UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

YAN SANTOS DA SILVA

INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TEOR DE AGREGADO GRAÚDO DAS LAJES LISAS NA RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO

BELÉM, PA
2026

YAN SANTOS DA SILVA

INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TEOR DE AGREGADO GRAÚDO DAS LAJES LISAS NA RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia civil, da Universidade Federal do Pará, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia civil.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

BELÉM, PA
2026

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

S586i Silva, Yan Santos da Silva.
Influência da elbeltez e do teor de agregado graúdo das lajes lisas na resistência ao puncionamento / Yan Santos da Silva Silva. — 2026.
lviii, 58 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Carvalho de Oliveira Oliveira
Trabalho de Curso (Graduação) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, 2026.

1. PUNÇÃO EM LAJES LISAS. I. Título.

CDD 624

YAN SANTOS DA SILVA

INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TEOR DE AGREGADO GRAÚDO DAS LAJES LISAS NA RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO

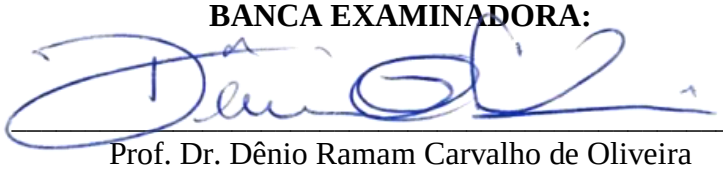
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em engenharia civil

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

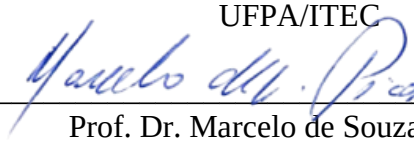
Data da aprovação: 27 / 02 / 2026

Conceito: _____

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
UFPA/ITEC



Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
UFPA/ITEC

Msc. Eloisa Pires Azevedo

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos aqueles que me ajudaram durante essa jornada, a cada pessoa que Deus colocou no meu caminho, me fazendo ter a certeza de que ele estava cuidando de cada detalhe. Agradeço aos meus pais, Ivo Soares da Silva e Marcileia do Socorro Fernandes dos Santos por sempre acreditarem e me apoiarem, e por terem me ensinado o sentido de resiliência. À minha esposa, Lorena Maria de Souza da Silva, por sempre estar ao meu lado, dia após dia. Aos meus avós, Antônio Belo da Silva e Maria Soares da Silva, por todos os conselhos e incentivos. E aos meus familiares e colegas da graduação, que sempre ajudaram de forma direta ou indireta.

Agradeço ao meu orientador, Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, por ter me acolhido desde o primeiro dia de aula, pelas oportunidades que me foram concedidas ao longo da graduação e pelas palavras que trouxeram grandes reflexões para a minha vida acadêmica, profissional e pessoal. Aprender com o senhor foi um grande privilégio.

Agradeço aos meus amigos do GAEMA por sempre estarem dispostos a me ajudar, em especial aos Mestres Matheus Souza Gerude, Eloisa Pires Azevedo e Willian Jorge Rodrigues Amaral, sempre dispostos a tirar as minhas dúvidas e me motivar.

RESUMO

SILVA, S. Y. **Influência da esbeltez e do teor de agregado graúdo das Lages lisas na resistência ao puncionamento**. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2026.

Com intuito de avaliar a influência do teor de agregados na resistência à punção de lajes lisas de concreto armado, bidirecionais e simétricas, sem a presença de armadura de cisalhamento, foram confeccionados 4 espécimes com dimensões em planta de (1400 x 1400) mm, sendo estes divididos em dois grupos contendo 2 lajes cada: o primeiro grupo denominado S90, possui 90 mm de espessura, enquanto o segundo grupo nomeado de S120 possui 120 mm de espessura. Em cada grupo variou-se a quantidade de agregados graúdos na mistura do concreto, no qual definiu-se um traço de referência chamado de Teor 100%, em seguida elevou-se para um Teor 150%. As resistências à compressão dos concretos variaram de 31,63 MPa a 38,27 MPa. A taxa de armadura longitudinal utilizada nas lajes S90 foi de 1,48% e 0,65% para S120. As cargas de ruptura foram estimadas por meio da NBR 6118 (ABNT, 2023). Sendo assim, são apresentadas variações nas cargas ultimas nas lajes S90 de 4% e nas lajes S120 de 21%.

A redução da esbeltez nas lajes S120 (d = 95 mm) aumentou sua rigidez e a área da superfície crítica de punção em relação à série S90 (d = 65 mm). Esse ganho geométrico justifica o aumento na carga de ruptura da laje S120-150, sendo 50% maior em relação à laje S90-150. Apesar desse desempenho estrutural superior, observa-se que as prescrições da NBR 6118 se mantêm bastante conservadoras, evidenciando as limitações do modelo empírico da norma brasileira em capturar plenamente o ganho real de resistência ao cisalhamento em elementos menos esbeltos.

Palavras-chave: Concreto armado; Lajes lisas; Punção; Teor de agregado; Esbeltez.

ABSTRACT

SILVA, Y. S. **Influence of slenderness and coarse aggregate content of flat slabs on punching shear strength**. Undergraduate Thesis, Faculty of Civil Engineering, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2026.

In order to evaluate the influence of coarse aggregate content on the punching shear strength of two-way symmetric reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement, 4 specimens with in-plane dimensions of (1400 x 1400) mm were cast. The models were divided into two groups containing 2 slabs each: the first group, named S90, is 90 mm thick, while the second group, named S120, is 120 mm thick. In each group, the amount of coarse aggregate in the concrete mixture was varied, for which a reference mix design called 100% Content was established, subsequently being increased to a 150% Content. The compressive strengths of the concretes ranged from 31.63 MPa to 38.27 MPa. The longitudinal reinforcement ratio used was 1.48% for the S90 slabs and 0.65% for the S120 slabs. The failure loads were estimated using the NBR 6118 (ABNT, 2023) code. Consequently, variations in the ultimate failure loads of 4% for the S90 series slabs and 21% for the S120 series slabs were observed.

The slenderness reduction in the S120 slabs (d = 95 mm) increased their stiffness and the critical punching shear surface area compared to the S90 series (d = 65 mm). This geometric gain justifies the increase in the failure load of the S120-150 slab (Pu = 275.4 kN), which was 50% higher than the S90-150 slab. Despite this superior structural performance, it is observed that the NBR 6118 prescriptions remain quite conservative, highlighting the limitations of the Brazilian standard's empirical model in fully capturing the actual gain in shear strength in less slender elements.

Keywords: Reinforced concrete; Flat slabs; Punching shear; Aggregate content; Slenderness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Laje Lisa em comparação Laje sobre Vigas 11
Figura 2 - Lajes Cogumelo de C. A. P. Turner 14
Figura 3 - Lajes Cogumelo de Robert Maillart 14
Figura 4 - Sapatas submetidas à punção 15
Figura 5 - Ruptura por Flexão versus Punção 16
Figura 6 - Padrão de Fissuração na ruptura à Punção 17
Figura 7 - Superfície de ruptura à Punção 17
Figura 8 - Influência da Resistência à compressão do Concreto na Punção 18
Figura 9 - Mecanismo de transferência de tensões cisalhantes 19
Figura 10 - Efeito Pino 20
Figura 11 - Lei do Size Effect 21
Figura 12 - Sistema de ensaio de Huber et al. (2019) 22
Figura 13 - Sistema de ensaio de Costa (2022) 24
Figura 14 - Armações das vigas ensaiadas por Costa (2022) 24
Figura 15 - Sistema de ensaio de Costa et al. (2012) 26
Figura 16 - Sistema de Ensaio de Carvalho (2006) 27
Figura 17 - Arranjo de armaduras de Carvalho (2006) 28
Figura 18 - Modelo de Cálculo e Superfícies Críticas segundo NBR 6118 29
Figura 19 - Perímetro crítico C' 30
Figura 20 - Configuração das linhas de ruptura 31
Figura 21 - Diagrama simplificado de tensões no estádio III 32
Figura 22 - Modelo de pavimento a ser simulado 33
Figura 23 - Fôrmas das Lajes 34
Figura 24 - Arranjos de armaduras à flexão 35
Figura 25 – Armaduras dispostas nas fôrmas 36
Figura 26 - Fixação dos extensômetros 37
Figura 27 - Localização dos extensômetros nas armaduras de flexão 37
Figura 28 - Posição do extensômetro responsável pelo concreto 38
Figura 29 - Disposição dos potênciometros 38
Figura 30 - Sistema de ensaio - Vista superior 39
Figura 31 - Sistema de ensaio - Vista Frontal 40
Figura 32 - Sistema de ensaio - Vista em perspectiva 40

Figura 33 - Aquisição de dados 41
Figura 34 - Abatimento Slump Test 42
Figura 35 - Concretagem das lajes 42
Figura 36 – Laje deformada e pintada 43
Figura 37 - Ensaio de compressão simples 43
Figura 38 Ensaio de Módulo de Elasticidade 44
Figura 39 - Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-100 - Eixo X 45
Figura 40 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-100 - Eixo Y 46
Figura 41 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-150 - Eixo X 46
Figura 42 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-150 - Eixo Y 46
Figura 43 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-100 - Eixo X 47
Figura 44 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-100 - Eixo Y 47
Figura 45 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-150 - Eixo X 47
Figura 46 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-150 - Eixo Y 48
Figura 47 - Laje S90-100 - Mapa de Fissuração 50

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características das vigas de Huber et al. (2019) 23
Tabela 2 - Características das vigas de Costa (2022) 25
Tabela 3 - Características das lajes de Costa et al. (2012) 26
Tabela 4 - Valores do coeficiente de Costa *et al*. (2012) 27
Tabela 5 - Características das Lajes de Carvalho (2006) 28
Tabela 6 - Características das lajes 33
Tabela 7 - Resumo – Propriedades do aço 41
Tabela 8 – Resultados – Ensaio de compressão simples 44
Tabela 9 - Resultados – Ensaio de Módulo de Elasticidade 44
Tabela 10 – Resumo dos deslocamentos máximo e carga de ruptura 45
Tabela 11 – Resumo das deformações máximas do concreto 48
Tabela 12 – Resumo das deformações das armaduras de flexão 49
Tabela 13 – Resumo das propriedades das lajes 50
Tabela 14 - Estimativa de ruptura à flexão 51
Tabela 15 - – Estimativas NBR 6118 (ABNT, 2023) 51

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 11
1.1 **Justificativa 12**
1.2 Objetivos 12
1.2.1 Objetivo Geral 12
1.2.2 Objetivos Específicos 13
1.3 Estrutura do trabalho 13
2 Revisão da literatura 13
2.1 Histórico sobre estudo das Lajes Lisas 13
2.2 Punção em Lajes sem Armadura de Transversal 16
2.3 Parâmetros que intervêm na resistência à Punção 17
2.3.1 Resistência à compressão do Concreto 17
2.3.2 Engrenamento dos Agregados 18
2.3.3 Taxa de Armadura à flexão 19
2.3.4 Geometria e dimensões do Pilar 20
2.3.5 Altura útil e *Size Effect* 21
2.4 Trabalhos realizados 22
2.4.4 Huber *et al*. (2019) 22
2.4.3 Costa (2022) 23
2.4.2 Costa *et al.* (2012) 26
2.4.1 Carvalho (2006) 27
2.5 Recomendações normativas de resistência a punção 29
2.6 Resistência a flexão 31
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 32
3.1 Características das Lages 33
3.2 Dosagem do Concreto 34
3.2.2 Dosagem de referência - Teor 100% 34
3.2.3 Dosagem – Teor 150% 35
3.3 Armadura de Flexão 35
3.4 Instrumentação 36
3.4.1 Armadura de Flexão 36
3.4.2 Concreto 37
3.4.3 Deslocamento Vertical 38

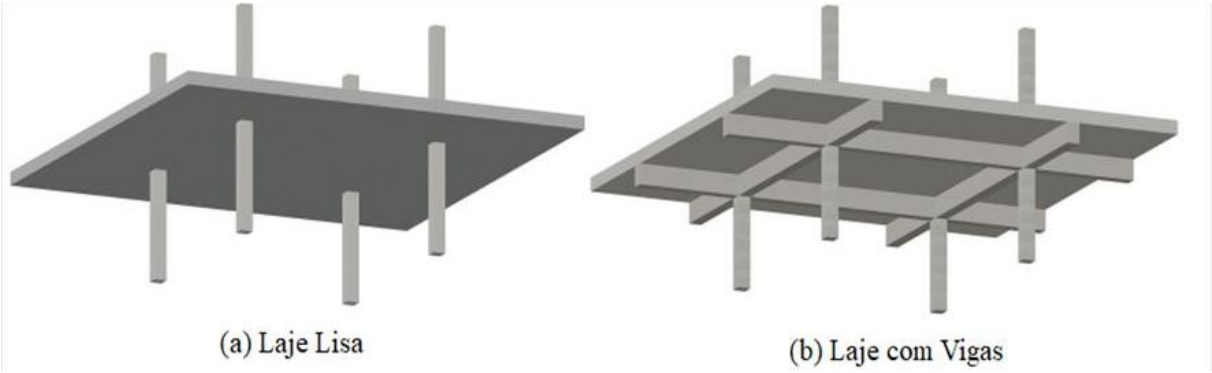
3.5 Sistema de Ensaio 39
4.0 RESULTADOS 41
4.1 Matérias 41
4.1.1. Aço 41
4.1.2 Concreto 41
4.2 Deslocamento Vertical das Lajes 44
4.3 Deformação de Concreto 48
4.5 Mapas de Fissuração 49
5 ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA 50
5.1 Estimativa da resistência à flexão 51
5.2 Estimativa segundo NBR 6118 (ABNT, 2023) 51
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHO FUTUROS 52
6.2 SEGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 53

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a engenharia estrutural tem sido impulsionada por um constante desejo de otimizar a eficiência e a segurança das estruturas, levando a uma busca incessante por novas técnicas e materiais que possam aprimorar o desempenho das construções. As lajes lisas, caracterizadas por sua flexibilidade e capacidade de suportar cargas ao longo de grandes vãos, são elementos estruturais fundamentais em diversas aplicações, desde edifícios residenciais até comerciais e industriais.

Trata-se de um método construtivo eficiente que promove simplicidade e celeridade nas operações *in loco*, reduz o peso total da edificação, simplifica a execução de armaduras e fôrmas, além de permitir maior flexibilidade na disposição arquitetônica dos pavimentos (LIBERATI *et al*., 2019; BRANCO, 2022). A Figura 1 ilustra uma concepção estrutural em laje lisa (a) em comparação a um sistema convencional com vigas (b).

Figura 1 - Laje Lisa em comparação Laje sobre Vigas



Fonte: Topuzi (2015)

A compreensão de como diferentes fatores influenciam o desempenho dessas lajes é essencial para o projeto de estruturas confiáveis e econômicas. Entre esses fatores, dois merecem destaque: o teor de agregado na composição do concreto e a esbeltez das lajes. O teor de agregado desempenha um papel crucial nas propriedades mecânicas e físicas do concreto, afetando sua resistência, durabilidade, capacidade portante e a transferência de tensões pós-fissuração. Por sua vez, a espessura é um fator determinante na forma como a carga é distribuída e transferida pela estrutura. Lajes com diferentes graus de esbeltez podem apresentar comportamentos estruturais distintos, afetando as deformações, a capacidade de carga e a estabilidade global da edificação.

1.1 Justificativa

A escolha pelo sistema estrutural de lajes lisas tem se tornado cada vez mais frequente nas edificações, principalmente em edifícios altos, devido à redução significativa do peso total da estrutura proporcionada pela ausência de vigas. Em contrapartida, diante dos riscos associados à ruptura frágil por punção, torna-se imprescindível compreender detalhadamente a mecânica desse modo de falha.

Lajes submetidas a carregamentos concentrados são geralmente dimensionadas por meio de verificações ao puncionamento ao longo de um perímetro crítico. Os códigos normativos introduziram parâmetros que influenciam a resistência à punção, tais como: resistência à compressão do concreto, taxa de armadura, índice de retangularidade, efeito de escala (*size effect*) e diâmetro máximo do agregado. Todavia, pesquisas recentes, a exemplo de Branco (2022), têm atestado que as normas técnicas vigentes conduzem a resultados divergentes quando comparados aos dados experimentais, apresentando estimativas ora subestimadas, ora superestimadas.

No tocante a lajes lisas sem armadura de cisalhamento, MacGregor & Wight (2012) destacam que as tensões cisalhantes são transferidas substancialmente por meio do agregado graúdo, através do mecanismo denominado engrenamento dos agregados. Esses autores, assim como o *Model Code 2020* (CEB, 2020), correlacionam a eficiência desse engrenamento ao diâmetro máximo do agregado. Entretanto, até o presente momento, nenhum código normativo vigente permite avaliar as variações de resistência decorrentes de alterações no teor de agregado graúdo na composição da mistura do concreto. Diante do cenário exposto, esta pesquisa visa investigar a influência do teor de agregados na resistência à punção de lajes lisas sem armadura de cisalhamento.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa pretende contribuir para o conhecimento acerca do fenômeno de punção em lajes lisas bidirecionais, sem armadura de cisalhamento, avaliando os efeitos causados pela variação do teor de agregado graúdo em duas diferentes esbeltezes de lajes sobre a resistência ao puncionamento.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Confeccionar 4 lajes de (1400 x 1400) mm de dimensões e dividi-las em dois grupos: o primeiro com espessura de 90 mm (l/h = 35) e o segundo com espessura de 120 mm (l/h = 27);
- Variar o teor do agregado nas duas lajes de cada grupo em, 100% e 150%;
- Analisar os resultados a serem obtidos e compará-los com documento normativo vigente, sendo ele: NBR 6118 (ABNT, 2023).
- A partir dos dados experimentais a serem obtidos, investigar a influência da variação no teor de agregados e da mudança de espessura na resistência à punção de lajes lisas bidirecionais sem armadura de cisalhamento.

1.3 Estrutura do trabalho

Esta pesquisa está dividida em seis capítulos, além das referências bibliográficas. O Capítulo 1 apresenta a introdução, a justificativa, os objetivos e a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2, é apresentado um breve histórico e a definição das lajes lisas de concreto armado e seus fatores influentes. Além disso, apresenta-se a revisão bibliográfica, que reúne referências de trabalhos experimentais realizados na área, embasando teoricamente esta pesquisa.

O Capítulo 3 apresenta o programa experimental desenvolvido, descrevendo as características dos traços de concreto elaborados e os ensaios realizados.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados do programa experimental, incluindo os gráficos das resistências obtidas.

No Capítulo 5, são apresentadas as estimativas analíticas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023).

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões obtidas neste estudo e as sugestões para trabalhos futuros, seguidas pelas referências bibliográficas.

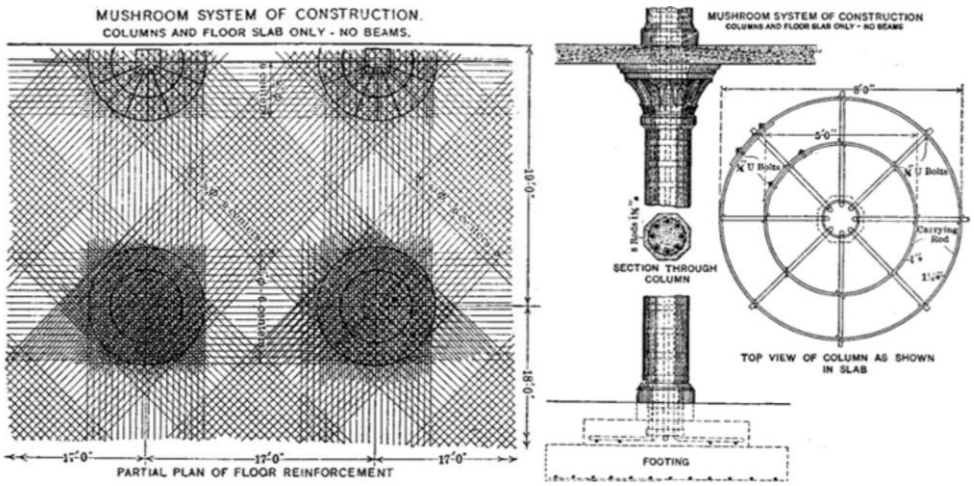
2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Histórico sobre estudo das Lajes Lisas

A literatura histórica acerca das lajes lisas é amplamente debatida, autores distintos atribuem a inovação à diferentes engenheiros. Para Gasparini (2002) o primeiro conceito de uma laje de concreto apoiada diretamente sobre pilares foi apresentado por George M. Hill em 1900, o engenheiro teria projetado e executado diversas obras no estado de Nova Jersey (EUA) no período de 1899 a 1901. Entretanto, o autor credita ao engenheiro C. A. P. Turner a

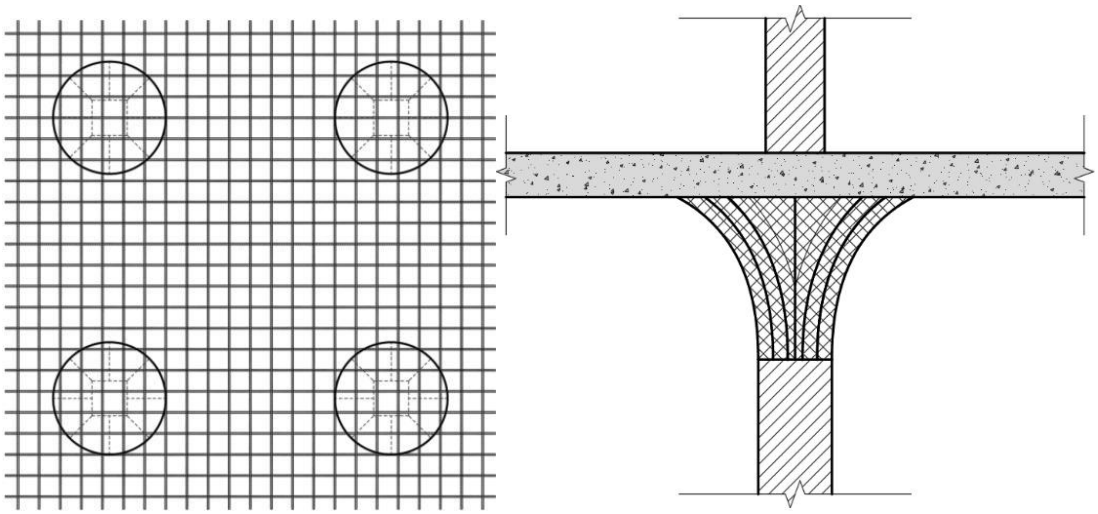
responsabilidade por demonstrar a confiabilidade das lajes lisas quando, em 1906, utilizou a solução de lajes-cogumelo na construção do Edifício Johnson-Bovey, em Minneapolis. A Figura 2 ilustra o sistema estrutural adotado por Turner, que utiliza capitéis na ligação laje-pilar, bem como uma armadura radial, ambos com intuito de suportar a concentração de tensões naquela região. Diferente de Guandalini (2005), Fürst & Marti (1997) atribuem à Robert Maillart a invenção das lajes lisas, pois o engenheiro teria desenvolvido a solução em 1900 e tendo executado diversas obras, se aproveitando da ausência de normas regulamentadoras na Suíça, entretanto sua patente só foi adquirida em 1909, o que acabou retirando parte de seu mérito. A Figura 3 ilustra a solução adotada por Mailart, diferentemente de Turner (o qual utilizou armadura radial), ele optou por armaduras nas duas direções ortogonais, além de uma geometria distinta para o capitel.

Figura 2 - Lajes Cogumelo de C. A. P. Turner



Fonte: Gasparini (2002)

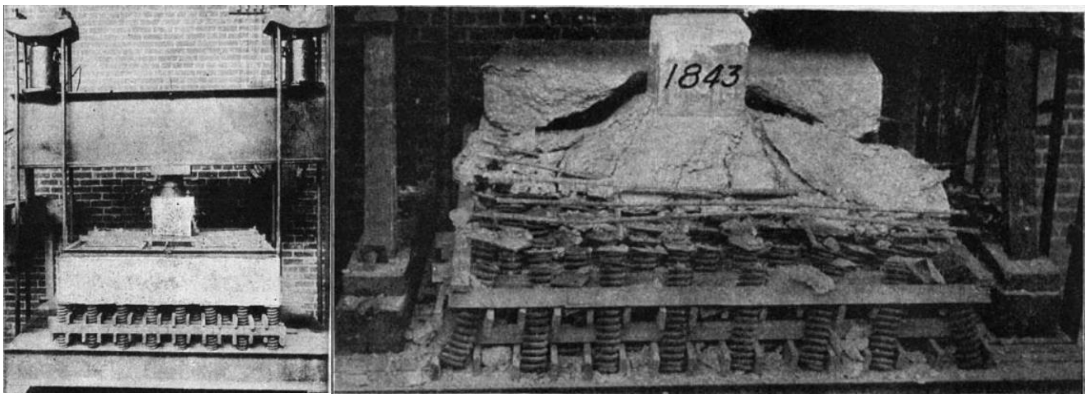
Figura 3 - Lajes Cogumelo de Robert Maillart



Fonte: Adaptado Fürst e Marti (1997)

Diante da ausência de documentos que estabelecessem regras quanto à execução de lajes lisas, o ACI em 1925 foi pioneiro em apresentar recomendações. O órgão norte-americano baseou-se nos ensaios de Talbot (1913), que ensaiou sapatas sob pilares e pôde observar a formação do padrão de fissuração em tronco de cone (relativo à punção), assim como notou o ganho de resistência à punção à medida que se aumentavam as taxas de armadura à flexão da sapata. A Figura 4 traz o sistema de ensaio utilizado, bem como a ruptura observada pelo autor.

Figura 4 - Sapatas submetidas à punção



Fonte: Talbot (1913)

Apesar da importância dos estudos de Talbot, como as sapatas são elementos muito espessos, logo os resultados não eram adequados para representar o comportamento das lajes lisas. Diante disso, Elstner & Hognestad (1956) ensaiaram 39 lajes com o intuito de avaliar quais parâmetros influenciam na resistência das lajes ao puncionamento, tais como: taxa de armadura de flexão, taxa de armadura de compressão, resistência à compressão do concreto, condições de contorno, dimensões dos pilares, além da taxa e distribuição das armaduras de cisalhamento. Os autores obtiveram resultados que mostraram uma grande influência de todos os parâmetros mencionados, exceto a armadura à compressão, que apresentou pouca influência.

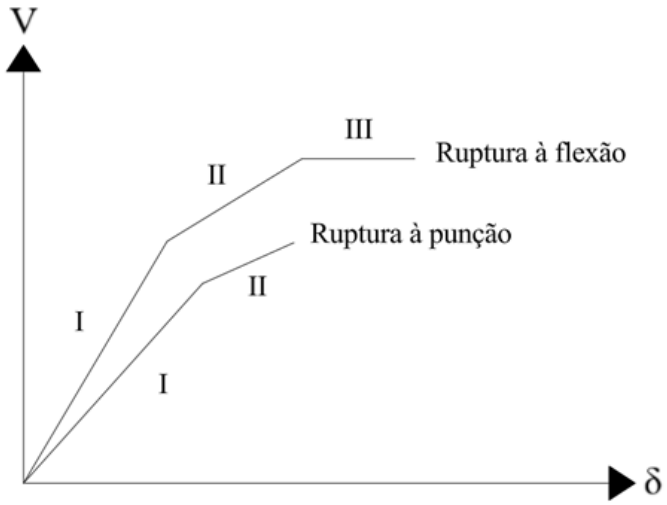
Posteriormente aos trabalhos de Elstner & Hognestad, Kinnunen & Nylander (1960) apresentaram um modelo mecânico capaz de prever a resistência da ligação laje-pilar. Os autores buscaram explicar o mecanismo de ruptura por punção para lajes lisas sem armadura de cisalhamento por meio de um programa experimental que contou com 61 lajes. O modelo consistia na formação de fissuras de flexão e cisalhamento, dividindo a laje em segmentos e admitindo que, fora do cone de punção, ela apresentaria rotações de corpo rígido. Kinnunem & Nylander foram pioneiros, pois apresentaram um método racional, contrapondo-se aos modelos

empíricos da época, entretanto seu modelo era complexo e a precisão dos resultados não justificava sua aplicação prática.

2.2 Punção em Lajes sem Armadura de Transversal

A ruptura à punção costuma ocorrer de maneira súbita (BRANCO, 2022), principalmente na ausência de armadura de transversal. Branco (2022) complementa afirmando que as deformações, que antecedem a ruptura total, normalmente são pequenas e a resistência residual após a punção é baixa, dificultando a sua previsão analítica. Esse comportamento contrapõe-se à ruptura por flexão, cuja precisão de cálculo é satisfatória. A comparação entre os estágios de ruptura por flexão e punção pode ser observada na Figura 5, na qual a ruptura por flexão possui as três etapas já descritas, enquanto a falha por punção apenas duas, pois não ocorre o escoamento da armadura. Nota-se que a falha por punção é de natureza frágil, permitindo pequenas deformações, diferente da ductibilidade apresentada na ruptura por flexão.

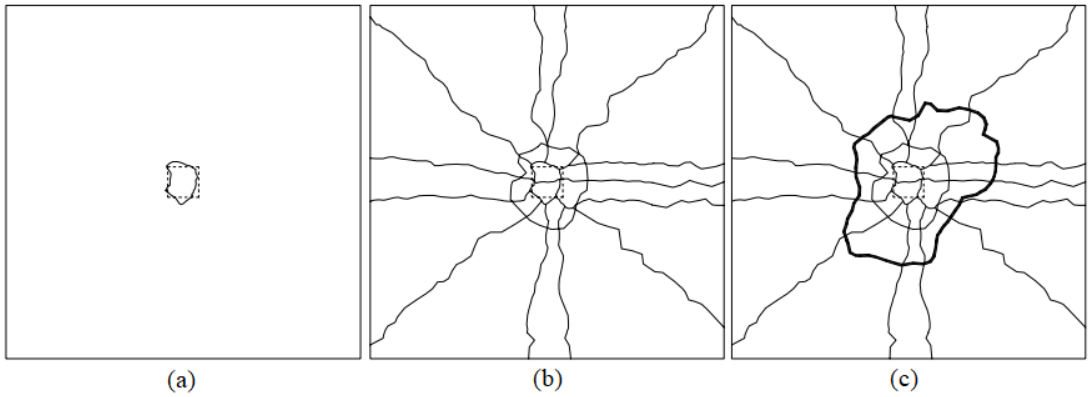
Figura 5 - Ruptura por Flexão versus Punção



Fonte: Autor (2024)

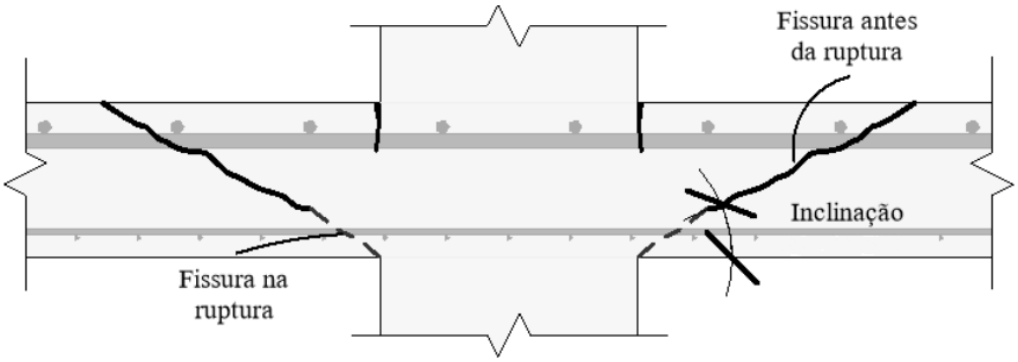
Quanto ao padrão de fissuração, a Figura 6 ilustra o mais comumente observado em rupturas por punção, nessa imagem, nota-se a tendência de formação de fissuras radiais na região tracionada da laje. Vale ressaltar que a Figura 6 representa os resultados obtidos por Guandalini (2005). Quanto à superfície de ruptura (Figura 6c) a configuração é aquela comentada previamente, com geometria semelhante a um tronco de cone, conforme a Figura 7. O ângulo de inclinação da fissura é motivo de divergência entre os documentos normativos a NBR 6118 (ABNT, 2023) define como 26,6º.

Figura 6 - Padrão de Fissuração na ruptura à Punção



Fonte: Guandalini (2005)

Figura 7 - Superfície de ruptura à Punção



Fonte: Siqueira (2021)

2.3 Parâmetros que intervêm na resistência à Punção

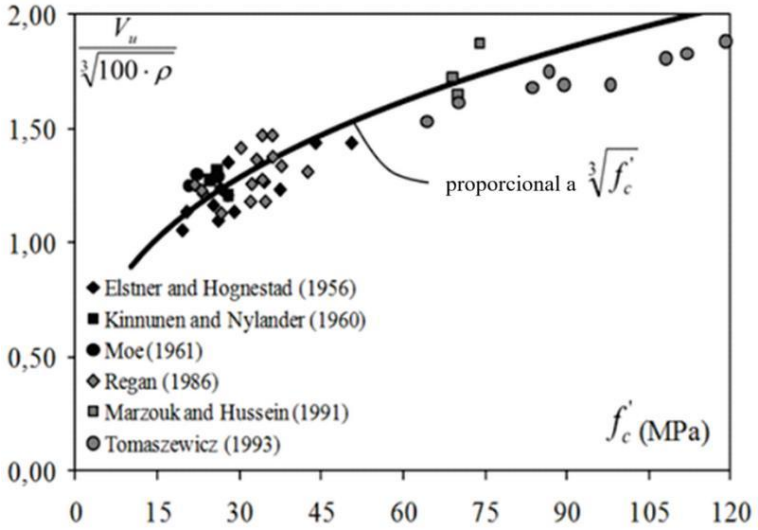
Conforme já mencionado, Elstner & Hognestad (1956) foram pioneiros em avaliar os parâmetros que influenciam a resistência à punção em lajes. Posteriormente a esses autores inúmeros programas experimentais se propuseram a qualificar esses fatores, no caso de lajes sem armadura de cisalhamento, as propriedades mais dominantes são: Resistência à compressão do Concreto, Engrenamento dos agregados, Geometria e dimensões do Pilar, Altura útil e *Size Effe*.

2.3.1 Resistência à compressão do Concreto

Segundo Sacramento *et al*. (2012) a resistência à tração do concreto rege a resistência à punção em lajes sem armadura de cisalhamento. entretanto, nas normas regulamentadoras, esse parâmetro é por vezes atrelado à resistência à compressão do material, motivo pelo qual se atribui atenção a essa propriedade. O primeiro pesquisador a estudar a influência desse fator foi Graf (1933). O autor concluiu não haver relação linear entre a resistência à compressão do concreto e a resistência à punção. Moe (1961), após o ensaio de 43 lajes, propôs que a

resistência à punção deveria ser diretamente proporcional à raiz quadrada da resistência do concreto, recomendação ainda utilizada por documentos normativos atuais, a exemplo ACI 318 (ACI, 2025) e Model Code 2020 (CEB, 2020). Por esse motivo, diversos autores recomendam o uso da raiz cúbica, formulação também adotada pela NBR 6118:2023. A Figura 8 apresenta a correlação encontrada por Sacramento *et al*. (2012) ao analisar essa proposição conforme diversos autores.

Figura 8 - Influência da Resistência à compressão do Concreto na Punção

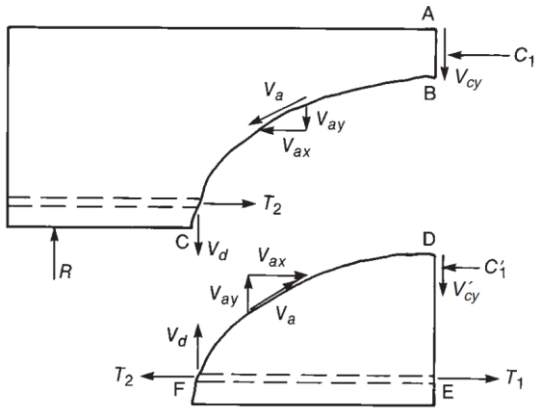


Fonte: Adaptado Sacramento *et al.* (2012)

2.3.2 Engrenamento dos Agregados

Segundo MacGregor & Wight (2012), a transferência das tensões cisalhantes através de uma fissura crítica ocorre conforme o mecanismo ilustrado na Figura 9. As componentes $V_{c's}$ e $V_{d's}$ são transferidas pelo concreto e pela armadura de flexão, respectivamente, enquanto as componentes $V_{a's}$ são transferidas no perímetro da fissura pelo engrenamento dos agregados. Em outras palavras, o agregado graúdo que compõe o concreto viabiliza, devido à sua rugosidade, a transferência das tensões cisalhantes mesmo após o surgimento da fissura crítica. Os autores complementam que, à medida que o diâmetro do agregado aumenta, sua rugosidade também se eleva, o que possibilita a transferência de maiores tensões de cisalhamento através das fissuras.

Figura 9 - Mecanismo de transferência de tensões cisalhantes



Fonte: Macgregor & Wight (2012)

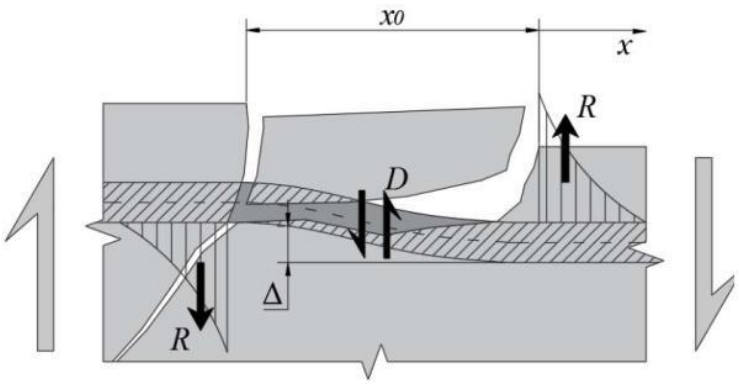
Ainda de acordo com MacGregor & Wight (2012), quanto maior for a altura da peça, maior será a abertura da fissura, o que diminui o atrito entre as faces e reduz a capacidade de os agregados transmitirem os esforços cisalhantes, com consequente redução da contribuição do engrenamento. Savaris & Pinto (2017) desenvolveram uma pesquisa para avaliar a influência do diâmetro e do volume dos agregados na resistência ao cisalhamento de 18 vigas. Os autores concluíram que uma redução no volume de agregados (teor de agregados) não teve influência significativa na resistência ao cisalhamento. Em contrapartida, o aumento do diâmetro máximo do agregado de 9,5 mm para 19 mm promoveu um incremento de 12,8% na resistência ao esforço cisalhante.

Costa (2022) elaborou um programa experimental composto por 11 vigas com propósito de investigar a influência do fator de escala (esbeltez), do diâmetro máximo, do tipo e teor dos agregados. A autora observou que, apesar de variação da relação l/h em níveis pequenos (entre 6 e 8), foi possível constatar mudanças no comportamento das vigas e no momento de ruptura. Em concordância com Savaris & Pinto (2017), Costa (2022) não notou mudanças significativas, ou seja, fora da margem de 10%, quando se alterou o teor de agregados em 30%. A autora ressalta que obteve resultados mais expressivos ao variar o tipo do agregado, com a substituição do granito pelo quartzito, material que apresentou o melhor desempenho.

2.3.3 Taxa de Armadura à flexão

Em concordância com as menções presentes no item 2.3.2, a armadura à flexão é uma das responsáveis pela transferência das tensões de cisalhamento, principalmente em lajes sem armadura transversal. Essa contribuição deve-se ao chamado efeito pino, Moe (1961) explica que esse fenômeno ocorre após o deslocamento reativo Δ, provocado pelo esforço cisalhante após a fissura diagonal (Figura 10).

Figura 10 - Efeito Pino



Fonte: Barros (2016)

Segundo Oliveira (2015), o aumento da taxa de armadura à flexão provoca um acréscimo na zona comprimida do concreto, ou seja, na área de concreto não fissurado destinada a resistir ao cisalhamento. Consequentemente, com a redução das fissuras de flexão, ocorre uma melhor transferência das tensões por meio do engrenamento dos agregados e efeito de pino. A importância da armadura de flexão é tão expressiva que Said *et al*. (2020) constataram acréscimos de resistência à punção entre 26% e 42%, quando variaram a taxa de armadura nos valores de 0,75%, 1,10% e 1,90%.

2.3.4 Geometria e dimensões do Pilar

De acordo com Paiva *et al.* (2015), a geometria e as dimensões dos pilares influenciam significativamente a punção em lajes lisas, visto que definem como será a distribuição de tensões na ligação laje-pilar.

A influência da geometria foi avaliada por Vanderbilt (1972), um dos precursores a perceber a concentração de tensões nos cantos de pilares quadrados, ao ensaiar lajes apoiadas em pilares com seções quadradas e circulares. O autor justifica que esse fenômeno causou a redução da resistência última das lajes apoiadas em pilares quadrados quando comparadas àquelas apoiadas em pilares circulares. Regan (1981) comparou programas experimentais realizados com as duas geometrias e constatou diferenças na ordem de 10% a 15% na carga última de punção.

Quanto à importância das dimensões do pilar, o chamado índice de retangularidade (a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar) foi um parâmetro estudado por Hawkins *et al*. (1971) e Oliveira *et al*. (2004). Os autores convergiram ao concluir que, para um índice maior que 2, a resistência à punção deixa de ter relação direta e proporcional com o aumento da seção do pilar. Hawkins *et al*. (1971) notaram a redução da capacidade resistente, enquanto

Oliveira *et al*. (2004) sugeriram a introdução de um fator $\lambda = cmáx/d$ nos códigos vigentes da época para aprimorar os resultados fornecidos pelas normas, em que $cmáx$ é a maior dimensão do pilar e d é a altura efetiva da laje.

2.3.5 Altura útil e *Size Effect*

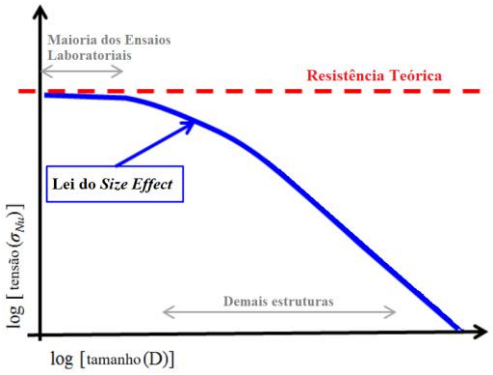
A influência do aumento da altura útil da laje sobre a resistência última à punção é conhecida como efeito de escala (*Size Effect*) e ocorre por meio da redução da capacidade resistente de um elemento com o aumento do seu tamanho, ou seja, estruturas de mesmo material, mas com dimensões distintas que deveriam falhar sob a mesma tensão, apresentam rupturas distintas, com a ruptura prematura do elemento de maior dimensão. Graf (1933) foi um dos primeiros a perceber a influência do *Size Effect* na espessura de lajes submetidas à punção. Regan e Bræstrup (1985) propuseram que o *Size Effect* poderia ser estimado pela Equação (1), enquanto a NBR 6118 (ABNT, 2023) recomenda o uso da Equação (2).

$$\xi = \frac{1}{d} \cdot \frac{1}{3} \tag{1}$$

$$\xi = 1 + \frac{200}{d} \cdot \frac{1}{2} \tag{2}$$

Segundo Siqueira (2021), o *Size Effect* só ganhou maior relevância após a década de 1960, visto que até então os programas experimentais eram conduzidos com espessuras de laje relativamente pequenas, logo a influência do fenômeno era quase imperceptível. A Figura 11 ilustra, de acordo com Bazant (1984), a "Lei do *Size Effect"*, como o próprio autor a caracteriza. É possível observar que para maioria dos testes em laboratório pouca é a influência do *Size Effect*, entretanto conforme se aumenta a dimensão as estruturas redução considerável em sua resistência.

Figura 11 - Lei do *Size Effect*



Fonte: Adaptado Alberti (2015)

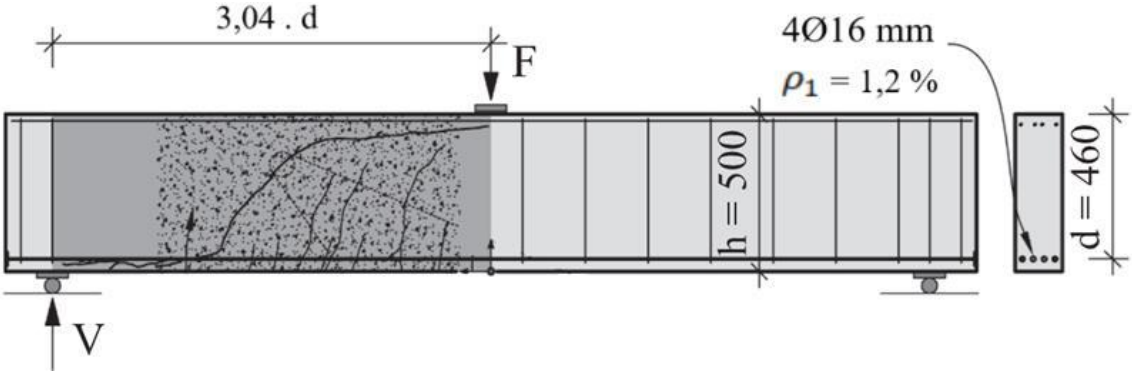
2.4 Trabalhos realizados

Durante o levantamento bibliográfico, constatou-se a escassez de trabalhos experimentais dedicados à análise conjunta da variação do teor de agregado graúdo e da esbeltez especificamente em lajes lisas submetidas à punção. Diante dessa lacuna na literatura, a presente pesquisa incorpora a análise de estudos realizados em vigas de concreto armado, bem como em lajes sem a variação simultânea desses parâmetros. Essa abordagem justifica-se pelo fato de o mecanismo de resistência ao cisalhamento transversal, com destaque para a parcela de contribuição do engrenamento dos agregados, apresentar comportamento físico e mecânico análogo em ambos os elementos estruturais.

2.4.4 Huber *et al*. (2019)

Huber *et al*. (2019) investigaram os resultados de 10 vigas de concreto armado submetidas ao ensaio de flexão de três pontos. As variáveis escolhidas foram: volume de agregados na mistura do concreto, quantidade de cimento e tipo do cimento. O intuito do estudo era avaliar as mudanças no engrenamento dos agregados na resistência última de cisalhamento. A Figura 12 expõe o sistema de ensaio elaborado pelos autores, constituído por vigas biapoiadas submetidas a uma carga pontual central.

Figura 12 - Sistema de ensaio de Huber *et al*. (2019)



Fonte: Huber *et al*. (2019)

As vigas ensaiadas possuíam características geométricas fixadas, ou seja: a seção transversal escolhida foi de 150 mm x 500 mm e taxa de armadura igual a 1,16%, constituída por quatro barras de 16 mm de diâmetro (conforme a Figura 12). A proposta dos autores era estudar as mudanças experimentadas pela variação na dosagem do concreto, para tal, foram confeccionadas seis dosagens, nas quais duas de concreto convencional (NC), com volume de agregados (teor) equivalente a 40%, já as demais dosagens de concreto autoadensável (SCC),

cujo teor de agregados foi de 33%. Além do volume de agregados, a quantidade de cimento foi outra variável, sendo: 300 kg/m³ em três dosagens, e 270 kg/m³, 340 kg/m³, 380 kg/m³ com uma dosagem cada. A última variável escolhida foi o tipo de cimento, em que cinco misturas utilizaram cimento CEM-52,5 e apenas uma utilizou o CEM 42,5. A Tabela 1 apresenta as características das vigas ensaiadas por Huber *et al*. (2019), acompanhadas de suas respectivas cargas de ruptura.

Tabela 1 - Características das vigas de Huber *et al.* (2019)

Dosagem	**Vigas**	b **(mm)**	d **(mm)**	ρ **(%)**	f_c **(MPa)**	P_u **(kN)**
NC300-52.5	B1	150	500	1,16	47,5	83,01
NC300-42.5	B1	150	500	1,16	3,94	76,35
SCC300-52.5	B1	150	500	1,16	56,7	71,39
SCC300-52.5	B2	150	500	1,16	56,7	82,84
SCC270-52.5	B1	150	500	1,16	42,5	81,78
SCC270-52.5	B2	150	500	1,16	42,5	71,12
CC340-52.5	B1	150	500	1,16	51,0	75,56
CC340-52.5	B2	150	500	1,16	51,0	56,87
SCC380-52.5	B1	150	500	1,16	63,9	72,61
SCC380-52.5	B2	150	500	1,16	63,9	85,87

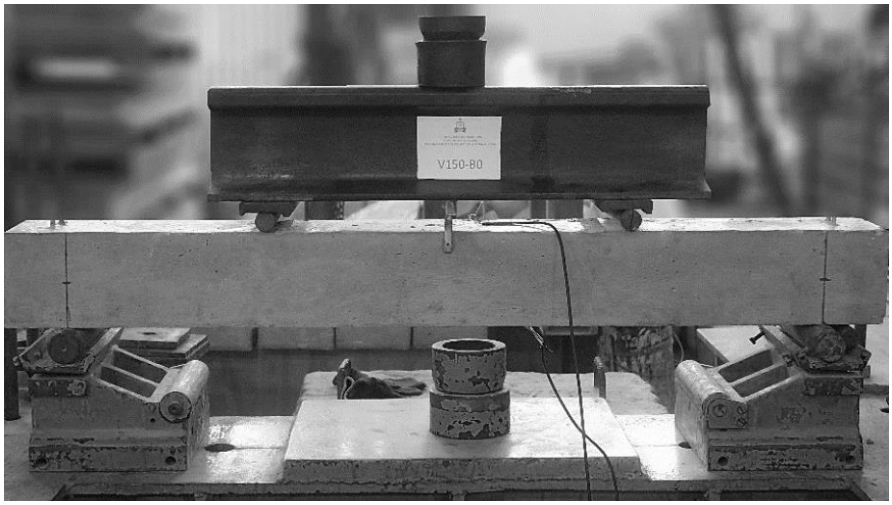
Fonte: Huber *et al*. (2019)

Huber *et al*. (2019) concluíram que a contribuição do engrenamento dos agregados depende totalmente do padrão de fissuração apresentado pela viga, visto que, nos espécimes que apresentaram fissuras mais íngremes, a contribuição dos agregados foi maior. No tocante à redução no volume de agregados de 7% no concreto convencional e o autoadensável, os autores não notaram influência na resistência última ao cisalhamento.

2.4.3 Costa (2022)

Costa (2022) avaliou os resultados de 11 vigas de concreto armado submetidas ao ensaio de flexão de quatro pontos, cujas variáveis selecionadas foram: altura da viga, comprimento da viga e tipo e diâmetro dos agregados. O intuito desse estudo foi investigar as mudanças que ocorridas no engrenamento dos agregados. A Figura 13 apresenta o sistema de ensaio da autora, consistindo em vigas biapoiadas submetidas a duas cargas concentradas afastadas de 570 mm.

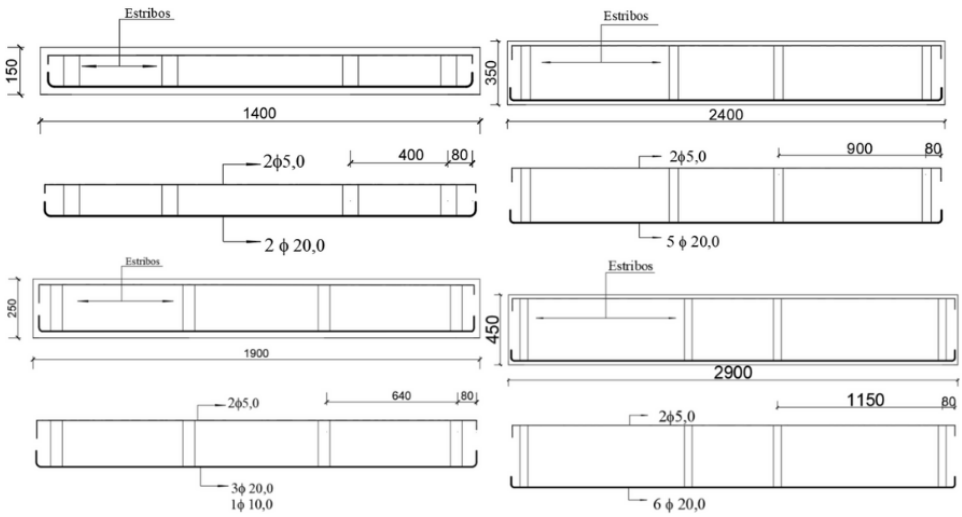
Figura 13 - Sistema de ensaio de Costa (2022)



Fonte: Costa (2022)

As 11 vigas foram dispostas em quatro grupos, de acordo com a altura da viga: o grupo 1 com 150 mm, o grupo 2 com 250 mm, o grupo 3 com 350 mm e por fim, o grupo 4 com 450mm. Para todos os grupos, a largura bw das vigas foi fixado em 150 mm. Além das alturas, o comprimento das vigas assumiu os valores de 1400 mm, 1900 mm, 2400 mm e 2900 mm para os grupos 1, 2, 3 e 4 respectivamente, sendo assim a autora também pôde variar a relação a/d, que relaciona a distância do apoio ao ponto de aplicação da carga (a) e altura útil (d). A taxa de armadura também variou de 3,6%, 3,8%, 3,8% e 3,4% para os grupos 1, 2, 3 e 4, a Figura 14 demostra as armações das vigas.

Figura 14 - Armações das vigas ensaiadas por Costa (2022)



Fonte: Costa (2022)

Em adição às características geométricas descritas acima, Costa (2022) estabeleceu diferentes dosagens para o concreto. A autora elaborou três traços, o traço S foi confecciona com seixo rolado de diâmetro máximo 19 mm, o traço B0 de brita com diâmetro máximo 12,5 mm; e o traço B1 de brita com diâmetro máximo 19 mm. Costa (2022) optou por definir um traço piloto de 1: 1,7: 2,3: 0,55, em seguida reduziu o teor de agregados graúdo em 30% e fixou essa quantidade, com intuito de avaliar o quanto esta redução afetaria no engrenamento dos agregados. Costa (2022) comenta que, devido problemas experimentais, a viga de 350 mm de altura confeccionada com traço B1 não foi possível obter seus resultados, por isso o número de 11 vigas. A Tabela 2 resume as características das vigas produzidas no programa experimental, bem como as cargas de ruptura observadas.

Tabela 2 - Características das vigas de Costa (2022)

Grupo	**Vigas**	b_w **(mm)**	l **(mm)**	h **(mm)**	$\frac{l}{d}$	ρ **(%)**	$d_{máx}$ **(mm)**	f_c **(MPa)**	f_{ys} **(MPa)**	P_u **(kN)**
1	V150 S	150	1400	150	8,0	3,6%	19,0	21	600	61,6
	V150 BO		1400	150	8,0	3,6%	12,5	22		64,6
	V150 B1		1400	150	8,0	3,6%	19,0	25		57
2	V250 S		1900	250	6,8	3,8%	19,0	21		86,4
	V250 BO		1900	250	6,8	3,8%	12,5	22		90,4
	V250 B1		1900	250	6,8	3,8%	19,0	25		86,1
3	V350 S		2400	350	6,3	3,8%	19,0	21		93
	V350 B0		2400	350	6,3	3,8%	12,5	22		120,3
4	V450 S		2900	450	6,0	3,4%	19,0	21		143,7
	V450 B0		2900	450	6,0	3,4%	12,5	22		148,6
	V450 B1		2900	450	6,0	3,4%	19,0	25		177,8

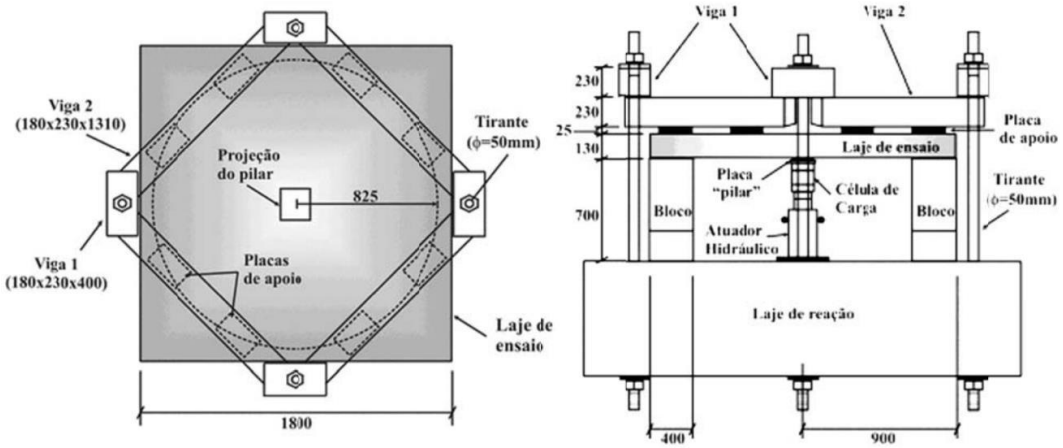
Fonte: Costa (2022)

Costa (2022) concluiu que a variação realizada na altura das vigas e seu comprimento (relação l/h), apesar de ter sido pequena (entre 6 e 8), já permitiu observar mudanças no comportamento das vigas, no momento da ruptura. No tocante ao tipo de agregado empregado, a autora observou maiores mudanças no desempenho das vigas ao alterar esse parâmetro, ou seja, variando os diâmetros e natureza do agregado, no qual as vigas dosadas com brita obtiveram níveis de tenacidade mais elevados do que aquelas produzidas com seixo, enquanto o diâmetro máximo de 12,5 mm sempre apresentou resultados intermediários. No quesito proporção de agregados (teor), a redução de 30% efetuada não foi suficiente para afetar a resistência ou dar indicativos de comportamento diferentes do esperado, pois os resultados permaneceram dentro da faixa tolerável de erro, situada em torno de 10%.

2.4.2 Costa *et al*. (2012)

Costa *et al*. (2012) estudaram 8 lajes cogumelos bidirecionais de concreto armado submetidas a carregamento central, sem armadura de cisalhamento, objetivando investigar a influência do índice de retangularidade do pilar. Foi utilizado um conjunto de oito vigas metálicas apoiadas em oito placas equidistantes, dispostas de modo a formar uma circunferência de 825 mm de raio, conforme Figura 15**.**

Figura 15 - Sistema de ensaio de Costa *et al*. (2012)



Fonte: Costa *et al*. (2012)

As lajes possuíam dimensões de 1800 mm x 1800 mm x 130 mm, com índices de retangularidade que variam entre 1 e 4. A taxa de armadura à flexão se manteve constante para todas as lajes, 1,40%, composta por 19 Ø 12,5 mm c/ 94 mm, ancoradas com ganchos de Ø 6,3 mm de diâmetro em forma de "U" em cada lado da laje. A Tabela 3 apresenta as características das lajes confeccionadas pelos autores.

Tabela 3 - Características das lajes de Costa *et al*. (2012)

Laje	***d*** **(mm)**	ρ **(%)**	f_c	f_{ys}	$C_{mín}$ **(mm)**	$C_{máx}$ **(mm)**	$C_{máx}/C_{mín}$	P_u **(KN)**
L1	94	1,40	29	597	250	250	1,00	375
L2	93		29		203	270	1,17	390
L3	94		29		215	285	1,33	375
L4	90		29		200	300	1,50	395
L5	91		22		165	335	2,03	385
L6	91		22		125	375	3,00	350
L7	91		22		110	390	3,55	300
L8	94		22		100	400	4,00	270

Fonte: Costa *et al*. (2012)

Costa *et al*. (2012) concluíram que o aumento do índice de retangularidade, provocou um decréscimo nas resistências ao puncionamento e à flexão. Os autores identificaram que todas as lajes romperam por punção. Ao avaliar as estimativas das normas de projeto vigentes na época, os pesquisadores sugeriram a utilização do parâmetro μ, a fim de melhorar os resultados previstos pelos documentos. A Tabela 4 apresenta os valores de μ, que depende do índice de retangularidade dos pilares, enquanto a Equação 3 demostra a recomendação para a inserção desse parâmetro.

$$\mathrm{Vcal.ef} = \mu \cdot \mathrm{Vcal.norma} \quad (3)$$

Tabela 4 - Valores do coeficiente de Costa *et al*. (2012)

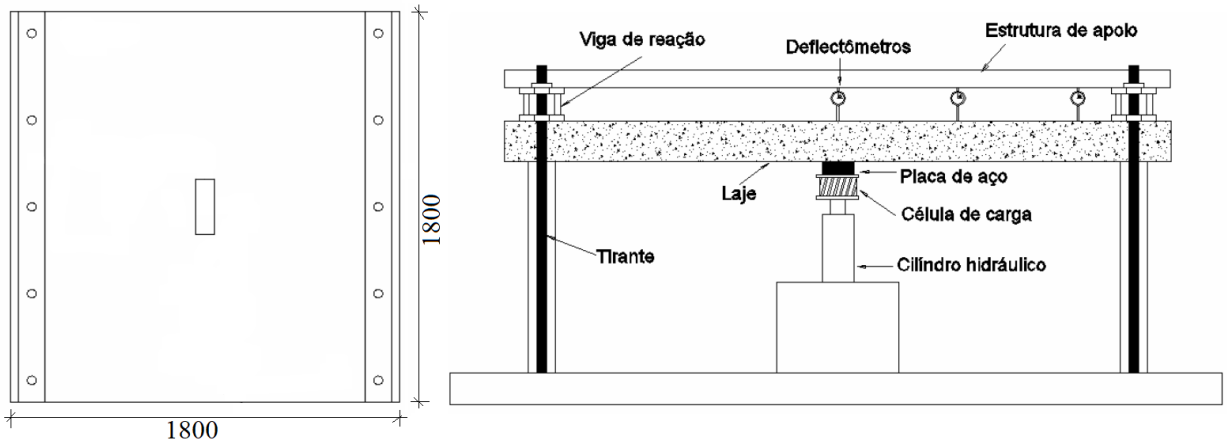
$C_{máx}/C_{mín}$	μ			
	ACI/02	***ACI/02***	***ACI/02***	***ACI/02***
1,00		1,05	1,21	1,05
2,00		1,05	1,21	1,05
3,00	1,47	1,05	1,21	1,05
4,00		0,9	1,21	0,90
5,00		0,9	1,02	0,90

Fonte: Costa *et al*. (2012)

2.4.1 Carvalho (2006)

Carvalho (2006) promoveu uma investigação experimental de 10 lajes lisas unidirecionais de concreto armado dosado com metacaulim e concreto de alta resistência (f_{ck} = 60MPa), submetidas a carregamento simétrico, a fim de avaliar a influência da variação do índice de retangularidade dos pilares e de armaduras de cisalhamento na resistência ao puncionamento. O carregamento foi aplicado em dois bordos paralelos através de vigas metálicas, conforme a Figura 16.

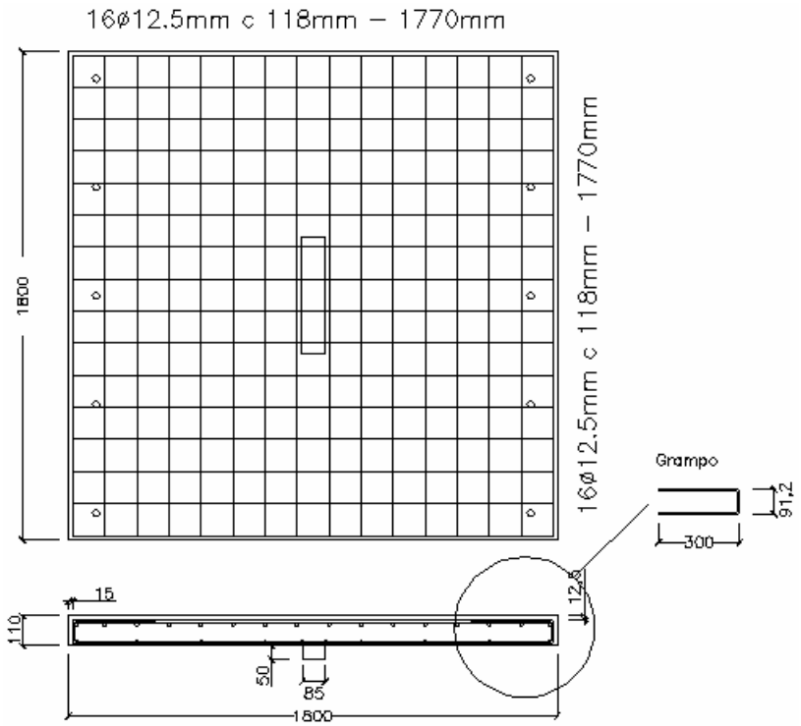
Figura 16 - Sistema de Ensaio de Carvalho (2006)



Fonte: Carvalho (2006)

As lajes possuíam dimensões de 1800x1800x110mm e índices de retangularidade iguais a 1, 3 e 5. A taxa de armadura à flexão foi fixada em 1,32%, cujo arranjo foi constituído por 16 Ø 12,5 c/ 118 mm (Figura 17). Quanto a armadura de cisalhamento escolhida, apenas sete das dez lajes possuíam (L4 à L10), compostas por estribos inclinados à 60 e utilizado Ø 6,3 mm. A Tabela 5 contém as características das lajes ensaiadas.

Figura 17 - Arranjo de armaduras de Carvalho (2006)



Fonte: Carvalho (2006)

Tabela 5 - Características das Lajes de Carvalho (2006)

Laje	d (mm)	r (%)	f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	C_{min} (mm)	$C_{máx}$ (mm)	Armadura de Cisalhamento	P_u
L1	85	1,30	52	530	85	85	Não	185
L2	86		52			255		226
L3	85		50			425		239
L4	85		59			85	Sim	233
L5	85		58			255		210
L6	85,5		55			425		280
L7	86		60			255		33
L8	85		55			425		305
L9	85,5		56			425		304
L10	85,5		57			425		320

Fonte: Carvalho (2006)

Carvalho (2006) observou que as lajes L1, L2 e L3, que não possuíam armadura de cisalhamento, a ruptura se deu por punção com cargas próximas as estimadas por flexão. As lajes L4, L5 e L6 obtiveram um ganho de ductilidade devido a adição dos estribos, mas somente

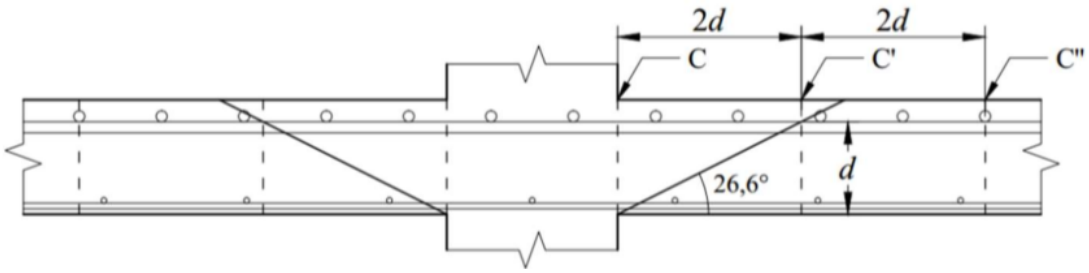
as lajes L7, L8, L9 e L9 apresentaram mapas de fissuração características de rupturas por flexão, entretanto dentro de um regime de ruptura por punção, portanto foram classificadas com ruptura de flexo-puncionamento. A laje L1 se destacou por apresentar a maior inclinação da linha de ruptura, no valor de 39°, enquanto L2 e L3 apresentaram 25° e 28°, respectivamente. Quanto as lajes com armadura de cisalhamento, a inclinação ficou entre 14° e 34°.

Os resultados obtidos por Carvalho (2006) levarão o autor a conclusão de que o uso do concreto de alta resistência, bem como a utilização dos estribos, aumenta a resistência a punção. O aumento do índice de retangularidade também contribuiu para o acréscimo da resistência ao puncionamento

2.5 Recomendações normativas de resistência a punção

A norma brasileira sugere como modelo de superfície de ruptura definida por uma fissura diagonal com inclinação de 26,6º (Figura 18) e exige que a verificação das tensões atuantes de cisalhamento seja realizada em duas ou mais superfícies críticas C, C' e C'', conforme a Figura 18. A superfície C diz respeito à verificação da compressão diagonal do concreto, a superfície C' a verificação da resistência à punção associada à tração diagonal em lajes com ou sem armaduras de cisalhamento, dentro da região destas armaduras. Por fim, a superfície C'', aplica-se em lajes que possuem armadura de cisalhamento (motivo pelo qual foge ao escopo deste estudo) e verifica a resistência à punção por tração diagonal fora da região das armaduras.

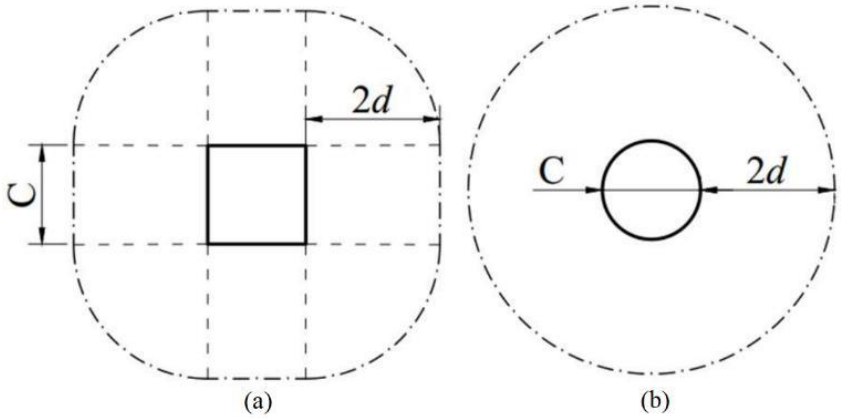
Figura 18 - Modelo de Cálculo e Superfícies Críticas segundo NBR 6118



Fonte: Barros (2016)

A superfície C corresponde ao próprio perímetro do pilar (u_0), enquanto a C', afasta em $2d$ da face do pilar, é definida pelo perímetro de controle u_1 conforme a Figura 19 e pode ser calculada através da Equação 4. A verificação da compressão diagonal do concreto é feita através da Equação 5, com f_c em MPa e F representando a força ou reação concretada de cálculo e γc como o coeficiente de minoração da resistência do concreto, sendo 1,4.

Figura 19 - Perímetro crítico C'



Fonte: Barros (2016)

$$u1 = \begin{cases} 4 \cdot C + 4 . \pi \cdot d \ (a) \\ \pi \cdot C + 4 . \pi \cdot d \ (b) \end{cases} \quad (4)$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,2} = 0{,}27 \cdot \alpha_v \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \quad (5)$$

Onde

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_c}{250} \quad (6)$$

$$\tau_{sd} = \frac{\mathrm{F}}{u_0 \cdot d} \quad (7)$$

A Equação (8) representa a resistência à punção de lajes de concreto armado para a superfície crítica C', com d em milímetros, em que ρ é a taxa de armadura de flexão nas duas direções ortogonais e pode ser obtida pela Equação (9), no qual ρx e ρy são as taxas em casa uma das direções calculadas pela Equação (10) para cada área de aço contida ($A_s(x,y)$), a altura útil da laje também pode ser escrita como função das alturas úteis em cada direção, caso sejam distintas, conforme a Equação (11).

$$\tau_{Rd,1} = 0{,}182 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot (1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \cdot u_1 \cdot d) \quad (8)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (9)$$

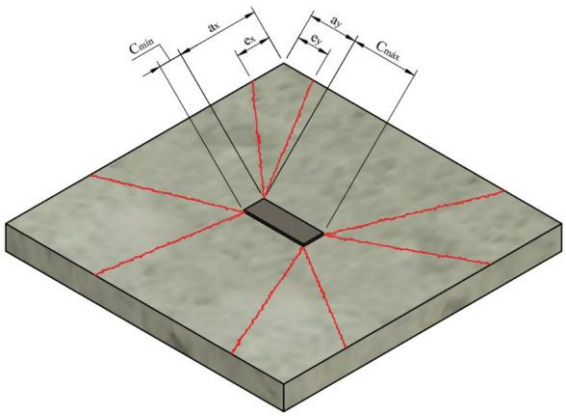
$$\rho_{(x,y)} = \frac{A_{s(x,y)}}{b \cdot d} \quad (10)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (11)$$

2.6 Resistência a flexão

Lajes submetidas ao puncionamento podem manifestar três modos de ruptura, sendo eles: punção, flexo-punção e flexão. A determinação de qual ruptura foi observada e baseia-se na análise de alguns parâmetros, tais como: deformação do concreto, deformações nas armaduras longitudinais, padrão de fissuração, carga de ruptura experimental e carga de ruptura à flexão. Esse último parâmetro foi estimado por meio da teoria das linhas de ruptura à flexão, idealizada por Ingerslev (1923). O método consiste em avaliar todos os possíveis mecanismos de ruptura, considerando as condições de contorno, com o objetivo de estimar a carga de ruptura. A aplicação da teoria parte do princípio de adotar uma possível configuração para as linhas de ruptura, nas quais deverá atuar o momento resistente da laje. Segundo Oliveira(2003), para lajes bidirecionais com pilares retangulares, a configuração das linhas pode ser representada pela Figura 20, enquanto a carga de ruptura à flexão é determinada pela Equação 12.

Figura 20 - Configuração das linhas de ruptura



Fonte: Adaptado Oliveira (2003)

$$p_{flex} = 2 \cdot M_u \cdot \left\{ \frac{l_x}{a_x} + \frac{l_y}{a_x} - 2 \cdot \left[\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right] \right\} \quad (12)$$

No qual:

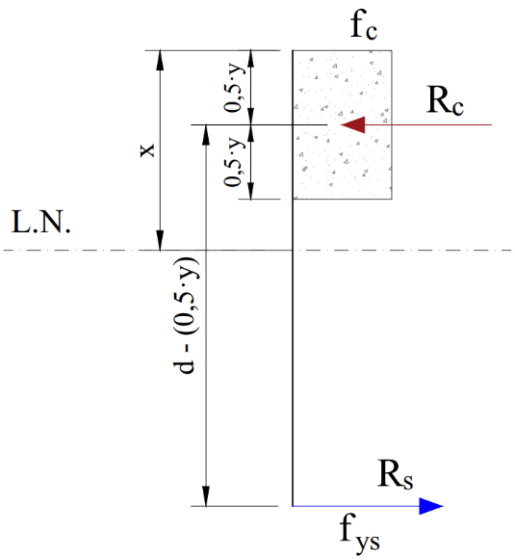
$$f_x = \frac{e_y}{a_y} \cdot \frac{\frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}{1 + \frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_x} - 1 \right)} \quad (13)$$

$$f_y = \frac{e_x}{a_x} \cdot \frac{\frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}{1 + \frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)} \quad (14)$$

$$e_x = e_y = 0{,}2 \cdot l \tag{15}$$

Definida a configuração da linha de ruptura, é necessário conhecer o momento fletor último por unidade de comprimento. Para Langendonck (1970), a ruína por flexão da laje ocorre quando a armadura atinge tensão de escoamento, ou seja, no início do estádio III do concreto. Portanto o momento fletor último pode ser calculado através da análise do diagrama simplificado da Figura 21e obtido pela Equação 16. Exposto o método utilizado para estimar as cargas de ruptura por flexão.

Figura 21 - Diagrama simplificado de tensões no estádio III



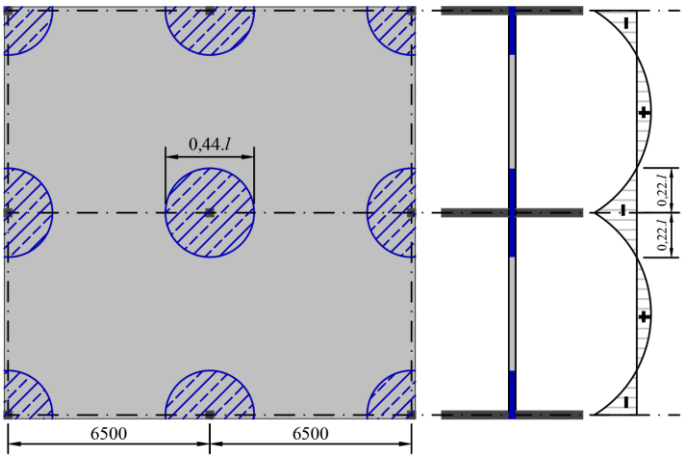
Fonte: Autor (2026)

$$M_u = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_c}\right) \tag{16}$$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi constituído por quatro lajes lisas bidirecionais de concreto armado, sem a utilização de armaduras de cisalhamento. As lajes confeccionadas simulam uma região em torno de um pilar central, pertencente a um pavimento de edificação, no qual se utiliza o sistema de laje lisa. Para essa representação, adotou-se uma escala de 1:2, o que corresponde a um vão (l) de aproximadamente 6500 mm. Essa delimitação dimensional fundamenta-se na diretriz do Model Code 20 (CEB, 2020), a qual estabelece que os momentos nulos se desenvolvem em uma região de raio equivalente $0{,}22 \cdot l$, conforme ilustra a Figura 22.

Figura 22 - Modelo de pavimento a ser simulado



Fonte: Autor (2026)

3.1 Características das Lajes

Em conformidade com o modelo a ser simulado, considerando uma escala de 1:2, as quatros lajes possuem dimensões de 1400 mm x 1400 mm, divididas em dois grupos de duas lajes cada um. O primeiro grupo (lajes S90) possui espessura de 90 mm, que resulta em uma razão vão/espessura igual a 35; o segundo grupo (lajes S120) foi confeccionado com espessura de 120 mm, ou seja, vão/espessura igual a 27. As lajes foram submetidas a um carregamento concentrado no centro da superfície inferior, aplicado por meio de uma placa metálica, replicando um pilar com dimensões de 120 mm x 120 mm. As taxas de armadura à flexão, definidas segundo a Equação 17 (Onde A_s é a área da seção transversal de armadura de flexão), foram distintas para os dois grupos, com valores de 1,48% e 0,65% para as lajes S90 e S120, respectivamente. A Tabela 6 resume as características das lajes e Figura 23 a planta de fôrma das lajes. Além da espessura da laje, outro parâmetro analisado foi o teor de agregados graúdos na composição do concreto. Para cada grupo de lajes, foi avaliada uma variação de +50% no teor dos agregados, ou seja, a quantidade de agregados utilizada como referência foi denotada como 100%, enquanto a quantidade aumentada foi simbolizada como 150%.

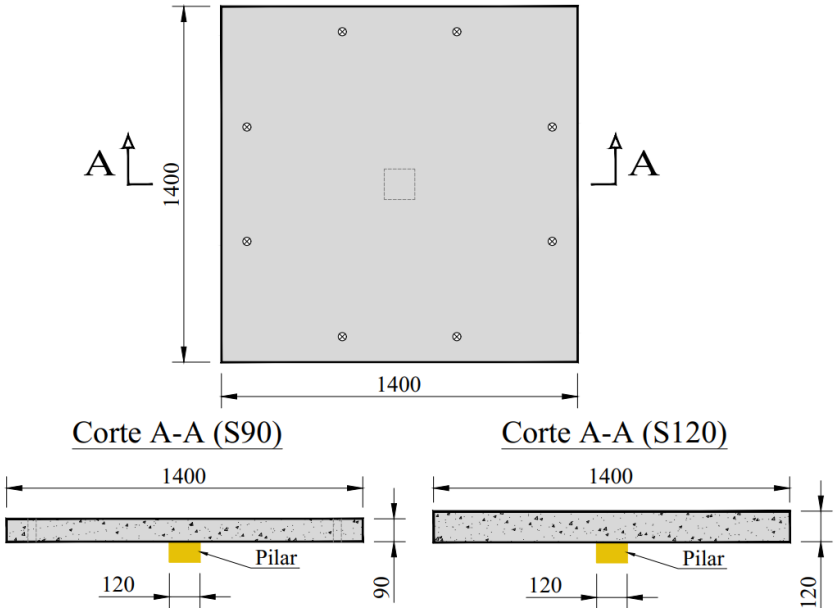
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \tag{17}$$

Tabela 6 - Características das lajes

Laje	*L* (mm)	*l/h*	*d* (mm)	ρ (%)	Teor de Agregado (%)
S90-100	1400	35	65	1,48	100
S90-150	1400	35	65	1,48	150
S120-100	1400	27	95	0,65	100
S120-150	1400	27	95	0,65	150

Fonte: Autor (2026)

Figura 23 - Fôrmas das Lajes



Fonte: Autor (2026)

3.2 Dosagem do Concreto

A moldagem das quatro lajes foi realizada com concreto produzido in loco, entretanto, utilizaram-se duas dosagens distintas, variando a o teor de agregados presente na mistura, todavia estabeleceu-se parâmetros a serem constantes em todas as dosagens, sendo: fator água/cimento e resistência à compressão (f_c). Todas as dosagens utilizaram os mesmos materiais. O cimento escolhido foi o CP II-E 32, ou seja, cimento Portland composto com escória granulada de alto forno, com classe de resistência de 32 MPa, do fabricante Poty, disponível na região metropolitana de Belém-Pa. O agregado miúdo utilizado foi areia natural de rio de granulometria fina, amplamente comercializada na região metropolitana de Belém-Pa, a massa específica da areia é de 2,645 g/cm³. O agregado graúdo escolhido foi proveniente da britagem de rochas graníticas com diâmetro máximo 19 mm, comumente conhecido como brita 1.

3.2.2 Dosagem de referência - Teor 100%

A dosagem de referência, denominada como teor de 100%, apresentou um traço na proporção 1:5 (1:m), em que sendo m representa a relação dos agregados secos em relação à massa de cimento. Adotou-se uma relação água/cimento igual a 0,45, e essa quantidade foi fixada para as demais dosagens. O teor de argamassa da mistura foi definido como 55%. Dessa forma, o traço obtido foi de 1: 2,30: 2,70: 0,45. Somadas às quantidades de cimento, agregados e água, também se fez uso de aditivo superplastificante, a fim de melhorar a trabalhabilidade do concreto, o utilizado foi o MC-PowerFlow 1180 e sua dosagem foi de 1,10% em relação a massa de cimento.

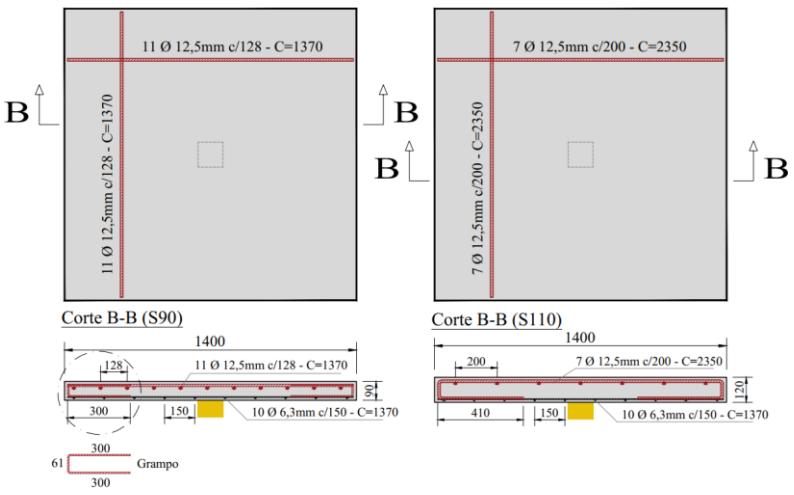
3.2.3 Dosagem – Teor 150%

Definida a dosagem para o Teor de 100 optou-se por variar a quantidade de brita 1 na mistura do teor de 150%. Com um acréscimo de 50% em relação à dosagem de referência, o traço obtido foi 1: 2,30: 4,05: 0,45. Essa alteração demandou uma maior dosagem de aditivo para garantir a trabalhabilidade do concreto, estabelecida em 2,28%. Vale ressaltar que a escolha por variar a quantidade de brita na mistura deve-se ao objetivo do estudo, avaliar a influência do agregado graúdo, ou seja, do engrenamento dos agregados, na resistência da laje ao puncionamento.

3.3 Armadura de Flexão

As lajes S90 contam com armadura de flexão composta por 11 Ø 12,5 c/ 128 mm, enquanto as lajes S120 possuem 7 Ø 12,5 c/ 200 mm, ambas posicionadas na face superior nas duas direções e ancoradas nas bordas das lajes. A diferença na armação das lajes foi imposta a fim de que as cargas de ruptura a flexão de ambos os grupos se equivalessem. Quanto a armadura de distribuição disposta na face inferior, foi constituída por 10 Ø 6,3 c/ 150 mm. O cobrimento na face superior foi de 12,5 mm, nas laterais de 15 mm, enquanto a face inferior de 10 mm, resultando em uma altura útil de 65 mm para as lajes S90 e 95 mm para as S120. A Figura 24 demonstra os arranjos de armaduras à flexão para os dois grupos de lajes, enquanto a Figura 25 apresenta o arranjo das armações nas fôrmas das lajes, sendo (a) para as lajes S90 e (b) lajes S120.

Figura 24 - Arranjos de armaduras à flexão



Fonte: Autor (2026)

Figura 25 – Armaduras dispostas nas fôrmas

(a) (b)

Fonte: Autor (2026)

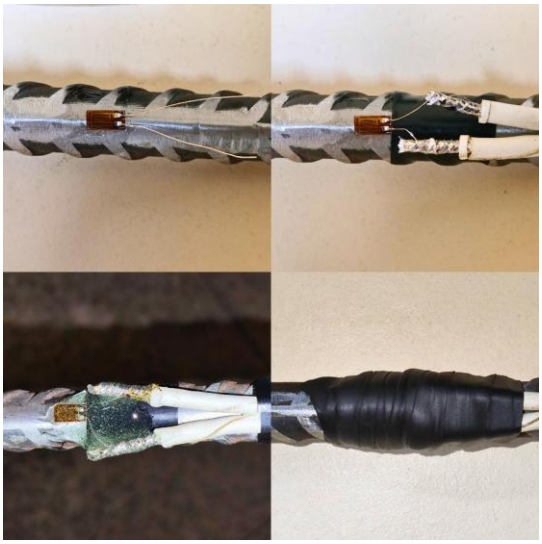
3.4 Instrumentação

As lajes foram instrumentadas de maneira semelhante, desta forma possibilitando realizar uma análise comparativa entre os resultados. As deformações do concreto e das armaduras foram medidas através de extensômetros de resistência elétrica (EER), enquanto os deslocamentos verticais monitorados por meio de réguas potenciométricas. Os equipamentos foram instalados em pontos específicos destinando descrever o comportamento da laje à medida que se submetia o carregamento controlado e crescente.

3.4.1 Armadura de Flexão

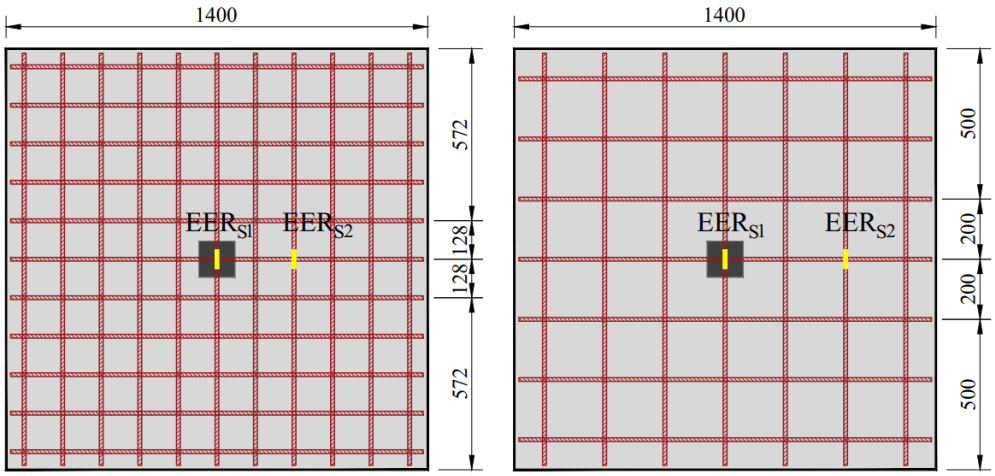
As deformações nas armaduras de flexão foram obtidas através de extensômetros elétricos de resistência, fabricados pela marca Excel Sensores, modelo PA-06- 125AA-120L, cujas dimensões são de 3,18 mm x 3,18 mm. A fixação foi realizada na superfície lateral, na seção média das barras (ver Figura 26) em duas barras da armadura de flexão, conforme Figura 27, onde a) representa as lajes S90 e b) as S120. A escolha da região próxima do pilar se deve à grande concentração de tensões da região.

Figura 26 - Fixação dos extensômetros



Fonte: Autor (2026)

Figura 27 - Localização dos extensômetros nas armaduras de flexão

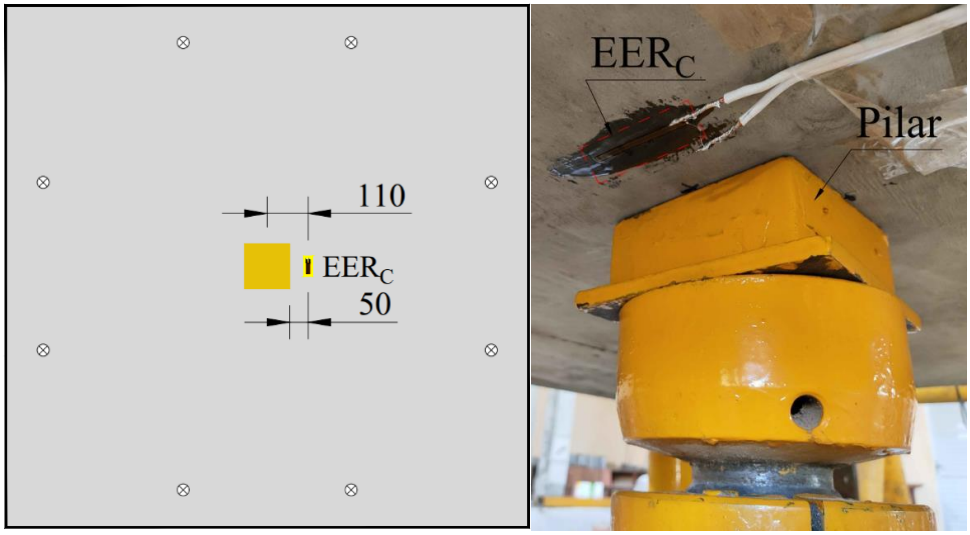


Fonte: Autor (2026)

3.4.2 Concreto

De modo semelhante ao procedimento adotado para as armaduras de flexão, as deformações do concreto também foram obtidas pelos extensômetros elétricos da Excel Sensores, porém do modelo PA-06-201BA-120L, cujas dimensões são de 51,1 mm x 2,03 mm. A fixação foi realizada na face inferior das lajes (região comprimida), distante 50 mm da face do pilar (ver Figura 28), situa-se na região de elevada concentração de tensões.

Figura 28 - Posição do extensômetro responsável pelo concreto

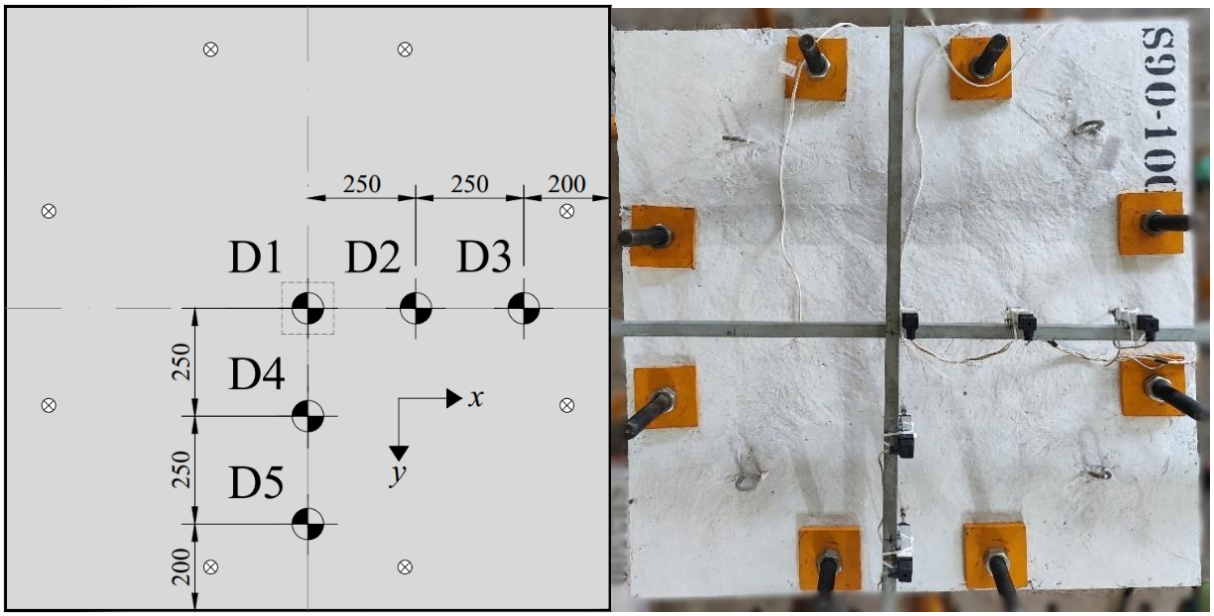


Fonte: Autor (2026)

3.4.3 Deslocamento Vertical

Os deslocamentos verticais foram monitorados através de potenciômetros, conforme a (Figura 29), também conhecidos por réguas potenciométricas, fabricados pela empresa Sonseiko Senser, modelo KTR-100 mm, com precisão de 0,001 mm. As flechas foram monitoradas em cinco pontos posicionados simetricamente a partir do centro das lajes, de modo a verificar o seu comportamento nas duas direções.

Figura 29 - Disposição dos potênciometros

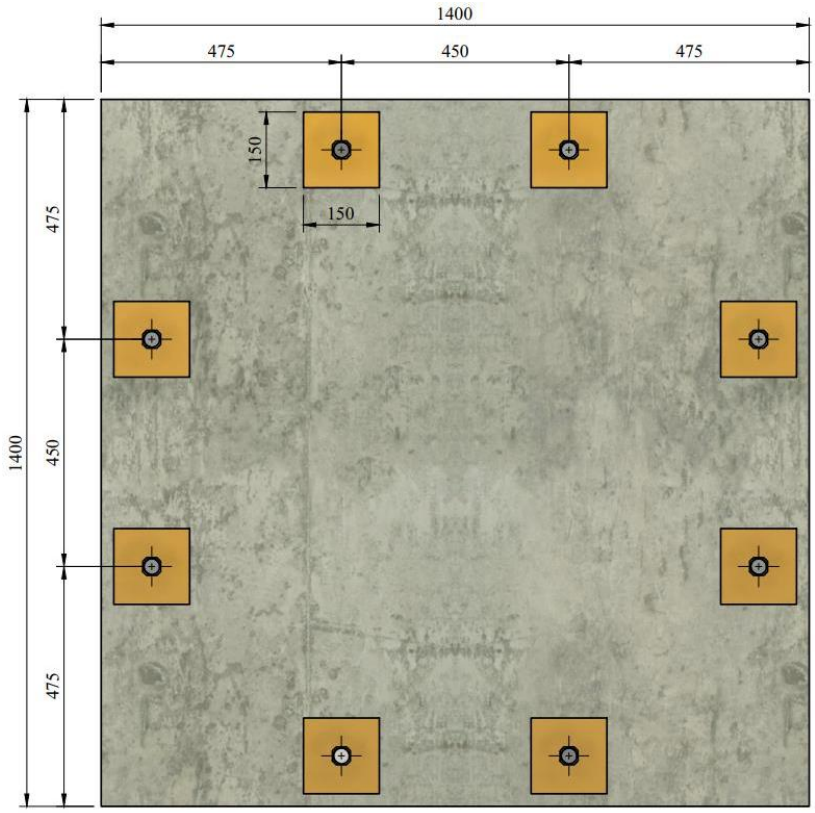


Fonte: Autor (2026)

3.5 Sistema de Ensaio

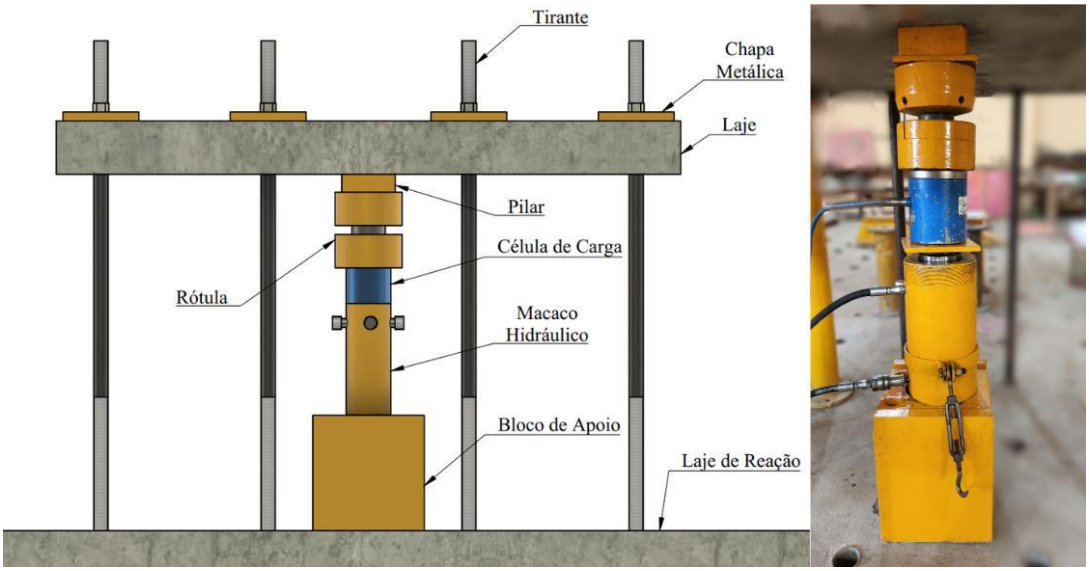
As lajes foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas (LABEST), pertencente à Universidade Federal do Pará (UFPA). O sistema fora apoiado em ambas as extremidades das lajes (bidirecionais) por meio de chapas metálicas, de dimensões 150 mm x 150 mm x 20 mm, e tirantes. O puncionamento foi simulado com aplicação de carga concentrada vertical em uma placa metálica de 120 mm x 120 mm x 50 mm na parte inferior da laje. O carregamento foi conduzido por um cilindro hidráulico da marca ENERPAC, modelo HCG1008, com 200 mm de curso, de comando elétrico e com capacidade de carga 1000 kN. A fim de mensurar a intensidade do carregamento, utilizou-se uma célula de carga da marca Alfa Instrumentos, modelo 0002707 C-100T fabricada em aço niquelado, com capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN. Adotaram-se incremento de carga de 0,5 kN, obtendo-se um número satisfatório de leituras. As Figura 30, Figura 31 e Figura 32 ilustram os detalhes do sistema de ensaio.

Figura 30 - Sistema de ensaio - Vista superior



Fonte: Autor (2026)

Figura 31 - Sistema de ensaio - Vista Frontal



Fonte: Autor (2026)

Figura 32 - Sistema de ensaio - Vista em perspectiva

Fonte: Autor (2026)

Montado o sistema de ensaio, bem como posicionadas as réguas potenciométricas, os dados do ensaio, sendo eles: deformações do concreto e armaduras, deslocamentos verticais e carga aplicada, foram adquiridos através do equipamento ALMEMO®, com auxílio de um notebook, conforme a Figura 33.

Figura 33 - Aquisição de dados

Fonte: Autor (2026)

4.0 RESULTADOS

4.1 Matérias

4.1.1. Aço

As armaduras de flexão utilizadas na confecção das lajes foram caracterizadas através do Ensaio de Tração em temperatura ambiente, seguindo as recomendações descritas pela NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2024). As barras são da classe CA-50 de diâmetro Ø 12,5 mm. Empregaram-se três barras ao ensaio de tração e, através da curva tensão x deformação média das amostras, foi possível extrair as propriedades mecânicas do aço, sendo elas: tensão de escoamento (f_{ys}), deformação de escoamento (ε_{ys}) e módulo de elasticidade (E_{ys}). A Tabela 7 resume as características adotadas do aço utilizado no programa experimental.

Tabela 7 - Resumo – Propriedades do aço

ϕ (mm)	F_{ys} (MPa)	ε_{ys} (%)	E_{ys} (GPa)
12,5	564	2,39	236

Fonte: Autor (2026)

4.1.2 Concreto

O preparo da mistura do concreto foi executado em conformidade com o item 3.2 e fora realizado no Laboratório de Estruturas da UFPA (LABEST). As concretagens foram executadas de acordo com o teor de agregado, ou seja, primeiro concretou-se as lajes com maior concentração de brita, a com teor 150%, em seguida as lajes com teor de referência (teor 100%). Optou-se por proceder nessa ordem devido a eventual dificuldade encontrada durante o adensamento das misturas, visto que, a dosagem de teor 150% possui maior grau de dificuldade e, consequentemente, exige maior concentração de aditivo. A avaliação da trabalhabilidade do

concreto foi feita através do ensaio de abatimento do tronco de cone, conhecido como Slump Test, seguindo recomendações da NBR NM 67 (ABNT, 1998). Padronizou-se o abatimento do concreto em 12 ± 2cm, conforme apresenta a Figura 34.

Figura 34 - Abatimento Slump Test

Fonte: Autor (2026)

Para cada uma das 4 lajes, foram moldados sete espécimes de corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 mm x 200 mm. Destas sete amostras, foram destinadas três para realização do ensaio de compressão simples, duas para ensaio de módulo de elasticidade e duas para ensaio de compressão diametral

A Figura 35 ilustra a concretagem de duas lajes, cada uma com dosagem distinta, em que a) teor 100% e b) teor 150%.

Figura 35 - Concretagem das lajes

(a) (b)

Fonte: Autor (2026)

Finalizadas as concretagens, iniciou-se o processo de cura das peças, a fim de evitar a fissuração da superfície do concreto devido o processo de retração. A cura foi conduzida com molhagem das lajes, em seguida cobertas com sacos de aniagem, visando conservação da

umidade. O processo se estendeu durante sete dias e, quando o concreto atingiu a idade de 15 dias, realizou-se a desforma e pintura das peças, conforme a Figura 36.

Figura 36 – Laje deformada e pintada

Fonte: Autor (2026)

4.1.2.1 Resistência à compressão

A obtenção da resistência à compressão (f_c) fora obtida através de ensaio de compressão simples dos corpos de prova cilíndricos de concreto. Para cada uma das quatro lajes, foram moldados três espécimes. Os ensaios de compressão (Figura 37) foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, seguindo as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2018). Os resultados obtidos estiveram contidos na Tabela 8 e representam as características do concreto após 28 dias de idade.

Figura 37 - Ensaio de compressão simples

Fonte: Autor (2026)

Tabela 8 – Resultados – Ensaio de compressão simples

Espécime	S90-100 f_c (MPa)	S90-150 f_c (MPa)	S120-100 f_c (MPa)	S120-150 f_c (MPa)
CP1	35,61	38,14	36,06	31,63
CP2	35,8	33,01	36,31	35,35
CP3	36,18	33,34	36,54	38,27
Média	35,86	34,84	36,30	35,08

Fonte: Autor (2026)

4.1.2.2 Módulo de Elasticidade

O ensaio para determinar o módulo de elasticidade do concreto seguiu as recomendações normativas da NBR 8522-1 (ABNT, 2021). Para cada laje foram confeccionados dois espécimes para realização do ensaio. Os ensaios também se sucederam no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, realizados na idade de 28 dias do concreto. A Figura 38 ilustra o procedimento do ensaio e a Tabela 9 contém os resultados obtidos.

Figura 38 Ensaio de Módulo de Elasticidade

Fonte: Autor (2026)

Tabela 9 - Resultados – Ensaio de Módulo de Elasticidade

Espécime	S90-100 E_c (GPa)	S90-150 E_c (GPa)	S120-100 E_c (GPa)	S120-150 E_c (GPa)
CP1	34,62	31,00	27,78	32,05
CP2	33,01	34,20	26,72	31,26
Média	33,82	32,60	27,25	31,66

Fonte: Autor (2026)

4.2 Deslocamento Vertical das Lajes

Os deslocamentos verticais (δ) das lajes foram monitorados por meio das réguas potenciométricas, posicionadas conforme a Figura 29. As medições dos deslocamentos

sucederam-se até a carga de ruptura, em virtude da fragilidade das lajes que não possuem armadura transversal, ou seja, as rupturas observadas se deram de maneira abrupta, sem ductibilidade. Observou-se que as lajes S90 apresentaram deslocamentos mais acentuados em relação as lajes S120. Este fenômeno fora esperado, em virtude da diferença de rigidez de ambos os grupos, em adição, esta diferença se notou também na quantidade de energia necessária para ruínas das lajes, ou seja, as lajes S120 demandaram níveis de carga mais elevados para um mesmo deslocamento, quando comparadas as lajes S90. Notou-se que ao aumentar o teor de agregados, as lajes atingiram níveis de cargas de rupturas à punção mais elevados, registraram deslocamentos verticais mais acentuados. A Tabela 10 apresenta o resumo dos deslocamentos máximos, bem como das cargas de ruptura das lajes, o que evidencia que o aumento do teor de agregados proporcionou mais resistência às lajes.

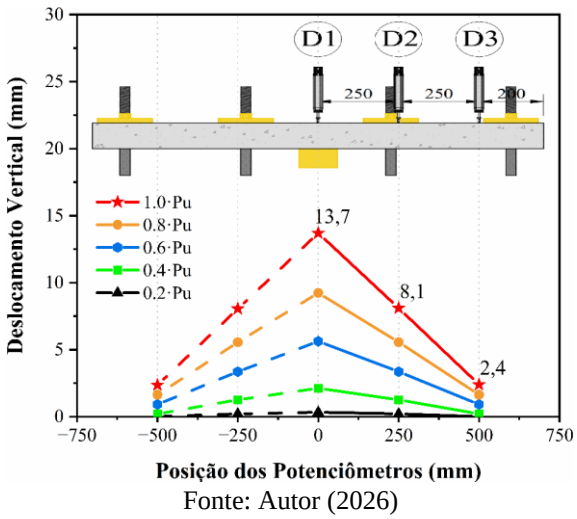
Tabela 10 – Resumo dos deslocamentos máximo e carga de ruptura

Laje	***l*** **(mm)**	***d*** **(mm)**	ρ **(%)**	**Teor de Agregado (%)**	P_u **(kN)**	$\delta_{máx}$ **(mm)**	P_u/d **(kN/mm)**
S90-100	1400	65	1,48	100	176,1	13,7	2,71
S90-150	1400	65	1,48	150	183,1	14,3	2,82
S120-100	1400	95	0,65	100	227,6	10,6	2,40
S120-150	1400	95	0,65	150	275,4	12,2	2,90

Fonte: Autor (2026)

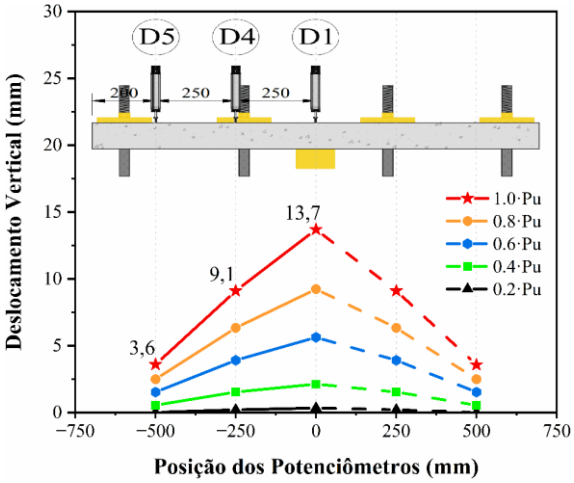
As Figura 39 a Figura 46 apresentaram o perfil de deslocamento vertical de acordo com o aumento do carregamento, do início da aplicação, até a carga de ruptura, em passos de 20% da carga última. A linha contínua nos gráficos representa a leitura das réguas potenciométricas, enquanto a linha tracejada é uma estimativa, por simetria, do deslocamento na região no qual não se monitorou.

Figura 39 - Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-100 - Eixo X



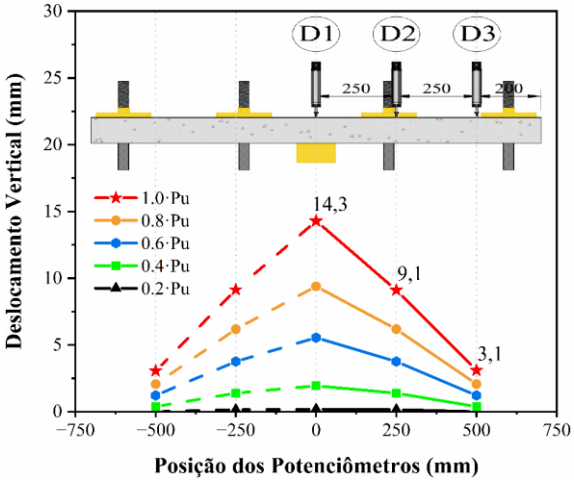
Fonte: Autor (2026)

Figura 40 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-100 - Eixo Y



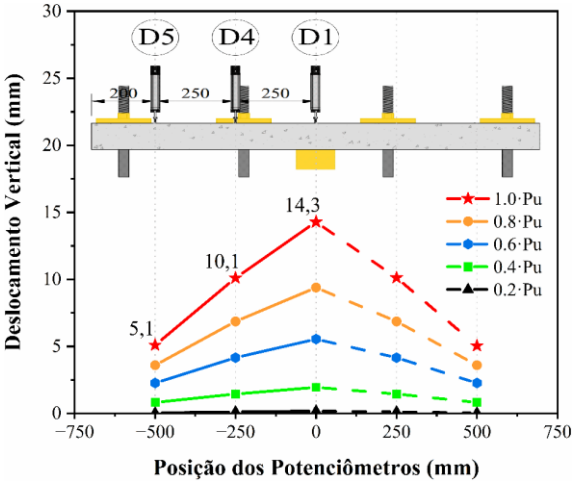
Fonte: Autor (2026)

Figura 41 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-150 - Eixo X



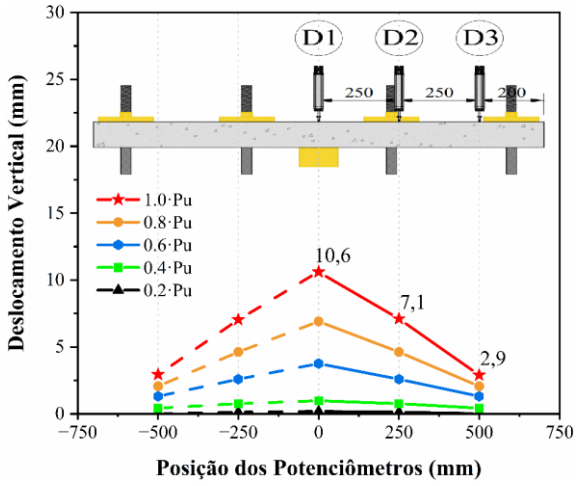
Fonte: Autor (2026)

Figura 42 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S90-150 - Eixo Y



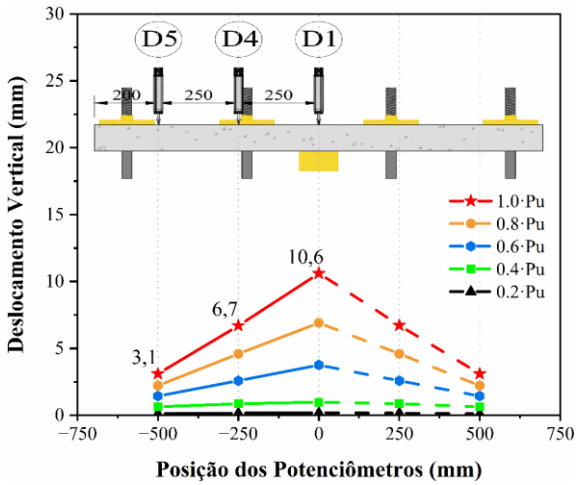
Fonte: Autor (2026)

Figura 43 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-100 - Eixo X



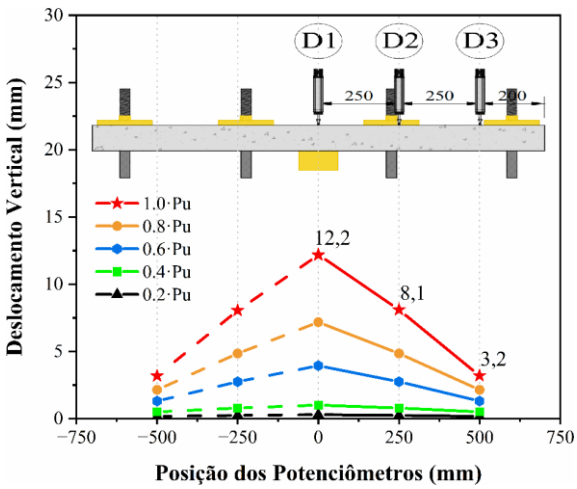
Fonte: Autor (2026)

Figura 44 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-100 - Eixo Y



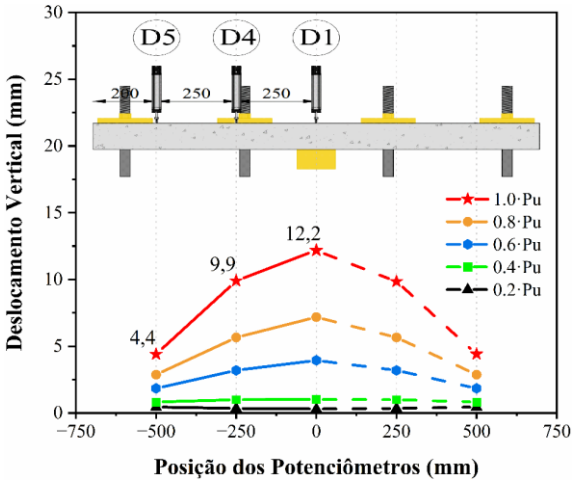
Fonte: Autor (2026)

Figura 45 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-150 - Eixo X



Fonte: Autor (2026)

Figura 46 – Deslocamentos x Aumento do carregamento – S120-150 - Eixo Y



Fonte: Autor (2026)

4.3 Deformação de Concreto

Em alinhamento com a descrição do item 3.2, as deformações na superfície do concreto foram aferidas por meio de um extensômetro situado a 50 mm da face do pilar de aplicação da carga. Ao observar a Tabela 11 foi possível concluir que nenhuma laje excedeu o limite de esmagamento do concreto definido pela NBR 6118 (ABNT, 2023), ou seja, nenhuma deformação atingiu o valor de ε_{cu} = 3,5 ‰. Notou-se que a maior concentração de agregados (dosagem Teor 150%) permitiu uma maior absorção de energia nas lajes, visto que estas apresentaram maiores deformações na superfície do concreto.

Tabela 11 – Resumo das deformações máximas do concreto

Laje	***l*** **(mm)**	***d*** **(mm)**	ρ **(%)**	**Teor de Agregado (%)**	P_u **(kN)**	ε_c **‰**
S90-100	1400	65	1,48	100	176,1	0,685
S90-150	1400	65	1,48	150	183,1	0,975
S120-100	1400	95	0,65	100	227,6	0,634
S120-150	1400	95	0,65	150	275,4	0,919

Fonte: Autor (2026)

4.4 Deformações nas Armaduras de Flexão

As deformações nas armaduras longitudinais das lajes foram obtidas por meio dos extensômetros instalados conforme descrito no item 3.3.1. Monitorou-se a barra central, no qual posicionou-se sobre o pilar de aplicação da carga, assim como uma segunda barra espaçada (ver Figura 27). A Tabela 12 apresentou os resultados para o EER_{S1}, cujas armaduras experimentaram os maiores níveis de deformação. Notou-se que todas as barras ultrapassaram a deformação limite para o escoamento, definido no item 6.1.1 como sendo ε_{ys} = 2,39 ‰,

entretanto nenhuma atingiu a deformação plástica excessiva de 10 ‰ definida pela NBR 6118 (ABNT, 2023). É possível aferir que, de modo geral, à medida que se aumentou o teor dos agregados, as deformações nas armaduras atingiram níveis mais elevados, entretanto esse fenômeno não ocorreu para a laje S120-100.

As Tabela 12 apresentaram os resultados de cada laje para as deformações tanto do extensômetro EER_{S1}, quando no EER_{S2}. Observou-se que apenas para laje S90-100 foi possível notar escoamento no EER_{S2}, enquanto nas demais, apenas as barras com $EERS1$ experimentaram escoamento.

Tabela 12 – Resumo das deformações das armaduras de flexão

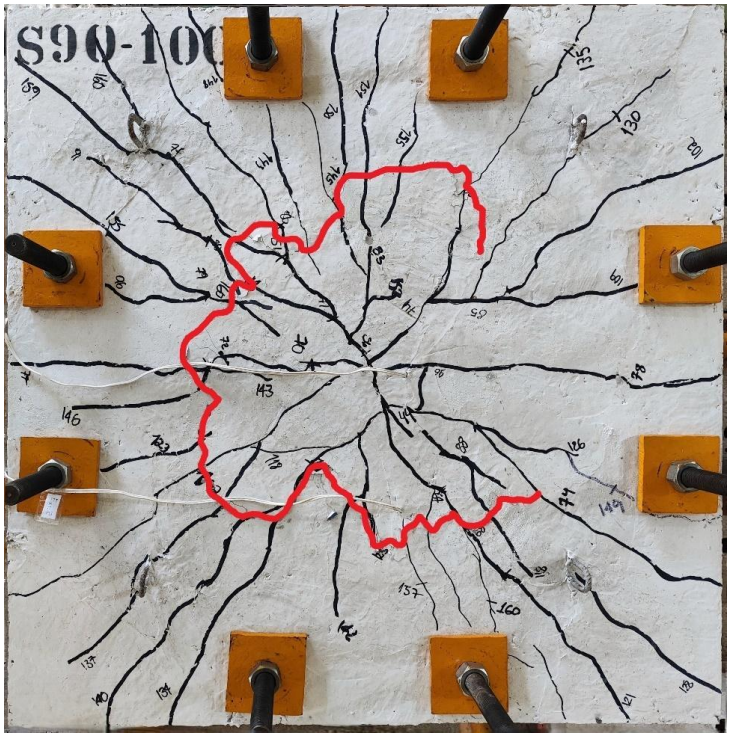
Laje	***l*** **(mm)**	***d*** **(mm)**	ρ **(%)**	**Teor de Agregado (%)**	P_u **(kN)**	**EER$_{S1}$ (‰)**	**EER$_{S2}$ (‰)**
S90-100	1400	65	1,48	100	176,1	3,236	2,773
S90-150	1400	65	1,48	150	183,1	2,654	2,251
S120-100	1400	95	0,65	100	227,6	2,607	2,306
S120-150	1400	95	0,65	150	275,4	3,689	2,337

Fonte: Autor (2026)

4.5 Mapas de Fissuração

As fissuras na superfície superior das lajes se desenvolveram, majoritariamente, por meio fissuras radiais, sendo as primeiras a surgirem e posteriormente se ramificarem, propagando-se em direção aos bordos das peças, até o patamar da carga de ruptura, no qual houve a formação de uma fissura tangencial, caracterizando a formação do “tronco de cone” de ruptura por punção, está se deu de maneira abrupta, ou seja, uma ruptura frágil. A Figura 47 expõe o mapa de fissuração da laje S90-100, no qual destacou-se em vermelho a fissura de ruptura. O padrão de fissuração foi o mesmo em todas as lajes, ou seja, a variação no teor de agregados graúdo não influenciou este parâmetro.

Figura 47 - Laje S90-100 - Mapa de Fissuração



Fonte: Autor (2026)

5 ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA

A Tabela 13 resume as propriedades das lajes essenciais para o cálculo das prescrições normativas. Vale ressaltar que nenhum dos documentos abordados no referencial teórico levaram em consideração o teor de agregados na resistência à punção, realçando a relevância do estudo desenvolvido ao longo deste trabalho. Outro ponto a se destacar foi que, como as resistências à compressão dos concretos equivalentes, ou seja, pouquíssima variação, as estimativas de um teor de agregado para outro deveriam ser iguais, entretanto como as resistências à compressão não foram numericamente iguais, houve variação entre as concentrações de agregado, todavia isso não significa concluir que as normas estão considerando este parâmetro nas suas previsões.

Tabela 13 – Resumo das propriedades das lajes

Laje	***l*** **(mm)**	***d*** **(mm)**	ρ **(%)**	$\phi_{máx}$ **Agregado (mm)**	**Teor de Agregado (%)**	f_c **(MPa)**	f_{ys} **(MPa)**
S90-100	1400	65	1,48	19	100	35,9	564
S90-150	1400	65	1,48	19	150	34,8	564
S120-100	1400	95	0,65	19	100	36,6	564
S120-150	1400	95	0,65	19	150	35,1	564

Fonte: Autor (2026)

5.1 Estimativa da resistência à flexão

Para a obtenção dos valores teóricos de p_{flex}, aplicou-se a Teoria das Linhas de Ruptura, utilizando a equação 12, presente no tópico 2.6. A Tabela 14 resumo os resultados obtidos.

Definida as cargas de ruptura à flexão, Oliveira (2003) comentou que, a razão entre resistência última e resistência à flexão pode ser utilizada como critério inicial para caracterizar o modo de ruptura, ou seja: para valores de $P_u / P_{Flex} < 0{,}90$, ruptura por punção; para $0{,}90 \leq P_u / P_{Flex} \leq 1{,}15$, ruptura por flexo-punção; e para $P_u / P_{Flex} > 1{,}15$, ruptura por Flexão. Utilizando este critério, a Tabela 14 apresentou quais seriam as rupturas observadas.

Tabela 14 – Estimativa de ruptura à flexão

Laje	P_u (kN)	τ_u (MPa)	P_{flex} (kN)	P_u / P_{flex}	Modo de Ruptura
S90-100	176,1	2,09	233,9	0,75	Punção
S90-150	183,1	2,17	233,0	0,79	Punção
S120-100	227,6	1,43	233,9	0,97	Flexo-Punção
S120-150	275,4	1,73	233,5	1,17	Flexão

Fonte: Autor (2026)

5.2 Estimativa segundo NBR 6118 (ABNT, 2023)

A norma brasileira baseia sua previsão na verificação da tensão atuante no perímetro crítico, exigindo que seja realizado a avaliação em pelo menos duas regiões. No tocante a lajes sem armadura de cisalhamento, é necessário avaliar a resistência no perímetro do pilar, a fim de verificar o esmagamento da diagonal comprimida do concreto, assim como a tensão no perímetro distantes $2 \cdot d$ da face do pilar, logo, o menor dos dois valores é assumido como a resistência à punção da laje. A Tabela 15 exibiu as estimativas da NBR 6118, bem como o modo de ruptura estimado.

Tabela 15 - – Estimativas NBR 6118 (ABNT, 2023)

Laje	P_u (kN)	P_{flex} (kN)	P_{NBR} (kN)	P_u / P_{NBR}	P_{NBR} / P_{flex}	Modo de Ruptura
S90-100	176,1	233,9	158,9	1,11	0,68	Punção
S90-150	183,1	233,0	157,4	1,16	0,68	Punção
S120-100	227,6	233,9	203,0	1,12	0,87	Punção
S120-150	275,4	233,5	200,7	1,37	0,86	Punção

Fonte: Autor (2026)

A NBR 6118 (ABNT, 2023) se mostrou conservadora, no que se refere às lajes S90-100, S90-150 e S120-100, em níveis parecidos, sendo: 11%, 16% e 12%, respectivamente. O maior conservadorismo do documento evidenciou-se na S120-150, com erro de 37%. Observou-se também que a norma estimou que todas as lajes sofreriam ruptura por punção.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHO FUTUROS

Com Base nos resultados obtidos nos ensaios a variação do teor de agregados no concreto provocou mudanças nos deslocamentos verticais, ou seja, as lajes que possuíam maior concentração dos agregados experimentaram níveis de carga mais elevados, assim como deflexões mais acentuadas. As lajes mais esbeltas, família S90, provaram de deslocamentos mais acentuados que as S120, entretanto os níveis de carregamento das lajes menos esbeltas foram mais elevados.

No grupo de lajes de 90 mm de espessura (S90), o acréscimo do teor de agregados (150%) resultou em um ganho de 3,83% na tensão de ruptura. Desse modo, na série de 120 mm (S120), o aumento de agregados graúdos no traço proporcionou um incremento de 20,9% na tensão de ruptura. Ao analisar as lajes com mesmo traço e diferente espessuras, ou seja, laje S90 e lajes S120 com traço 100%, constata-se que a laje com 90 mm de espessura alcançou um aumento de 29,2% na carga de ruptura (P_u). Visto que, a laje S120-150 foi a que suportou maior carga de ruptura, entretanto, as lajes mais esbeltas absorveram maiores tensões.

No que diz respeito à deformação no concreto nenhuma laje experimentou níveis de deformações no concreto capazes de provocar o esmagamento do material. O resultado foi esperado, em virtude de as lajes terem sido projetadas para sofrerem colapso por punção, logo, por não terem atingido o limite de deformação de ε_{cu} = 3,5‰, definido pela NBR 6118 (ABNT, 2023), concluiu-se que nenhuma laje sofreu ruptura por flexão nos domínios 3 ou 4.

Em relação a deformação do aço, as armaduras longitudinais foram monitoradas em duas barras, sendo a primeira passando sobre a projeção do pilar e a segunda afastada pulando uma barra subsequente. Todas as barras centrais ultrapassaram o limite de escoamento, enquanto somente para laje S90-100 houve escoamento nas duas barras instrumentadas. O maior nível de deformação foi de 3,689‰, na laje S120-150. Nenhuma laje atingiu a deformação plástica excessiva de 10%, por conseguinte, as lajes não sofreram ruptura por flexão no domínio 2.

Levando em conta apenas documentos normativos, a NBR 6118 (ABNT, 2023) apresentou os resultados mais próximos dos observados experimentalmente, ainda que tenham sido conservadores, em média, 14%

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados, tem-se como sugestão para trabalhos futuros:

- Variar o diâmetro máximo do agregado: Avaliar a influência do tamanho da brita na resistência ao cisalhamento.
- Variar a esbeltez das lajes em valores diferentes dos estudados;
- Investigar se o teor de agregados e a esbeltez teriam a mesma ou similar contribuição em lajes com a presença de armadura transversal;
- Investigar a influência das variáveis deste trabalho para situações não simétricas;
- Investigar a mudança do diâmetro máximo e tipo de agregado atrelado ao teor de agregados na resistência à punção;
- Elaborar um banco de dados para comparar se os parâmetros estudados também influenciaram em outros trabalhos da literatura.

REFERÊNCIAS

ACI 318, American Building Code Requirements For Reinforced Concrete. **American Concrete Institute**, 2019.

ALBERTI, M. G. **Polyolefin fibre-reinforced concrete: from material behavior to numerical and design considerations**. 2015. 351 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2015.

ALBUQUERQUE, E. J. P. (2015). **Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento e Pilar de Canto Reentrante**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 002 A/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 379 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697: Cimento Portland — Requisitos**. Rio de Janeiro, 2018. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023. 260 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522-1: Concreto endurecido — Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1: Módulos estáticos à compressão**. Rio de Janeiro, 2021. 30 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISSO 6892 - Materiais metálicos - Ensaio de tração - Parte 1: Método de ensaio em temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2024. 79 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.

BARROS, R. N. M. (2015). **Resistência à Punção de Ligações Laje-Pilar Armadas ao Cisalhamento com Estribos**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 284p.

BAZANT, Z. P.; ASCE, F. Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal. **Journal Of Engineering Mechanics**, [S.L.], v. 110, n. 4, p. 518-535, Apr. 1984.

BRANCO, V. H. L. **Punção em Lajes Lisas Unidirecionais de Concreto Armado com Diferentes Taxas de Armadura Secundária e Pilares retangulares**. Tese de Doutorado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2022.

CARVALHO, A. S. **Análise Experimental de lajes lisas unidirecionais de concreto armado de alta resistência com Matacaulim apoiadas em pilares retangulares e armadas à punção**. 2006. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2006.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo de Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 415 p.

CEB-FIP (2010). **Model Code 2010: Final Draft**. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011.

COSTA, N. C. S. **Influência do fator de escala, diâmetro máximo e tipo de agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento**. 2022. 180 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2022.

COSTA, V. C. M.; OLIVEIRA, D. C.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N. PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO DE CONCRETO ARMADO - RETANGULARIDADE DOS PILARES. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.L.], v. 5, n. 1, p. 36-46, 16 out. 2012.

ELSTNER, R. C., HOGNESTAD, E. **Shearing Strength Of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal Proceedings**. V. 53, No. 1, 1956. Pp. 11-17.

EUROCODE2 (2004). **Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. European Standard, 2004.

FÜRS, A.; ASCE, Fellow. Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs. **Journal Of Stuctural Engineering**, [S.L.], v. 123, n. 8, p. 1102-1110, Aug. 1997.

GASPARINI, D. A. Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909. **Journal Of Structural Engineering**, [S.L.], v. 128, n. 10, p. 1243-1252, out. 2002. American Society of Civil Engineers (ASCE). http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:10(1243).

GRAF, O. **Tests Of The Strength Of Reinforced Concrete Slabs Supported At All Sides And Subjected To Concentrated Loads**. Deutscher Ausschuss Fur Eisenbeton, Heft 88, Berlim, 1938, 22p.

GUANDALINI, S. **Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé**. 2006. 179 f. Tese (Doutorado) - Curso de Génie Civil, Section de Génie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2006.

HAWKINS, N. M., FALSSEN, H. B., HINOJOSA, R. C., Influence Of Column Rectangularity On The Behaviour Of Flat Plate Structures. Publication Sp-30, **ACI Journal,** Detroit, 1971.

HUANG, C.; PU, S.; DING, B. An analytical punching shear model of RC slabcolumn connection based on database. **Journal Of Intelligent & Fuzzy Systems**, [S.L.], v. 35, n. 1, p. 469-483, 27 jul. 2018. IOS Press. http://dx.doi.org/10.3233/jifs- 169604.

HUBER, T.; HUBER, P.; KOLLEGGER, J. Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 186, p. 26-42, maio 2019. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.074.

INÁCIO, M. M.G.; ALMEIDA, A. F.O.; FARIA, D. M.V.; LðCIO, V. J.G.; RAMOS, António Pinho. Punching of high strength concrete flat slabs without shear reinforcement. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 103, p. 275-284, nov. 2015. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.010.

INÁCIO, M. M.G.; LAPI, M.; RAMOS, A. P. Punching of reinforced concrete flat slabs – Rational use of high strength concrete. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 206, p. 1-13, mar. 2020. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110194.

INGERSLEV, A. The Strength Of Rectangular Slabs. **The Institution Of Structural Engineers Journal**. Westminster. 1923.

KINNUNEN, S. NYLANDER, H. Punching Of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement, Transactions, No. 158, **Royal Institute Of Technology**, 1960. Pp. 12 – 18.

LANGENDONCK, T.V., **Teoria Elementar Das Charneiras Plásticas**. São Paulo, Vol. I, 1970.

LIBERATI, E. A.P.; MARQUES, M. G.; LEONEL, E. D.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M. Failure analysis of punching in reinforced concrete flat slabs with openings adjacent to the column. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 182, p. 331-343, mar. 2019. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.073.

LIBERATI, E. A. P.. **Análise de Confiabilidade de Lajes Lisas de Concreto Armado submetidas à Punção**. 2019. 310 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jerrsey**: Prentice Hall, 2011.

Moe, J. **Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads**, V. D47, PCA, IL, 1961, 135 pp.

MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. **Aci Structural Journal**, [S.L.], v. 105, n. 4, p. 440-450, Aug. 2008. American Concrete Institute. http://dx.doi.org/10.14359/19858.

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

OLIVEIRA, T. P. S. M. **Utilização de Capitéis para Aumento de Resistência à Punção em Lajes de Concreto Armado**. 2015. 135 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2015.

OLIVEIRA. D. R. C. (2003). **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares**. Tese de Doutorado, Publicação E.TD - 001A/2003. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília. DF. 214 p.