1,42 | 1,69 | 1,39 | 1,14 | 1,17 | 1,02 | 1,14 |
| | $V_u / V_{R,ACI}$ | 1,27 | 1,27 | 1,24 | 1,42 | 1,69 | 1,39 | 1,55 | 1,17 | 1,60 | 1,32 |
| | Modo de Ruptura | PUN | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | IN | MAX | IN | IN |
| MC10 | $V_u / V_{R,cs}$ | 1,06 | 0,68 | 0,59 | 0,63 | 0,80 | 0,87 | 1,10 | 1,02 | 1,24 | 0,91 |
| | $V_u / V_{R,max}$ | 0,63 | 1,16 | 1,14 | 1,18 | 1,41 | 1,09 | 1,11 | 1,14 | 1,10 | 1,08 |
| | $V_u / V_{R,MC10}$ | 1,06 | 1,16 | 1,14 | 1,18 | 1,41 | 1,09 | 1,11 | 1,14 | 1,24 | 1,08 |
| | Modo de Ruptura | PUN | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | IN | MAX |
| PrEC2 | $V_u / V_{R,cs}$ | - | 0,84 | 0,73 | 0,57 | 0,68 | 0,69 | 0,74 | 0,85 | 1,03 | 0,79 |
| | $V_u / V_{R,max}$ | - | 1,09 | 1,06 | 1,11 | 1,31 | 1,04 | 1,04 | 1,06 | 1,01 | 1,01 |
| | $V_u / V_{R,PrEC2}$ | 0,99 | 1,09 | 1,06 | 1,11 | 1,31 | 1,04 | 1,04 | 1,06 | 1,03 | 1,01 |
| | Modo de Ruptura | PUN | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | MAX | IN | MAX |

4.7. ESTIMATIVA DE CUSTO

A Figura 4.57 apresenta o consumo de aço das armaduras treliçadas pré-fabricadas das lajes ensaiadas dispostas no eixo x em ordem crescente de incremento de resistência. Nota-se que as lajes com distribuição concentrada e mesma taxa de armadura de cisalhamento das lajes com distribuição constante apresentaram um consumo de aço muito inferior as lajes com distribuição constante. Porém, apenas o consumo de aço não

é suficiente para avaliar a viabilidade econômica da armadura de cisalhamento. Portanto foi realizada uma análise de custos das armaduras de cisalhamento. A Tabela 4.2 apresenta a cotação de todos os custos associados às armaduras de cisalhamento. Os custos obtidos por dados do Sinapi foram consultados nos dados de dezembro de 2019 e os custos obtidos por cotação foram atualizados através do Índices Nacional de Custos da Construção (INCC/FGV).

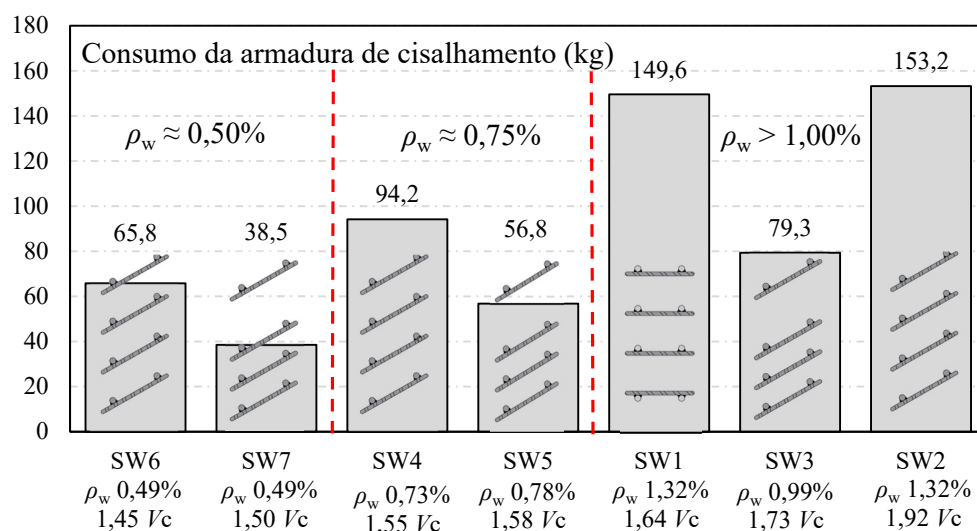


Figura 4.57 – Consumo de aço das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas.

Tabela 4.2 – Valores unitários dos itens utilizados nas armaduras de cisalhamento

| Fonte | Codigo | Item | Und | Valores Unitários |
|---------|--------|-----------------------------------|-----|-------------------|
| Sinapi | 43058 | Aço Cortado e Dobrado CA 50 Ø12.5 | kg | R\$ 4,63 |
| Sinapi | 43058 | Aço Cortado e Dobrado CA 50 Ø10.0 | kg | R\$ 4,63 |
| Sinapi | 43058 | Aço Cortado e Dobrado CA 50 Ø8.0 | kg | R\$ 4,63 |
| Sinapi | 34449 | Aço Cortado e Dobrado CA 50 Ø6.3 | kg | R\$ 5,46 |
| Sinapi | 43061 | Aço Cortado e Dobrado CA 60 Ø5.0 | kg | R\$ 4,61 |
| Sinapi | 43132 | Arame recozido | kg | R\$ 9,66 |
| Sinapi | 10997 | Eletrodo | kg | R\$ 20,16 |
| Cotação | | Máquina de solda | h | R\$ 0,07 |
| Cotação | | Energia | kW | R\$ 0,75 |
| Sinapi | 6166 | Soldador | h | R\$ 18,81 |
| Sinapi | 378 | Armador | h | R\$ 12,93 |
| Sinapi | 6114 | Servente | h | R\$ 9,02 |

As Tabelas 4.3 a 4.9 apresentam os consumos totais, unitários e valores unitários e valor por unidade de kg de armadura de cisalhamento de todos os insumos associados a produção de 1 kg de armadura de cisalhamento além do preço total unitário da armadura de cisalhamento de cada laje. Todos os itens foram quantificados na produção das lajes ensaiadas e tempo de mão-de-obra foi cronometrado a partir de filmagens.

Tabela 4.3 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW1.

| SW1 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 12.5 | kg | 65,08 | 0,47 | 4,63 | 2,18 |
| CA 50 - 10.0 | kg | 47,10 | 0,34 | 4,63 | 1,58 |
| CA 50 - 6,3 | kg | 17,16 | 0,12 | 5,46 | 0,68 |
| CA 50 - 5.0 | kg | 5,45 | 0,04 | 4,61 | 0,18 |
| Arame recozido | kg | 2,70 | 0,02 | 9,66 | 0,19 |
| Eletrodo | kg | 8 | 0,06 | 20,16 | 1,17 |
| Máquina de solda | h | 6 | 0,04 | 0,075 | 0,00 |
| Energia | kW | 105,6 | 0,76 | 0,745 | 0,57 |
| Soldador | h | 6 | 0,04 | 18,81 | 0,82 |
| Armador (montagem) | h | 5,16 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 5,16 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 4,79 | 0,03 | 12,93 | 0,45 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 4,79 | 0,03 | 9,02 | 0,31 |
| Armador (instalação) | h | 0,24 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,24 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 2,03 | 0,01 | 12,93 | 0,19 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 2,03 | 0,01 | 9,02 | 0,13 |
| Total Unitário | | | | | 9,29 |

Tabela 4.4 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW2.

| SW2 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 12.5 | kg | 65,08 | 0,47 | 3,65 | 1,72 |
| CA 50 - 10.0 | kg | 50,75 | 0,37 | 3,65 | 1,34 |
| CA 50 - 6,3 | kg | 17,16 | 0,12 | 5,46 | 0,68 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 5,45 | 0,04 | 4,61 | 0,18 |
| Arame recozido | kg | 2,77 | 0,02 | 9,66 | 0,19 |
| Eletrodo | kg | 8 | 0,06 | 20,16 | 1,17 |
| Máquina de solda | h | 6 | 0,04 | 0,075 | 0,003 |
| Energia | kW | 105,6 | 0,76 | 0,745 | 0,57 |
| Soldador | h | 6 | 0,04 | 18,81 | 0,82 |
| Armador (montagem) | h | 5,16 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 5,16 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos Inf.) | h | 4,79 | 0,03 | 12,93 | 0,45 |
| Servente (ganchos Inf.) | h | 4,79 | 0,03 | 9,02 | 0,31 |
| Armador (instalação) | h | 0,24 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,24 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 2,03 | 0,01 | 12,93 | 0,19 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 2,03 | 0,01 | 9,02 | 0,13 |
| Total Unitário | | | | | 8,60 |

Tabela 4.5 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW3.

| SW3 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 10.0 | kg | 46,87 | 0,52 | 3,65 | 1,91 |
| CA 50 - 8.0 | kg | 25,14 | 0,28 | 3,65 | 1,03 |
| CA 50 - 6,3 | kg | 11,95 | 0,13 | 5,46 | 0,73 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 5,43 | 0,06 | 4,61 | 0,28 |
| Arame recozido | kg | 1,79 | 0,02 | 9,66 | 0,19 |
| Eletrodo | kg | 3,2 | 0,04 | 20,16 | 0,73 |
| Máquina de solda | h | 3,6 | 0,04 | 0,075 | 0,003 |
| Energia | kW | 62,9 | 0,70 | 0,745 | 0,52 |
| Soldador | h | 3,58 | 0,04 | 18,81 | 0,75 |
| Armador (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 3,13 | 0,04 | 12,93 | 0,45 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 3,13 | 0,04 | 9,02 | 0,32 |
| Armador (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 1,42 | 0,02 | 12,93 | 0,20 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 1,42 | 0,02 | 9,02 | 0,14 |
| Total Unitário | | | | | 8,13 |

Tabela 4.6 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW4.

| SW4 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 10.0 | kg | 57,60 | 0,64 | 3,65 | 2,35 |
| CA 50 - 8.0 | kg | 30,86 | 0,35 | 3,65 | 1,26 |
| CA 50 - 6,3 | kg | 12,56 | 0,14 | 5,46 | 0,77 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 5,53 | 0,06 | 4,61 | 0,29 |
| Arame recozido | kg | 2,13 | 0,02 | 9,66 | 0,23 |
| Eletrodo | kg | 4,0 | 0,04 | 20,16 | 0,90 |
| Máquina de solda | h | 4,3 | 0,05 | 0,075 | 0,004 |
| Energia | kW | 75,0 | 0,84 | 0,75 | 0,63 |
| Soldador | h | 4,26 | 0,05 | 18,81 | 0,90 |
| Armador (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 3,43 | 0,04 | 12,93 | 0,50 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 3,43 | 0,04 | 9,02 | 0,35 |
| Armador (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 1,25 | 0,01 | 12,93 | 0,18 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 1,25 | 0,01 | 9,02 | 0,13 |
| Total Unitário | | | | | 9,32 |

Tabela 4.7 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW5.

| SW5 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 8.0 | kg | 46,90 | 0,52 | 3,65 | 1,91 |
| CA 50 - 6.3 | kg | 18,70 | 0,21 | 3,65 | 0,76 |
| CA 50 - 6.3 | kg | 8,27 | 0,09 | 5,46 | 0,51 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 6,95 | 0,08 | 4,61 | 0,36 |
| Arame recozido | kg | 1,62 | 0,02 | 9,66 | 0,17 |
| Eletrodo | kg | 3,0 | 0,03 | 20,16 | 0,67 |
| Máquina de solda | h | 3,2 | 0,04 | 0,075 | 0,003 |
| Energia | kW | 56,9 | 0,64 | 0,745 | 0,47 |
| Soldador | h | 3,23 | 0,04 | 18,81 | 0,68 |
| Armador (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 2,67 | 0,03 | 12,93 | 0,39 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 2,67 | 0,03 | 9,02 | 0,27 |
| Armador (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 0,72 | 0,01 | 12,93 | 0,10 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 0,72 | 0,01 | 9,02 | 0,07 |
| Total Unitário | | | | | 7,23 |

Tabela 4.8 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW6.

| SW6 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 8.0 | kg | 56,28 | 0,63 | 3,65 | 2,30 |
| CA 50 - 6.3 | kg | 22,40 | 0,25 | 3,65 | 0,91 |
| CA 50 - 6.3 | kg | 9,19 | 0,10 | 5,46 | 0,56 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 6,78 | 0,08 | 4,61 | 0,35 |
| Arame recozido | kg | 1,89 | 0,02 | 9,66 | 0,20 |
| Eletrodo | kg | 3,5 | 0,04 | 20,16 | 0,80 |
| Máquina de solda | h | 3,8 | 0,04 | 0,075 | 0,003 |
| Energia | kW | 66,6 | 0,75 | 0,75 | 0,56 |
| Soldador | h | 3,79 | 0,04 | 18,81 | 0,80 |
| Armador (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 3,00 | 0,03 | 12,93 | 0,43 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 3,00 | 0,03 | 9,02 | 0,30 |
| Armador (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 0,67 | 0,01 | 12,93 | 0,10 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 0,67 | 0,01 | 9,02 | 0,07 |
| Total Unitário | | | | | 8,24 |

Tabela 4.9 – Consumo e valores unitários de insumos e total dos estribos da laje SW7.

| SW7 | Und. | Consumo total | Consumo unitário | Valor unitário | R\$ / kg |
|-------------------------|------|---------------|------------------|----------------|----------|
| CA 50 - 6.3 | kg | 45,03 | 0,50 | 3,65 | 1,84 |
| CA 50 - 5.0 | kg | 11,64 | 0,13 | 3,65 | 0,48 |
| CA 50 - 6.3 | kg | 6,13 | 0,07 | 5,46 | 0,37 |
| CA 60 - 5.0 | kg | 6,95 | 0,08 | 4,61 | 0,36 |
| Arame recozido | kg | 1,39 | 0,02 | 9,66 | 0,15 |
| Eletrodo | kg | 2,6 | 0,03 | 20,16 | 0,58 |
| Máquina de solda | h | 2,8 | 0,03 | 0,075 | 0,002 |
| Energia | kW | 49,1 | 0,55 | 0,745 | 0,41 |
| Soldador | h | 2,79 | 0,03 | 18,81 | 0,59 |
| Armador (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 12,93 | 0,48 |
| Servente (montagem) | h | 3,33 | 0,04 | 9,02 | 0,34 |
| Armador (ganchos inf.) | h | 1,99 | 0,02 | 12,93 | 0,29 |
| Servente (ganchos inf.) | h | 1,99 | 0,02 | 9,02 | 0,20 |
| Armador (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 12,93 | 0,02 |
| Servente (instalação) | h | 0,16 | 0,00 | 9,02 | 0,02 |
| Armador (ganchos sup.) | h | 0,38 | 0,00 | 12,93 | 0,06 |
| Servente (ganchos sup.) | h | 0,38 | 0,00 | 9,02 | 0,04 |
| Total Unitário | | | | | 6,21 |

A Figura 4.58 apresenta os custos com armadura de cisalhamento em cada laje ensaiada organizados por ordem de incremento de resistência. Nota-se que os estribos treliçados pré-fabricados com arranjo da armadura de cisalhamento concentrado apresentou grande vantagem econômica sobre o arranjo constante. Vale ressaltar que conforme se aumenta a taxa de armadura de cisalhamento para valores acima de 0,50% o incremento de resistência não é proporcional ao custo com a armadura de cisalhamento.

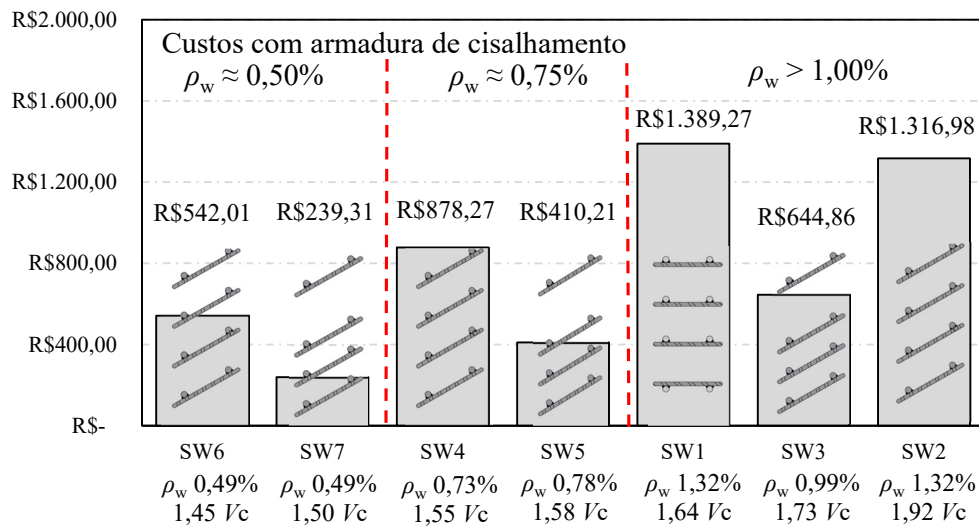


Figura 4.58 – Custo das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas.

5. ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Neste capítulo buscou-se avaliar o desempenho das recomendações normativas e projetos de normas a seguir: ACI 318 (2019), ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2014), Model Code 2010 (2013) e Projeto de revisão do Eurocode 2 (2018). As normas foram avaliadas comparando suas previsões para ruptura dentro da região armada à punção com resultados experimentais de lajes armadas com diversos tipos de armaduras de cisalhamento disponíveis na literatura somados aos resultados apresentados no capítulo anterior organizados em forma de um banco de dados. As análises apresentadas neste capítulo também compuseram o trabalho de mestrado de COSTA (2021.2).

5.1. APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS

Ao total foram coletados 216 resultados de ensaios em lajes lisas com diversos tipos de armaduras de cisalhamento obtidos em 46 trabalhos de diversos autores disponíveis na literatura científica. Todas as lajes foram submetidas a carregamento centrado e apresentaram ruptura por punção. As lajes que apresentaram ruptura fora da região da armadura de cisalhamento ou ruptura por flexão não foram incluídas no banco de dados de modo a não comprometer a análise. O banco de dados foi dividido em 6 grupos de armadura de cisalhamento devida a grande variedade de tipos de armaduras de cisalhamento. Estes são: Conectores de aço; conectores internos; estribos bem ancorados; estribos parcialmente ancorados; estribos com ancoragem interna; e treliças.

A Figura 5.1 apresenta um resumo de todos os detalhes de ancoragem encontrados no banco de dados. Dentre o grupo dos conectores de aço, encontramos *double headed studs* (Figura 5.1a), *studs rail* (Figura 5.1b) e seções “I” (Figura 5.1c) todos com ancoragem na altura ou ultrapassando as barras de flexão inferiores e superiores. O grupo dos conectores internos é composto por *studs rail* com *rails* nas duas extremidades e em alturas internas às barras de flexão (Figura 5.1d), outros apresentaram mecanismos para melhorar a ancoragem com pinos (Figura 5.1e) ou com ganchos em forma de “u” (Figura 5.1f) soldados no *rail* inferior e até mesmo com o *rail* inferior em abaixo das armaduras de flexão inferiores (Figura 5.1g). No grupo de estribos bem ancorados encontram-se estribos fechados (Figura 5.1h), estribos abertos na parte superior (Figura 5.1i) ou inferior (Figura 5.1j), estribos contínuos (Figura 5.1k), estribos de perna única (Figura 5.1l) e

estribos abertos inclinados (Figura 5.1m) com todos com ancoragem envolvendo as barras de flexão inferiores e superiores.

O grupo de armaduras parcialmente ancorados é composto por estribos com ancoragem por transpasse que envolvem apenas as barras superiores de flexão (Figura 5.1n), estribos fechados com ancoragem na altura das barras de flexão porem com as barras de flexão distantes da dobra de ancoragem, (Figura 5.1o), estribos abertos inclinados com ancoragem envolvendo a barra inferior e a ancoragem superior na altura das barras de flexão sem envolve-las (Figura 5.1p), estribos fechados com suas dobras envolvendo apenas as barras de flexão superiores (Figura 5.1q) ou inferiores (Figura 5.1r) e estribos aberto na parte inferior com ancoragem envolvendo apenas as barras de flexão inferiores (Figura 5.1s).

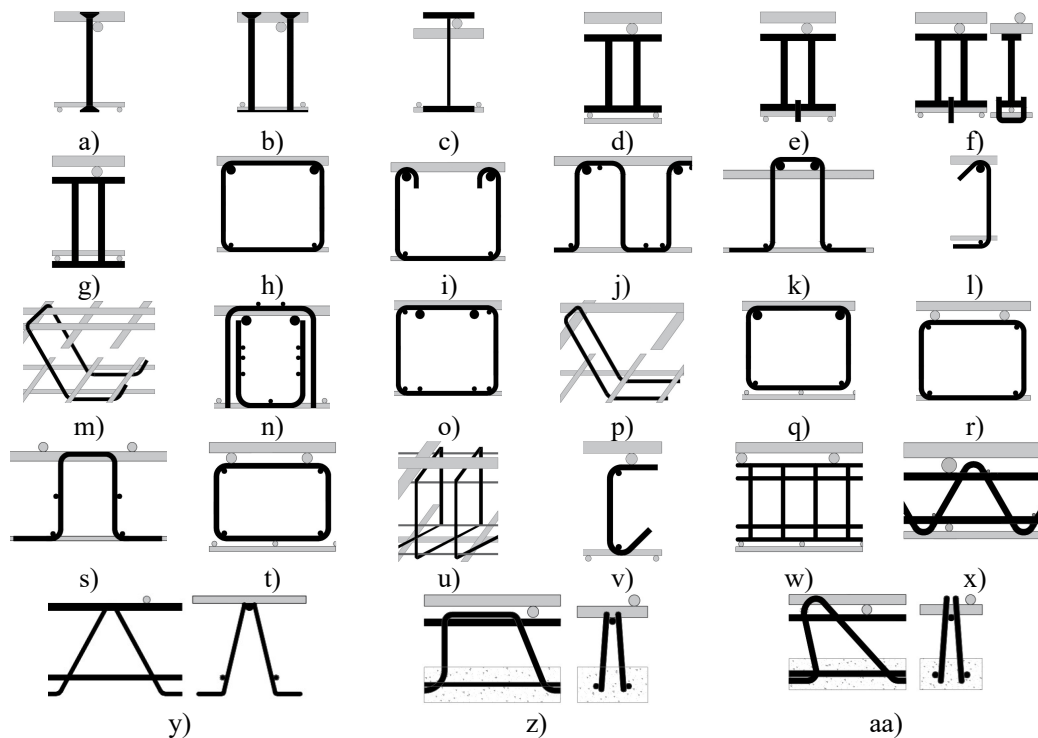


Figura 5.1 – Resumo das ancoragens das armaduras de cisalhamento encontradas no banco de dados.

O grupo de estribos internos é composto por estribos fechados, contínuos e de perna únicas com ancoragem interna às barras de flexão superiores e inferiores. Por fim, no

grupo de treliças encontramos módulos de barras verticais soldadas em outras duas barras longitudinais internas às barras de flexão em cada extremidade para servir de ancoragem (Figura 5.1w), estribos treliçados pré-fabricados (Figura 5.1x), treliças convencionais com diagonais soldadas em barras que serve para compor a armadura de flexão (Figura 5.1y), treliças com diagonais inclinadas de modo favorável à resistir à punção com ancoragem inferior posicionados em placas de concreto pré-moldado e a superior abaixo das barras de flexão (Figura 5.1z) ou no nível das barras flexão (Figura 5.1aa).

As Tabelas 5.1 a 5.8 apresentam um resumo das características geométricas e propriedades dos materiais das lajes do banco de dados separadas por grupo de armaduras de cisalhamento. Nas tabelas são apresentados os autores, o número de lajes ensaiadas, o raio de aplicação de carga das lajes (r_q), diâmetro ou lado do pilar (c) para lajes com pilares com seções circulares (C) ou quadrados (S), altura útil (d), taxa de armadura de flexão (ρ), resistência média à compressão do concreto (f_c), diâmetro máximo do agregado graúdo (d_g), também são apresentados a tensão de escoamento (f_{ys}) e modulo de elasticidade (E_s) da armadura de flexão das lajes coletadas.

Tabela 5.1 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|--------------------------------|-------------|-------------|-----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Ferreira <i>et al.</i> (2014) | 10 | 1124 | 270 - 450 | C e S | 140 - 144 | 1,5 - 2,0 | 47,0 - 50,0 | 9,5 | 540 | 213 |
| Regan (2009) | 3 | 1378 | 300 | S | 150 | 1,5 - 1,8 | 25,6 - 33,1 | 16 | 500 | 210 |
| Lips, Ruiz e Muttoni (2012) | 10 | 1380 | 130 - 440 | S | 193 - 353 | 1,5 - 1,6 | 30,5 - 36,6 | 16 | 557 | 210 |
| Birkle (2004) | 11 | 1000 - 1900 | 250 - 350 | S | 124 - 260 | 1,1 - 1,5 | 29,0 - 36,3 | 16 | 488 - 531 | 195 - 200 |
| Beutel (2002) | 10 | 1200 | 200 - 263 | C | 250 - 350 | 0,5 - 1,3 | 23,2 - 37,3 | 16 | 889 | 197 |
| Broms (2007) | 2 | 1215 | 300 | S | 141 - 151 | 1,2 - 1,3 | 38,4 - 38,8 | 16 | 520 | 210 |
| Gosav <i>et al.</i> (2016) | 5 | 1000 | 300 | S | 157 - 217 | 1,2 - 1,3 | 17,5 - 23,8 | 16 | 583 | 200 |
| Halvonik e Majtanova (2018) | 4 | 1180 | 180 | C | 200 | 1,6 | 28,1 - 41,0 | 16 | 538 - 577 | 200 |
| Ricker <i>et al.</i> (2017) | 1 | 1200 | 300 | S | 165 | 1,9 | 22,9 | 16 | 605 | 202 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016.1) | 2 | 1300 | 260 | S | 200 - 210 | 1,5 - 1,6 | 31,0 - 36,0 | 16 | 515 - 590 | 200 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016.2) | 3 | 765 - 1926 | 260 | S | 203 - 211 | 1,5 - 1,6 | 30,9 - 32,7 | 16 | 510 | 200 |

Tabela 5.2 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço (Continuação).

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|------------------------------|-------------|------------|----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Furche e Bauermeister (2017) | 2 | 1200 | 263 | C | 250 | 1,3 - 2,3 | 29,9 - 31,2 | 16 | 905 | 200 |
| Cantone <i>et al.</i> (2019) | 4 | 765 - 1100 | 260 | S | 203 - 212 | 1,5 - 1,6 | 31,9 - 37,0 | 16 | 570 - 586 | 200 |
| Regan e Samadian (2001) | 4 | 1445 | 200 | S | 159 - 160 | 1,3 - 1,6 | 37,6 - 43,0 | 20 | 540 - 670 | 210 |
| Mokhtar <i>et al.</i> (1985) | 7 | 900 | 250 | S | 116 | 1,4 | 23,0 - 40,0 | 16 | 672 | 210 |
| Vaz <i>et al.</i> (2009) | 5 | 825 | 150 | C | 89 - 91 | 1,4 | 38,7 - 39,4 | 16 | 673 | 210 |
| Dam <i>et al.</i> (2017) | 3 | 1525 | 305 | S | 217 | 0,9 - 1,3 | 33,0 - 42,1 | 13 | 450 - 460 | 200 |
| Este Trabalho | 3 | 1125 | 400 | S | 155 - 157 | 2,0 | 29,2 | 10 | 527 | 192 |
| Gomes e Regan (1999) | 4 | 1445 | 200 | S | 153 - 158 | 1,3 | 34,5 - 39,2 | 16 | 670 | 585 |

Tabela 5.3 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com conectores internos.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|--------------------------------|-------------|------------|----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Gomes e Andrade (2000) | 7 | 1350 | 200 | S | 154 - 164 | 1,3 - 1,4 | 29,3 - 42,4 | 19 | 538 | 210 |
| Trautwein (2001) | 3 | 1350 | 200 | S | 154 - 164 | 1,3 | 35,8 - 43,4 | 19 | 560 | 228 |
| Trautwein <i>et al.</i> (2011) | 7 | 1350 | 200 | S | 159 - 161 | 1,2 - 1,3 | 35,4 - 44,4 | 19 | 559 | 194,8 |

Tabela 5.4 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|---------------------------------|-------------|-------------|-----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Schmidt, Kueres e Hegger (2019) | 11 | 1200 - 1700 | 280 - 400 | S | 224 - 322 | 1,4 | 30,3 - 37,8 | 16 | 510 - 574 | 200 |
| Lima (2020) | 3 | 1124 | 300 | S | 143 - 148 | 0,9 - 1,0 | 29,9 - 30,0 | 9,5 | 549 - 593 | 188 - 197 |
| Vollum <i>et al.</i> (2010) | 6 | 1372 | 270 | S | 174 | 0,6 - 1,3 | 23,2 - 27,2 | 20 | 567 | 210 |
| Oliveira, Melo e Regan (2000) | 5 | 855 | 120 | S | 93 - 105 | 1,2 - 1,5 | 60,0 - 62,9 | 25 | 575 - 695 | 218 - 232 |
| Trautwein (2001) | 3 | 1350 | 200 | S | 139 - 164 | 1,2 - 1,4 | 40,6 - 45,7 | 19 | 560 | 228 |
| Andrade (2000) | 7 | 855 | 120 | S | 89 - 100 | 1,3 - 1,5 | 36,2 - 51,9 | 25 | 571 | 238 |
| Beutel e Hegger (2002) | 2 | 1200 | 400 | S | 190 | 0,8 | 21,9 - 29,8 | 16 | 532 - 549 | 221 |

Tabela 5.5 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão (Continuação).

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|------------------------------|-------------|------------|-----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Lips <i>et al.</i> (2010) | 10 | 1468 | 130 - 520 | S | 193 - 354 | 1,5 - 1,6 | 30,4 - 37,1 | 16 | 580 - 709 | 200 |
| Hegger <i>et al.</i> (2007) | 1 | 1200 | 290 | S | 160 | 1,96 | 29,8 | 16 | 558 | 200 |
| Yamada <i>et al.</i> (1992) | 7 | 750 | 300 | S | 167 | 1,1 | 25,9 - 27,8 | 16 | 568 | 210 |
| Chana e Desai (1992) | 9 | 1200 | 400 | S | 188 - 210 | 0,8 - 0,9 | 30,6 - 36,3 | 16 | 520 | 210 |
| Regan (1980) | 4 | 1293 | 240 | S | 128 | 1,3 | 26,7 - 35,2 | 16 | 518 | 210 |
| Regan e Samadian (2001) | 2 | 1445 | 200 | S | 160 | 1,1 | 39,8 - 44,1 | 16 | 540 | 210 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016) | 1 | 1468 | 260 | S | 205 | 1,5 | 0,7 | 16 | 576 | 210 |

Tabela 5.6 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|--------------------------------|-------------|------------|-----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Beutel e Hegger (2002) | 5 | 1200 | 320 - 400 | S | 190 - 230 | 0,8 - 1,8 | 23,2 - 46,3 | 16 | 532 - 557 | 200 |
| Lima (2020) | 11 | 1124 | 300 | S | 142 - 148 | 0,9 - 1,0 | 14,9 - 30,5 | 9,5 | 525 - 623 | 183 - 197 |
| Caldentey <i>et al.</i> (2013) | 4 | 1250 | 450 | S | 200 | 1,1 | 37,9 - 38,3 | 20 | 575 | 210 |
| Yamada <i>et al.</i> (1992) | 6 | 791 | 300 | S | 167 | 1,2 | 22,7 - 24,4 | 19 | 800 | 210 |
| Glikman <i>et al.</i> (2017) | 3 | 1550 | 406 | S | 213 | 1,5 | 26,9 - 28,9 | 25,4 | 507 | 190 |
| Broms (2019) | 3 | 1215 | 300 | S | 150 - 158 | 0,7 - 1,1 | 23,8 - 28,0 | 16 | 556 - 593 | 200 |

Tabela 5.7 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com estribos com ancoragem interna às barras de flexão.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|--------------------------------|-------------|------------|----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Caldentey <i>et al.</i> (2013) | 4 | 1250 | 450 | S | 200 | 1,1 | 37,8 - 38,4 | 20 | 575 | 210 |
| Mabrouk e Hegab (2017) | 4 | 1000 | 300 | S | 214 | 0,7 | 35,0 | 19 | 500 | 200 |
| Lima (2020) | 6 | 1124 | 300 | S | 144 - 148 | 0,7 - 1,0 | 14,9 - 30,5 | 9,5 | 549 - 623 | 179 - 197 |
| Gosav <i>et al.</i> (2015) | 3 | 700 | 300 | S | 145 | 0,6 | 18,2 - 34,9 | 16 | 521 | 200 |
| Eom <i>et al.</i> (2018) | 8 | 951 | 300 | S | 345 - 354 | 0,6 - 0,9 | 29,0 - 31,1 | 25 | 635 - 657 | 200 |

Tabela 5.8 – Resumo das características das lajes do banco de dados armadas com armaduras treliçadas.

| Autor | Nº de lajes | r_q (mm) | c (mm) | Seção | d (mm) | ρ (%) | f_c (MPa) | d_g (mm) | f_{ys} (MPa) | E_s (GPa) |
|----------------------------------|-------------|------------|-----------|-------|-----------|------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| Regan e Samadian (2001) | 4 | 1372 | 200 | S | 165 | 1,3 | 42,3 - 44,3 | 20 | 540 | 210 |
| Wicke (1984) | 3 | 1200 | 25 | C | 165 | 0,8 - 1,4 | 28,5 - 35,9 | 20 | 540 | 210 |
| Anon (1994) | 4 | 1200 | 250 | C | 165 - 245 | 1,0 - 1,4 | 31,2 - 32,5 | 20 | 540 | 210 |
| Park <i>et al.</i> (2007) | 6 | 825 | 250 | S | 90 - 130 | 0,8 - 1,6 | 25,9 - 27,4 | - | 395 - 587 | 210 |
| Eligehousen <i>et al.</i> (2003) | 3 | 1080 | 180 - 260 | S | 145 - 205 | 1,0 - 1,5 | 25,0 - 28,5 | 16 | 900 | 200 |
| Haeusler (2009) | 6 | 1200 | 300 | S | 147 - 340 | 0,5 - 2,1 | 19,5 - 47,2 | 16 | 481 - 898 | 198-204 |
| Siburg <i>et al.</i> (2014) | 6 | 1200 | 240 - 300 | S | 145 - 295 | 0,7 - 1,5 | 21,9 - 48,2 | 16 | 877 - 963 | 200 |
| Furche e Schmidt (2019) | 2 | 700 - 1200 | 240 - 300 | C | 135 - 290 | 0,9 - 1,1 | 20,4 - 40,7 | 16 | 900 | 200 |
| Kueres <i>et al.</i> (2016) | 1 | 1200 | 300 | S | 215 | 0,7 | 21,6 | 16 | 905 | 200 |
| Este Trabalho | 8 | 1125 | 400 | S | 152 - 169 | 1,0 - 2,0 | 23,1 - 35,3 | 19-25 | 507 - 527 | 198 |

As Tabelas 5.9 a 5.17 apresentam um resumo das características geométricas, tipo e propriedades dos materiais das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados separadas por grupo de armaduras de cisalhamento. Nas tabelas são apresentados os autores, o número de lajes ensaiadas, o tipo de armadura de cisalhamento, tipo de barra, o arranjo utilizado, taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w), tensão de escoamento (f_{yw}) e modulo de elasticidade das armaduras de cisalhamento (E_{sw}) da armadura de flexão das lajes coletadas.

Tabela 5.9 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço.

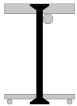
| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de Barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|-------------------------------|-------------|---|---------------|---------------------|--------------|----------------|----------------|
| Ferreira <i>et al.</i> (2014) | 10 |  | Nervurada | Radial e Cruciforme | 0,00 - 0,62 | 535 | 211 |
| Regan (2009) | 3 | | Nervurada | Radial | 0,39 - 0,56 | 500 | 210 |
| Lips, Ruiz e Muttoni (2012) | 10 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 1,10 | 516 - 592 | 210 |
| Birkle (2004) | 11 | | Lisa | Radial e Cruciforme | 0,00 - 0,68 | 393 - 465 | 210 |

Tabela 5.10 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores de aço (Continuação).

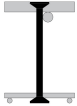
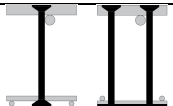
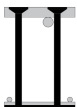
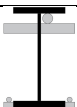
| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de Barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|--------------------------------|-------------|---|---|---------------------|--------------|----------------|----------------|
| Beutel (2002) | 10 |  | Nervurada | Radial | 0,44 - 0,91 | 540 - 580 | 210 |
| Broms (2007) | 2 | | Nervurada | Radial e Cruciforme | 0,74 - 1,10 | 500 | 210 |
| Gosav <i>et al.</i> (2016) | 5 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 0,25 | 525 | 200 |
| Halvonik e Majtanova (2018) | 4 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 1,32 | 500 | 200 |
| Ricker <i>et al.</i> (2017) | 1 | | Nervurada | Radial | 0,78 | 597 | 202 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016.1) | 2 | | Nervurada | Radial e Cruciforme | 0,92 - 1,04 | 500 - 580 | 200 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016.2) | 3 | | Nervurada | Radial | 0,94 - 0,96 | 560 | 200 |
| Furche e Bauermeister (2017) | 2 | | Nervurada | Radial | 0,80 | 500 | 200 |
| Cantone <i>et al.</i> (2019) | 4 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 1,37 | 523 | 200 |
| Regan e Samadian (2001) | 4 | |  | Nervurada e Lisa | Radial | 0,00 - 0,58 | 442 - 540 |
| Mokhtar <i>et al.</i> (1985) | 7 |  | Lisa | Radial | 0,00 - 0,72 | 278 - 489 | 210 |
| Vaz <i>et al.</i> (2009) | 5 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 0,22 | 708 | 210 |
| Dam <i>et al.</i> (2017) | 3 | | Lisa | Radial | 0,00 - 0,46 | 490 | 200 |
| Este Trabalho | 3 | | Nervurada | Radial | 0,00 - 1,18 | 509 - 590 | 187 - 198 |
| Gomes e Regan (1999) | 4 |  | Lisa | Radial e Cruciforme | 0,22 - 0,39 | 430 | 210 |

Tabela 5.11 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com conectores internos.

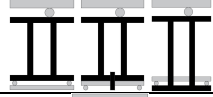

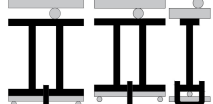
| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de Barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|--------------------------------|-------------|---|---------------|---------|--------------|----------------|----------------|
| Gomes e Andrade (2000) | 7 |  | Nervurada | Radial | 0,60 - 1,27 | 602 | 210 |
| Trautwein (2001) | 3 |  | Nervurada | Radial | 0,82 - 2,04 | 350 - 577 | 210 |
| Trautwein <i>et al.</i> (2011) | 7 |  | Nervurada | Radial | 0,24 - 1,21 | 580 - 674 | 157 - 187 |

Tabela 5.12 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos bem ancorados nas barras de flexão.

| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de Barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|---------------------------------|-------------|----------------------------------|---------------|------------------------------|--------------|----------------|----------------|
| Schmidt, Kueres e Hegger (2019) | 11 | | Nervurada | Circunferencial | 0,00 - 0,41 | 505 - 595 | 200 |
| Lima (2020) | 3 | | Nervurada | Cruciforme | 0,00 - 0,37 | 660 - 674 | 186 - 189 |
| Vollum <i>et al.</i> (2010) | 6 | | Nervurada | Cruciforme | 0,00 - 0,55 | 485 - 560 | 210 |
| Oliveira, Melo e Regan (2000) | 5 | | Nervurada | Cruciforme e Circunferencial | 0,00 - 0,40 | 647 - 730 | 205 - 386 |
| Trautwein (2001) | 3 | | Nervurada | Cruciforme e Circunferencial | 0,25 - 0,38 | 616 - 794 | 183 - 221 |
| Andrade (2000) | 7 | | Nervurada | Cruciforme | 0,00 - 0,42 | 722 - 866 | 131 - 157 |
| Beutel e Hegger (2002) | 2 | | Nervurada | Circunferencial | 0,00 - 0,37 | 592 | 221 |
| Lips <i>et al.</i> (2010) | 10 | | Nervurada | Grade | 0,00 - 1,11 | 536 - 550 | 200 |
| Hegger <i>et al.</i> (2007) | 1 | | Nervurada | Circunferencial | 1,41 | 584 | 200 |
| Yamada <i>et al.</i> (1992) | 7 | | Nervurada | Grade | 0,00 - 2,41 | 317 - 347 | 210 |
| Chana e Desai (1992) | 9 | | Nervurada | Circunferencial | 0,00 - 1,06 | 520 | 210 |
| Regan (1980) | 4 | | Nervurada | Circunferencial | 0,00 - 0,54 | 510 - 740 | 210 |
| Regan e Samadian (2001) | 2 | | Nervurada | Circunferencial | 0,22 - 0,39 | 350 - 635 | 210 |
| Einpaul <i>et al.</i> (2016) | 1 | | Nervurada | Grade | 0,7 | 560 | 210 |

Tabela 5.13 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão.

| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|--------------------------------|-------------|----------------------------------|---------------|-----------------|--------------|----------------|----------------|
| Beutel e Hegger (2002) | 5 | | Nervurada | Circunferencial | 0,66-1,37 | 562-597 | 220-229 |
| Lima (2021) | 11 | | Nervurada | Cruciforme | 0,13-0,37 | 542-706 | 186-193 |
| Caldentey <i>et al.</i> (2013) | 4 | | Nervurada | Cruciforme | 0,22 | 575 | 210 |
| Yamada <i>et al.</i> (1992) | 6 | | Nervurada | Grade | 0,59-1,79 | 331-367 | 210 |

Tabela 5.14 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão (Continuação).


| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|------------------------------|-------------|---|---------------|------------|--------------|----------------|----------------|
| Glikman <i>et al.</i> (2017) | 3 |  | Nervurada | Cruciforme | 0,26-0,39 | 532 | 202 |
| Broms (2019) | 3 | | Nervurada | Cruciforme | 0,27-0,48 | 536-554 | 200 |

Tabela 5.15 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas com estribos com ancoragem interna às barras de flexão.

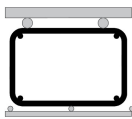
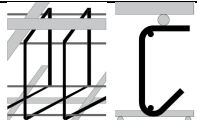
| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|--------------------------------|-------------|--|---------------|------------|--------------|----------------|----------------|
| Caldentey <i>et al.</i> (2013) | 4 |  | Nervurada | Cruciforme | 0,22 | 575 | 210 |
| Mabrouk e Hegab (2017) | 4 | | Nervurada | Cruciforme | 0,48 - 0,97 | 500 | 200 |
| Lima (2020) | 6 | | Nervurada | Cruciforme | 0,13 - 0,37 | 542 - 706 | 186 - 193 |
| Gosav <i>et al.</i> (2016) | 3 | | Nervurada | Radial | 0,57 | 557 - 561 | 200 |
| Eom <i>et al.</i> (2018) | 8 |  | Nervurada | Cruciforme | 0,21 - 0,55 | 567 - 572 | 200 |

Tabela 5.16 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas armaduras treliçadas.

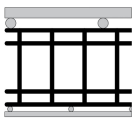

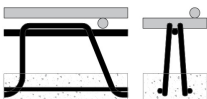
| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|----------------------------------|-------------|---|---------------|-----------------|--------------|----------------|----------------|
| Regan e Samadian (2001) | 4 |  | Nervurada | Radial | 0,69 - 1,22 | 52 | 210 |
| Wicke (1984) | 3 | | Nervurada | Radial | 0,46 | 520 | 210 |
| Anon (1994) | 4 | | Nervurada | Radial | 0,52 - 0,72 | 550 | 210 |
| Park <i>et al.</i> (2007) | 3 |  | Lisa | Grade | 0,45 - 0,49 | 513 | 210 |
| Eligehousen <i>et al.</i> (2003) | 3 |  | Lisa | Circunferencial | 0,84 - 1,20 | 500 | 200 |
| Haeusler (2009) | 6 | | Lisa | Circunferencial | 0,55 - 0,76 | 525 - 534 | 205 - 208 |

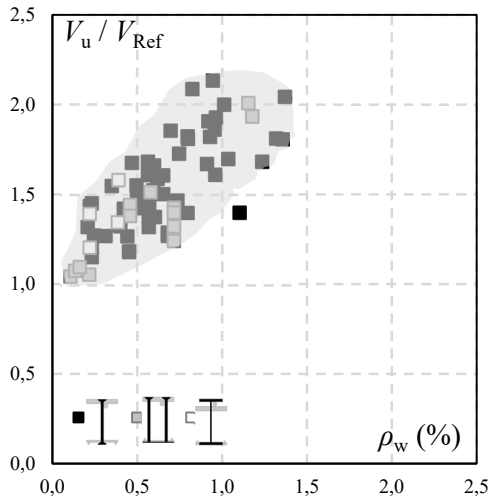
Tabela 5.17 – Resumo das características das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados armadas armaduras treliçadas (Continuação).

| Autor | Nº de lajes | Tipo de Armadura de Cisalhamento | Tipo de barra | Arranjo | ρ_w (%) | f_{yw} (MPa) | E_{sw} (GPa) |
|-----------------------------|-------------|----------------------------------|---------------|------------------------------|--------------|----------------|----------------|
| Siburg <i>et al.</i> (2014) | 6 | | Nervurada | Circunferencial | 1,12 - 1,68 | 500 | 200 |
| Furche e Schmidt (2019) | 2 | | Nervurada | Cruciforme e Circunferencial | 1,54 - 2,43 | 500 | 200 |
| Kures <i>et al.</i> (2016) | 1 | | Nervurada | Circunferencial | 1,27 | 500 | 200 |
| Este trabalho | 8 | | Nervurada | Grade | 0,49 - 1,32 | 430 - 675 | 194 - 212 |

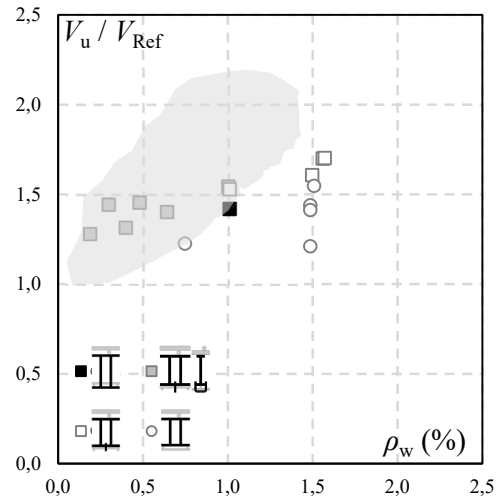
5.2. DESEMPENHO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO

A Figura 5.2 apresenta uma avaliação do desempenho das armaduras de cisalhamento das lajes do banco de dados. O desempenho é avaliado a partir do incremento de resistência alcançado pelas lajes em função da taxa de armadura de cisalhamento. O incremento de resistência foi medido através da carga última observada nas lajes dividido pela resistência da laje de referência sem armadura de cisalhamento (V_u / V_{Ref}). Foi utilizado a previsão de resistência para lajes sem armadura de cisalhamento da ABNT NBR 6118 (2014) para os espécimes que não tinham uma referência direta no trabalho original. As estimativas desta norma foram utilizadas por ser a equação que melhor considera a influência dos parâmetros que influenciam na resistência à punção e ter a média da razão da carga última pela carga estimada ($V_u / V_{R,teo}$) mais próximo de 1,00 segundo PEREIRA FILHO *et al.* (2019).

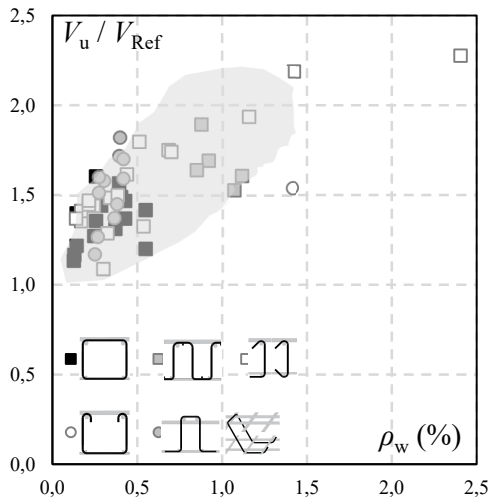
Os conectores de aço foram utilizados como referência para avaliação dos demais grupos de armadura de cisalhamento. Neste sentido, foi gerada uma sombra envolvendo a maioria dos resultados normas e a qual foi utilizada nos demais gráficos para que a comparação seja feita. Resultados que se mantiveram dentro da sombra foram considerados com a eficiência equivalente aos conectores de aço, os que se mantiveram abaixo da sombra foram considerados menos eficientes e os acima da sombra mais eficientes.



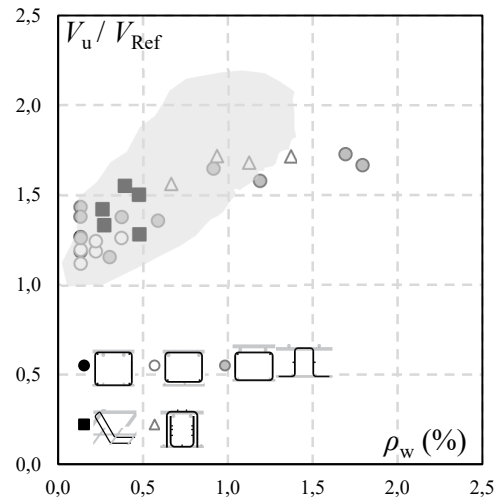
a) Conectores de aço



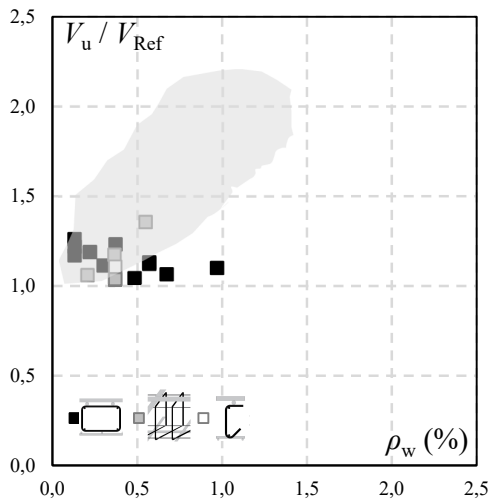
b) Conectores internos



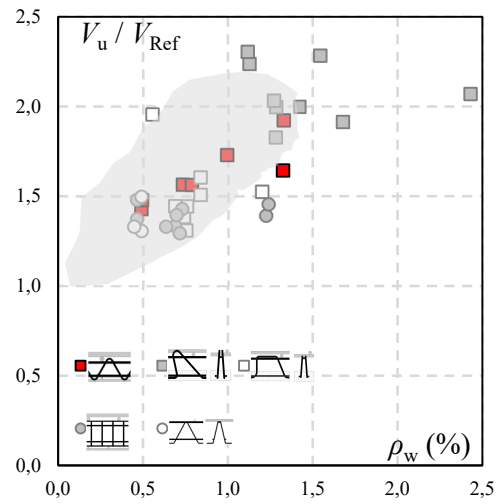
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados



e) Estribos internos



f) Treliças

Figura 5.2 – Desempenho das armaduras de cisalhamento na resistência à punção.

Conectores internos às barras de flexão sem ganchos para evitar a delaminação apresentaram a menor eficiência dentre os conectores internos, com desempenho inferior aos conectores de aço para taxas de armadura de cisalhamento acima de 0,75%. A eficiência dos conectores de internos apresentou melhora quando este tem sua ancoragem inferior no nível das barras de flexão ou apresentam pinos ou ganchos em “u” para evitar ruptura por delaminação, assim eles puderam ter um desempenho equivalente aos conectores de aço até ρ_w próximos de 1,0%.

Estribos bem ancorados nas barras de flexão apresentaram desempenho elevado com os resultados se posicionando sempre no limite superior da sombra de referência. Os estribos de perna única com ρ_w acima de 1,4% apresentam um patamar de incremento de resistência acima de 2 vezes a carga de referência. Isto mostra que o potencial de resistência de estribos que envolvem as barras de flexão é semelhante ou superior aos de conectores de aço. Vale salientar que a laje armada com estribos abertos na parte superior apresentou um desempenho inferior tanto aos conectores de aço quanto aos demais estribos bem ancorados. Isto pode ser explicado pela baixa eficiência de ancoragens com ganchos em 180° como observado nos ensaios de arrancamento de SILVA (2018).

Assim como os conectores internos, as armaduras parcialmente ancoradas nas barras de flexão apresentaram desempenho similar aos conectores de aço até ρ_w próximos de 1,0%. Após $\rho_w = 1,0\%$ este grupo de armadura apresentou um patamar de incremento de resistência de aproximadamente 1,7 vezes a carga de ruptura da laje de referência. É interessante salientar que tanto os estribos ancorados por transpasse que envolvem apenas as barras de flexão superiores quanto os estribos fechados ou abertos na parte inferior que envolvem apenas as barras de flexão inferiores e os conectores internos com ancoragem melhorada na parte inferior apresentaram o mesmo limite de resistência. A partir disso é possível inferir que armaduras que se ancoram apenas nas barras de flexão superiores ou inferiores apresentam o mesmo desempenho.

As lajes com armaduras classificadas no grupo estribos internos não apresentaram incrementos de resistência relevantes mesmo em taxas de armadura de cisalhamento próximo de 1,0%, salientando a necessidade de ancorar as barras dos estribos às barras de flexão. Quanto ao último grupo, embora estas armaduras tenham sido classificadas todas como treliça, o houve semelhança no desempenho de cada tipo de armadura. As armaduras com barras verticais soldadas em 2 barras longitudinais nas extremidades e a

treliça completamente interna às barras de flexão alcançaram seu limite máximo de resistência em taxa de armadura de cisalhamento relativamente baixas (0,5%), alcançando aproximadamente 1,4 e 1,6 vezes a carga da laje de referência, respectivamente.

As treliças com as diagonais soldadas em barras que trabalham como barras de flexão apresentaram resultados dentro da sombra de referência, porém a literatura carece de resultados variando a ρ_w para melhor avaliar seu desempenho e para evidenciar o seu limite de acréscimo de carga. As treliças com diagonais avançando o nível das barras de flexão apresentaram o maior incremento de resistência, apresentando um patamar de resistência acima de 2,0 vezes a carga da laje de referência em ρ_w superiores a 1,0%. As lajes armadas com treliças com as diagonais internas e avançando o nível das barras de flexão com altura útil elevadas ($d \geq 290$ mm) apresentaram incrementos de resistência superiores à média das outras lajes armadas com o mesmo tipo de armadura, mostrando que d tem grande influência no desempenho desse tipo de armadura de cisalhamento.

Os estribos treliçados pré-fabricados apresentaram um bom desempenho, com um comportamento crescente conforme aumentou-se ρ_w . Os resultados não permitiram evidenciar um limite de resistência para estes estribos apesar de ter apresentado um grande incremento de resistência ($1,92 V_{Ref}$) em uma ρ_w elevada (1,3%). A única laje armada com estribos treliçados pré-fabricados sem inclinação em relação ao plano da face do pilar apresentou um desempenho inferior a sombra de referência, demonstrando a importância de incliná-los a 60° para alcançar o desempenho máximo.

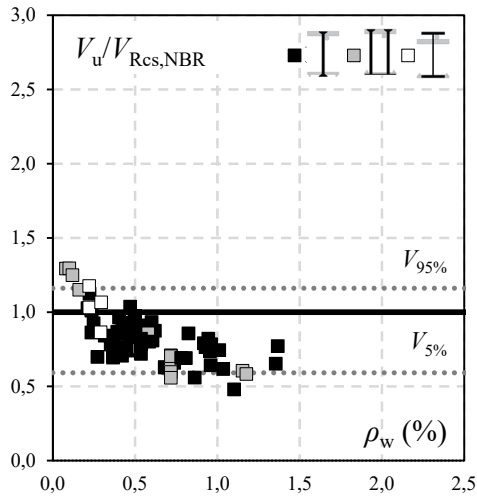
5.3. DESEMPENHO DAS ESTIMATIVAS DAS NORMAS

Apesar da maioria das recomendações normativas não contemplarem todos os tipos de armadura de cisalhamento disponíveis no banco de dados, sugerindo detalhamentos similares aos conectores de aço e estribos bem ancorados, a capacidade das normas em verificar a resistência à punção em lajes armadas com todos os grupos de armaduras de cisalhamento são avaliados. Este estudo foi realizado para que haja parâmetros para avaliar a segurança de lajes de lajes dimensionadas tanto com armaduras de cisalhamento dimensionadas conforme as regras de detalhamento das normas quanto de lajes armadas com estribos cujo detalhe de suas ancoragens fuja dos padrões normativos por erros de projeto, execução ou lajes armadas com armaduras de cisalhamento inovadoras.

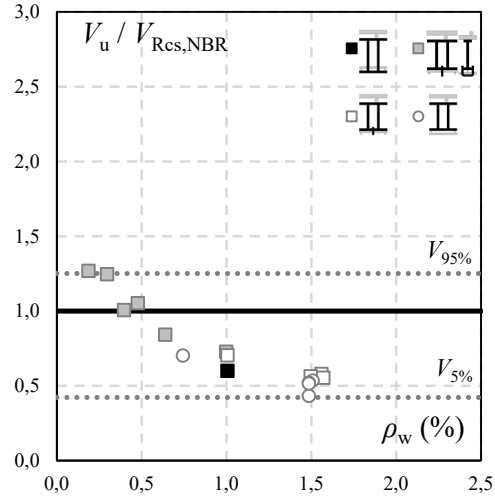
As Figuras 5.3 a 5.7 apresentam análises da previsão das recomendações de resistência à punção dentro da região das armaduras ($V_u/V_{Rcs,teo}$) em função da taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w) das normas utilizadas neste trabalho. A relação é confrontada com uma linha cheia que representa a tendência ideal dos resultados além de linhas pontilhadas que apontam uma análise de percentil (5%-quantil e o 95%-quantil) determinados em uma distribuição normal dos resultados. Neste trabalho, os resultados em que os 5%-quantil forem maiores ou iguais a 1 serão considerados resultados com níveis satisfatórios de segurança. A dispersão dos resultados também pode ser avaliada qualitativamente nessas figuras observando a distância entre os quantis de 5% e 95%. Uma limitação na análise realizada será a utilização da resistência à compressão média do concreto (f_c) nas recomendações ao invés do valor característico da resistência à compressão do concreto (f_{ck}).

De modo geral, nenhuma norma conseguiu prever com precisão o efeito da variação de ρ_w na resistência das lajes com ruptura dentro da região da armadura de cisalhamento independentemente do tipo de armadura de cisalhamento. Os resultados de $V_u/V_{Rcs,teo}$ das normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), *fib* Model Code 2010 (2013) e PrEC2 (2018) indicaram a tendência de subestimar a resistência de lajes com baixa ρ_w e superestimar resultados em lajes com ρ_w elevada. O EC2 (2014) apenas apresentou uma tendência diferente da NBR por considerar um limite para a eficiência da resistência de lajes armadas ao cisalhamento de $1,5 V_{Rc,EC2}$. Neste sentido a tendência dos resultados do EC2 se mostraram decrescentes até valores de ρ_w próximos a 0,5% e depois invertendo com tendência crescente quando a limitação $1,5 V_{Rc,EC2}$ começa a atuar. Assim o EC2 superestima os resultados de lajes com baixas e elevadas taxas de armadura de cisalhamento e superestimando resultados com ρ_w próximo de 0,5%. Apenas o grupo de estribos internos não apresentaram tendência crescente de $V_u/V_{Rcs,EC2}$ para ρ_w superiores a 0,5%, apresentando tendência estável.

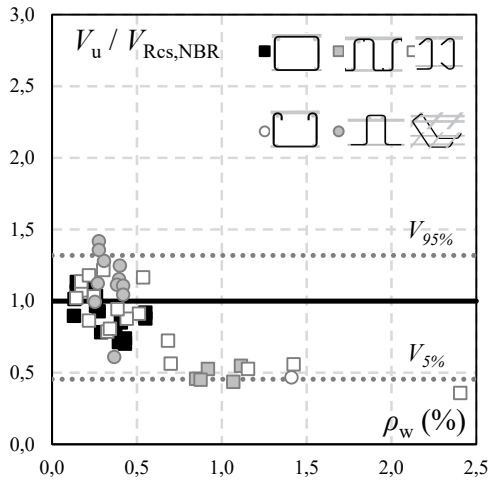
Mesmo com resultados inseguros para todos os tipos de armadura de cisalhamento, a NBR apresentou resultados menos dispersos quando as lajes foram armadas com conectores de aço ou treliças, mesmo que as lajes armadas com treliças tenham apresentados os resultados mais inseguros quando estimados pela NBR.



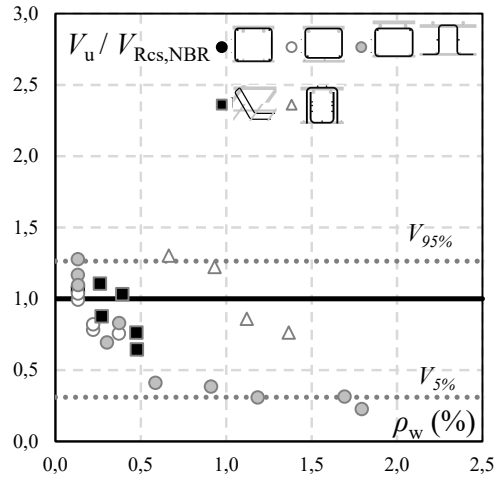
a) Conectores de aço



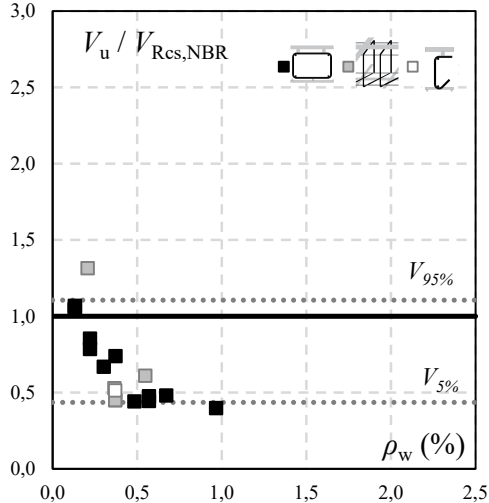
b) Conectores internos



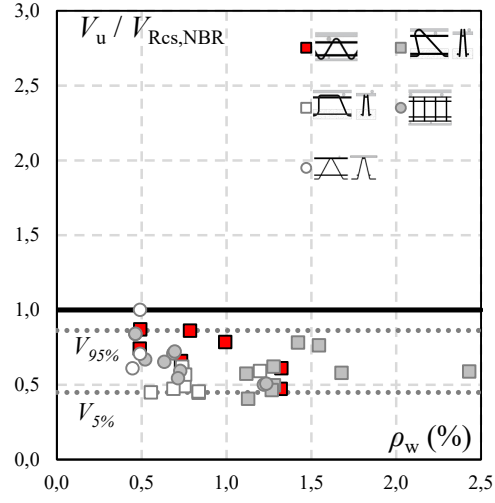
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

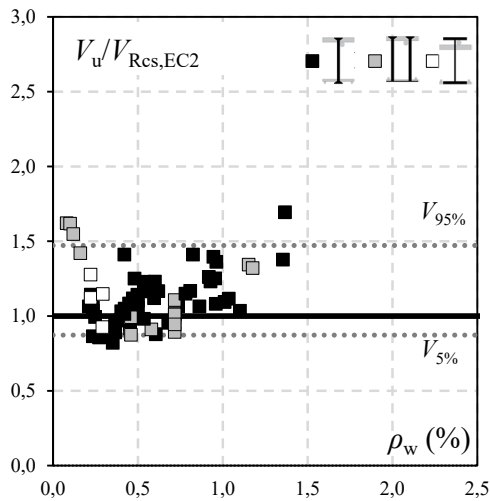


e) Estribos internos

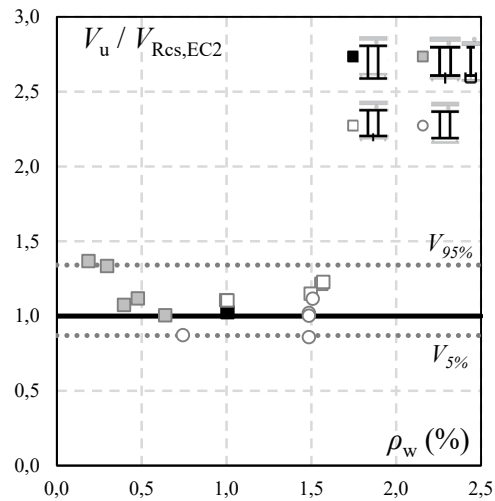


f) Treliças

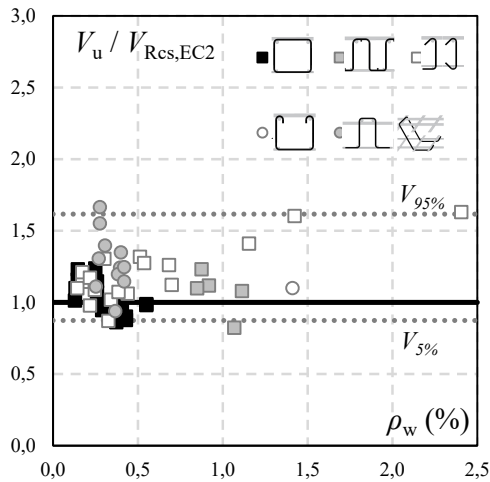
Figura 5.3 – Desempenho das equações de V_{Rcs} da ABNT NBR 6118 (2014) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras.



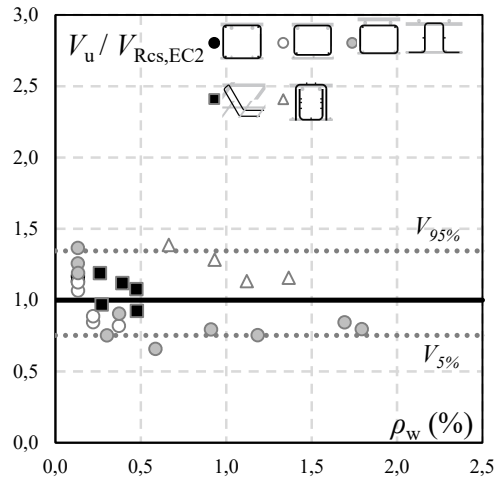
a) Conectores



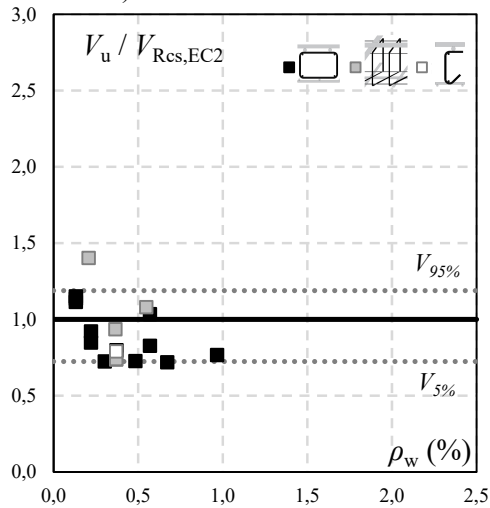
b) Conectores internos



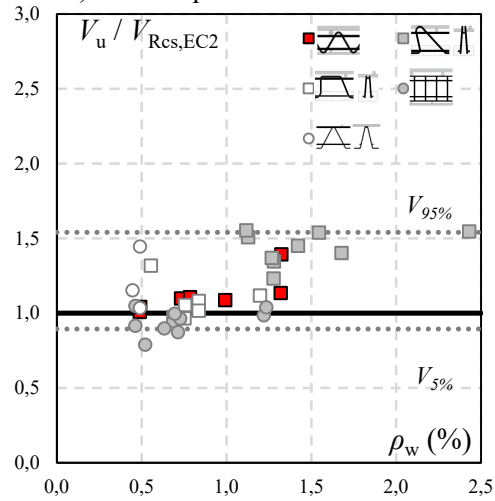
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

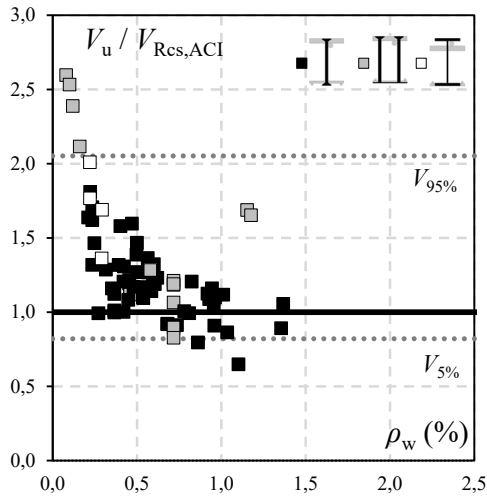


e) Estribos internos

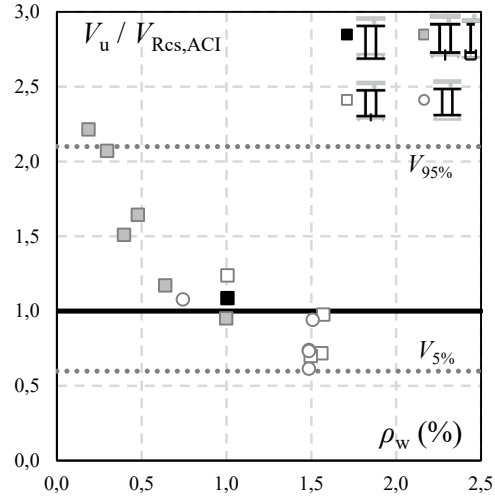


f) Treliças

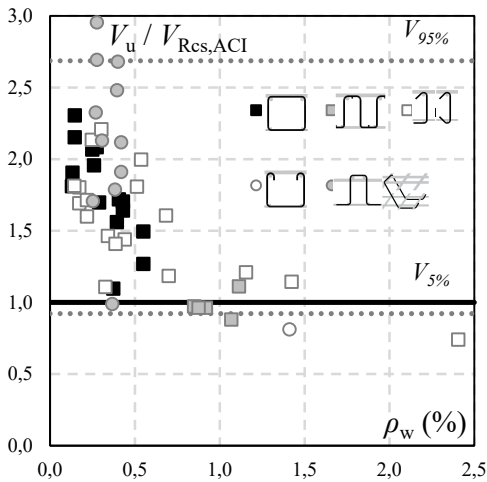
Figura 5.4 – Desempenho das equações de V_{Rcs} da EC2 (2014) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras.



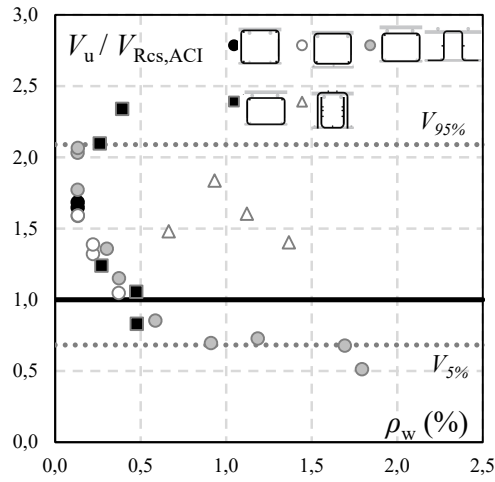
a) Conectores de aço



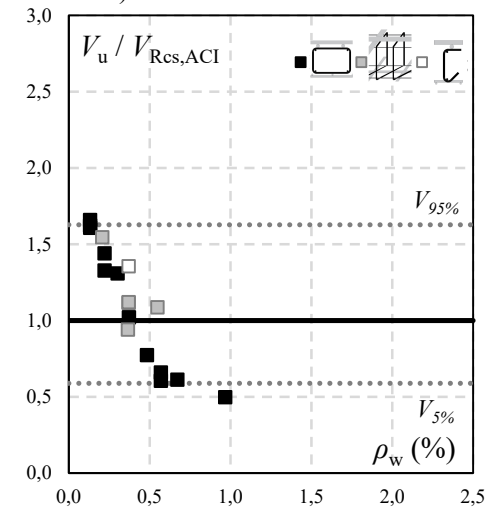
b) Conectores internos



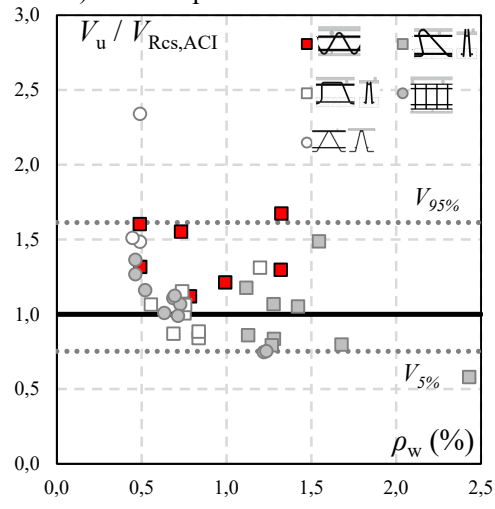
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

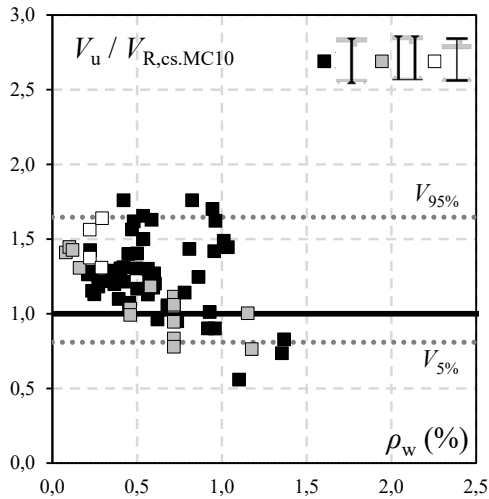


e) Estribos internos

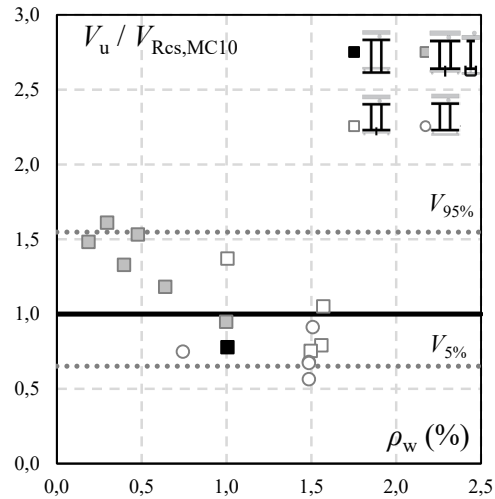


f) Treliças

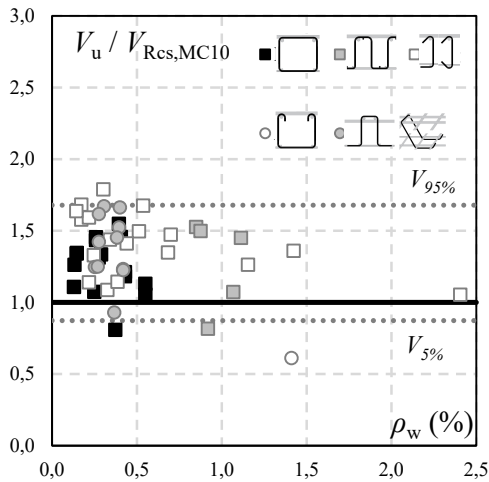
Figura 5.5 – Desempenho das equações de V_{Res} da ACI 318 (2019) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras.



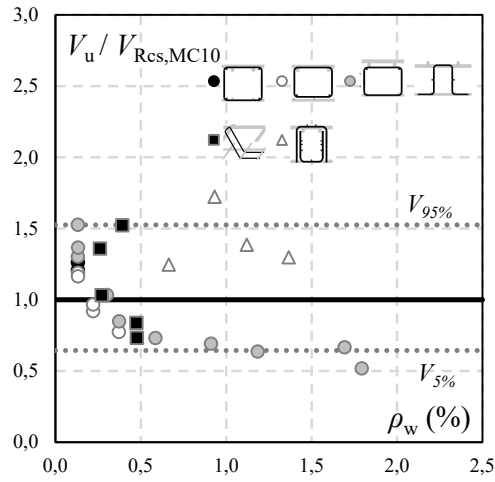
a) Conectores de aço



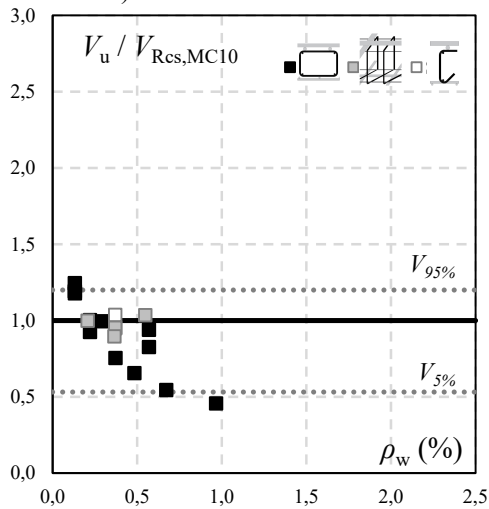
b) Conectores internos



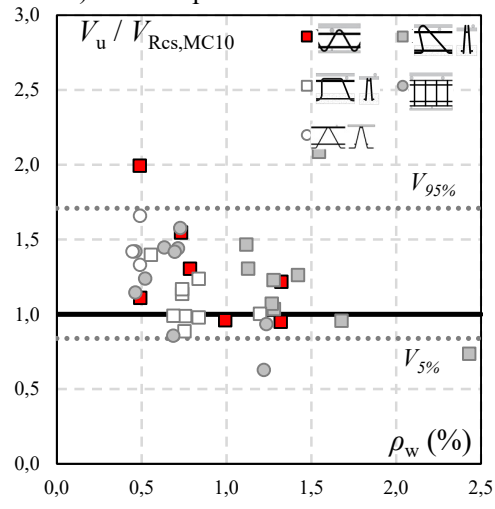
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

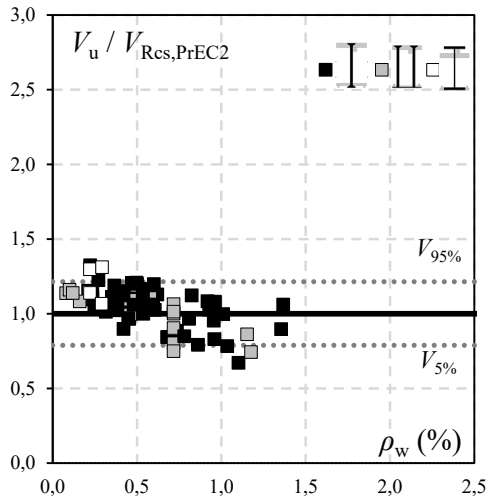


e) Estribos internos

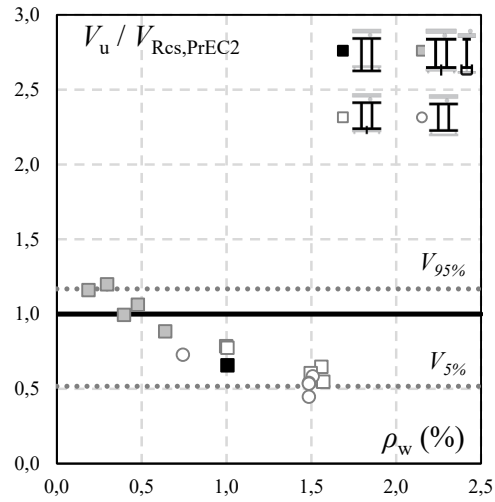


f) Trelças

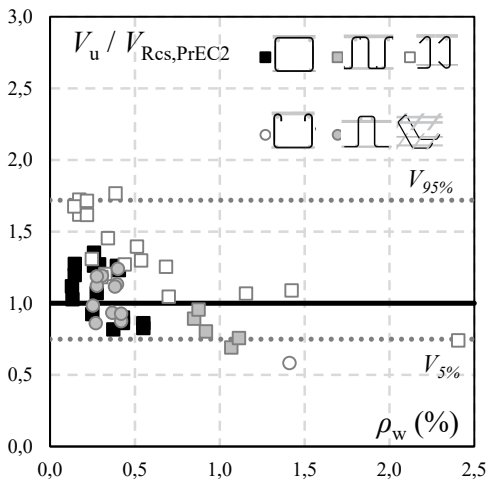
Figura 5.6 – Desempenho das equações de V_{Rcs} do *fib* MC 2010 (2013) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras.



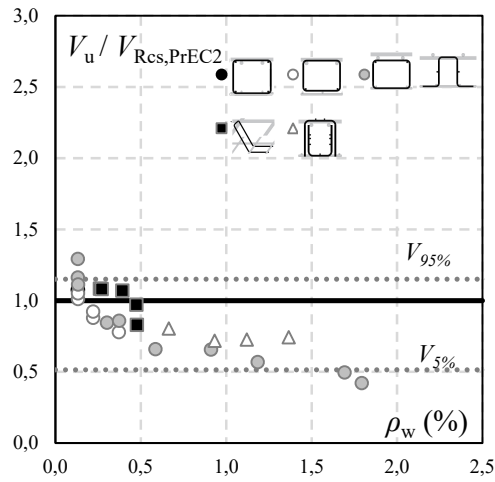
a) Conectores de aço



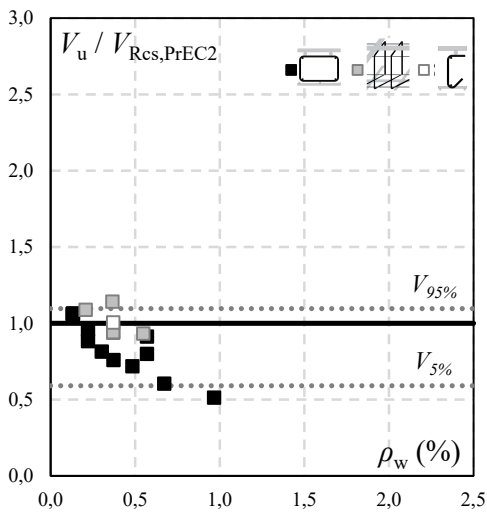
b) Conectores internos



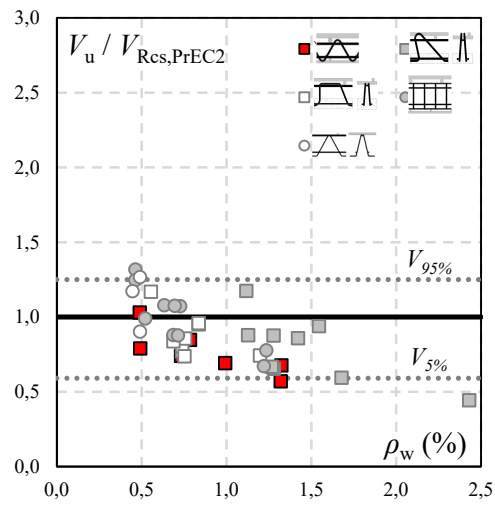
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados



e) Estribos internos



f) Treliças

Figura 5.7 – Desempenho das equações de V_{Rcs} do PrEC2 (2018) para resistência à tração diagonal dentro da região das armaduras.

O Eurocode 2 apresentou resultados mais seguros e menos dispersos que a NBR para todos os tipos de armadura de cisalhamento promovida pela limitação de eficiência da armadura de cisalhamento, porém não apresentou um nível de segurança considerado satisfatório neste trabalho. Assim como o EC2 o ACI 318 (2019) apresentou resultados mais seguros que a NBR, porém este apresentou os resultados mais dispersos entre todas as normas estudadas neste trabalho para todos os tipos de armadura de cisalhamento.

Quanto ao MC10, esta recomendação foi capaz de apresentar estimativas próximas do desejado para a segurança de lajes pertencentes aos grupos conectores de aço, estribos bem ancorados e treliças. Vale salientar que esta recomendação é que apresentou resultados mais próximos do nível de segurança adequada para lajes armadas com treliças.

A proposta de revisão do Eurocode 2 (2018) foi a recomendação que apresentou os resultados menos dispersos independentemente do tipo de armadura de cisalhamento. Por outro lado, as previsões de $V_{Rcs,PrEC2}$ apresentaram muitos resultados inseguros, mesmo para grupos de armaduras com ancoragem obedecendo as regras de detalhamento das principais normas, como foi o caso do grupo de lajes com conectores de aço e estribos bem ancorados nas barras de flexão.

As Figuras 5.8 a 5.12 apresentam análises da previsão das recomendações das normas ($V_u/V_{R,teo}$) em função da taxa de armadura de cisalhamento. Como nenhuma laje com ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento foi adicionada ao banco de dados as previsões das normas para ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento não foram utilizadas. Assim, as previsões das normas foram obtidas a partir do menor resultado entre as equações para a resistência à punção dentro da região das armaduras de cisalhamento e para o esmagamento da biela de concreto adjacente ao pilar.

De modo geral, considerar as estimativas do esmagamento da biela nas previsões das normas tornou as previsões mais seguras e perdendo a tendência de superestimar resultados com taxas de armadura de cisalhamento elevadas. Com exceção das lajes armadas com estribos internos que as estimativas continuam superestimando seus resultados para lajes com ρ_w superiores a 0,5%.

Mesmo com as limitações do esmagamento da biela, a NBR não foi capaz de manter as suas previsões com segurança apropriada. Apesar de não melhorar a segurança, as estimativas foram capazes de frear a insegurança das previsões em lajes com ρ_w

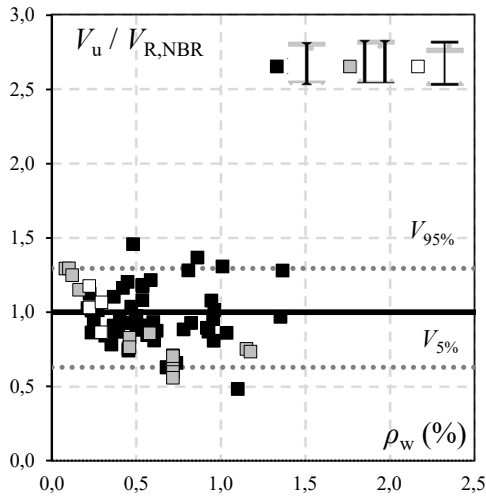
superiores a 0,5%, excepcionando as lajes armadas com estribos internos que mantiveram a tendência decrescente.

Para o Eurocode 2 as previsões ficaram mais próximas do nível de segurança desejado. É importante notar que os grupos de lajes armadas com conectores internos e treliças passaram a apresentar previsões com segurança semelhante a segurança das lajes com conectores de aço e estribos bem ancorados, próximo do nível desejável. Apenas os grupos de lajes armadas com estribos parcialmente ancorados ou estribos com ancoragem interna às barras de flexão apresentaram níveis de segurança mais distantes do desejado.

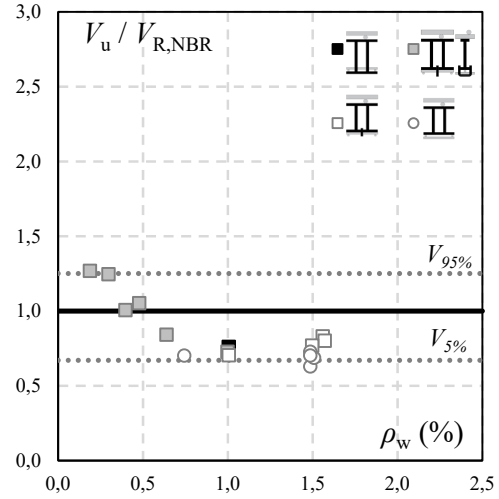
O ACI merece destaque ao apresentar previsões consideradas seguras para os grupos de lajes armadas com conectores de aço, conectores internos, estribos bem ancorados e treliças, porém a grande dispersão se manteve. Assim como o EC2, apenas as previsões do ACI para lajes armadas com estribos parcialmente ancorados ou ancoragem interna às barras de flexão não alcançaram níveis desejados de segurança, embora as lajes armadas com estribos parcialmente ancorados tenham mostrado previsões muito próximas do desejado.

O MC10 apresentou segurança apropriada ou muito próxima do apropriado nos mesmos grupos de lajes que o ACI obteve previsões seguras, porém com resultados menos dispersos. O PrEC2 apresentou resultados ainda menos dispersos com a limitação das previsões para a resistência do esmagamento da biela. Quanto à segurança, o PrEC2, embora a segurança apresente uma melhora visível, esta recomendação só conseguiu apresentar previsões próximas dos níveis de segurança adequados para os grupos das lajes com conectores de aço, conectores internos e estribos bem ancorados às barras de flexão.

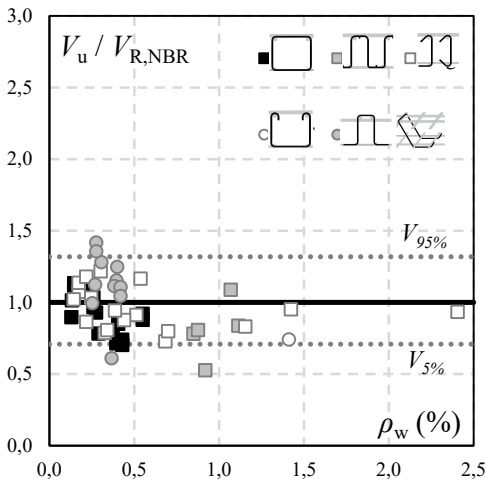
Está análise deixa claro que as recomendações precisam das limitações das equações para o esmagamento da biela para evitar previsões muito inseguras em taxas de armadura de cisalhamento elevada. Vale ressaltar que a NBR necessita de modificações para suas precisões atendam aos níveis de segurança propostos. Também é possível notar que o dimensionamento ou verificação de lajes armadas com estribos de ancoragem parcialmente ancorada ou ancoragens internas às barras de flexão não apresentam segurança apropriada em nenhuma das recomendações avaliadas



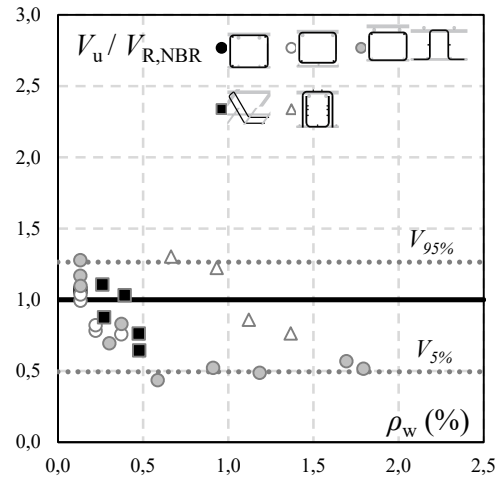
a) Conectores de aço



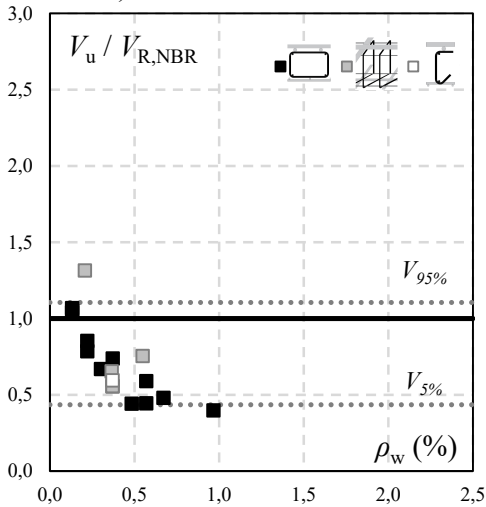
b) Conectores internos



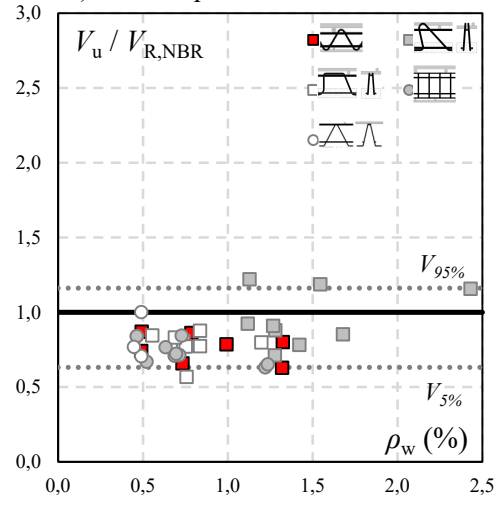
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

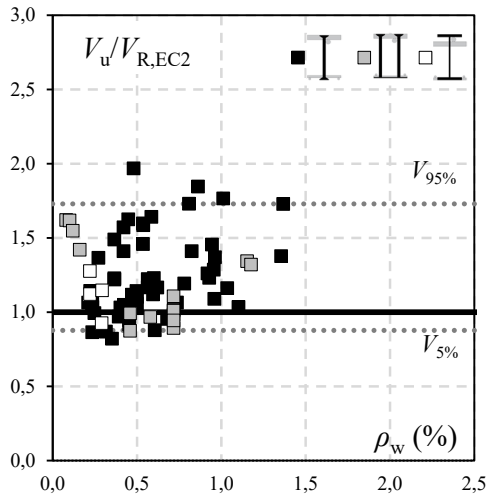


e) Estribos internos

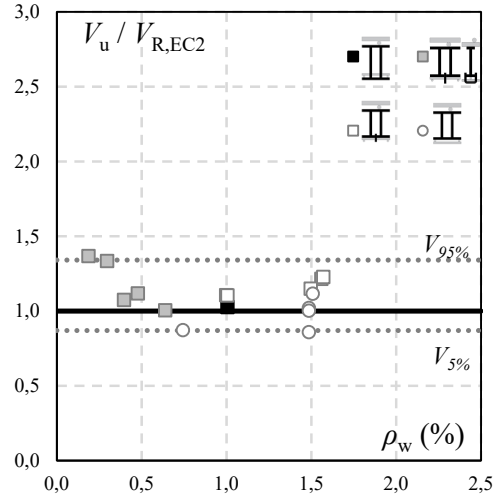


f) Treliças

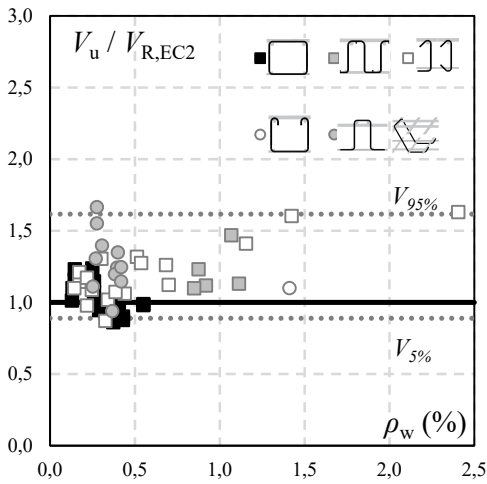
Figura 5.8 – Desempenho das equações da NBR 6118 (2014) para resistência a punção em lajes armadas ao cisalhamento.



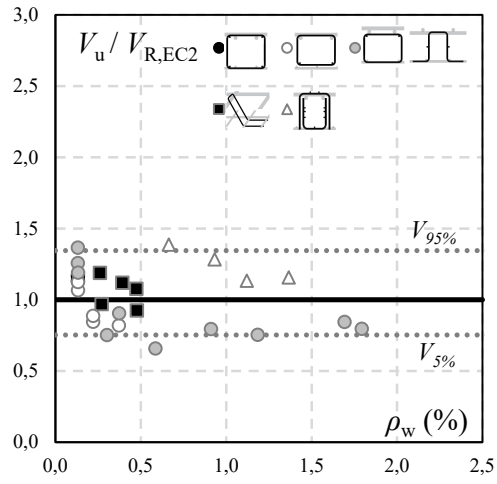
a) Conectores



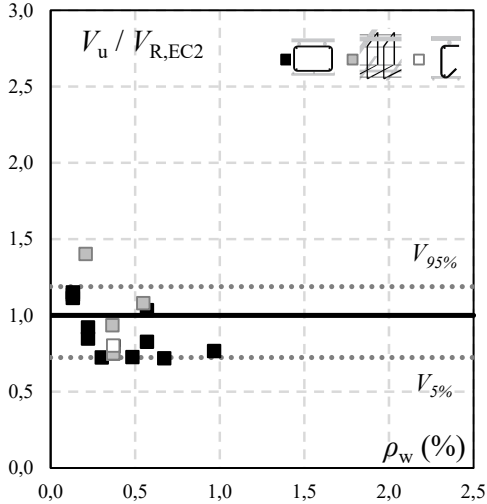
b) Conectores internos



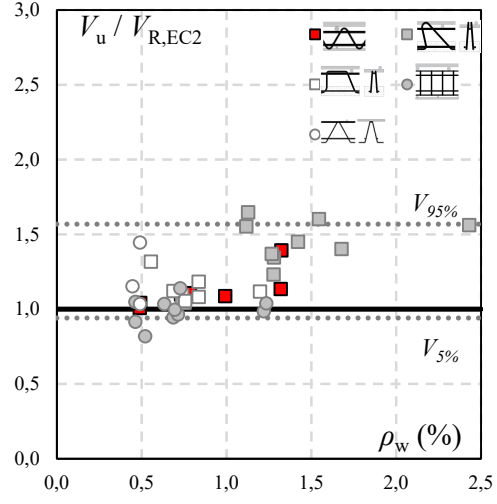
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

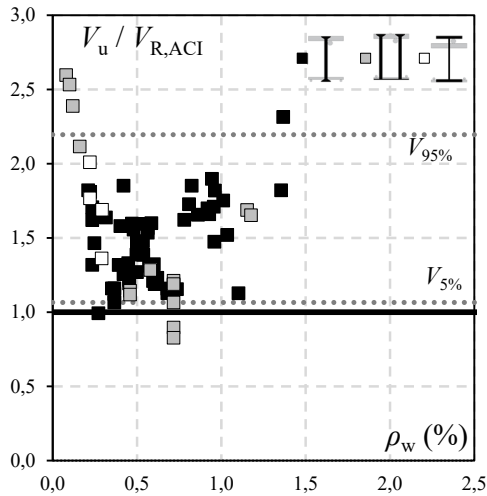


e) Estribos internos

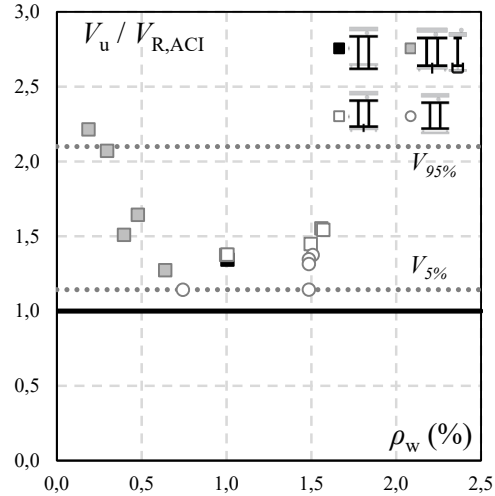


f) Treliças

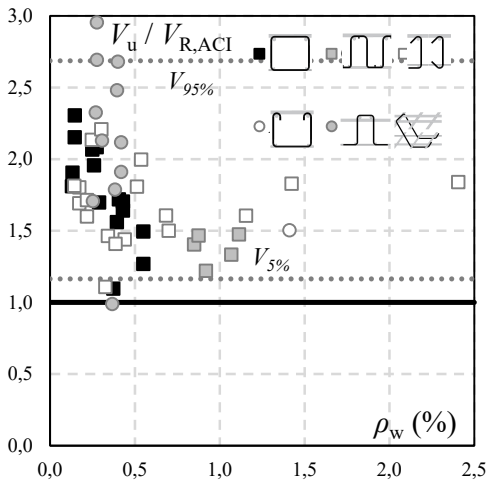
Figura 5.9 – Desempenho das equações do EC 2 (2014) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento.



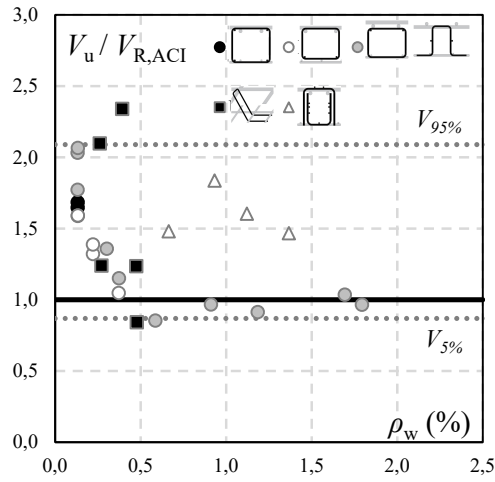
a) Conectores de aço



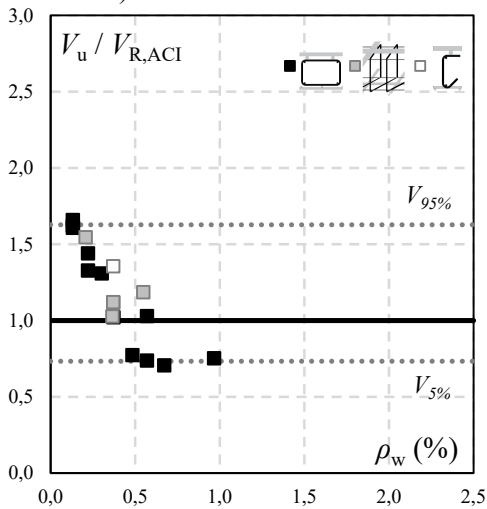
b) Conectores internos



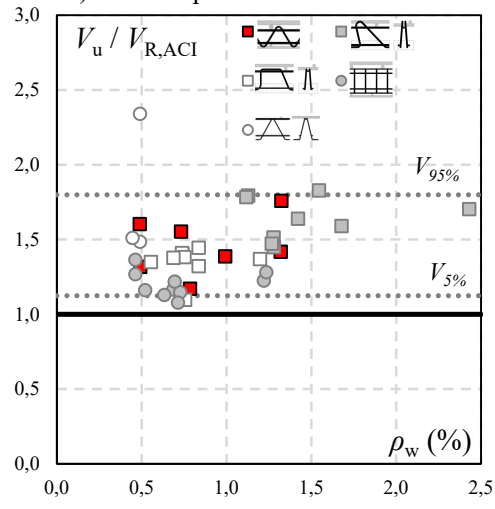
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

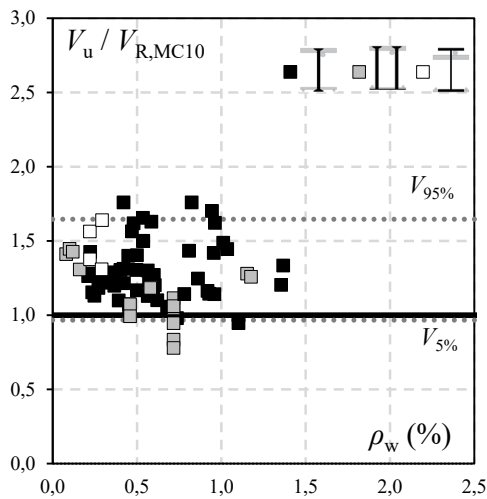


e) Estribos internos

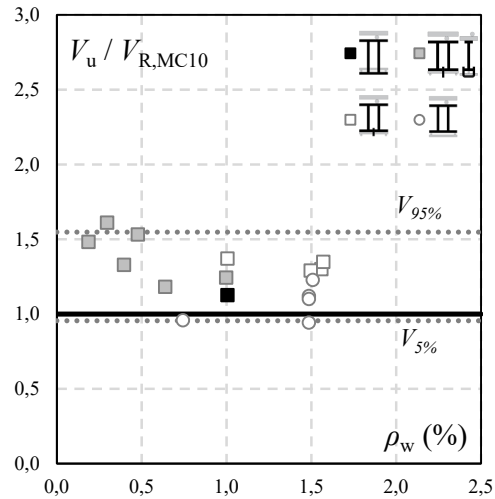


f) Treliças

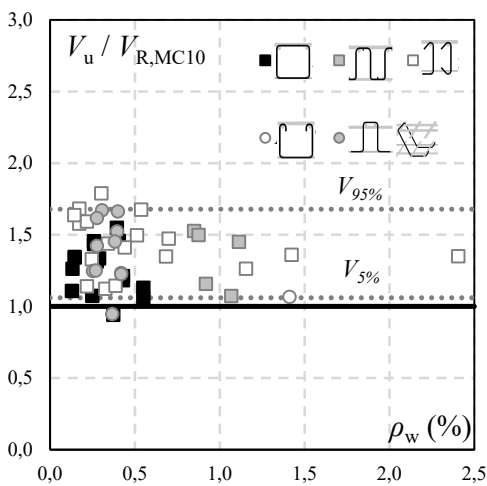
Figura 5.10 – Desempenho das equações do ACI 318 (2019) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento.



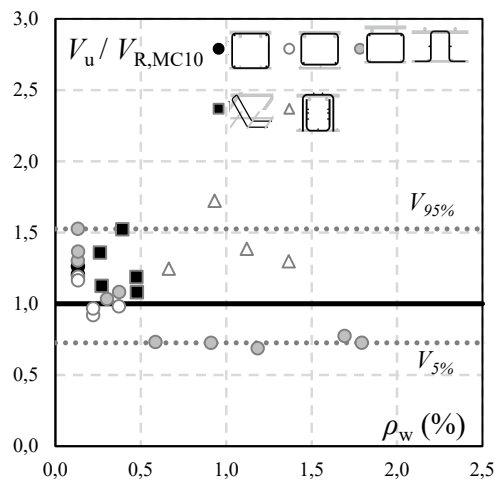
a) Conectores de aço



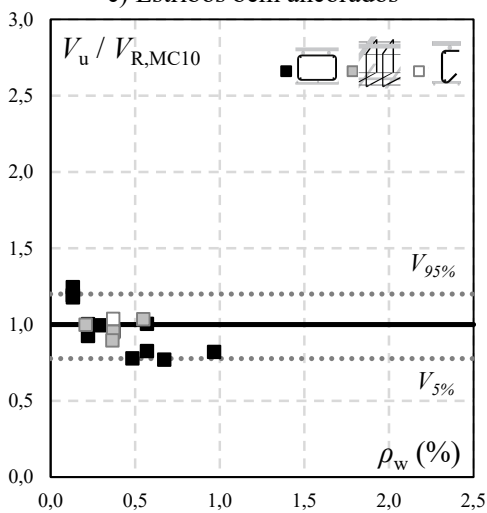
b) Conectores internos



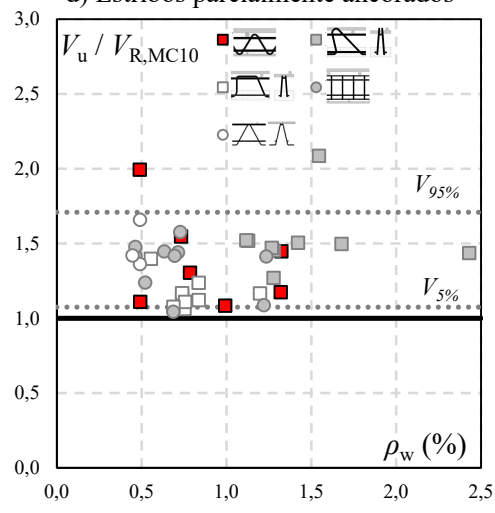
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

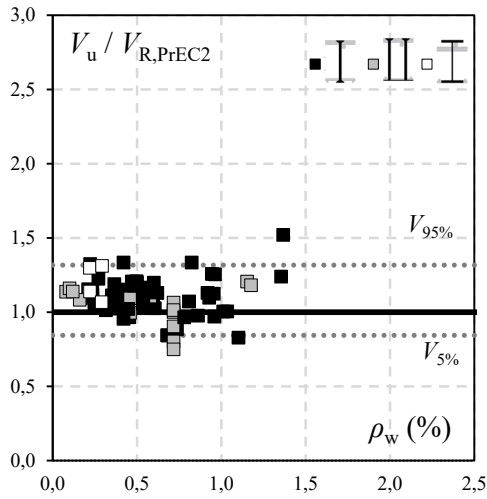


e) Estribos internos

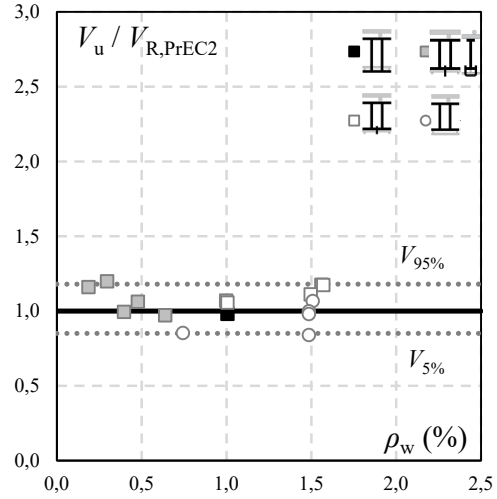


f) Treliças

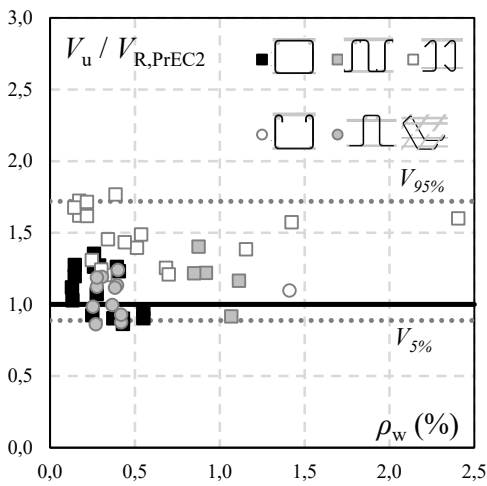
Figura 5.11 – Desempenho das equações do MC 10 (2013) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento.



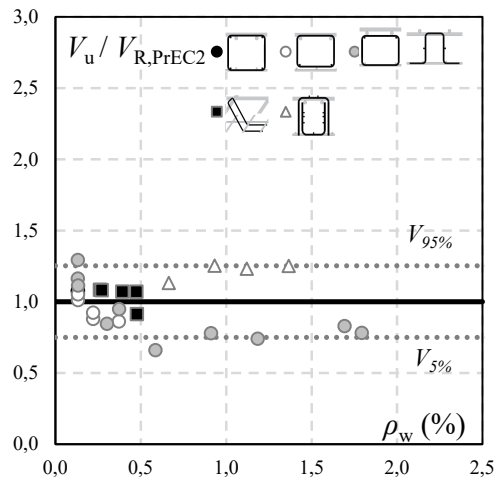
a) Conectores de aço



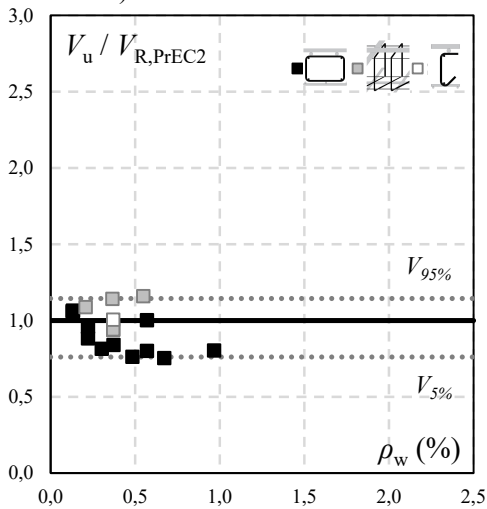
b) Conectores internos



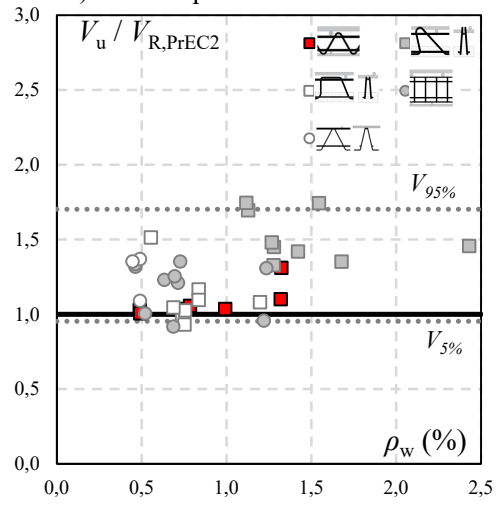
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados



e) Estribos internos



f) Treliças

Figura 5.12 – Desempenho das equações do PrEC2 (2020) para resistência à punção em lajes armadas ao cisalhamento.

As Figuras 5.13 a 5.17 apresentam gráficos de dispersão das previsões das normas para cada tipo de armadura de cisalhamento. Nos gráficos observamos no eixo y a projeção das cargas de ruptura das lajes e em x a projeção das previsões de resistência das normas avaliadas para as lajes ensaiadas. Também é possível observar uma linha preta cheia representando a condição idealizada em que $V_u = V_{R,teo}$, uma interpretação comum do gráfico é relacionado ao quadrante em que o resultado se posiciona, caso se posicione acima da linha o resultado é considerado seguro e inseguro caso se posicione abaixo. A linha preta tracejada representa a tendência dos resultados, está é acompanhada de informações de sua equação da reta e do coeficiente de correlação linear (R^2). Caso o coeficiente angular da equação da reta seja acima de 1,0 significa que a tendência dos resultados segue segura e, caso seja abaixo de 1,0, insegura. O R^2 representa a aderência dos resultados com a linha de tendência tracejada, quanto mais próximo de 1,0, mais a reta representa os resultados, indicando menor dispersão. Por fim, são apresentados parâmetros estatísticos de média (MÉD), desvio padrão (D.P.) e coeficiente de variação (C.V.).

Como já esperado, as previsões da NBR se mostraram as mais inseguras, independentemente do tipo de armadura de cisalhamento, com média e coeficiente angular abaixo de 1,0 para todos os tipos de armadura de cisalhamento. O ACI é a única recomendação com coeficiente angular positivo em todos os grupos de lajes armadas ao cisalhamento. Está aparente segurança, acompanha um ultraconservadorismo para lajes com tipos de armaduras de cisalhamento que obedecem a suas regras de detalhamento, como conectores de aço e estribos bem ancorados (MÉD iguais à 1,49 e 1,82 respectivamente). Os resultados extremamente conservadores para as lajes com estribos bem ancorados podem indicar que o ACI não precisa de resultados diferenciados para η_s e k_{sys} em relação às lajes do grupo de conectores de aço. O ACI também se destaca por ser a recomendação mais dispersa com maiores resultados de D.P., C.V. e os menores valores de R^2 .

O PrEC2 se destacou por ser a recomendação com menor dispersão, com os menores resultados de DP., C.V. e maiores resultados de R^2 . Os grupos de lajes com estribos com ancoragem parcialmente ancorados e com ancoragem interna às barras de flexão não apresentaram previsões satisfatórias para nenhuma recomendação, sendo necessárias adaptações nas normas para estes sejam utilizados.

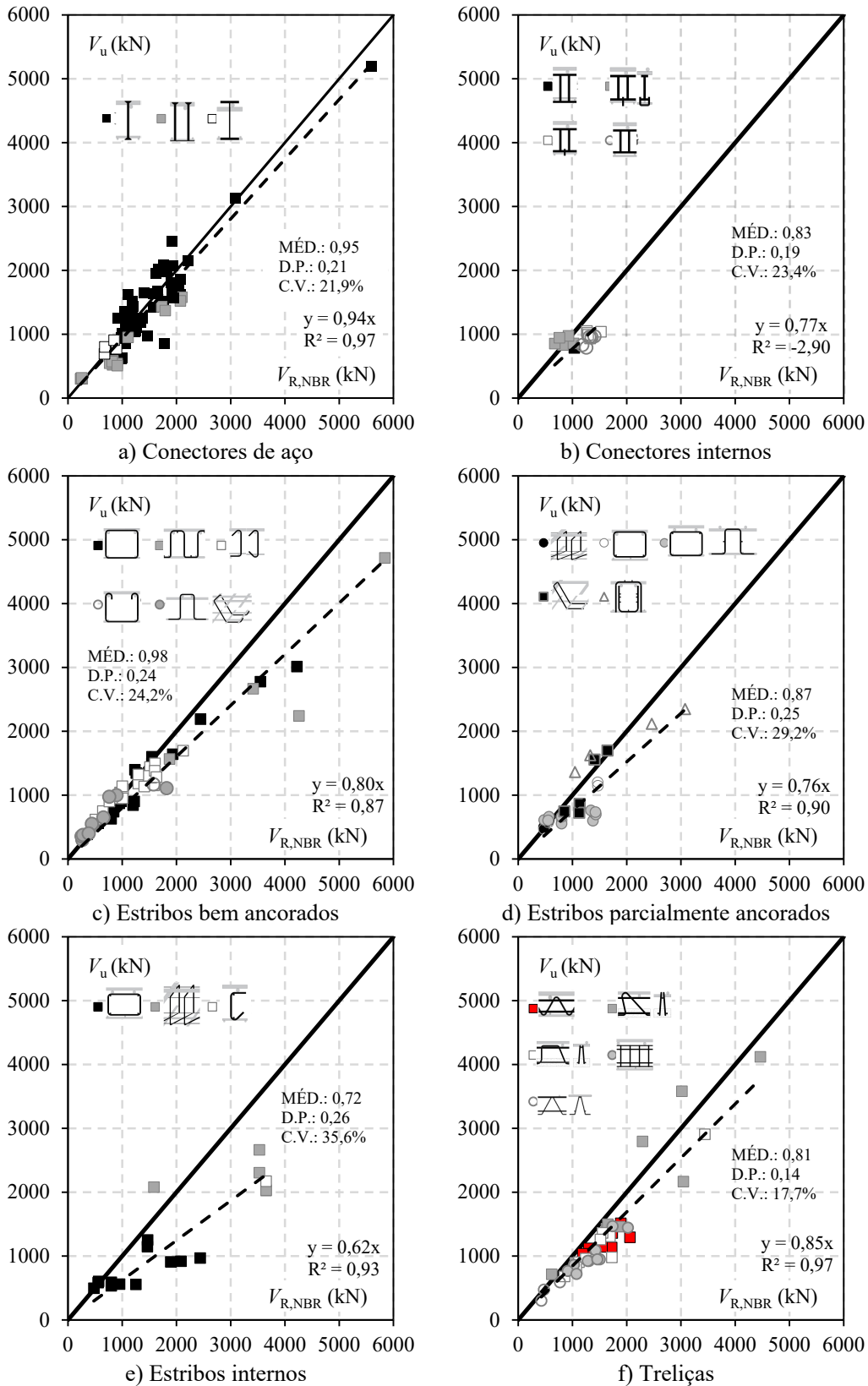
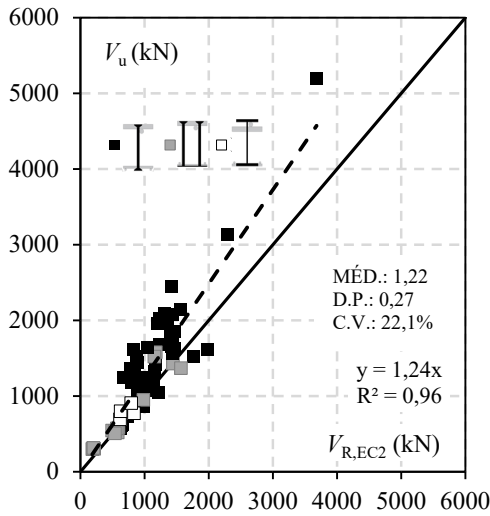
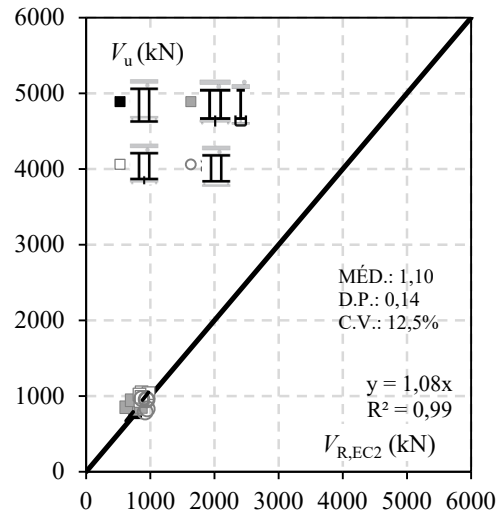


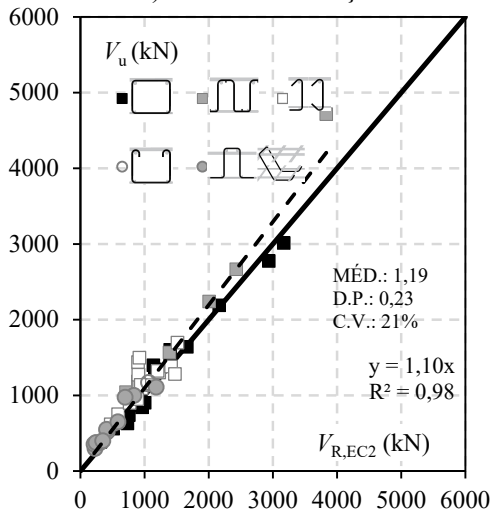
Figura 5.13 – Análise da precisão da NBR 6118 na estimativa de resistência à punção.



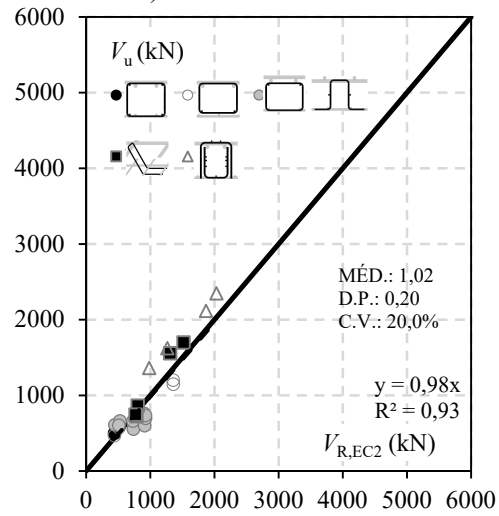
a) Conectores de aço



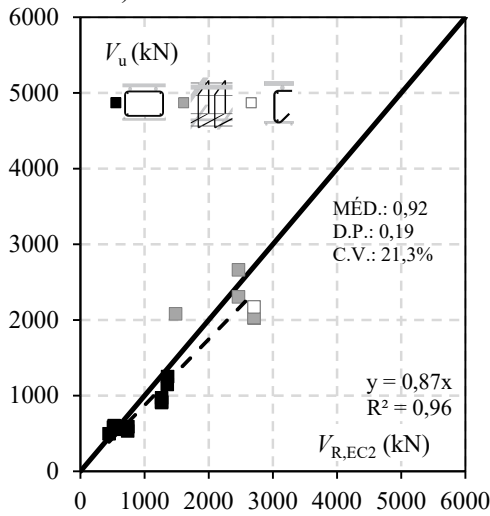
b) Conectores internos



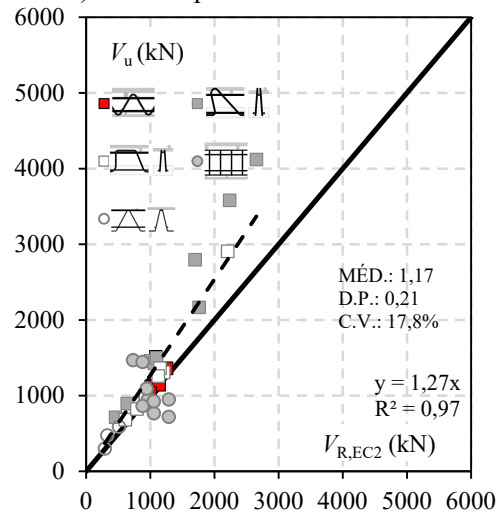
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

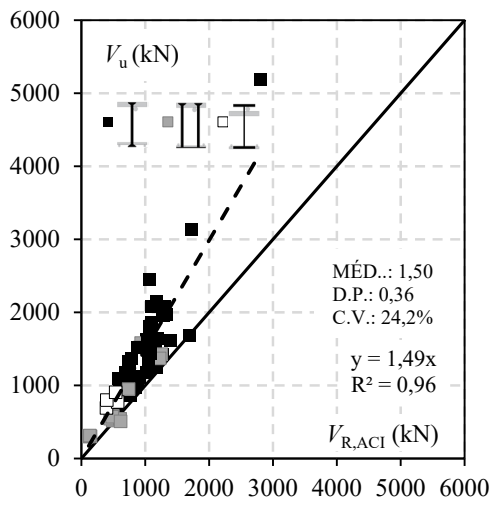


e) Estribos internos

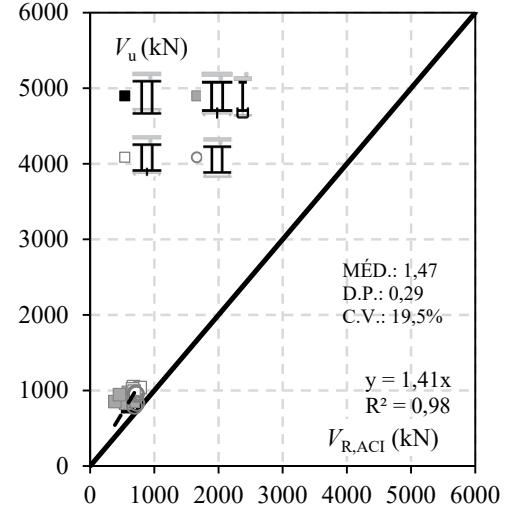


f) Treliças

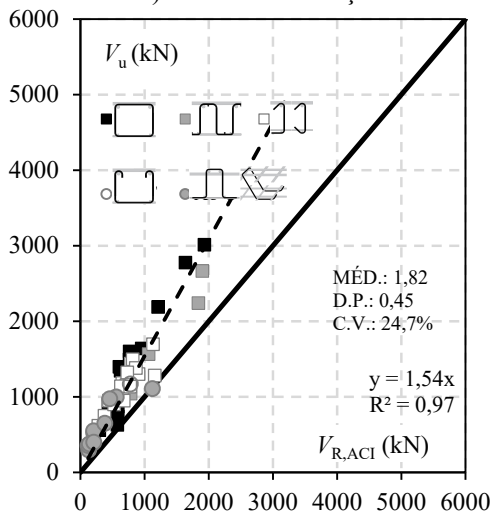
Figura 5.14 – Análise da precisão do EC 2 (2014) na estimativa de resistência à punção.



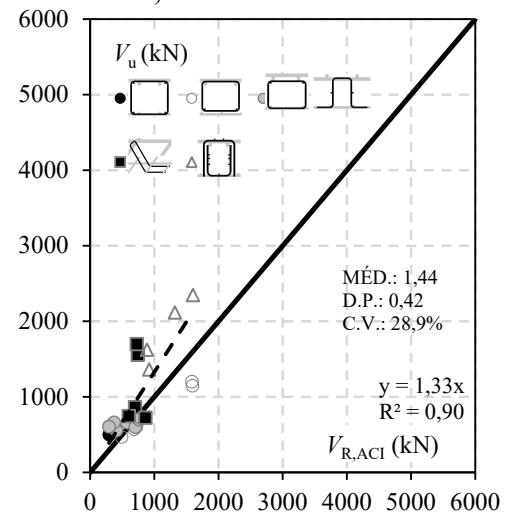
a) Conectores de aço



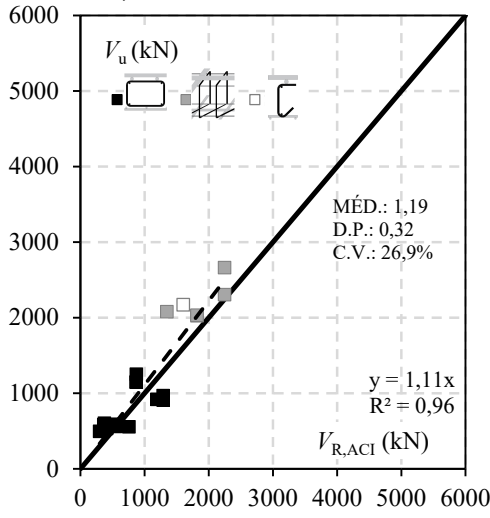
b) Conectores internos



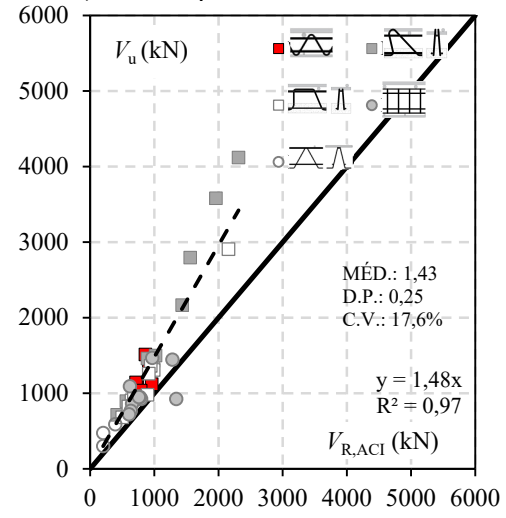
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

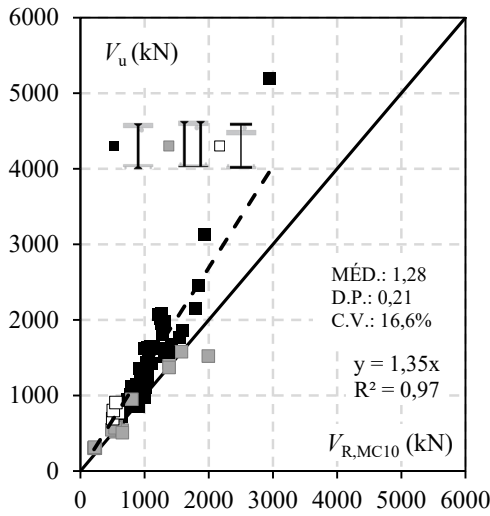


e) Estribos internos

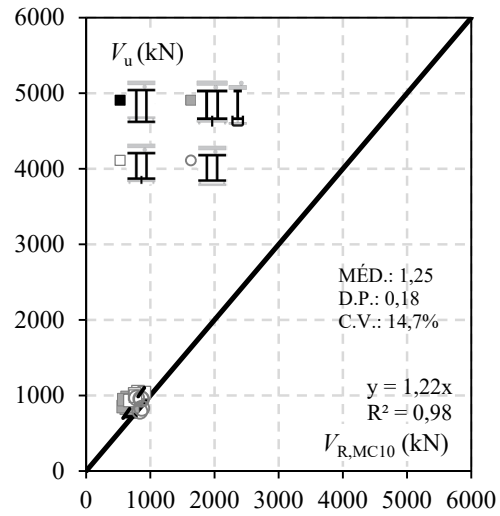


f) Trelças

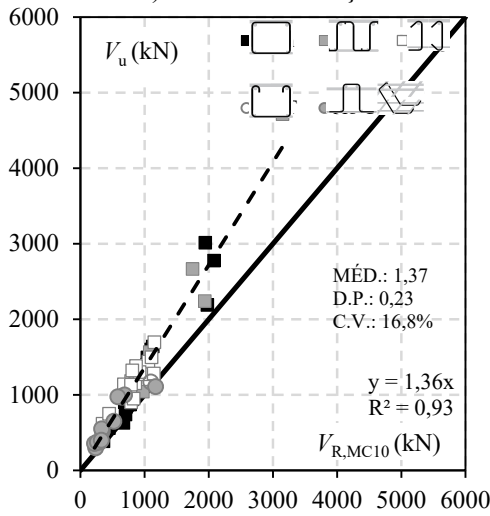
Figura 5.15 – Análise da precisão do ACI 318 (2019) na estimativa de resistência à punção.



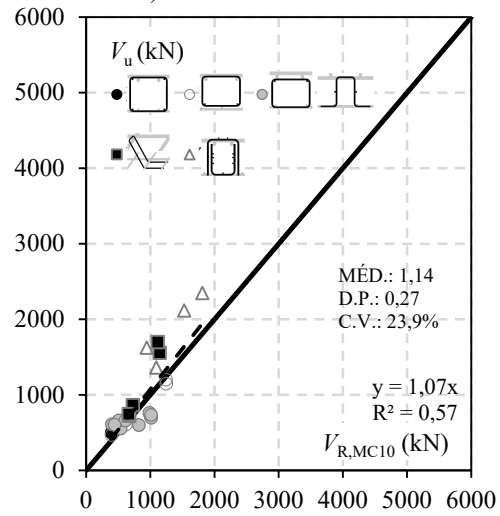
a) Conectores de aço



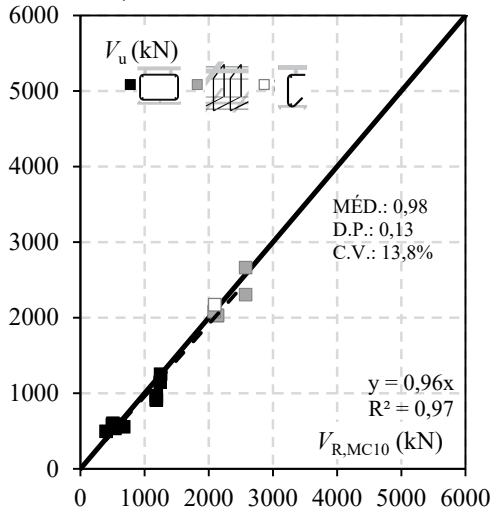
b) Conectores internos



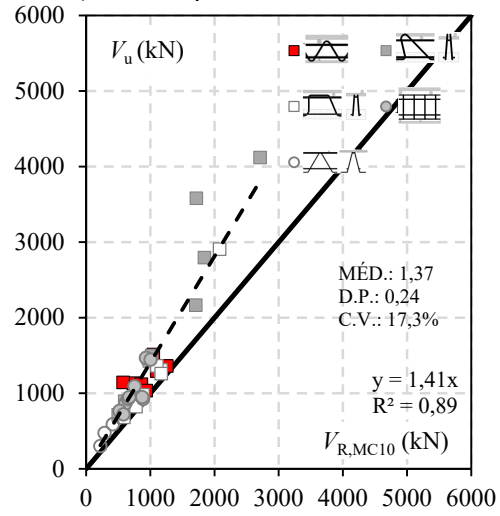
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados

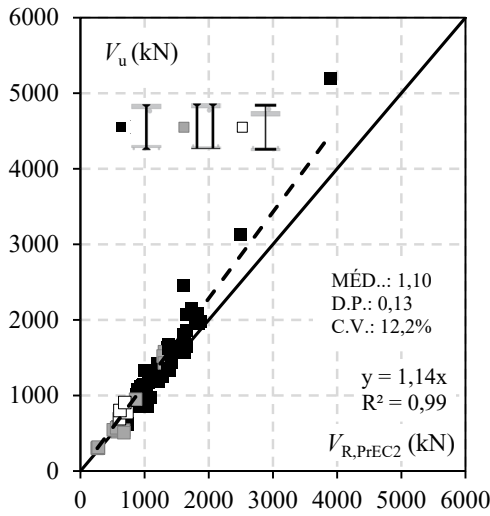


e) Estribos internos

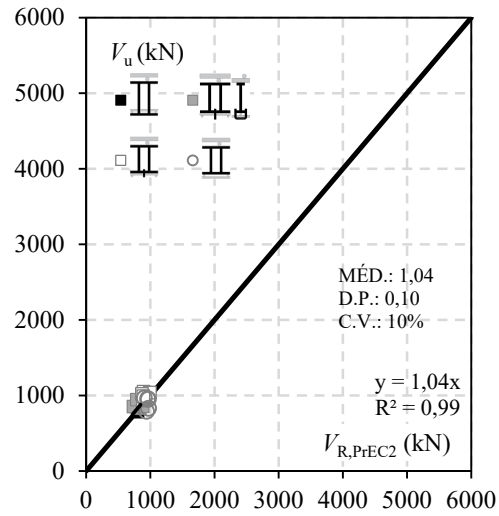


f) Trelças

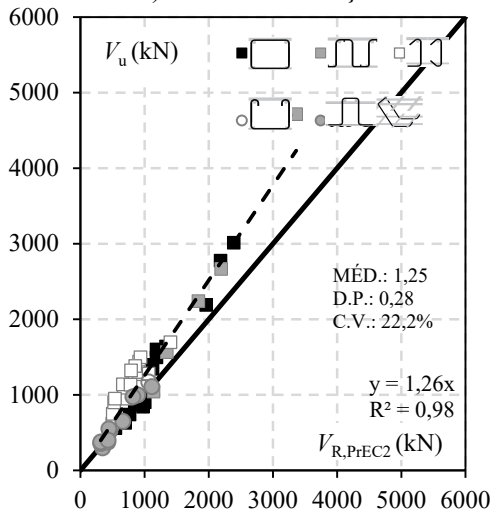
Figura 5.16 – Análise da precisão da MC 10 (2013) na estimativa de resistência à punção.



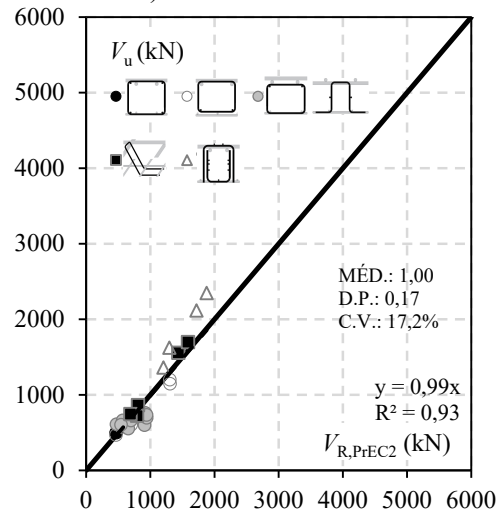
a) Conectores de aço



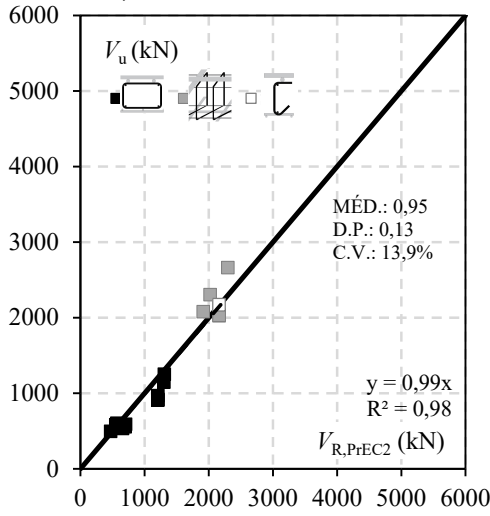
b) Conectores internos



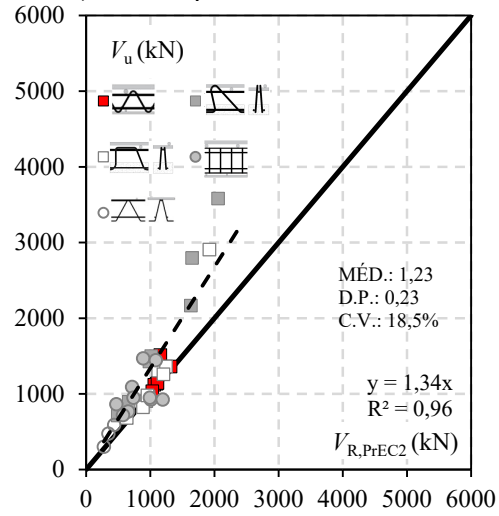
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados



e) Estribos internos



f) Trelças

Figura 5.17 – Análise da precisão do PrEC 2 (2020) na estimativa de resistência à punção.

6. MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO APLICADO À VÁRIOS TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO

Neste capítulo buscou-se apresentar Método da Superfície de Menor Resistência ao Cisalhamento (SMRC) apresentados por FERREIRA (2010) em sua forma geral e simplificada. Também é proposta uma nova calibração para o SMRC simplificado sob a luz do banco de dados do capítulo anterior, incluindo uma proposta para utilização do método para os demais tipos de armaduras de cisalhamento. Por fim, a precisão e dispersão das previsões será avaliada sob a luz do banco de dados com todos os grupos de armadura de cisalhamento apresentados no capítulo 5. As análises apresentadas neste capítulo também compuseram o trabalho de mestrado de NASCIMENTO (2020).

6.1. MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO GERAL

O SMRC é um método para a verificação da resistência à punção em lajes com armaduras de cisalhamento, onde a resistência final é determinada por uma parcela de resistência referente aos mecanismos resistentes à punção comumente atribuídos ao concreto (Ex.: engrenamento dos agregados; efeito pino; e resistência da seção íntegra de concreto.) somados à resistência atribuída às pernas de armaduras de cisalhamento interceptadas pela superfície de ruptura gerada pela fissura de punção (O menor entre a força de escoamento do aço e a capacidade resistente da ancoragem da armadura de cisalhamento).

O método geral também se baseia nas duas hipóteses seguintes: o ângulo da superfície de ruptura (θ) varia conforme a taxa de armadura de cisalhamento; e que a resistência da parcela resistente do concreto aumenta conforme aumenta-se o ângulo θ . Por outro lado, a parcela resistente do aço da armadura de cisalhamento também é influenciada com a variação de θ , pois a inclinação influencia o comprimento de ancoragem e, dependendo da inclinação, pode deixar de interceptar camadas de armadura de cisalhamento. A Figura 6.1 ilustra a variação do comprimento de ancoragem (h_{cf}) nas camadas, podendo transferir a responsabilidade da ancoragem da primeira camada de armadura da zona comprimida do concreto (em azul) para a zona tracionada (em vermelho). A figura também ilustra

como a fissura deixa de interceptar as camadas de armadura de cisalhamento conforme θ se torna mais íngreme.

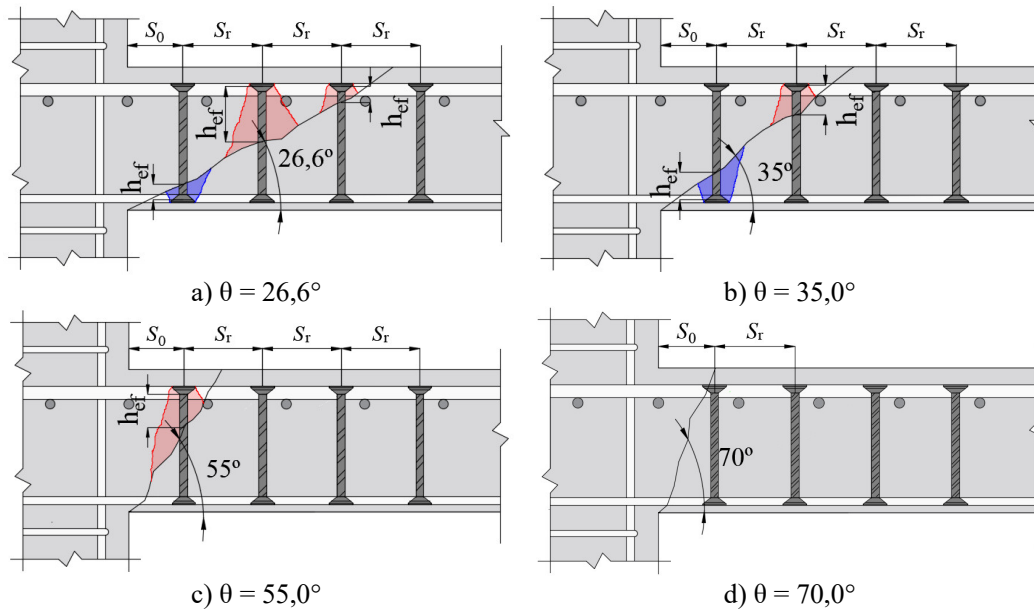


Figura 6.1 – Influência do ângulo da fissura crítica na parcela de resistente da armadura de cisalhamento.

O método geral se propõe a verificar a resistência para todos os ângulos de fissura possíveis com a superfícies de ruptura saindo pilar e saindo da ancoragem inferior das camadas de armadura de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 6.2. A inclinação da superfície de ruptura pode assumir “n” ângulos θ possíveis, com inclinação mínima (θ_{\min}) de $26,6^\circ$ e máxima (θ_{\max}) em função da distância da primeira camada de armadura até a face do pilar, quando as verificações saírem do pilar, e em função da distância entre a camada de onde a verificação está partindo até a próxima camada de armadura de cisalhamento. Vale salientar que a altura útil efetiva (d_v) utilizada nas verificações com superfície de ruptura partindo das diversas camadas de armadura de cisalhamento é inferior que a altura útil convencional (d), sendo a distância entre o centroide das barras de flexão tracionada até o topo da ancoragem inferior da armadura de cisalhamento de onde a verificação está partindo.

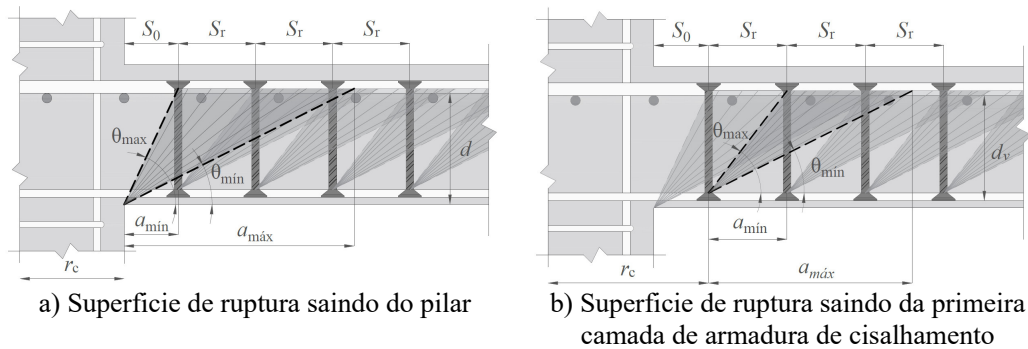


Figura 6.2 – Possíveis verificações do método SMRC geral em uma ligação laje-pilar.

Assim, para encontrar a resistência à punção de uma ligação laje-pilar armada ao cisalhamento o método SMRC calcula de forma iterativa a resistência de todas as possibilidades de superfície de ruptura, somando as parcelas de resistência do concreto (V_{Rc}) e aço (V_{Rs}) para cada variação de θ . A Figura 6.3 ilustra como as parcelas resistentes do concreto, aço e soma das parcelas variam conforme o ângulo da superfície de ruptura saindo do pilar varia. Nota-se que V_{Rs} apresenta uma variação de resistência gradual com a resistência em cada camada variando suavemente conforme varia seu h_{ef} . Então, como ilustrado na figura, a resistência da ligação é determinada pela menor estimativa de resistência dentre as superfícies investigadas (V_{SMRC}).

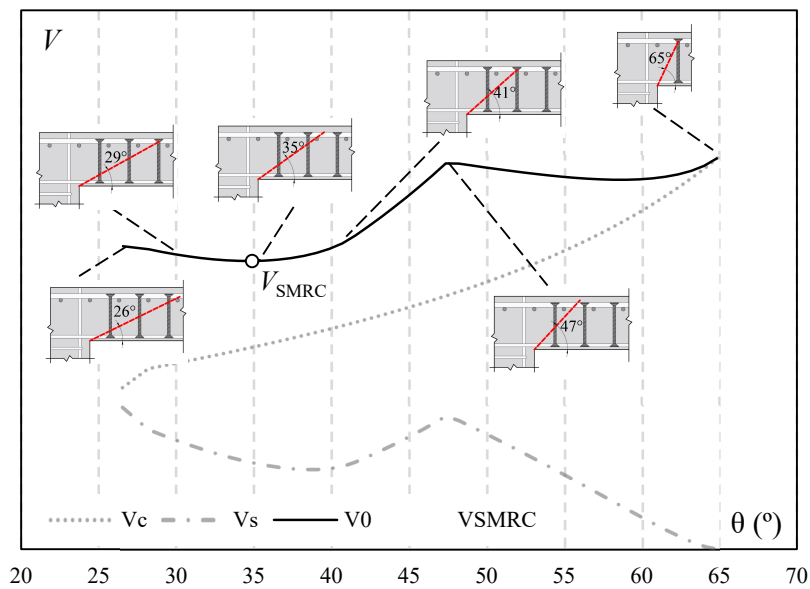


Figura 6.3 – Influência do ângulo da superfície de ruptura (θ) partindo do pilar nas verificações do método SMRC geral em uma ligação laje-pilar.

6.2. MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO

Seria necessário o uso de linguagem de programação para a realização de todas as verificações propostas no método geral, em primeiro momento dificultando sua aplicação em situações corriqueiras para fins de verificação e projeto. Para simplificar o processo, o método SMRC simplificado admite a hipótese que a parcela resistente do aço (V_{Rs}) pode ser determinado apenas com a força de escoamento das barras interceptadas pela superfície de ruptura, superestimando a capacidade de ancoragem em situações de baixo comprimento de ancoragem (h_{ef}).

A Figura 6.4 ilustra como as parcelas resistentes do concreto, aço e soma das parcelas variam conforme o ângulo da superfície de ruptura saindo do pilar varia para a versão simplificada do método. As quedas bruscas de resistência que acontecem com o aumento da inclinação da superfície de ruptura indicam que a partir deste ângulo uma camada de armadura deixa de ser interceptada pela superfície de ruptura e conseqüentemente deixa de contribuir para resistência à punção. De modo semelhante ao método geral, a resistência do SMRC simplificado é determinada pela menor resistência dentre as superfícies verificadas.

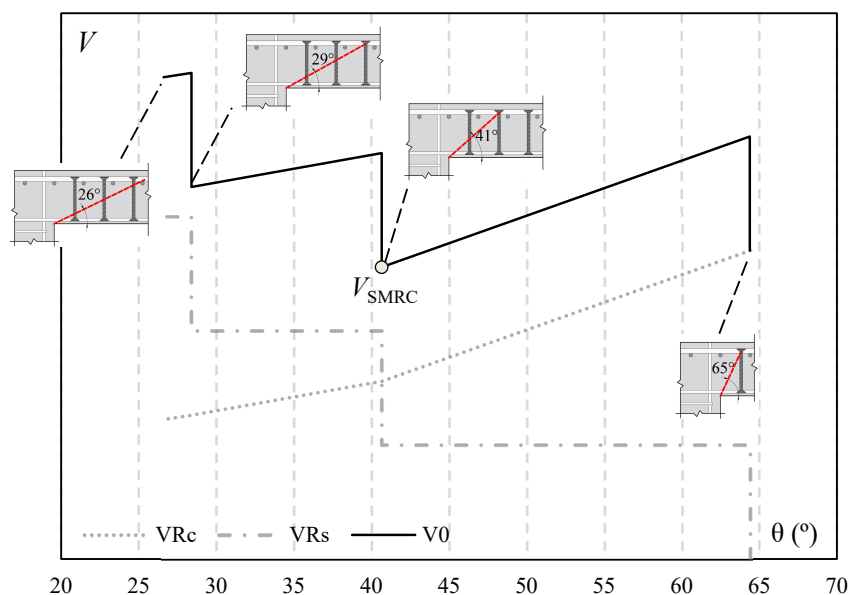


Figura 6.4 – Influência do ângulo da superfície de ruptura (θ) partindo do pilar nas verificações do método SMRC simplificado em uma ligação laje-pilar.

Nota-se que os ângulos em que acontecem as diminuições bruscas de V_{Rs} geram pontos de provável ocorrência da resistência mínima ao cisalhamento (V_{SMRC}). Com isso, o número de superfícies investigadas pode ser reduzido ao número pontos que as camadas de armadura de cisalhamento deixam de contribuir na resistência à punção. A Figura 6.5 resume as superfícies de rupturas mais prováveis de surgir em situações usuais de projeto. As possíveis verificações saindo do pilar (V_0) devem ser traçadas partindo da face do pilar buscando as extremidades superiores das ancoragens das camadas de armadura de cisalhamento. Para simplificar o processo apenas uma superfície é verificada partindo da primeira camada de armadura (V_1), partindo da extremidade da ancoragem inferior da primeira camada cruzando uma camada de armadura de cisalhamento e buscando a extremidade da ancoragem da terceira camada.

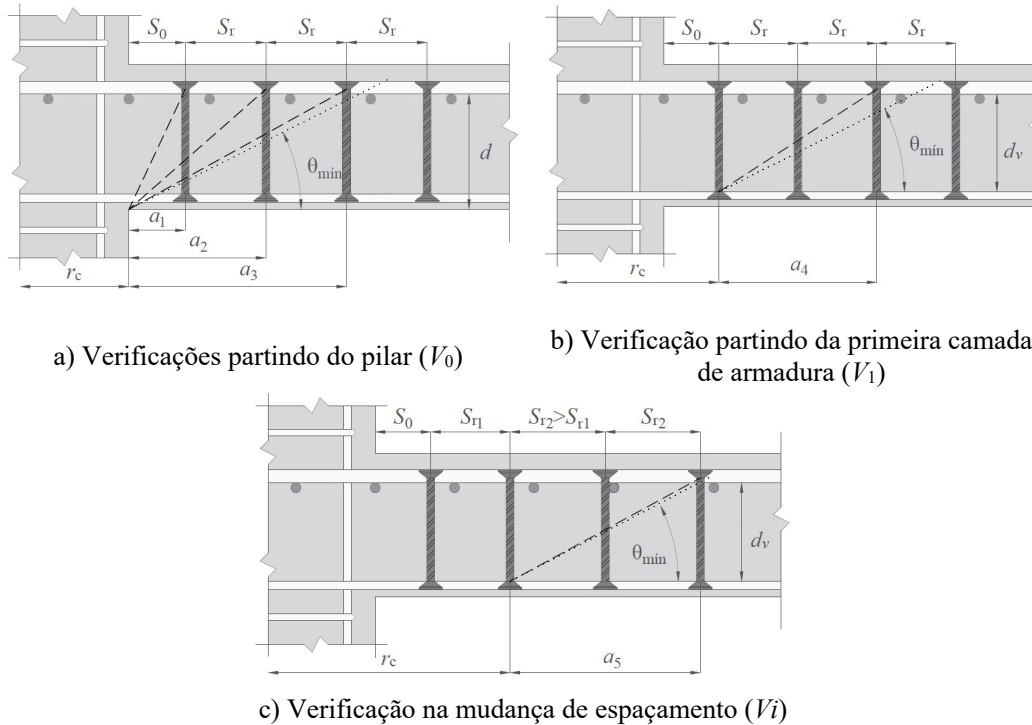


Figura 6.5 – Resumo das possíveis superfícies de ruptura verificadas no método SMRC simplificado em uma ligação laje-pilar.

Outras verificações (V_i) apenas são necessárias em caso de aumento do espaçamento entre as camadas de armaduras de cisalhamento ou redução da área de aço por camada de armadura, essa verificação utiliza procedimento semelhante ao da verificação partindo da

primeira camada (Ver Figura 6.5c). Vale ressaltar que nenhuma verificação pode ser realizada com θ inferior à θ_{\min} . Nas verificações V1 e Vi a altura efetiva (d_v) de ser utilizada por a superfície parte da extremidade inferior da ancoragem de uma camada de armadura de cisalhamento.

6.3. CALIBRAÇÃO DO MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO PARA VARIOS TIPOS DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO

De forma generalista, o método pode ser descrito pela Equação 6.1. Na equação η_c e V_{Rc} são o coeficiente de redução de eficiência e a parcela resistente à punção do concreto, respectivamente. O $(2 \cdot d_{ef}/a_i)$ é a tendência que a tensão resistente do concreto altera com a variação de θ , onde d_{ef} é a altura útil efetiva da ligação laje-pilar (considerando d para verificações partindo do pilar e d_v para verificações partindo de camadas de armadura) e a_i é a projeção horizontal da superfície de ruptura verificada. Os η_s e V_{Rs} são o coeficiente de redução de eficiência e a parcela resistente à punção da armadura de cisalhamento.

$$V_{SMRC} = \eta_c \cdot V_{Rc} \cdot \left(\frac{2 \cdot d_{ef}}{a_i} \right) + \eta_s \cdot V_{Rs} \quad (6.1)$$

A parcela resistente da armadura de cisalhamento pode estimada a partir da Equação 6.2. onde n_{cam} , $A_{sw,cam}$ e f_{yw} são o número de camadas interceptadas pela superfície de ruptura, a média da área de aço das camadas de armadura interceptadas e a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento. $(sen\alpha + cos\alpha)$ é o parâmetro para considerar a eficiência de se inclinar a as pernas da armadura de cisalhamento em um ângulo α em relação ao plano horizontal na direção radial à face do pilar. $(sen\alpha \cdot sen\beta)$ é o parâmetro para considerar apenas a componente de força vertical na parcela resistente do aço, onde β é o ângulo das pernas da armadura de cisalhamento em relação ao plano horizontal em direção paralela à face do pilar.

$$V_{Rs} = n_{cam} \cdot A_{sw,cam} \cdot f_{yw} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \cdot \text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta \quad (6.2)$$

Quanto à parcela resistente à punção do concreto, o método não impõe uma equação própria podendo ser adaptada para as equações da norma vigente no país em que se pretende fazer a verificação. A Figura 6.6 apresenta uma análise da precisão e dispersão das previsões das normas utilizadas no Capítulo 5 para lajes sem armadura de cisalhamento através de diagramas de caixa aliada a resultados de média (MÉD), desvio padrão (D.P.) e coeficientes de variação (C.V.) dos resultados da razão da carga de ruptura experimental pela estimativa de cada norma. Os resultados apresentados na figura foram realizados a partir das previsões das recomendações do ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2014), ABNT NBR 6118 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) e a proposta de alteração do Eurocode 2 (2018) confrontados com os resultados experimentais de ensaios em ligações laje-pilar sem armadura de cisalhamento organizados em um banco de dados apresentado em PEREIRA FILHO *et al.* (2019). Na calibração realizada neste tópico será priorizada a acurácia e precisão do método, então a equação da NBR para V_{Rc} . A escolha foi realizada em vista da média dos resultados mais próxima de 1,0 e menor dispersão dos seus resultados avaliados através dos menores valores de D.P. e C.V..

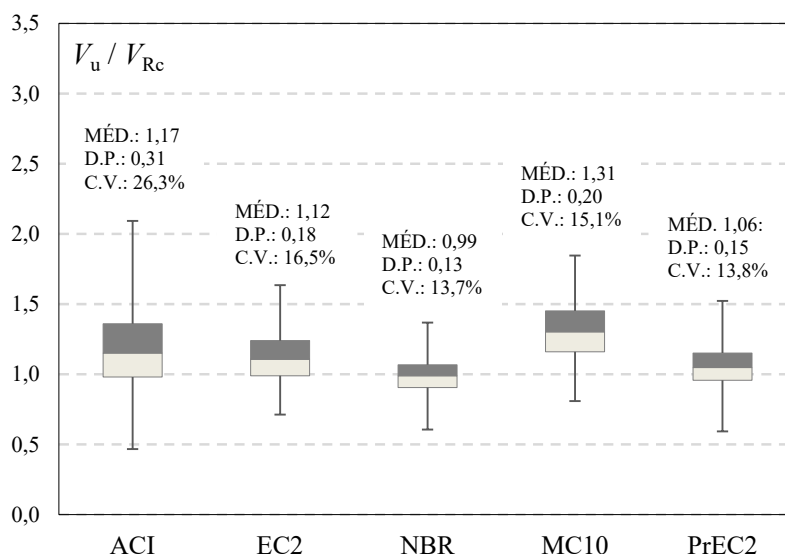


Figura 6.6 – Análise da dispersão e precisão dos resultados das normas para ligações laje-pilar sem armadura de cisalhamento.

A Equação 6.3 apresenta a equação utilizada para estimar a parcela resistente do concreto para o SMRC. Na equação, k é o parâmetro que leva em consideração o efeito de escala determinado na Equação 6.4, ρ é a taxa de armadura de flexão, f_c é a resistência à compressão média do concreto determinada em corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm. O perímetro de controle u_i é assumido com geometria igual ao da NBR, porém utilizando a distância a_i da face do pilar ou da camada de armadura qual a verificação esteja sendo realizada ao invés de $2d$, conforme a Equação 6.5. O d_{ef} é a altura útil efetiva da ligação laje-pilar, considerada como d para verificações partindo do pilar e d_v para verificações partindo de camadas de armadura, e r_c é a distância do centro da laje até o ponto onde parte a verificação.

$$V_{Rc} = 0,182 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_i \cdot d_{ef} \quad (6.3)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{ef}}} \quad (6.4)$$

$$u_i = \begin{cases} \pi \cdot 2(r_c + a_i) \rightarrow \text{Pilar circular} \\ 8 \cdot r_c + 2 \cdot \pi \cdot a_i \rightarrow \text{Pilar quadrado} \end{cases} \quad (6.5)$$

Para encontrar um valor para η_c é necessário que valor de η_s para algum tipo de armadura seja conhecido, ou conhecer um valor η_c para determinar o valor de η_s para um tipo de armadura de cisalhamento. Neste trabalho foi admitida a hipótese que armaduras classificadas como conectores de aço tem ancoragem suficientemente eficiente para que suas camadas possam alcançar o escoamento, ou seja, $\eta_s = 1,0$. Esta hipótese foi baseada em experimentos (FERREIRA, 2010 e LIPS, 2012) em que mesmo para altas taxas de armadura de cisalhamento os conectores de aço foram capazes de desenvolver o escoamento de suas primeiras camadas. A Figura 6.7 apresenta a calibração realizada por um grupo de lajes de mesma geometria e propriedades dos materiais, tendo como diferença apenas a taxa de armadura de cisalhamento. As lajes foram confrontadas por tendências de V_{SMRC} para possíveis valores de η_c . Na Figura 6.7 também é apresentado o desempenho de V_{SMRC} em função de ρ_w utilizando o η_c escolhido.

O valor assumido para η_c foi de 0,78 pois as curvas teóricas aderem bem ao resultado experimental para as lajes com *double headed studs* (ver Figura 6.7a) e seções fatiadas de perfis metálicos “I” (ver Figura 6.7b), além de ter apresentado uma média de 1,06 e baixa

dispersão. As lajes armadas com *stud rail* na Figura 6.7c não apresentaram boa correlação com a curva que assume o valor de 0,78 para, porém os demais resultados de lajes armadas com esse tipo de armadura tiveram bons resultados na Figura 6.7d.

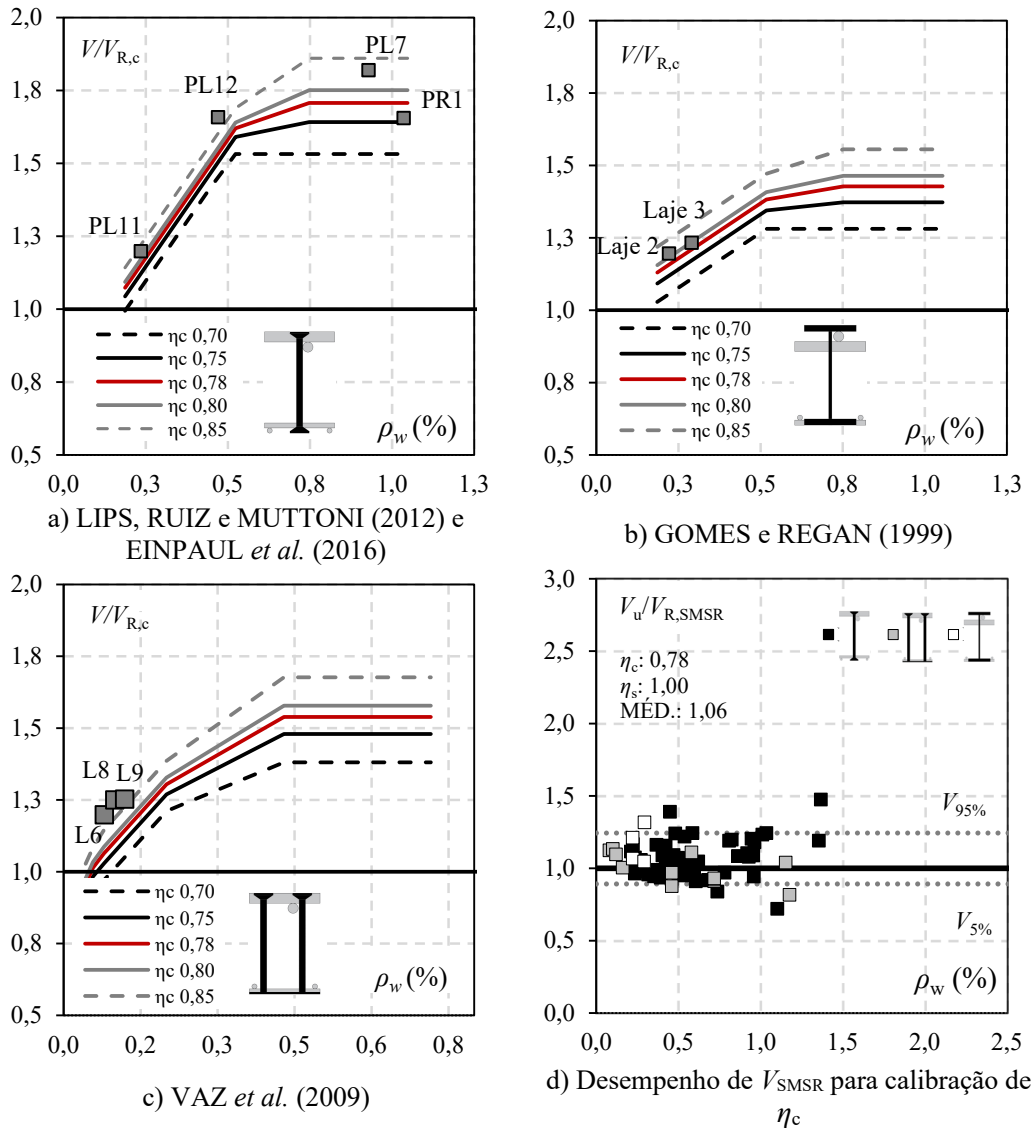


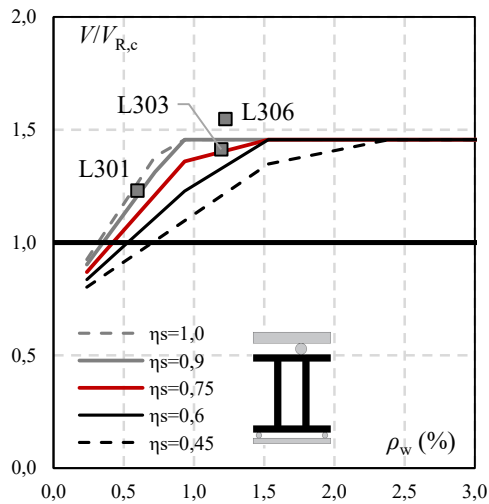
Figura 6.7 – Calibração de η_c a partir dos resultados de lajes com conectores de aço.

A última hipótese simplificadora adotada para o método SMRC simplificado é que os valores de η_c não são influenciados pelo tipo de armadura de cisalhamento. Sendo assim, é possível realizar a calibração para as lajes pertencentes aos demais grupos do banco de dados assumindo que $\eta_c = 0,78$ e η_s variável com o tipo de armadura de cisalhamento,

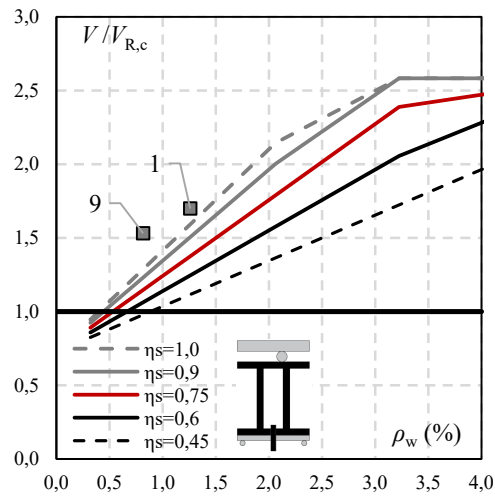
representando a eficiência dos diversos tipos de ancoragem. Assim os valores admitidos para η_s representarão a porcentagem de tensão de escoamento que a ancoragem de cada tipo de armadura de cisalhamento permite que ela alcance.

A Figura 6.8 apresenta a calibração de η_s para as lajes armadas com conectores de aço internos às barras de flexão. A Figura 6.8a e a Figura 6.8b apresentam a calibração de conectores sem ganchos e com ganchos, respectivamente. Apesar destas lajes pertencerem ao mesmo grupo, optou-se por considerar calibrações diferentes para cada caso. As Figura 6.8c e Figura 6.8d apresentam a análise de desempenho da calibração para lajes com conectores internos sem e com ganchos. As Figuras 6.8c e 6.8d também apresenta os quantis de 5% e 95% representativo de todo o grupo de lajes armadas com conectores internos. Para lajes sem ganchos foi adotado η_s de 0,75 e 1,00 para lajes com ganchos. A calibração resultou em resultados de média 1,01 para lajes sem ganchos e 1,26 para lajes com ganchos e resultados muito próximos da segurança adequada.

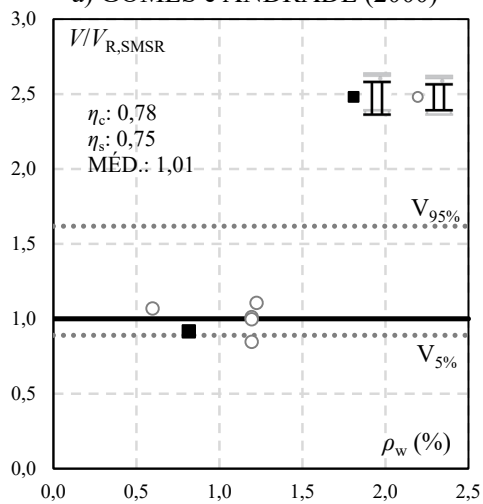
A Figura 6.9 apresenta a calibração para lajes com estribos bem ancorados nas barras de flexão. Como era esperado, a calibração forneceu resultados muito próximos aos da calibração das lajes com conectores de aço, com $\eta_s = 1,00$, porém com resultados mais dispersos. A Figura 6.10 apresenta a calibração para as lajes armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão. Os estribos ancorados por transpasse tiveram um desempenho semelhante aos estribos bem ancorados. Por outro lado, os demais estribos deste grupo apresentaram resultados muito dispersos e com tendência a muitos resultados inseguros mesmo com a calibração proposta.



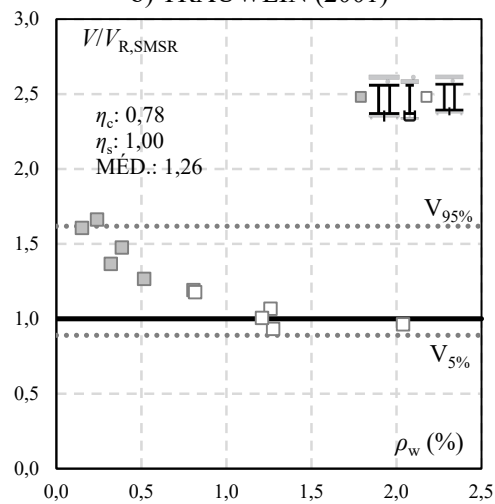
a) GOMES e ANDRADE (2000)



b) TRAUWEIN (2001)



c) Desempenho de V_{SMSR} para a calibração de η_s para conectores internos sem ganchos



d) Desempenho de V_{SMSR} para a calibração de η_s para conectores internos com ganchos

Figura 6.8 – Calibração de η_s a partir dos resultados de lajes com conectores internos.

A Figura 6.11 apresenta a calibração do método para as lajes com estribos internos. Os estribos internos também apresentaram um péssimo desempenho, como já esperado, e foram atribuídos a eles um η_s de 0,45. Por fim, a Figura 6.12 apresenta a calibração das armaduras treliçadas. Como foi observado no capítulo 5, apesar destas armaduras terem sido classificadas como treliças, elas não apresentaram um comportamento similar entre si, logo, tiveram que ser divididas em subgrupos na hora da calibração.

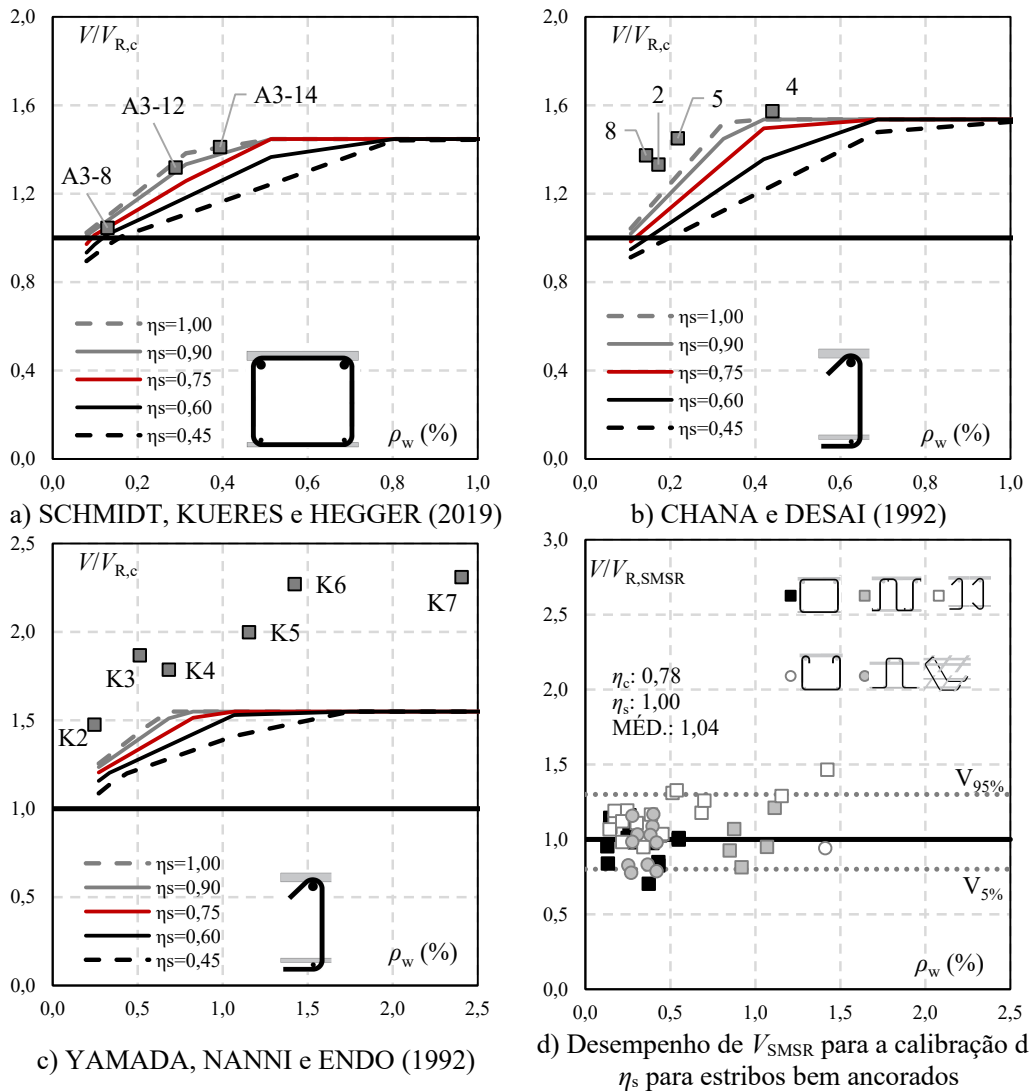


Figura 6.9 – Calibração de η_s a partir dos resultados de lajes com estribos bem ancorados.

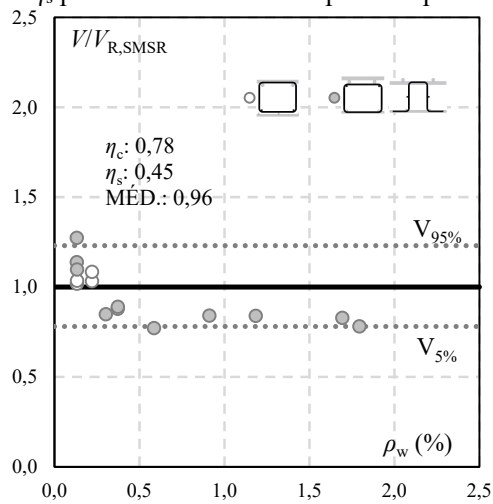
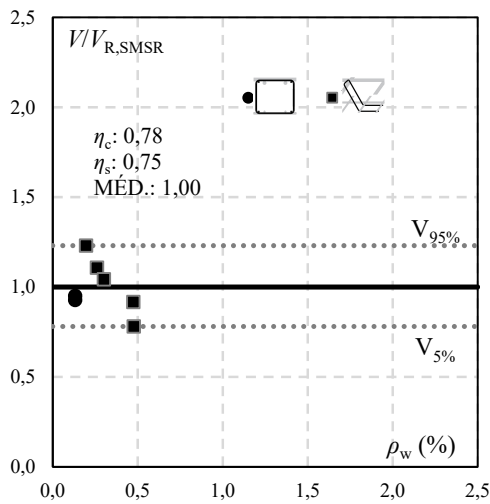
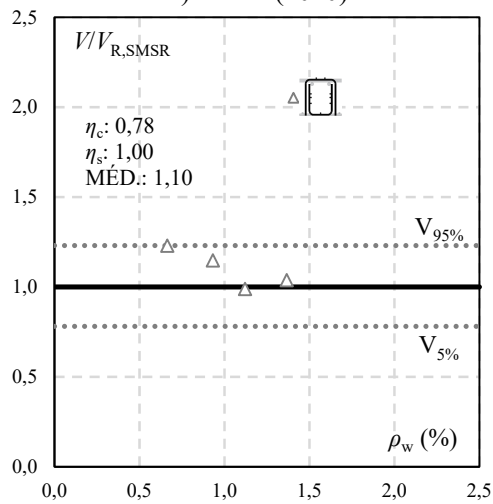
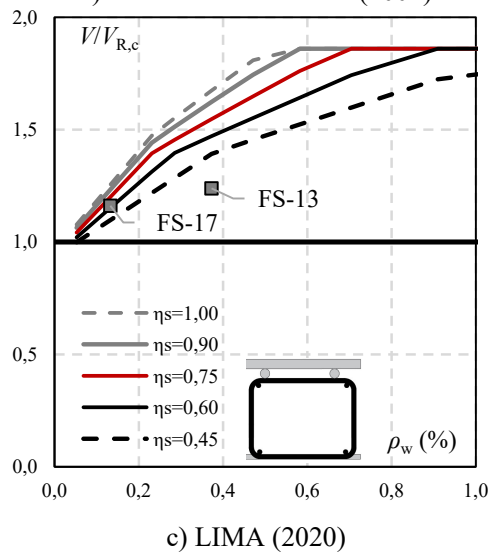
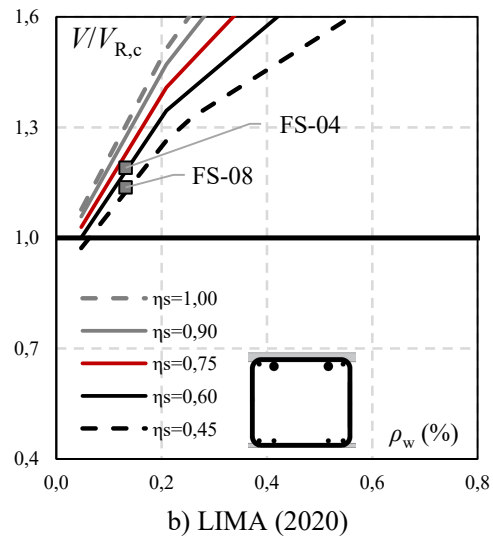
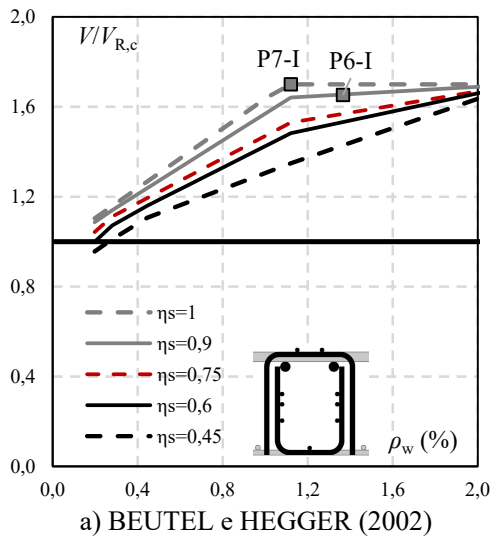
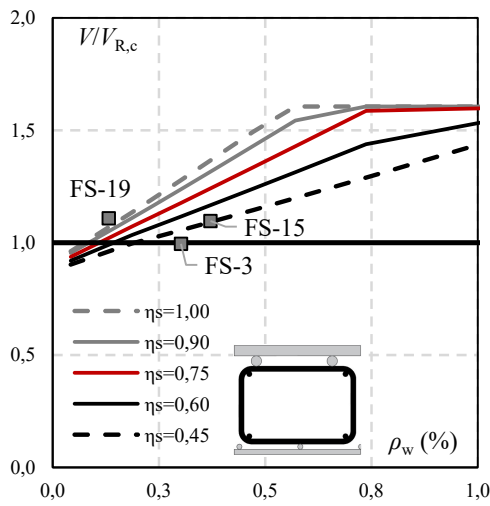
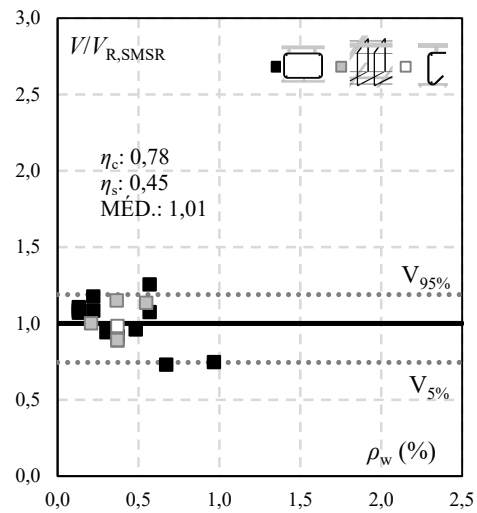


Figura 6.10 – Calibração de η_s para lajes com estribos com ancoragem parcial.



a) LIMA (2020)



b) Desempenho de V_{SMSR} para a calibração de η_s para estribos com ancoragem interna

Figura 6.11 – Calibração de η_s para lajes com estribos com ancoragem interna.

De modo geral, todas as calibrações conseguiram gerar resultados que satisfizeram os objetivos de garantir acurácia e precisão ao método simplificado. A acurácia foi comprovada observando as médias da razão dos resultados de carga última pelas previsões de resistência muito próximas de 1,0. A precisão foi avaliada pela distância entre os quantis 95% e 5%, os quais foram inferiores a maioria das previsões das normas observadas no capítulo anterior. Também vale ressaltar que as previsões não sofreram influência da variação da taxa de armadura de cisalhamento, indicando que o método simplificado pode considerar satisfatoriamente a influência desse parâmetro. A Tabela 6.1 resume todos os tipos de armaduras de cisalhamento, os separando nos grupos e indicando todos os valores atribuídos a eles na calibração.

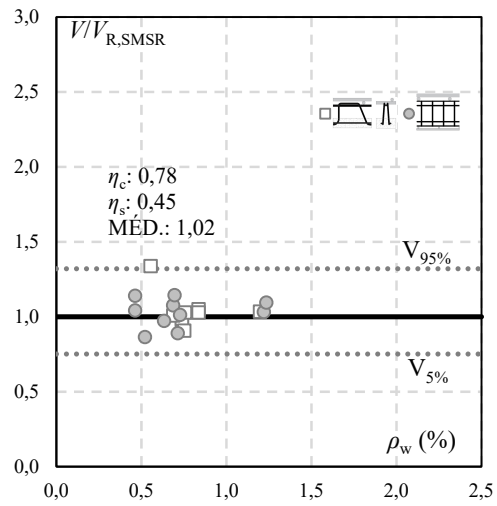
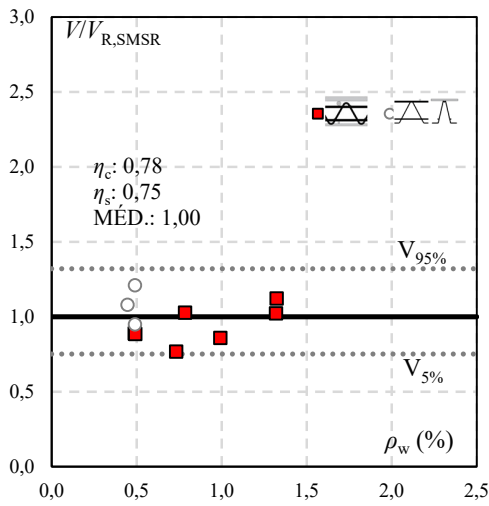
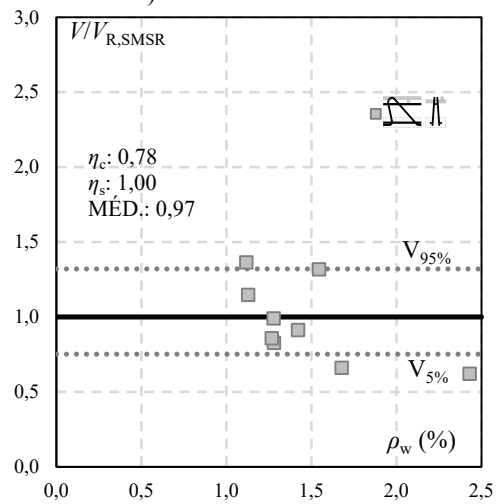
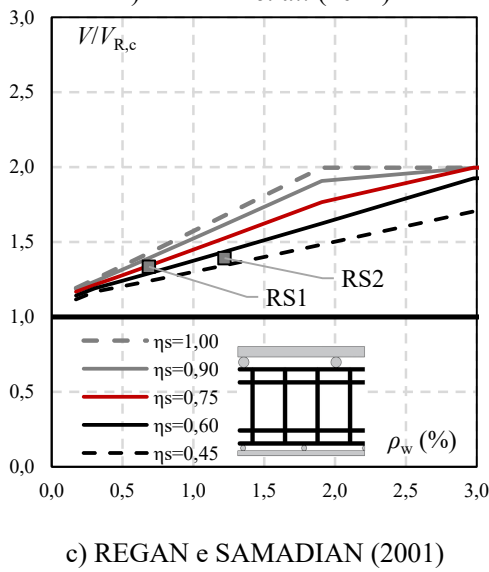
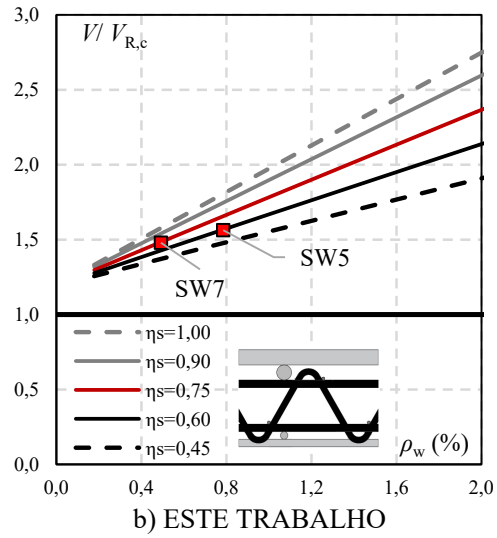
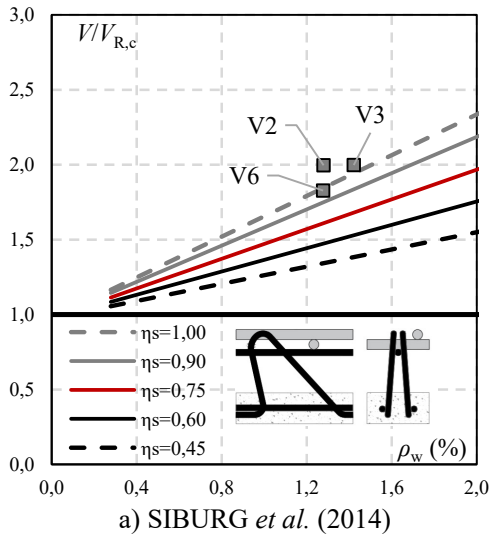
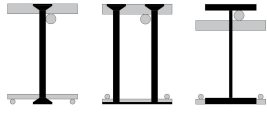
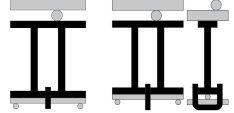
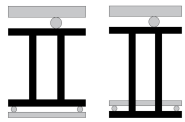
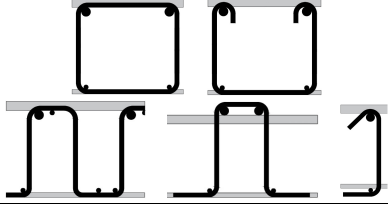
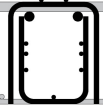

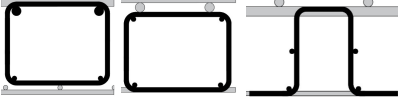
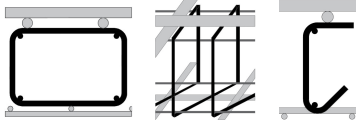
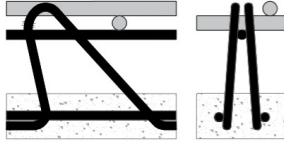
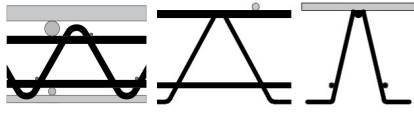
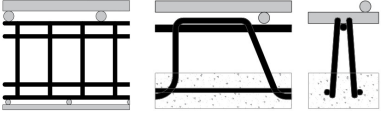


Figura 6.12 – Calibração de η_s para lajes com estribos com treliças.

Tabela 6.1 – Resumo da calibração do método SMRC em função da ancoragem.

| Tipo | Descrição | η_c | η_s |
|--------------------------------|---|----------|----------|
| Conectores bem ancorados | Ancoragem mecânica por meio de cabeças ou chapas metálicas soldadas nas extremidades posicionadas no mesmo nível da armadura de flexão ou acima dele.  | 0,78 | 1,0 |
| Conectores internos | Ancoragem mecânica feita por chapas de aço soldadas nas extremidades das barras com pinos ou ganchos em forma de U soldados nas chapas inferiores.  | 0,78 | 1,0 |
| | Ancoragem mecânica feita por chapas de aço soldadas nas extremidades posicionadas entre as camadas de armadura de flexão ou abaixo do nível das barras de flexão inferiores.  | 0,78 | 0,75 |
| Estribo bem ancorados | Ancoragem garantida por ganchos que tenham ângulo de dobramento de 45° (interno), 90° ou semicirculares envolvendo as barras longitudinais de tração e compressão.  | 0,78 | 1,0 |
| Estribo parcialmente ancorados | Ancoragem desempenhada por transpasse das pernas dobradas em ângulos de 90° envolvendo somente as barras de flexão tracionadas.  | 0,78 | 1,0 |
| | Ancoragem através de ganchos com dobramento a 90° feitos na altura das barras longitudinais de tração e compressão, mas sem envolvê-las.  | 0,78 | 0,75 |
| | Ancoragem por meio de ganchos com dobramento a 90° envolvendo somente as barras longitudinais de tração ou somente as de compressão.  | 0,78 | 0,45 |
| Estribo Internos | Ancoragem através de ganchos com ângulo de dobramento de 45° (interno) ou 90° sem envolver tanto as camadas de armadura de flexão tracionada quanto a comprimida.  | 0,78 | 0,45 |
| Treliças | Ancoragem feita por dobras que ultrapassam a altura da barra longitudinal onde são soldadas posicionando-se no mesmo nível das barras de flexão tracionadas sem envolvê-las.  | 0,78 | 1,0 |
| | Ancoragem através de dobras que ultrapassam a altura das barras longitudinais onde são soldadas e invadem o nível das armaduras de flexão podendo ter auxílio de ganchos ou que são soldadas nas barras de flexão superiores e inferiores.  | 0,78 | 0,75 |
| | Ancoragem feita por soldas em barras longitudinais sem alcançar o nível das armaduras de flexão tracionadas e nem comprimidas.  | 0,78 | 0,45 |

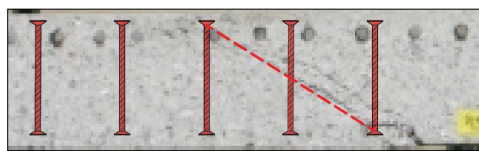
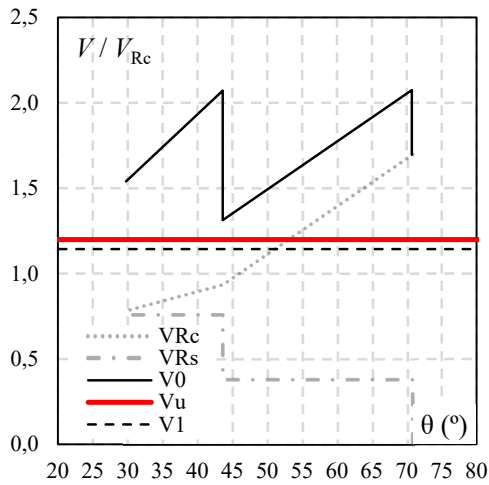
6.4. AVALIAÇÃO DO MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO CALIBRADO

Para avaliar o desempenho das previsões do método SMRC simplificado, os seus resultados teóricos são comparados com resultados experimentais do banco de dados, tanto na acurácia e precisão das estimativas de resistência quanto na capacidade de prever a posição e inclinação da superfície de ruptura. A Figura 6.13 apresenta resultados das verificações do SMRC para algumas lajes armadas com *double headed studs* presentes no banco de dados. Também são apresentadas imagens dos cortes das lajes, onde a projeção da superfície de ruptura estimada pelo método pode ser comparada com a evidência experimental.

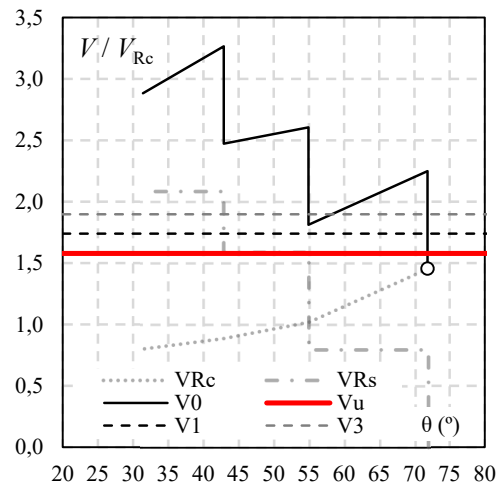
Nesta análise foram escolhidas lajes com diferentes distribuições de armaduras de cisalhamento. A laje PL11 ($\rho_w = 0,2\%$) de LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012) foi escolhida por apresentar uma superfície de ruptura saindo da primeira camada de *studs*, a laje S2-1 ($\rho_w = 1,3\%$) de HALVONIK e MAJTANOVA (2017) foi escolhida por apresentar uma distribuição concentrada da armadura de cisalhamento e, para contemplar lajes com taxas médias de armadura de cisalhamento, foram escolhidas as lajes LC02 ($\rho_w = 0,5\%$) e LC08 ($\rho_w = 0,6\%$) de FERREIRA *et al.* (2014) com imagens das superfícies de ruptura retiradas de FERREIRA (2010).

É interessante notar que o método apresentou uma boa capacidade para prever a superfície de ruptura das lajes independente da taxa de armadura de cisalhamento. Apenas a laje LC08 não apresentou uma boa correlação da previsão do SMRC com a ruína apresentada experimentalmente.

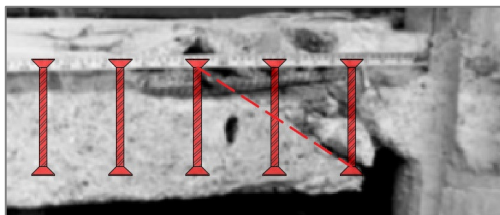
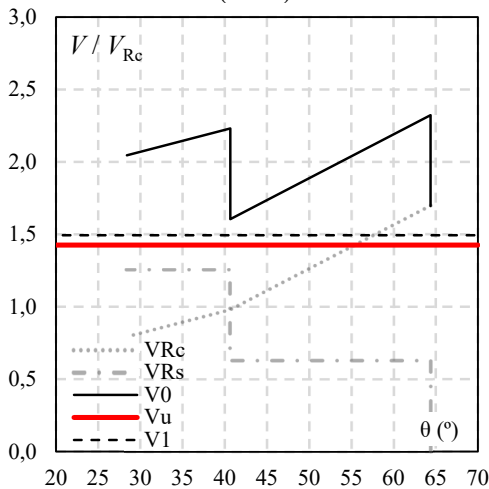
Infelizmente, não foram encontradas imagens de superfície de ruptura de lajes armadas com conectores internos às barras de flexão, impossibilitando a análise proposta para esse grupo de lajes. A Figura 6.14 apresenta resultados das verificações do SMRC para algumas lajes armadas com estribos bem ancorados. As lajes escolhidas neste grupo de armaduras também buscaram apresentar uma variedade de ρ_w com as lajes A3-8 ($\rho_w = 0,13\%$) e A3-14 ($\rho_w = 0,39\%$) de SCHMIDT, KUERES e HEGGER (2019) armadas com estribos bem ancorados e as lajes PF1 ($\rho_w = 1,07\%$) e PF4 ($\rho_w = 0,85\%$) de LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012), com as imagens da superfície de ruptura obtidas em LIPS (2012), armadas com estribos contínuos.



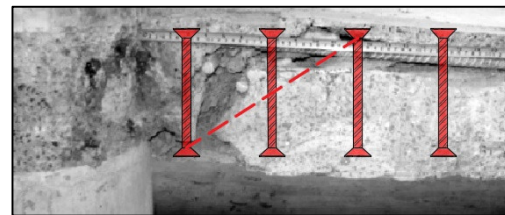
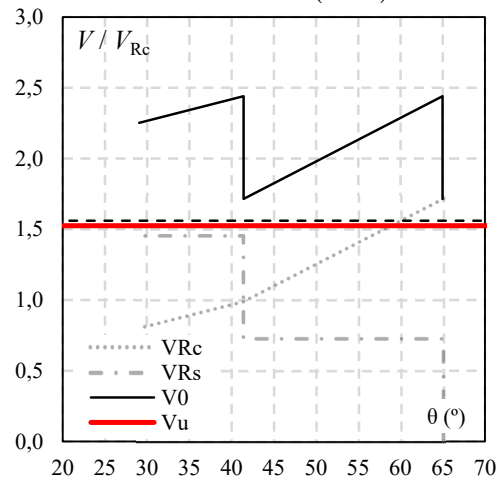
a) Laje PL11 de LIPS, RUIZ e MUTTONI (2012)



b) Laje S2-1 de HALVONIK e MAJTANOVA (2018)



c) Laje LC02 de FERREIRA (2010)



d) Laje LC08 de FERREIRA (2010)

Figura 6.13 – Verificações de SMRC para lajes com conectores de aço.

É interessante notar na análise dos estribos fechado que estes foram dimensionados de forma que vários planos de ruptura apresentaram expectativa de resistência bem próximas

da carga de ruptura observada nos experimentos e fissuras referentes a estes planos de ruptura são claramente visíveis nos experimentos como na Figura 6.14b. Mesmo apresentando boas previsões de carga de ruptura, algumas superfícies de ruptura previstas não se assemelharam tanto do experimento quanto nas lajes com conectores de aço.

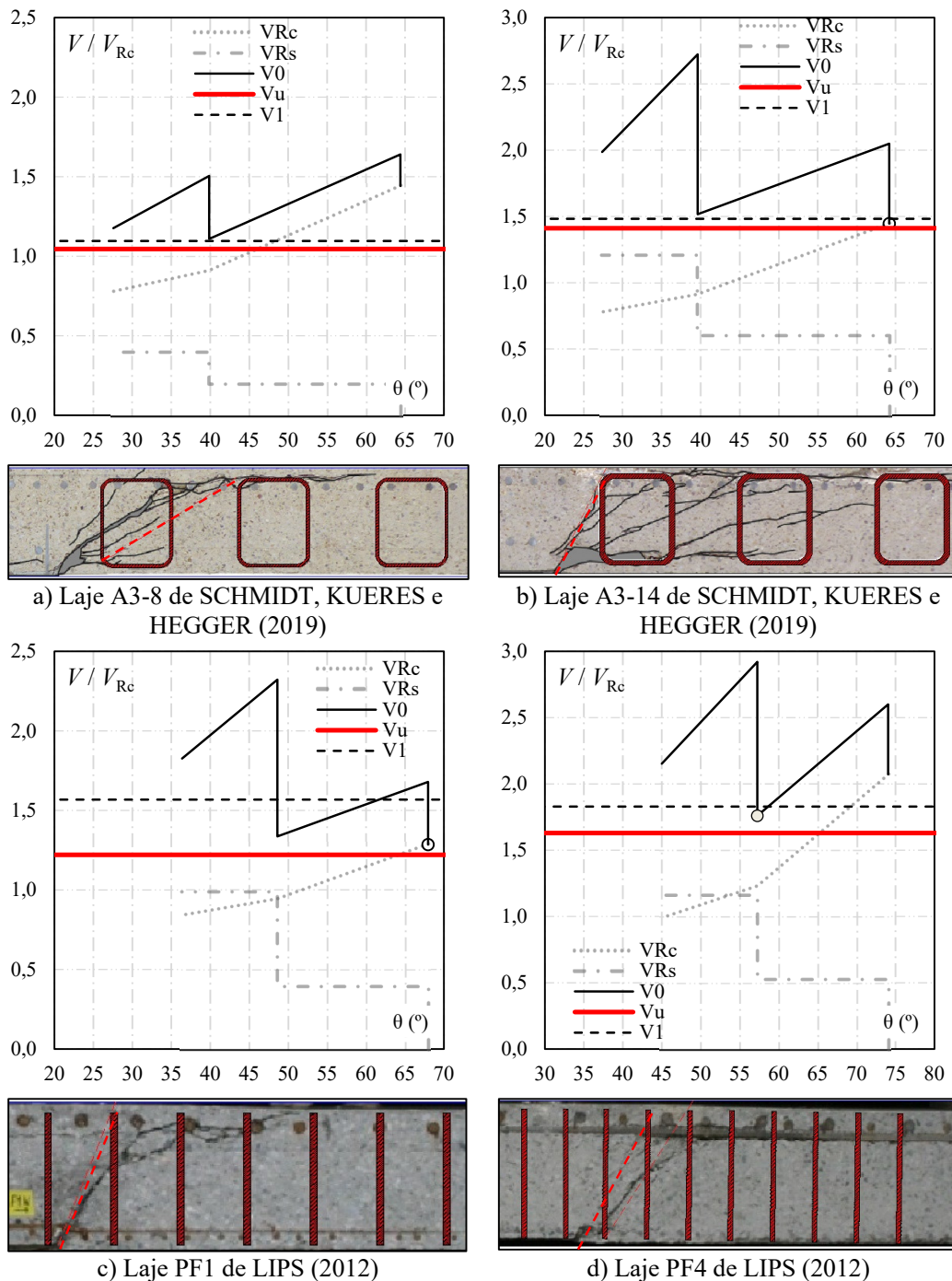


Figura 6.14 – Verificações de SMRC para lajes com estribos bem ancorados.

A Figura 6.15 apresenta resultados das verificações do SMRC para algumas lajes armadas com estribos parcialmente ancorados nas barras de flexão. Neste grupo não foi possível encontrar ensaios com grande variedade de ρ_w com corte das lajes disponíveis na literatura. Então, para este grupo apresentamos as previsões para dos casos de ancoragens diferentes apresentados em LIMA (2020). A laje FS-14 apresentou ancoragem envolvendo apenas as barras tracionadas de flexão e usando porta estribos nas outras ancoragens e a laje FS-08 com ancoragem no nível das barras de flexão, porém sem que elas estivessem posicionadas na dobra das ancoragens. Quanto a previsão das superfícies de ruptura é importante notar que apesar das superfícies teóricas e experimentais não se sobreponham, as camadas de estribos interceptadas pela fissura são as mesmas tanto no experimento quanto no SMRC.

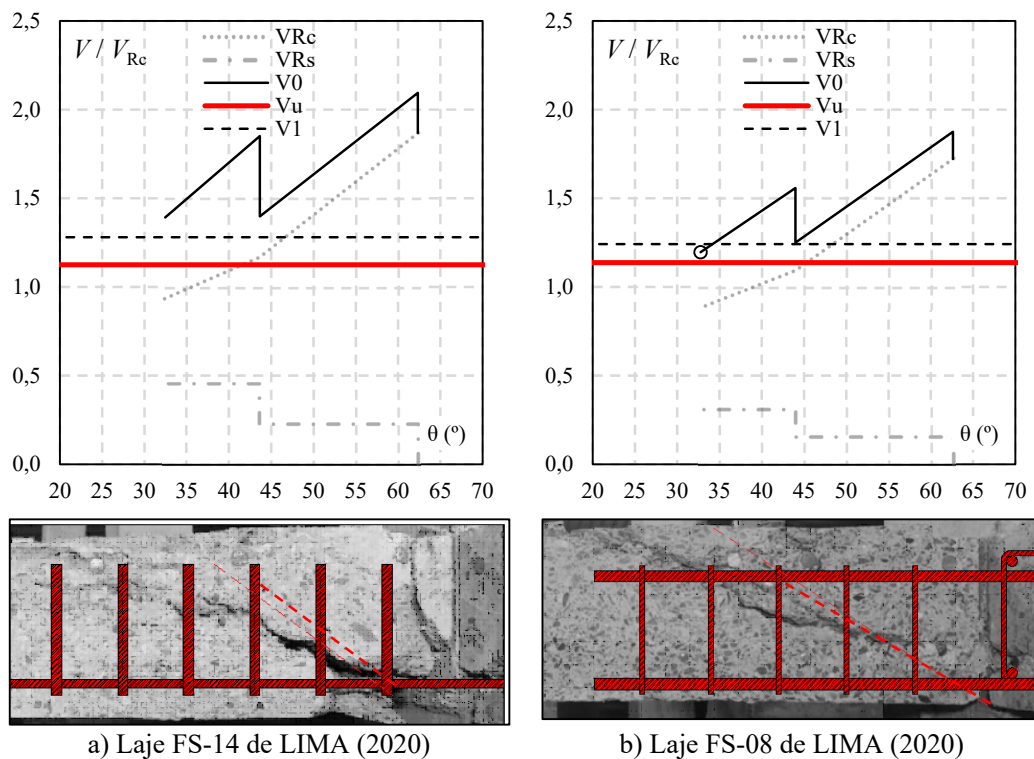
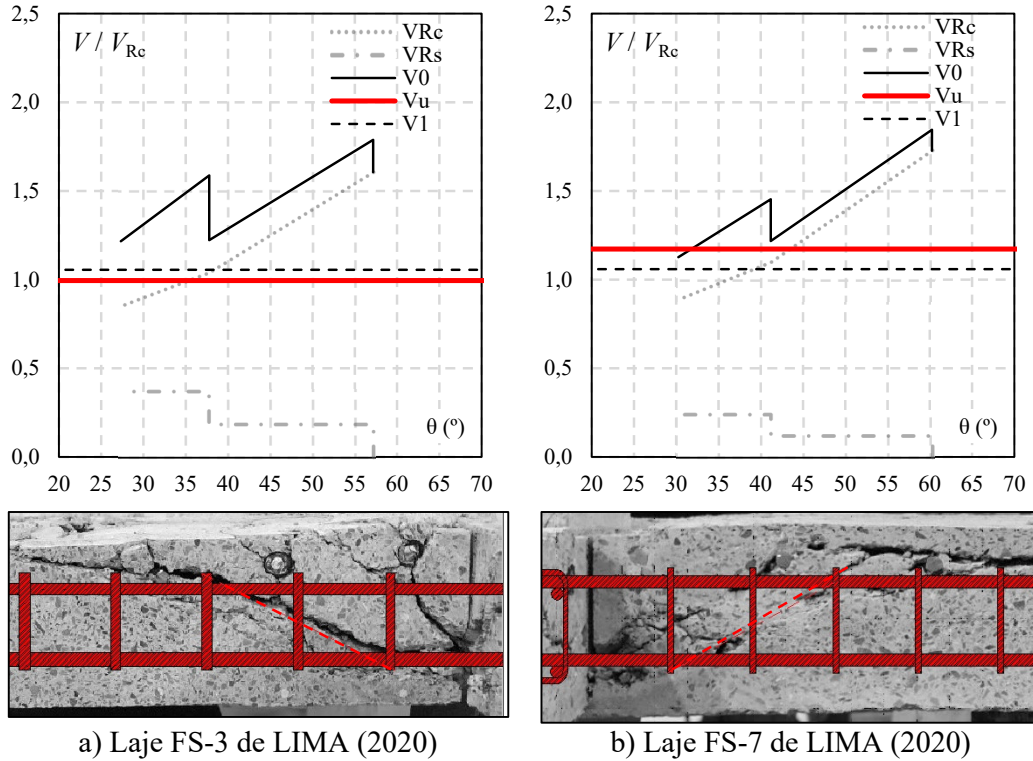


Figura 6.15 – Verificações de SMRC para lajes com estribos parcialmente ancorados.

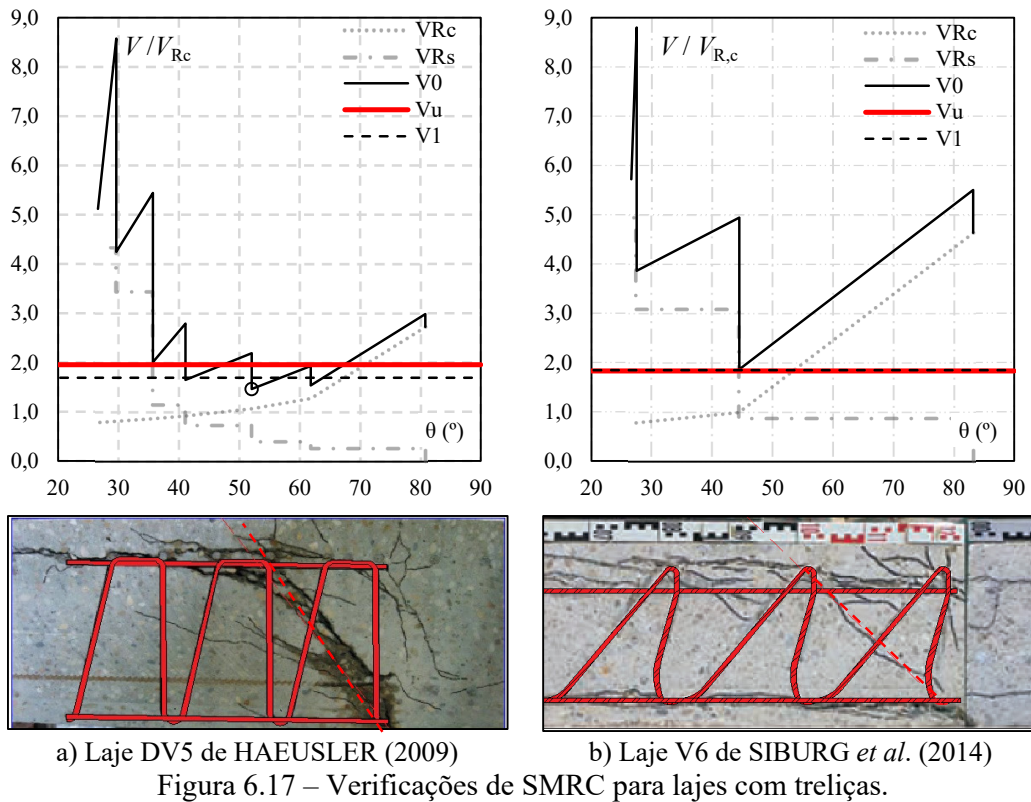
A Figura 6.16 apresenta resultados das verificações do SMRC para algumas lajes armadas com estribos com ancoragem interna às barras de flexão. Vale salientar, que apenas as lajes FS-03 e FS-07 de LIMA (2020) apresentam imagens em boa resolução do seu corte

para que análise seja feita. Para estas lajes, as previsões do método apresentaram boa correlação com os resultados experimentais.

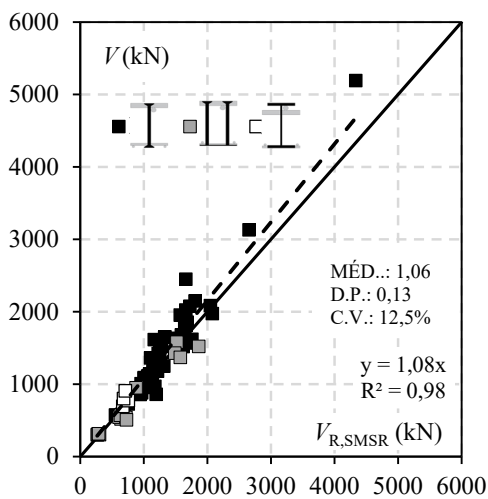


a) Laje FS-3 de LIMA (2020) b) Laje FS-7 de LIMA (2020)
 Figura 6.16 – Verificações de SMRC para lajes com estribos com ancoragem interna.

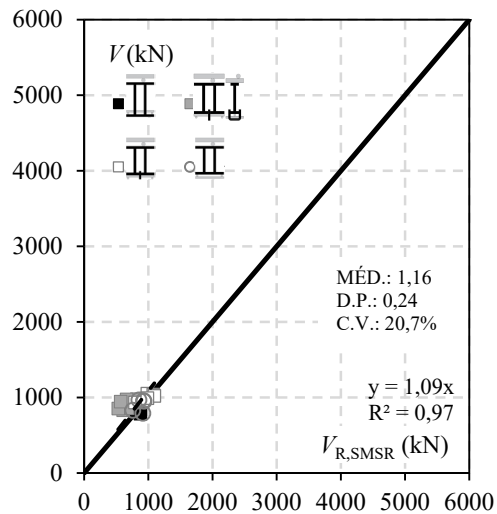
A Figura 6.17 apresenta resultados das verificações do SMRC para algumas lajes armadas com treliças. Nesta análise foram utilizadas as lajes DV5 de HAEUSLER (2009) armadas com treliças que suas diagonais não avançam ao nível das barras de flexão com ρ_w de 0,55% e a laje V6 de armadas com treliças que suas diagonais avançam ao nível das barras de flexão com ρ_w de 1,28%. Infelizmente, não foram encontrados trabalhos que mostrem a superfície de ruptura de outros tipos de armadura treliçadas, restringindo a análise a apenas estes dois tipos de treliças. Assim como para os demais grupos de armadura de cisalhamento, o método também pode prever com precisão satisfatória os ângulos da superfície de ruína independente da taxa de armadura de cisalhamento das lajes.



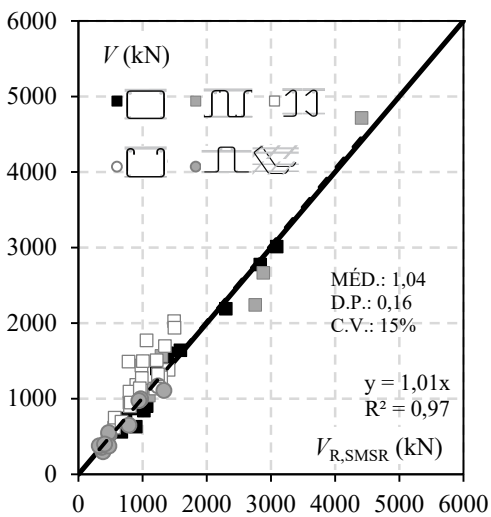
Por fim, a Figura 6.18 apresenta uma análise de desempenho das previsões das estimativas de resistência do método da superfície de menor resistência ao cisalhamento simplificado aplicado a todos os grupos de armaduras de cisalhamento do banco de dados. Nota-se uma grande acurácia de suas de suas precisões em todos os grupos de armaduras de cisalhamento, observadas pelos resultados de média e do coeficiente angular da equação da tendência dos resultados sempre próximo de 1,00. Quanto à precisão, é notável a baixa dispersão de suas estimativas a partir dos resultados de desvio padrão, coeficiente de variação e R^2 . A precisão do método, que apesar de simplificado, se demonstrou menos disperso que as previsões das normas, independentemente do tipo de armadura de cisalhamento, com apenas o PrEC2 (2014) apresentando resultados aproximados aos do SMRC simplificado.



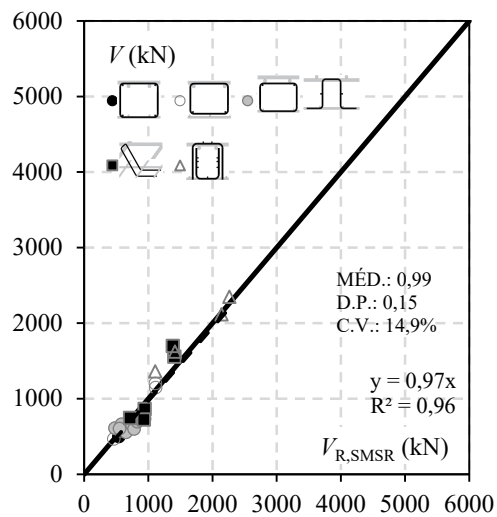
a) Conectores de aço



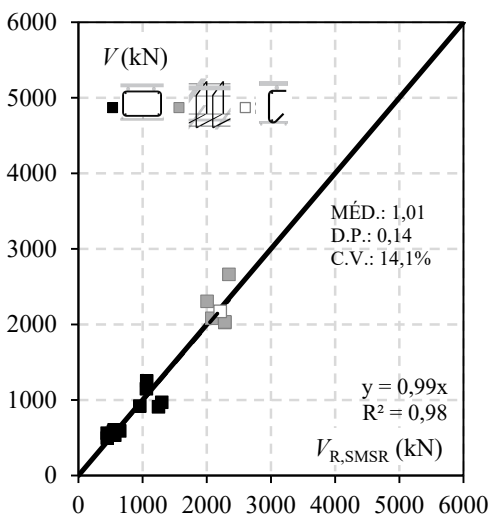
b) Conectores internos



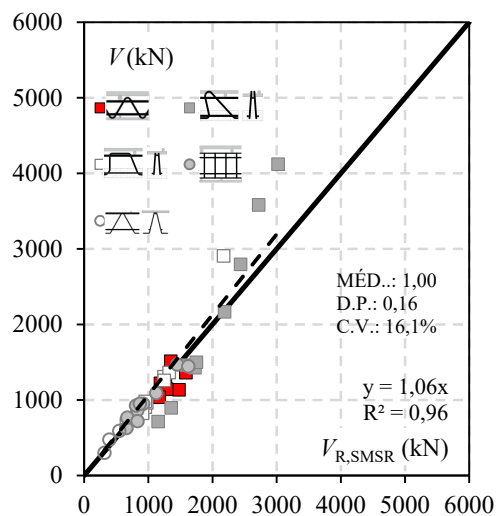
c) Estribos bem ancorados



d) Estribos parcialmente ancorados



e) Estribos internos



f) Trelças

Figura 6.18 – Análise da precisão do SMRC na estimativa de resistência à punção.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

7.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste tópico são apresentadas as conclusões dos resultados obtidos em programa experimental contendo 10 lajes com ruptura por punção e objetivo de avaliar o desempenho de um novo tipo de armadura de cisalhamento. O comportamento e resistência destas lajes foram avaliados conforme as previsões da seguintes recomendações: ACI 318 (2019), ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) e o projeto de atualização do Eurocode 2 (2018).

Dentre os principais pontos conclui-se que:

- Os resultados dos ensaios confirmam a eficiência máxima dos conectores de aço tipo *stud rail* em aproximadamente 2 vezes a resistência de uma laje sem armadura de cisalhamento;
- A laje armada com *stud rails* em distribuição concentrada próxima ao pilar apresentaram desempenho semelhante à laje com distribuição constante;
- As armaduras treliçadas pré-fabricadas foram eficazes em aumentar a resistência à punção e capacidade de deformação em lajes lisas;
- Quando inclinadas a 60° apresentam um desempenho superior que quando a 90°;
- A laje armada com estribos treliçados inclinados apresentou desempenho semelhante ao da laje armada com *stud rail* de mesma taxa de armadura de cisalhamento;
- As lajes armadas com estribos treliçados inclinados com taxa de armadura de flexão e cisalhamento mais próximas do usual apresentaram eficiência proporcional à variação da taxa de armadura de cisalhamento;
- As lajes armadas com estribos treliçados pré-fabricados distribuídos de modo concentrado na região do pilar apresentaram desempenho semelhante às lajes equivalente com distribuição constante;
- Apenas as camadas de armadura distribuídas até uma distância de $1,2 d$ afastada da face do pilar foram ativadas antes da ruptura;
- Os ganchos de ancoragem em “U” foram deformando gradualmente ao longo dos ensaios, demonstrando combater rupturas indesejadas por falha de ancoragem dos estribos;
- Estribos treliçados pré-fabricados proporcionam uma economia nas armaduras de cisalhamento em relação aos *stud rails*;
- Distribuir a armadura de cisalhamento de modo concentrado na região do pilar aumenta a economia de armadura de cisalhamento mantendo o desempenho estrutural;
- As equações do MC10 para prever a rotação das lajes apresentaram uma boa correlação com os resultados experimentais;
- As estimativas de tensão efetivas do Eurocode e NBR puderam prever com precisão satisfatória os observados pelos estribos treliçados porém considera um número de camadas superior ao observado;

- Apenas a NBR apresentou resultados de previsão de resistência inseguros para todas as lajes, salientando a necessidade de alterações para garantir a segurança de lajes com elevadas taxas de armadura de cisalhamento;
- As demais recomendações podem ser utilizadas para o dimensionamento de lajes com estribos treliçados pré-fabricados.

7.2. ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Neste tópico são apresentadas as conclusões da avaliação do desempenho das recomendações normativas e projetos de normas a seguir: ACI 318 (2019), ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2014), *fib* Model Code 2010 (2013) e Projeto de revisão do Eurocode 2 (2018). As normas foram avaliadas comparando suas previsões para ruptura dentro da região armada à punção com resultados experimentais de lajes armadas com diversos tipos de armaduras de cisalhamento disponíveis na literatura somados aos resultados experimentais desta pesquisa organizados em forma de um banco de dados.

- Conectores de aço ancorados no nível das armaduras de flexão, estribos com ancoragem envolvendo as barras de flexão superiores e inferiores e treliças com dobras avançando o nível das barras de flexão foram armaduras de cisalhamento mais eficientes ao aumentar a resistência à punção de lajes lisas;
- Nenhuma recomendação para a estimativa de resistência dentro da região das armaduras pode considerar a influência da taxa de armadura de cisalhamento nas duas previsões, tendendo a apresentar resultados conservadores para taxas baixas e tendendo a insegurança para taxas mais elevadas;
- A segurança das recomendações foi controlada graças as limitações impostas pelas recomendações para a resistência da biela;
- Apenas a NBR não apresentou resultados satisfatórios de resistência independentemente do tipo de armadura de cisalhamento;
- As demais recomendações apenas não puderam prever com segurança a resistência das lajes armadas com estribos parcialmente ancorados assim como de estribo e treliças com ancoragem totalmente interna às barras de flexão.

7.3. MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE MENOR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SIMPLIFICADO

Neste tópico são apresentadas as conclusões da calibração do Método da Superfície de Menor Resistência ao Cisalhamento (SMRC) simplificado aplicado a vários tipos de armaduras de cisalhamento. A calibração foi realizada através de resultados experimentais do banco de dados e pode gerar parâmetros para cada tipo de armadura de cisalhamento conforme seu tipo de ancoragem. As principais conclusões observadas são:

- A variação taxa de armadura de cisalhamento não gera imprecisão nas previsões do método;
- Apesar de ser um método simplificado ele apresentou uma boa capacidade de prever o ângulo da superfície de ruptura das lajes, independentemente do tipo de armadura de cisalhamento;
- A acurácia e precisão do método também foi melhor em comparação as recomendações normativas independentemente do tipo de armadura de cisalhamento.

7.4. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

A fim de complementar os resultados e conclusões apresentados nesta pesquisa, seria de grande interesse que fossem realizados trabalho capazes de:

- Realizar ensaios complementares em lajes com estribos treliçados pré-fabricados com altas taxas de armadura e com ganchos “U” apenas nas barras tracionadas, apenas nas barras comprimidas e sem gancho;
- Realizar ensaios complementares em lajes armada com estribos treliçados pré-fabricados com taxas de armaduras de cisalhamento acima de 1,5% para evidenciar o limite máximo de resistência da armadura
- Propor adaptações à ABNT NBR 6118 para melhor a segurança de suas previsões;
- Propor limitação à eficiência das previsões das normas para cada tipo de armadura de cisalhamento;
- Calibração do método da Superfície de Menor Resistência ao Cisalhamento geral para diversos tipos de ancoragem.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: Materiais metálicos - Ensaio de tração. Rio de Janeiro, 2013.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and Commentary. Farmington Hills, EUA, 2019.

ANCON, Building Products. Punching Shear Reinforcement for the Construction Industry, Manual Técnico, abril. 2012.

ANCON, Building Products. Punching Shear Reinforcement for the Construction Industry, Manual Técnico, abril. 2014.

ANDERSON, J. L. Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement. Royal Institute of Technology, Bulletin N° 212, KTH Estocolmo. Suíça, 1963.

ANDRA H. P. e MATTHAEI, O. Effectiveness of Punching Shear Reinforcement a Question of Rotational Capacity. International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs, Proceedings, Stockholm, Sweden, pp. 163-170. 2000.

ANDRA, H. P.; DILGER, W. H. e GHALI, A. Durchstanzbewehrung für Flachdecken. *Beton und Stahlbetonbau*.v. 74, n. 5, p. 129-132, 1979.

ANDRADE, J. L. S. Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Pp 142, 2000.

AVI, Punching Shear Reinforcing Element: The Shear Reinforcement Solution For Fast Placement in Slabs, 2016.

ELIGEHAUSEN, R. e BALOGH, T. Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, n. 92, p. 365-379,1995.

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.

BEUTEL, R.. Punching of Flat Slabs with Shear Reinforcement at Inner Colluns. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, Germany, 267 pp, 2002. (em alemão)

BIRKLE, G. Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout. *Tese de Doutorado*. Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Canadá, p.152, 2004.

BRANTSCHEN, F. Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs. 2016. 227 f. Tese de doutorado. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2016.

BROMS, C. E., Concrete Flat Slabs 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 Tecnology, Stockholm, Sweden, 144 p, 2005.

BROMS, A. R. Ductility of Flat Plates: Comparison of Shear Reinforcement Systems. *ACI Structural Journal*, n. 104, p. 652–655, 2007.

BROMS, A. R. Cages of Inclined Stirrups as Shear Reinforcement for Ductility of Flat Slabs. *ACI Structural Journal*, n. 116, p. 83–92, 2019.

CALDENTEY, A. P.; LAVASELLI, P. P.; PEIRETTI, H. C. e FERNÁNDEZ, F. A.. Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs. *Engineering Structures*, v. 49, p.855-865, 2013.

CANTONE, R., RUIZ, M. F., BUJNAK, J., MUTTONI, A. Enhancing Punching Strength and Deformation Capacity of Flat Slabs. *ACI Structural Journal*, n. 116, p. 261–274, 2019.

CEN 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.

CEN 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.

CEN EN 1992-1-1:2004/prA1:2013. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium. 2014.

CEN prEN 1992-1-1/2018-04: Eurocode2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Third and final Draft by the Project Team SC2.T1;2018.

CHANA, P.S.; DESAI, S.B., Design of shear reinforcement against punching, The Structural Engineer, Vol.70, No.9, 5 May, pp.159-164, 1992.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. Thomas Telford. Londres, Inglaterra, 1993.

COSTA, D. S. Punção em Lajes Lisas com Estribos Treliçados Pré-Fabricados: Influência do Arranjo e da Taxa da Armadura de Cisalhamento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Pará, previsão para 2021.1

COSTA, M. G. Influência do Detalhamento de Estribos na Resistência à Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal Pará, previsão para 2021.2

DAM, T. X., WIGHT, J. K., PARRA-MONTESINOS, G. J. Behavior of Monotonically Loaded Slab-Column Connections Reinforced with Shear Studs. ACI Structural Journal, n. 114, p. 221–232, 2017.

DECHKA, D. C. Response Of Shear-Stud-Reinforced Continuous Slab-Column Frames To Seismic Loads. 473 f. Tese de doutorado. University of Calgary, 2001.

DILGER, W. H. Flat slab-column connections. Prog. Struct. Engng Mater, v. 2, p. 386–399, 2000.

EINPAUL, J., BUJNAK, J., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. ACI Structural Journal, v. 113, n. 1, 2016.2

EINPAUL, J., BRANTSCHEN, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Performance of Punching Shear Reinforcement under Gravity Loading: Influence of Type and Detailing. *ACI Structural Journal*, n. 113, p. 827-838, 2016.1

ELIGEHAUSEN, R., BALOGH, T. Behaviour of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, Nº 3 Maio/Julho, 1995.

ELIGEHAUSEN, R., VOCKE, H., CLAUSS, A., FURCHE, J., BAUERMEISTER, U. Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken. *Beton und Stahlbetonbau*, v. 98, n. 6, 2003.

Anon, Durchstanzversuch an einem Stahlbetonplatte aus B25 bewehrt mit ano PLUS Durchstanzbewehrung, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1994.

EOM, T. S., KANG, S. M., CHOI, T. W., PARK, H. G. Punching Shear Tests of Slabs with High-Strength Continuous Hoop Reinforcement. *ACI Structural Journal*, n. 115, p. 1295-1305, 2018.

EUROPEAN ORGANIZATION for TECHNICAL ASSESSMENT EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL ETA-12/0454. Double Headed Studs as Punching Reinforcement. Langenfeld, Alemanha, 2012.

EOTA TECHNICAL REPORT. Increase of Punching Shear Resistance of Flat Slabs or Footing and Ground Slabs – Lattice Girders. TR 058, 2017.

FERREIRA, M. P. Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados. *Tese de Doutorado*. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2010.

FERREIRA, M. P.; BARROS, R. N. M.; PEREIRA FILHO, M. J. M.; TAPAJÓS, L. S. e QUARESMA, F. S. One-way shear resistance of RC members with unconnected stirrups. *Latin American Journal of Solids and Structures*, [s.l.], v. 13, n. 15, p.2970-2990, dez. 2016.

FERREIRA, M. P., MELO, G. S., REGAN, P. E., VOLLUM, R. L. Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with DoubleHeaded Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, n. 119, p. 1-12, 2018.

FERREIRA, M. P., OLIVEIRA, M. H., MELO, G. S. Tests on the punching resistance of flat slabs with unbalanced moments. *Engineering Structures* 196, 2019.

fib MODEL CODE 2010. Model Code 2010: Model code for concrete structures 2010. Lausanne: Special Activity Group 5. 390 p, 2013.

FURCHE, J., BAUERMEISTER, U. Flachdecken in Elementbauweise: Hinweise zum Durchstanznachweis nach DIN 1045-1. Fachthemen. 2006.

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

FURCHE, J., SCHIMIDT, P. Orthogonal Arrangement of Effective Lattice Punching Shear Reinforcement. *Fib Symposium*, 2019.

FURCHE, J., SIBURG, C., BAUERMEISTER U. Highly Effective Lattice Punching Shear Reinforcement. *Publicação Especial, ACI v. 321 p. 1-12*, 2017

GLIKMAN, M., POLO, G., BAYRAK, O., HRYNYK, T. D. Application of an Inclined Shear Reinforcing Assembly for Slab-Column Connections. *Publicação Especial, ACI v. 321 p.1-20*, 2018.

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*, KTH Stockholm, June, Proceedings pp109-117, 2000.

GOMES, R. B. e REGAN, P. E. Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement. *Journal of Structural Engineering*. 684-692, 1999.

GOSAV, A. V., KISS, Z. I., ONET, T., BOMPA, C. V. Failure assessment of flat slab-to-column members. *Magazine of Concrete Research*. 2015.

HAEUSLER, F. S. Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung. *Dissertação de Mestrado*. 02/09/2009.

HALVONIK, J.; MAJTANOVA, L. Experimental Investigation of the Maximum Punching Resistance of Slab-Column Connections. *Slovak Journal of Civil Engineering*, v. 26, No 3, pp. 22-288, 2018

HASSAN, M.; AHMED, E. A.; ASCE, M.; BENMOKRANE, B. Punching Shear Behavior of Two-Way Slabs Reinforced with FRP Shear Reinforcement, *J. Compos. Constr.*, pp. 1-13. 2015.

HAUFE, A.; GHALI, A. Mechanical Anchorage of Studs in Concrete: Experiments and Numerical Analysis,” *Canadian Society of Civil Engineering, 30th Annual Conference, Proceedings, Montreal, June 2002.*

HEGGER, J.; HAUSLER, F.; RICKER, M.. Zur maximalen Durchstantragfähigkeit von Flachdecken. *Beton- und Stahlbetonbau*, v 102, N°11, pp. 770-777, 2007.

HEGGER, J.; WALRAVEN, J. C.; HAUSLER, F. Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2. In *Beton und Stahlbetonbau* 105 , Heft 4, P.206-215, 2010.

HEGGER, J.; SHERIF, A. G.; KUERES, D.; SIBURG, C.. Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs. *ACI Structural Journal*. Vol. 114. N° 3. Pp 631-642, 2017.

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. N° 6. Pp 787-794, 2012.

JORDAHL. Gaining space and saving heat thanks to modern reinforcement, *BTF International – Betonwerk + Fertigteiltechnik*, N° 8. 2017.

KINNUNEN, S. e NYLANDER, H. Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement. *Transactions* N° 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960.

KUERES, D.; HEGGER, J. Two-parameter kinematic theory for punching shear in prestressed concrete slabs, *Magazine of Concrete Research*, pp. 1-15. 2018.

KUERES, D.; SCHMIDT, P.; HEGGER, J. Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs with shear reinforcement. *Engineering Structures*, v. 181, p. 216–232, 2019.

KUERES, D.; SIBRUG, C.; HEGGER, J.; FURCHE, J.; SIPPEL, T. Zur konstruktiven Durchbildung des Decke-Stütze-Knotens in Flachdecken aus Elementplatten. *Bautechnik - Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau*. Vol. 93. N° 6. Pp. 356-365. 2016.

- LIMA, H. J. N.. Análise Experimental da Punção de Lajes Lisas com Armadura De Punção Parcialmente Ancorada. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 2020
- LIMA NETO, A., F. Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Capitéis. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 2012
- LIPS, S.. Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement. Tese de Doutorado. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça, 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, v. 109. n° 6. p. 889-899, 2012.
- LOOV, R. E. Review of A23.3-94 simplified method of shear design and comparison with results using shear friction. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 25, n. 3, p. 437-450, 1998.
- MABROUK, R. T. S.; HEGAB, A. A.. Analysis of the punching behavior of RC flat slabs with horizontal and vertical shear reinforcement. MATEC Web of Conferences 120, 2017
- MENETREY, P. H. Synthesis of punching failure in reinforced concrete. Cement & Concrete Composites, Vol. 24. Pp. 497-507, 2002.
- MOKHTAR, A. S., GHALI, A., DILGER, W. Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates. ACI Journal Proceedings, Set-Out. 676-683, 1985.
- MUELLER, F. X., MUTTONI, A., THURLIMANN, B. Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen. IBK – Bericht (ETHZ), Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Birkhäuser Verlag. Zürich, Switzerland, 1984.
- MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs Without Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, v. 105, n. 4, p. 440-450, 2008.
- MUTTONI, A. e RUIZ, M. F. Performance and Design of Punching Shear Reinforcing Systems. 3rd fib International Congress, 2010.
- MUTTONI, A. e SCHWARTZ, J. Behavior of Beams and Punching in Slabs Without Shear Reinforcement. IABSE Colloquium, v. 62, Zurique, Suíça. pp 485-491, 1991.

NASCIMENTO, A. J. C. Método da Superfície de Resistência Mínima ao Cisalhamento para Ligações Laje-Pilar com Armadura de Punção. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Pará, 2020.

OLIVEIRA, J. V. D. Punção em lajes lisas com diferentes tipos de Ancoragem para a Armadura de Cisalhamento. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2021

OLIVEIRA, D.R.C., MELO, G.S. AND REGAN, P.E., Punching strengths of flat slabs with vertical or inclined stirrups, ACI Structural Journal, Vol.97, N°.S52, Pp.485-491. 2000.

PALHARES, R. A.. Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Variação da Ancoragem da Armadura de Cisalhamento. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2018

PARK, H. et al. Lattice shear reinforcement for slab-column connections. ACI Structural Journal, v. 104, n. 4, p.294-303, 2007.

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 de Mestrado. Universidade Federal do Pará, 2016.

PEREIRA FILHO, M. J. M.; FREITAS, M. V. P.; SANTOS, D. F. A.; NASCIMENTO, A. J. C.; FERREIRA, M. P. Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 3, p. 445-478, 2019.

PINTO, R. S.. Influência das Armaduras Complementares na Resistência ao Cisalhamento de Vigas com Estribos Treliçados Pré-Fabricados. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Pará 2019

REGAN, P. E., Single-legged stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete flat slabs. School of the Environment, Polytechnic of Central London, 1980.

REGAN, P. E.. The dependence of punching resistance upon the geometry of the failure surface, Magazine of Concrete Research :Vol. 36. No. 126 :March 1984

REGAN, P. E. Shear Reinforcement of Flat Slabs. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, TRITA-BKN, Bulletin 57, pp. 99-107, 2000.

REGAN, P. E. 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. Shear Reinforcement Against Punching in Flat Slabs Development of Design Recommendations. Correspondência com o autor, 2001.

REGAN, P. E. Report on Test of Reinforced Concrete Flat Slabs With Double Headed Studs. Correspondência com o autor. 2009.

REGAN, P. E. Comments on Tucuruí Research. Correspondência com o autor. 2015.

REGAN, P.E.; SAMADIAN, F., Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs. *The Structural Engineer*, Vol. 79, No. 10. 2001.

RICKER, M. e HAUSLER, F. European punching design provisions for double-headed studs. *Structures and Buildings*. v. 167. p. 495-506, 2014.

RICKER M; HAUSLER, F.; RANDL, N.. Punching strength of flat plates reinforced with UHPC and double-headed studs. *Engineering Structures*, v. 136 pp. 345–354, 2017.

RUIZ e MUTTONI, A. Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*, v. 106, n. 4, pg. 485-494, 2009.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.; KUNZ, J. Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, v. 107, n. Jul-Aug, p. 434–42, 2010.

SANTOS, E. V. Punção em Lajes Lisas: Métodos de Cálculo, Prescrições Normativas e Exemplos de Aplicação. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 225 Pp. 2018.

SCHMIDT, P., KUERES, D. e HEGGER, K.. Punching shear behavior of reinforced concrete flat slabs with a varying amount of shear reinforcement. *Structural Concrete*, pp. 1-12, 2019

SCHMIDT, P.; KUERES, D.; HEGGER J. Contribution of concrete and shear reinforcement to the punching shear resistance of flat slabs. *Engineering Structures*, v. 203, 2020.

SIBURG, C.; HEGGER, J.; FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U., Punching Shear Reinforcement for Semi Precast Slabs According to Eurocode 2. *Beton und Stahlbetonbau*, V. 109, No. 3, Pp. 170-181. 2014.

SILVA, P. C. S.. Resistência à Tração de Diferentes Tipos de Ancoragens Embutidas em Elementos de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2018.

SILVA, R.; FARIA, D. M. V.; RAMOS, A. P.; INÁCIO, M. A physical approach for considering how Anchorage head size influences the punching capacity of slabs strengthened with vertical steel bolts. *Structural Concrete*, v. 14 , No. 4 2013

SIMÕES, J. T.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.. 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, pp.191–216, 2018

TAPAJÓS, L. S. Cisalhamento em elementos de concreto armado com estribos desconectados. Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, 98p, 2017.

TRAUTWEIN, L. M. Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento tipo “Stud” Interno e Tipo Estribo Inclinado. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Pp 185, 2001.

TRAUTWEIN, L. M. BITTENCOURT, T. N., GOMES, R. B., BELLA, J. C. D.. Punching strength of flat slabs with unbraced shear reinforcement. *ACI Structural Journal: Technical Paper*, p. 197-205, 3 jan, 2011.

VAZ, A. P. R., GOMES, R. B., SHEHATA, L. C. D. Estudo sobre Armadura Mínima de Cisalhamento de Lajes-Cogumelo de Concreto Armado. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, Vol. 2, No 1 Pp 1-24, 2009.

VOLLUM, R. L., ABDEL FATTAH, T. EDER, M., ELGHAZOULI, A. Y. Design of ACI type punching shear reinforcement to Eurocode 2. *Magazine of Concrete Research*. 2010. Vol. 62, pp 3-16, 2010.

WICKE, M.. Durchstanzversuche an AVI-Bewehrungselementen. Institut für Stahlbeton und Massivbau, Leopold Franzens Universität, Innsbruck, 1984.

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.