

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL – UCS
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MAIKEL WILLIAM FERREIRA

AVALIAÇÃO DA DIFERENÇA DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO SOB A
METODOLOGIA DA ABNT NBR 6118:2023 E DO EUROCODE 2 (2023)

BENTO GONÇALVES

2025

MAIKEL WILLIAM FERREIRA

**AVALIAÇÃO DA DIFERENÇA DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO SOB A
METODOLOGIA DA ABNT NBR 6118:2023 E DO EUROCODE 2 (2023)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva

BENTO GONÇALVES

2025

MAIKEL WILLIAM FERREIRA

**AVALIAÇÃO DA DIFERENÇA DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO SOB A
METODOLOGIA DA ABNT NBR 6118:2023 E DO EUROCODE 2 (2023)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva

Aprovado em: 09 de julho de 2025.

Banca Examinadora

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Me. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul - UCS

AGRADECIMENTO

A Deus, fonte de sabedoria, força e inspiração, agradeço primeiramente por ter me sustentado em todos os momentos desta caminhada. Sem Sua graça, este objetivo não teria sido alcançado.

Agradeço à minha noiva, Jéssica, por sua paciência, apoio incondicional e companheirismo ao longo de toda esta jornada. Sua compreensão nos momentos de ausência, incentivo constante, amor e carinho foram fundamentais para que eu pudesse chegar até aqui.

Aos meus pais, Amauri e Maria Lourdes, minha eterna gratidão. Pelos ensinamentos da vida, do valor do esforço, da dedicação e da honestidade, e pelo amor incondicional.

Ao meu orientador, professor Dr. Gustavo Ribeiro da Silva, agradeço pela orientação técnica precisa, pela disponibilidade e pelos valiosos conselhos acadêmicos. Sua dedicação e conhecimento foram essenciais para a construção e amadurecimento deste trabalho.

A todos vocês, meu sincero muito obrigado.

Dedico este trabalho, com imenso amor e gratidão, à minha noiva, Jéssica Steil, por estar ao meu lado com paciência, força e encorajamento, mesmo nos momentos mais desafiadores. Suas palavras foram luz nos dias de incerteza e fonte constante de motivação, ajudando-me a acreditar em mim mesmo e a enxergar o meu próprio potencial.

*“Faça o teu melhor na condição que você tem,
enquanto você não tem condições melhores
para fazer melhor ainda”.*

Mário Sergio Cortella

RESUMO

Este trabalho tem como tema central a análise da resistência à punção em lajes lisas de concreto armado, comparando os critérios normativos da ABNT NBR 6118:2023 e do Eurocode 2:2023. A punção é um fenômeno crítico no dimensionamento estrutural, caracterizado por uma ruptura frágil e localizada na interface entre a laje e o pilar, podendo comprometer a estabilidade global da estrutura. As lajes lisas, apesar de suas vantagens arquitetônicas e econômicas, são especialmente suscetíveis a esse tipo de falha, exigindo atenção rigorosa durante o projeto. As normas analisadas apresentam abordagens distintas: a ABNT NBR 6118 adota uma formulação empírica baseada na resistência à compressão do concreto, enquanto o Eurocode 2 utiliza uma abordagem mecânica fundamentada na teoria da fissura crítica de cisalhamento, proposta por Muttoni. Para avaliar o impacto dessas diferenças no desempenho estrutural, foi desenvolvido um estudo de caso com base no modelo proposto por Santos (2018) e ampliado por Silva (2022), utilizando modelagem computacional no *software* TQS®. A estrutura analisada é composta por lajes quadradas com diferentes espessuras (20, 30 e 40 cm), submetidas a três níveis de carga variável (1,5; 3,0 e 6,0 kN/m²). Foram definidos nove modelos estruturais, e as cargas solicitantes e taxas de armadura foram extraídas a partir da modelagem no TQS®. Os cálculos de verificação à punção foram realizados segundo os critérios de ambas as normas, considerando as respectivas superfícies de controle. Os resultados obtidos demonstram diferenças significativas entre as relações tensão resistente e tensão solicitante. Enquanto a ABNT NBR 6118:2023 apresentou relações tensão resistente/tensão solicitante superiores, atendendo aos critérios de segurança sem necessidade de armadura de punção em diversos casos, o Eurocode 2 exigiu reforço em todas as situações analisadas, refletindo em maior grau de conservadorismo. A diferença percentual entre a relação resistência e solicitação entre as normas superou 10% em todos os modelos, influenciada pela espessura da laje, pelo nível de carregamento e pela metodologia de cada norma. Conclui-se que ambas as normas são eficazes, porém com filosofias distintas de projeto: a norma brasileira é mais flexível, enquanto a europeia é mais conservadora, impondo margens adicionais de segurança.

Palavras-chave: Punção, Lajes lisas, ABNT NBR 6118:2023, Eurocode 2:2023, Teoria da fissura crítica, Tensão resistente.

ABSTRACT

This study focuses on the analysis of punching shear resistance in flat reinforced concrete slabs, comparing the design criteria established by ABNT NBR 6118:2023 and Eurocode 2:2023. Punching is a critical phenomenon in structural design, characterized by a brittle and localized failure at the slab-column interface, which can compromise the overall stability of the structure. Although flat slabs offer architectural and economic advantages, they are especially vulnerable to this type of failure, requiring rigorous attention during the design process. The analyzed standards present distinct approaches: ABNT NBR 6118 adopts an empirical formulation based primarily on concrete compressive strength, while Eurocode 2 uses a mechanical approach grounded in the Critical Shear Crack Theory (CSCT), as proposed by Muttoni. To evaluate the impact of these methodological differences on structural performance, a case study was conducted based on the model proposed by Santos (2018) and extended by Silva (2022), using computational modeling in the TQS® software. The analyzed structure consists of square slabs with varying thicknesses (20, 30, and 40 cm), subjected to three levels of live load (1.5, 3.0, and 6.0 kN/m²). Nine structural models were defined, and the internal forces and reinforcement ratios were obtained from the TQS® simulations. Punching shear verification was performed according to each standard's criteria, considering their respective critical control surfaces. The results show significant differences in the ratios between punching shear resistance and applied shear stress. While ABNT NBR 6118:2023 yielded higher resistance-to-demand ratios, often eliminating the need for punching reinforcement, Eurocode 2 required reinforcement in all evaluated cases, indicating a more conservative approach. The percentage difference between the standards' resistance-to-demand ratios exceeded 10% across all models, influenced by slab thickness, load level, and each standard's methodological basis. It is concluded that both standards are effective but adopt different design philosophies: the Brazilian standard is more flexible, while the European standard is more conservative, imposing additional safety margins.

Keywords: Punching shear, Flat slabs, ABNT NBR 6118:2023, Eurocode 2:2023, Critical Shear Crack Theory, Shear resistance.

LISTA DE SIGLAS

ACI	American Concrete Institute
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AS	<i>Australian Standard</i>
ELU	Estado Limite Último
<i>Eurocode 2</i>	Segunda Geração de Normas Europeias
fck	Resistência à compressão característica do concreto
<i>FIB</i>	<i>International Federation for Structural Concrete</i>
NBR	Norma Brasileira
<i>Model Code</i>	<i>FIB Model Code for Concrete Structures</i>
TQS	<i>Software</i> destinado à elaboração de projetos estruturais de edificações de concreto armado

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	área associada à força axial de compressão
A_{sw}	área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C'
b_0	perímetro da seção crítica
$b_{0,5}$	<i>perímetro</i> de controle estabelecido
C	Superfície crítica de controle
C_1	dimensão do pilar paralela à excentricidade da força
C_2	dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força
cm	centímetro
d	altura útil em relação a armadura de flexão da laje
D	diâmetro do pilar
d_{dg}	parâmetro que define a rugosidade na zona da ruptura
$D_{Min, agregado}$	diâmetro mínimo do agregado
d_g	tamanho máximo do agregado
d_{g0}	tamanho do agregado referência (16mm)
dl	comprimento infinitesimal no perímetro crítico u
d_v	distância da área de apoio do pilar ao nível médio das camadas de reforço
d_{vx}	distância da área de apoio do pilar ao nível médio das camadas de reforço na direção x
d_{vy}	distância da área de apoio do pilar ao nível médio das camadas de reforço na direção y
d_x	altura útil na direção ortogonal x
d_y	altura útil na direção ortogonal y
e	distância de comprimento infinitesimal no perímetro crítico ao eixo do pilar
E_s	módulo de elasticidade da armadura de flexão tracionada
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{cd}	resistência à compressão de cálculo do concreto
F_{Sd}	força ou a reação concentrada de cálculo
f_{ck}	resistência à compressão do concreto
f_y	tensão de escoamento da armadura de flexão tracionada

f_{yd}	valor do limite de escoamento do aço
f_{ywd}	resistência de cálculo da armadura de punção
g_k	ações permanentes
h	espessura da laje
r_s	distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos
E_s	modulo de elasticidade da armadura de flexão tracionada
K	coeficiente de momento fletor transmitido ao pilar
k_e	coeficiente de escala de punção
k_{pb}	gradiente de resistência devido ao cisalhamento
L	comprimento do vão nas direções x e y
m	metro
MPa	Megapascal
M_{Sd}	momento de cálculo transmitido da laje para o pilar
M_{Sd*}	momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* ao centro do pilar
M_{Sd2}	momento de cálculo no plano paralelo à borda livre
μ	resistência axial de compressão
$N_{Sd,x}$	força axial de compressão atuantes no contorno C' na direção x
$N_{Sd,y}$	força axial de compressão atuantes no contorno C' na direção y
q_k	ações variáveis
r_s	distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos;
S_r	espaçamento radial entre linhas de armadura de punção
tf	tonelada-força
u	perímetro do contorno crítico C'
u^*	é o perímetro crítico reduzido;
V	força cisalhante aplicada
V_{Ed}	esforço cisalhante de projeto no perímetro de controle $b_{0,5}$.
V_{flex}	força correspondente a capacidade de flexão da laje
W_p	o módulo de resistência plástica do perímetro crítico
W_{p1}	módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u
W_{p2}	módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre, calculado pelo perímetro u

z	braço de alavanca ocasionado pelos momentos internos
α	ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje
α_p	distância máxima entre o centroide do perímetro de controle para os pontos x e y
β_e	coeficiente que considera as concentrações dos esforços cisalhantes
σ_{cp}	tensão ocasionada pela força axial gerada
$\sigma_{cp,x}$	tensão ocasionada pela força axial gerada na direção x
ψ	rotação da laje
η_c	coeficiente de redução da resistência por contribuição da armadura de cisalhamento
τ_{Rdc}	tensão resistente de cálculo
τ_{Sd}	tensão solicitante de cálculo
ρ	taxa geométrica de armadura de flexão aderente
ρ_x e ρ_y	taxas de armadura nas direções ortogonais ao pilar
γ_c	fator parcial de compressão do concreto
γ_g	fator de ponderação das ações permanentes
γ_q	fator de ponderação das ações variáveis
γ_s	fator parcial de escoamento do aço
γ_v	fator parcial de cisalhamento

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistemas estruturais para lajes em concreto armado.	21
Figura 2 - Cone de punção gerado devido aos esforços solicitantes.	24
Figura 3 - Mecanismos que exercem influência na resistência à punção.	27
Figura 4 - Tipos de armaduras de cisalhamento em lajes lisas.	33
Figura 5 - Superfície de controle em lajes lisas.	34
Figura 6 - Modos de ruptura por punção em lajes lisas.	35
Figura 7 - Escora teórica em formato de cotovelo.	36
Figura 8 - Correlação entre abertura de fissura de cisalhamento crítica, espessura da laje e rotação (ψ)	37
Figura 9 - Ruptura por punção segundo a Teoria da Fissura Crítica	39
Figura 10 - Perímetro crítico em pilares internos.	40
Figura 11 – Perímetro crítico em pilares de borda.	40
Figura 12 – Perímetro crítico em pilares de canto.	40
Figura 13 - Profundidade efetiva resistente ao cisalhamento da laje considerando o nível efetivo de apoio.	49
Figura 14 - Perímetros de controle típicos $b_{0,5}$, e perímetros b_0 em torno de áreas de apoio.	51
Figura 15 - Planta baixa pavimento tipo do modelo estrutural analisado.	53
Figura 16 - Modelo estrutural utilizado.	54
Figura 17 – Localização do pilar analisado - P13.	54
Figura 18 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-20-1,5.	56
Figura 19 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-20-3,0.	57
Figura 20 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-20-6,0.	57
Figura 21 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-1,5.	58
Figura 22 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-3,0.	58
Figura 23 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-6,0.	59

Figura 24 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-40-1,5.	59
Figura 25 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-40-3,0.	60
Figura 26 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf – modelo L-40-6,0.	60
Figura 27 - Gráfico análise das tensões segundo a ABNT NBR 6118:2023.....	64
Figura 28 - Gráfico análise das tensões segundo o Eurocode 2 (2023).....	66
Figura 29 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 20 cm.....	67
Figura 30 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 30 cm.....	68
Figura 31 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 40 cm.....	69
Figura 32 - Comparação entre as relações das duas normas na superfície de controle.	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros estatísticos para diferentes classes de resistência do concreto.	30
Tabela 2 - Valores do coeficiente k.	42
Tabela 3 - Fatores parciais dos materiais.	48
Tabela 4 - Coeficientes que consideram as concentrações dos esforços cisalhantes - β_e .	51
Tabela 5 - Definição dos parâmetros dos Modelos adotados.	55
Tabela 6 - Resultados segundo a ABNT NBR 6118:2023.	63
Tabela 7 - Resultados segundo o EUROCODE 2 (2023).	65

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	DEFINIÇÃO DO TEMA DO TRABALHO	17
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	17
1.3	OBJETIVOS	17
1.3.1	Objetivo Principal.....	18
1.3.2	Objetivos Específicos	18
1.4	HIPÓTESES.....	18
1.5	DELIMITAÇÕES.....	18
1.6	DELINEAMENTO DAS ATIVIDADES	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	LAJES LISAS	20
2.1.1	Definição de laje lisa	22
2.2	PUNÇÃO	23
2.2.1	Definição / caracterização do fenômeno de punção	23
2.2.2	Fatores que influenciam o fenômeno de Punção	25
2.3	MÉTODOS DE ANÁLISE	33
2.3.1	Método da superfície de controle	33
2.3.2	Método da fissura crítica de cisalhamento	36
2.4	NORMATIVAS REGULAMENTADORAS.....	39
2.4.1	ABNT 6118:2023.....	39
2.4.1.1	Superfícies críticas	40
2.4.1.2	Tensão solicitante nas superfícies críticas.....	41
2.4.1.3	Tensão resistente nas superfícies críticas	44
2.4.2	Eurocode 2.....	47
3	METODOLOGIA.....	53
3.1	DEFINIÇÕES DA ESTRUTURA ANALISADA	53
3.2	MODELAGEM DA ESTRUTURA ANALISADA.....	55
4	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73

1 INTRODUÇÃO

A análise do fenômeno de punção em estruturas de concreto armado é um tema de grande relevância na engenharia estrutural, sendo amplamente abordado em diversos estudos de autores especializados no âmbito da Engenharia Civil, onde a análise dos esforços envolvidos na estrutura tem intuito de evitar o colapso por cisalhamento na região de ligação entre as lajes e os pilares. O fenômeno de punção pode comprometer a estabilidade e a segurança das edificações, razão pela qual a avaliação deste fenômeno deve ser precisa e confiável para garantir o desempenho adequado da estrutura ao longo da vida útil da edificação.

Diversos autores têm dedicado seu tempo à análise e aprofundamento da compreensão deste fenômeno e às formas de evitar que os problemas decorrentes do fenômeno de punção aconteçam, principalmente no que diz respeito às normativas técnicas que regem o dimensionamento das estruturas de concreto armado.

A normativa ABNT NBR 6118:2023 que preconiza o dimensionamento de estruturas de concreto armado no Brasil, e a segunda geração do Eurocode 2 (2023) que regulamenta o dimensionamento de estruturas de concreto armado na Europa, destacam-se no mercado da construção civil por serem referência para a concepção de estruturas, garantindo a segurança e eficiência destas. Ambas as normativas, passaram por revisões recentes, com destaque para as atualizações do ano de 2023 que trazem mudanças importantes no tratamento do fenômeno de punção.

A relevância dessas revisões reside no fato de que as atualizações podem impactar diretamente na segurança das estruturas projetadas, uma vez que o comportamento de punção é um fator crítico que deve ser corretamente avaliado para evitar falhas. Sendo assim, o objetivo deste trabalho era investigar as variações significativas nas metodologias propostas por essas duas normativas, comparando-as de forma crítica para identificar qual delas oferece uma análise mais segura e precisa para as condições específicas de projeto. A identificação e compreensão dessas diferenças permite a otimização do dimensionamento das estruturas, promovendo soluções mais eficientes e seguras, as quais atendem às exigências normativas e às necessidades práticas da Engenharia Civil.

1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA DO TRABALHO

Este trabalho teve como objetivo analisar e dimensionar estruturas de concreto armado submetidas ao fenômeno de punção na região de ligação entre os pilares e as lajes da estrutura de concreto armado, onde a ação das cargas pode resultar em um rompimento localizado podendo levar ao colapso da estrutura.

Sendo assim, o tema do trabalho foi definido como “Avaliação da diferença da resistência à punção sob a metodologia da ABNT NBR 6118:2023 e do Eurocode 2 (2023).”

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Existem variações significativas na avaliação da resistência a punção utilizando o método de análise da ABNT NBR 6118:2023 e da segunda geração do *Eurocode 2* (2023)?

1.3 OBJETIVOS

As normativas vigentes têm como função primordial a execução das atividades de forma planejada e padronizada para que sejam garantidas tanto a segurança de utilização delas, quanto a integridade das estruturas de concreto armado, as quais são dimensionadas conforme os preceitos estabelecidos por essas normas técnicas. As normativas que regulamentam o dimensionamento do fenômeno de punção apresentam abordagens distintas, resultando em soluções que possam ser próximas, porém podem divergir em condições específicas e de projeto da estrutura. Dessa forma, os resultados obtidos através da abordagem da ABNT NBR 6118:2023 podem se revelar viáveis, enquanto sob a ótica do Eurocode 2 (2023), podem ser considerados inviáveis, ou vice e versa.

1.3.1 Objetivo Principal

O objetivo deste trabalho consiste em avaliar as diferenças de análise dos impactos do fenômeno de punção nas estruturas de acordo com os métodos contidos na ABNT NBR 6118:2023 e na segunda revisão do *Eurocode 2* (2023) com foco na determinação da resistência à punção.

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos para o trabalho em questão podem ser destacados os seguintes:

- a) determinar qual é o parâmetro de avaliação que possui maior relevância e apresenta maior diferença entre os resultados dentre as análises abordadas;
- b) definir quais modelos estruturais apresentam maior discrepância de valores calculados / mensurados de acordo com a análise realizada dentre eles;
- c) determinar em quais situações de projeto as diferenças de resultado entre os métodos são mais relevantes e qual a situação mais restritiva de projeto deve ser adotada.

1.4 HIPÓTESES

A hipótese principal para a questão de pesquisa deste trabalho reside na análise das normativas onde a ABNT NBR 6118:2023 e o Eurocode 2 (2023) utilizam modelos de cálculo diferentes para a determinação da resistência à punção, podendo levar na obtenção de resultados distintos. A ABNT NBR 6118:2023, compreende uma abordagem empírica de análise pelo acúmulo de incertezas, enquanto o Eurocode se baseia em um modelo mecânico baseado na teoria da fissura de cisalhamento, justificando essa possível diferença e ainda, levando a crer, que a metodologia do Eurocode 2 (2023) resultará em valores mais precisos.

1.5 DELIMITAÇÕES

O estudo foi delimitado pela análise do fenômeno de punção entre lajes e pilares de concreto armado considerando as cargas oriundas da edificação conforme

definido pela ABNT NBR 6118:2023. As lajes analisadas são do tipo lajes lisas sem a utilização de armadura de punção.

As cargas atuantes e as taxas de armaduras serão obtidas através da análise da estrutura modelada com o auxílio do *software* TQS ®.

1.6 DELINEAMENTO DAS ATIVIDADES

A análise seguiu o sequenciamento estabelecido pelo autor conforme segue:

A etapa 1 consiste na demonstração da relevância do tema abordado e na definição dos objetivos da pesquisa.

A etapa 2 apresenta a revisão bibliográfica consultada para desenvolvimento do projeto de pesquisa, contendo informações técnicas essenciais para a discussão e análise das diferenças entre os métodos investigados. Esta etapa abrange as definições estabelecidas pelas normativas analisadas integrando informações necessárias para a formulação da metodologia de pesquisa.

A parte 3 envolve a apresentação da metodologia de pesquisa, onde são definidos modelos estruturais de análise, com variações de alguns parâmetros de verificação, tais como comprimento dos vãos e espessura da laje. Esses modelos, permitem a realização de comparações dos resultados obtidos, bem como propiciam a análise das situações críticas de projeto conforme as normativas abordadas.

Na etapa 4 são discutidos os resultados obtidos com a metodologia abordada fundamentadas pelo referencial teórico abordado no desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

A etapa 5 apresenta os resultados encontrados pela análise comparativa entre os impactos do fenômeno de punção com foco na determinação da resistência à punção.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

O dimensionamento de estruturas de concreto armado deve considerar diversos fatores que asseguram a segurança e a eficiência do projeto desenvolvido. As lajes desempenham um papel importante na estabilidade das edificações e na transmissão das cargas atuantes, assim, sendo de extrema importância a análise da resistência à punção na ligação entre as lajes e os pilares.

Neste capítulo é abordada a fundamentação teórica necessária para compreender a dinâmica de atuação das cargas na ligação das lajes lisas com os pilares, suas características e associação ao fenômeno de punção. Esse referencial teórico abordado servirá como base para a análise dos métodos de avaliação da resistência à punção com foco nas peculiaridades da estrutura analisada e nas diretrizes das normativas mencionadas.

2.1 LAJES LISAS

Palhares (2018) e Lima (2021) enfatizam que um dos fatores relevantes para o desenvolvimento de um projeto estrutural é a elaboração do mesmo com a garantia de emprego de materiais adequados, do atendimento das capacidades resistentes estabelecidas no projeto, sem deixar de verificar os fatores técnicos, econômicos e de execução da obra, garantindo assim a durabilidade e o desempenho da estrutura de acordo com as normativas vigentes. Considerando-se os fatores abordados, a elaboração do projeto considerando as particularidades das lajes empregadas na edificação tem fundamental importância na garantia da estabilidade estrutural da edificação.

De acordo com Sánchez Filho (2023), são denominadas lajes os elementos estruturais onde as dimensões de comprimento e largura são preponderantes sobre a altura, sendo os carregamentos predominantes aplicados em suas direções transversais. As lajes são elementos essenciais em uma estrutura de concreto armado pois além de resistir às cargas verticais sobre elas aplicadas, transmitindo-as para as vigas e pilares, elas ainda possuem a função de atuar como um diafragma rígido, garantindo a rigidez e a estabilidade da estrutura na qual ela está empregada.

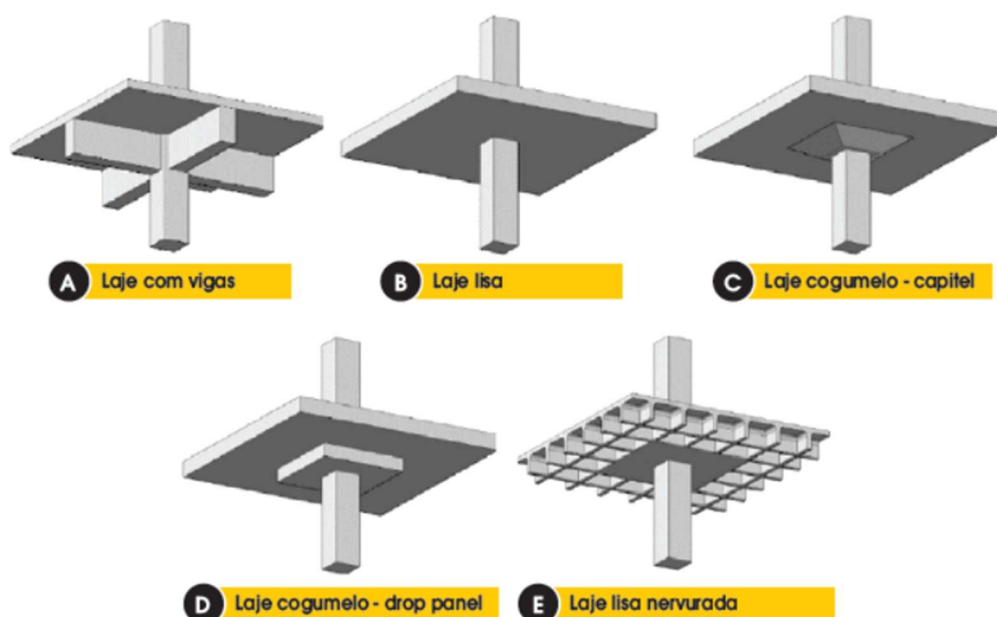
Santos (2018), afirma que no sistema estrutural onde as lajes são apoiadas diretamente sobre os pilares, sem a utilização de vigas, estas passam a ser

denominadas de lajes lisas. O autor ainda enfatiza que este tipo de laje é amplamente utilizado em vários países da América do Norte e na Europa, enquanto no Brasil a sua utilização é comumente utilizado em edifícios comerciais.

De acordo com Santos *et al.* (2014), os sistemas estruturais convencionais são compostos por estruturas de concreto armado denominadas vigas, lajes e pilares. A composição da estrutura se dá pela interligação destes elementos estruturais onde as lajes são apoiadas nas vigas e estas, por sua vez, se apoiam nos pilares. Neste sistema estrutural, as cargas permanentes e acidentais envolvidas aplicadas diretamente nas lajes, são transferidas para as vigas e posteriormente aos pilares cujo descarregamento se dá através destes até as fundações.

A Figura 1 demonstra os tipos de sistemas estruturais para lajes em concreto armado.

Figura 1 - Sistemas estruturais para lajes em concreto armado.



Fonte: Santos *et al.* (2014)

Santos *et al.* (2014) demonstra que no sistema de uso de lajes lisas, o carregamento que atua sobre a laje é descarregado diretamente sobre o pilar conforme Figura 1 (b). Este apoio obriga que a ligação entre as lajes e o pilar possua uma ligação rígida que garanta a estabilidade estrutural da edificação.

Sendo um dos pontos principais de análise deste trabalho, o fenômeno de punção na ligação entre o pilar e a laje, o tipo de laje de interesse limita-se às lajes lisas.

2.1.1 Definição de laje lisa

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, as lajes lisas são lajes diretamente apoiadas nos pilares, possuindo duas classificações distintas, sendo maciças nas situações nas quais não ocorre a presença de capitéis, e lajes cogumelo quando existe a presença de capitéis que reforçam a estrutura e reduzem a ação do fenômeno de punção. Ambas as situações não contam com apoios secundários (vigas) em sua composição estrutural, uma vez que o objetivo é permitir maior flexibilização arquitetônica, tempo de execução e redução do custo da obra. Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2023 a análise estrutural de lajes lisas e cogumelo, deve ser realizada com o auxílio de procedimentos numéricos adequados, tais como o método de diferenças finitas, o método de elementos finitos, grelha equivalente ou elementos de contorno.

Branco (2022) define que o sistema estrutural com lajes lisas oferecem algumas vantagens se comparado ao sistema onde as lajes são apoiadas sobre vigas, tais como: flexibilidade do *layout* da estrutura, a altura do pé direito é reduzida, fazendo com que a estrutura possa ser concebida com uma maior quantidade de pavimentos e devido a isso, aponta maior facilidade de execução devido à simplificação das instalações de formas e armaduras, maior facilidade de lançamento do concreto e ainda a possível diminuição da carga total da edificação a ser transmitida para as fundações.

Carvalho e Pinheiro (2013), evidencia que a utilização de lajes lisas em concreto armado possui como vantagens a simplificação das fôrmas, cimbramento, armaduras e concretagem da estrutura. Como neste sistema empregado não existem vigas, os vãos são ininterruptos, sendo assim, a execução tanto da montagem de formas, como de alocação das armaduras se torna mais facilitada pela ausência de dobras de ferragens e recortes nas formas de conformação do concreto, restando apenas os recortes no entorno dos pilares. Além das vantagens mencionadas anteriormente, ressalta-se que devido à ausência das vigas, ocorre a redução na altura total da edificação, gerando assim economia no consumo de materiais. Sob o olhar da economicidade os autores destacam a simplificação e racionalização das tarefas com consequente redução do tempo de execução da estrutura bem como com economia de materiais e racionalização do emprego da mão de obra, reduzindo assim alguns custos de execução da obra ou até mesmo de manutenções posteriores.

Associado a isso, Santos et al. (2014) destaca que dentre as vantagens mencionadas pode ser considerada a possibilidade de maior liberdade arquitetônica na definição de ambientes internos ou ainda, possibilidade de futuras alterações de layout. Ainda, aponta que pode ocorrer redução dos custos empregados com mão de obra e materiais devido à simplificação das armaduras e maior facilidade na disposição das instalações e a simplificação das fôrmas e do cimbramento vindo ao encontro das afirmações de Carvalho e Pinheiro (2013).

Além disso, Santos et al. (2014) aponta as principais desvantagens do uso do sistema de lajes lisas, destacando a possibilidade de maiores níveis de deslocamento vertical da estrutura, redução da estabilidade global da edificação pela ação de esforços horizontais e a possibilidade de ruptura por punção no ponto crítico de ligação entre as lajes e os pilares.

Assim como Santos et al. (2014), Lima (2021) salienta que pode ocorrer menor estabilidade devido às ações laterais e ainda um potencial aumento da espessura da laje. Porém, evidencia que a principal desvantagem em decorrência da utilização de lajes lisas em estruturas de concreto armado é a tendência de perfuração da laje pelo processo de puncionamento devido à incidência de elevadas tensões tangenciais de cisalhamento na região de ligação entre as lajes e os pilares.

2.2 PUNÇÃO

Neste capítulo será abordado o fenômeno de punção, sua definição e os fatores mais importantes para o dimensionamento de lajes lisas com o intuito de que não ocorram rupturas por perfuração devido às cargas cisalhantes conforme apontado anteriormente pelos autores citados.

2.2.1 Definição / caracterização do fenômeno de punção

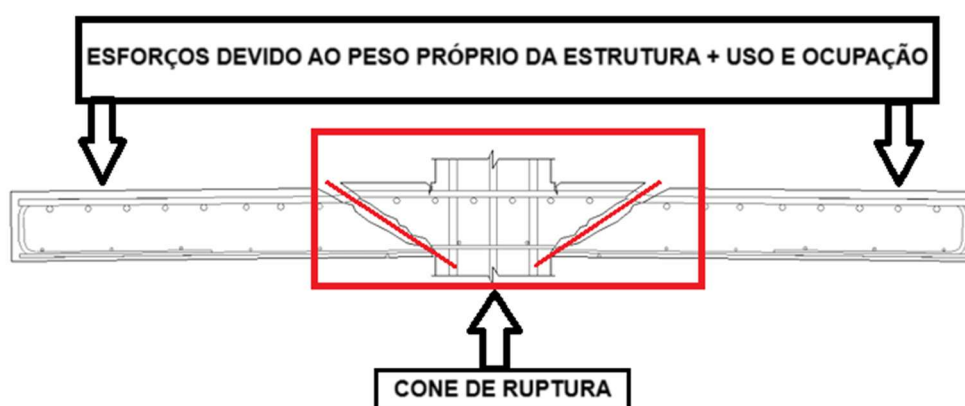
Palhares (2018) define punção como um modo de ruptura frágil, por cisalhamento, que pode ocorrer em lajes lisas de concreto, destaca ainda que o fenômeno de punção está diretamente ligado com a ocorrência de uma superfície de ruptura em forma de cone ao redor do pilar que tende a se desconectar da laje em virtude das elevadas tensões originadas pelos esforços de flexão e cortante na região.

Silva (2022) afirma que o apoio direto das lajes lisas diretamente sobre os pilares da estrutura resulta em elevada concentração de tensões cisalhantes nas regiões de ligação entre a laje e os pilares. O resultado desta concentração de tensões cisalhantes é a ruptura caracterizada pela ausência de escoamento do aço, causando uma ruptura frágil no concreto daquela região.

De acordo com Araújo (2014) as tensões de cisalhamento elevadas caracterizam o fenômeno da punção, sendo este um estado limite último por cisalhamento no entorno das forças concentradas onde a capacidade de resistência do material no entorno do pilar é definida pela resistência aos esforços de flexão quanto pela resistência aos esforços cisalhantes.

Para Santos et al. (2014), o fenômeno de punção é definido por um tipo de ruína que ocorre de forma brusca devido às ações de cisalhamento, o qual está diretamente associado à atuação de forças concentradas nas lajes, em áreas reduzidas, podendo resultar na sua perfuração. A Figura 2 demonstra a superfície do cone de ruptura, partindo do contorno da ligação da base da laje com o pilar se estendendo de forma inclinada até a face superior da laje, sendo que a inclinação desta superfície de ruptura geralmente varia de 26 a 45°.

Figura 2 - Cone de punção gerado devido aos esforços solicitantes.



Fonte: Santos et al. (2014), adaptado pelo autor.

Palhares (2018) destaca que o ponto mais crítico a ser observado no dimensionamento de estruturas com lajes lisas ocorre exatamente na ligação laje-pilar, pois uma ruptura frágil nesta ligação pode resultar em uma reação em cadeia ocasionando o colapso da estrutura.

Oliveira (2021) entende que o fenômeno de punção apresenta pequenos avisos prévios antes do colapso da estrutura, apresentando uma fissura ao longo do tronco do cone de ruptura acompanhado do desligamento da laje do pilar causando um pequeno deslocamento inicial suportado pelo escoamento do aço naquela região.

Carvalho e Pinheiro (2013) destacam três formas de ruína ocasionadas pelo fenômeno de punção, por cisalhamento, por flexão ou ainda pelo efeito da associação de ambos. Na primeira situação, a força cortante é o fator predominante, onde a laje é rompida antes que a resistência de flexão seja atingida, provocando um colapso abrupto da estrutura. No segundo caso, a ruína pode se dar pelo esmagamento do concreto ou deformação plástica das armaduras de tração, porém esse tipo de ruína é do tipo dúctil, a qual evidencia grandes deformações. No caso da terceira, onde existe a associação dos esforços solicitantes, tanto o momento fletor, quanto a força cortante tem fundamental importância no colapso estrutural. A ductilidade do material influenciada pelo momento fletor e pela força cortante apresenta significativas deformações momentos antes do colapso da estrutura.

De acordo com Walraven (2004) *apud* Oliveira (2021), uma parte deste problema do fenômeno de punção ocorre pela não-linearidade do concreto, ou seja, pela imprevisibilidade e formas com que as fissuras são propagadas quanto pelos complexos sistema de transmissibilidade dos esforços entre essas aberturas.

Ainda de acordo com Park e Gamble (2000) *apud* Oliveira (2021), percebe-se que na análise do fenômeno de punção, existem diversos tipos de esforços solicitantes concentrados em uma região de descontinuidade e pelo fato de abordar o estado triaxial de tensões do concreto, torna a análise deste fenômeno mais complexa devido à interação entre todas as variáveis envolvidas.

Considerando as abordagens dos autores, fica evidenciada a importância do estudo do fenômeno de punção para garantir a estabilidade da estrutura de concreto armado bem como a complexidade de análise destes esforços com o intuito de garantir a minimização dos impactos resultantes das iterações destes.

2.2.2 Fatores que influenciam o fenômeno de Punção

Silva (2022) afirma que são englobadas muitas variáveis aleatórias no dimensionamento de lajes lisas, estando estas variáveis diretamente ligadas à resistência e a solicitação dos componentes estruturais, tornando mais complexa e

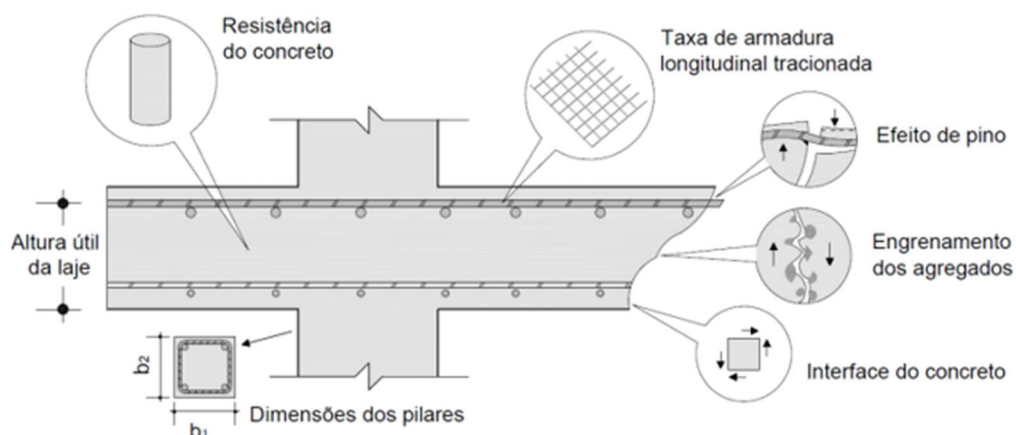
onerosa a análise probabilística de acordo com o número de variáveis aleatórias consideradas.

De acordo com Rabello (2010), o efeito do fenômeno de punção em lajes lisas de concreto armado sofre influência de diversos fatores. Devido à ligação laje-pilar estar localizada em uma região de nós, a variabilidade de textura, forma e tamanho do agregado associadas com os fenômenos de micro fissuração na zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento endurecida, são determinantes para o comportamento não linear do concreto, aliado a isso, as barras das armaduras contidas na estrutura determinam uma heterogeneidade dos materiais componentes do concreto armado resultando em um comportamento que agrava a indefinição do sistema.

Ainda, Rabello (2010) enfatiza que são inúmeros os fatores que influenciam a resistência à punção nas lajes lisas, sendo destacados a altura útil da laje, bem como suas dimensões, formato e posição do pilar na ligação com a laje, a resistência do concreto, a relação entre o momento fletor e o esforço cortante, a taxa de armadura de flexão, a existência de armadura de punção e o efeito escala. Dessa forma, o problema se torna bastante complexo de ser analisado a partir de modelos matemáticos exatos, de forma que os modelos empíricos desenvolvidos através de ensaios possuem maior utilização e aceitação na análise dos esforços de punção. Nestes ensaios realizados os fatores de influência são modificados e analisadas as iterações entre os resultados, com o intuito de obter resultados satisfatórios, os quais contemplem valores de resistência e segurança adequada.

Para Oliveira (2021), da mesma forma que Rabello (2010), as principais componentes responsáveis pela resistência das lajes lisas são: a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal, as dimensões e a geometria do pilar, o fator escala ou *size effect*, a altura útil da laje e a utilização de armadura de cisalhamento, representadas na Figura 3.

Figura 3 - Mecanismos que exercem influência na resistência à punção.



Fonte: Oliveira (2021).

Conforme citado anteriormente, a espessura da laje é um dos fatores de variabilidade que deve ser considerado no dimensionamento de estrutura para resistência ao fenômeno de punção. Silva (2022) em seu estudo de confiabilidade estrutural destaca que a altura da laje pode impactar diretamente na capacidade de resistência a punção, seguindo uma distribuição normal, onde a média é o valor nominal de projeto e o desvio padrão está associado à altura da laje.

Rabello (2010), afirma que para haver um aumento na resistência podemos aumentar a espessura total da laje ou aplicar capitéis na ligação entre a laje e o pilar, porém essa alternativa pode não ser economicamente viável e ainda prejudicar o aspecto arquitetônico, ao modificarmos a espessura de toda a laje, consequentemente aumentamos as ações devido às cargas permanentes, aumentando consideravelmente as tensões solicitantes em virtude do aumento do peso próprio.

Aliado a Rabello (2010), Cavalcante (2016) aponta que com o aumento da espessura da laje, o perímetro de ruptura também é ampliado, aliviando tensões devido aos carregamentos constantes, porém o aumento da espessura da laje e consequentemente do peso da estrutura pode intensificar o efeito escala levando a uma maior heterogeneidade do concreto. Devido a isso, as lajes menos espessas tendem a ter resultados de resistência mais confiáveis se comparadas às lajes mais espessas, devido a possibilidade de subestimarmos a capacidade de resistência ao cisalhamento das lajes mais robustas.

O efeito escala se refere à resistência das lajes em função da sua altura útil também é preponderante no dimensionamento de estruturas submetidas ao fenômeno

de punção. Lima (2021) e Palhares (2018) destacam que o aumento da altura útil das lajes proporciona o emprego de maior volume de concreto. Porém, esse aumento não reflete em um aumento linear da resistência ao cisalhamento. Ainda, estudos realizados por Graf Richart nas décadas de 1930 e 1940, apontaram que a resistência ao cisalhamento não aumenta proporcionalmente com a espessura da laje.

Sacramento et al. (2012) identificou a dificuldade de realização de ensaios em escala real em lajes submetidas ao esforço de puncionamento, os quais eram realizados em escala reduzida, sendo assim a influência do efeito escala não foi enfatizado nos resultados obtidos. Ao contrário, alguns pesquisadores como Lima (2021) **evidenciaram que a tensão resistente à punção diminui com o aumento da espessura da laje.**

Além do efeito escala, a resistência a punção é influenciada devido às dimensões, formato e posição dos pilares conforme mencionado pelos autores na sequência.

Rabello (2010) destaca que a área do pilar em contato com a laje bem como a proporção das dimensões dos pilares retangulares são fatores críticos no dimensionamento à punção. O autor afirma que pilares cuja relação entre suas dimensões supera o valor igual a dois, ou seja, uma das dimensões é o dobro da outra, apresentam menor resistência ao ser submetido ao esforço de punção e maior possibilidade de colapso abrupto da estrutura devido a concentração das tensões ao longo da menor dimensão do pilar. Ainda, observa que os pilares retangulares possuem cerca de 15% a menos de resistência se comparados aos pilares circulares, atribuindo essa diferença à concentração das tensões nos cantos dos pilares retangulares.

Lima (2021) complementa a análise de Rabello (2010) afirmando que a utilização de um pilar com maior seção reduz a tensão desenvolvida aumentando a capacidade de carga e atenta que o uso de capiteis é recomendado para aumentar a área de contato entre a laje e o pilar e consequentemente sua resistência à punção. O autor indica baseado na pesquisa realizada por Einpaul et al. (2016) que o aumento da dimensão do pilar resulta na diminuição da força de cisalhamento, apontando para a formação de fissuras próximas à área carregada. Isso define a importância de considerar a geometria dos pilares visto que os pilares retangulares concentram tensões nos cantos, confirmando a inferioridade do efeito portante dos pilares

retangulares se comparados com os pilares circulares abordados pelo autor conforme estudos realizados por Bartolac, Damjanovic e Duvnjak (2015).

Para Palhares (2018), as dimensões, bem como a geometria dos pilares influenciam diretamente nas distribuições de tensões nas lajes. Assim como Rabello (2010) e Lima (2021), o autor afirma que os pilares retangulares e quadrados apresentam menor resistência a punção se comparados aos pilares circulares mencionando os estudos de Venderbilt (1972), onde por meio de ensaios experimentais de lajes apoiadas em pilares de seção quadrada e circular foram verificadas essas diferenças apontadas.

Já Cavalcante (2016) observa que a excentricidade das cargas afeta as tensões que atuam na superfície de controle, sendo aconselhado o uso de pilares menos rígidos na direção desta excentricidade. Ainda, o autor observa que os pilares de canto e de borda não dispõem de área suficiente para o desenvolvimento de cone de punção resultando em um comportamento complexo na análise da resistência à punção na região.

De acordo com Rabello (2010) ensaios experimentais do efeito do momento fletor na resistência à punção demonstram que quanto maior é a excentricidade do carregamento, menor é a resistência da ligação.

Conforme apontado pelos autores, a combinação entre as dimensões, formato e posição dos pilares contribuem para a resistência a punção em lajes lisas, com pilares circulares demonstrando melhor desempenho em relação aos pilares quadrados ou retangulares, porém ainda existem outros fatores que devem ser considerados no dimensionamento de estruturas considerando-se a resistência à punção.

Silva (2022) aponta que os parâmetros de resistência à compressão do concreto são fundamentados nos estudos de Santiago (2019), onde foram realizados ensaios em mais de 39 mil corpos de prova em diferentes regiões do Brasil entre os anos de 2011 e 2016 considerando-se uma distribuição Normal. Nesta pesquisa, Santiago define a resistência axial de compressão do concreto de acordo com a classe de resistência do concreto, bem como o coeficiente de variação, cujos valores são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros estatísticos para diferentes classes de resistência do concreto.

Classe	μ	Coefficiente de Variação
C30	1,22.fck	0,15
C35	1,19.fck	0,13
C40	1,16.fck	0,11
C45	1,13.fck	0,10
C50	1,11.fck	0,10
C55	1,10.fck	0,09
C60	1,10.fck	0,09

Fonte: Santiago (2019), adaptado pelo autor.

Lima (2021), baseado na pesquisa de Sacramento (2012), ressalta que a relação entre a resistência à compressão e a resistência à punção das lajes não possui um comportamento linear. O autor menciona que as normativas como a ACI 318 (2019), a ABNT NBR 6118 (2014) e o *Eurocode 2* (2004) diferem na abordagem da análise da resistência à punção, sendo a primeira usando uma função proporcional a raiz quadrada da resistência à compressão conforme proposição de Moe (1961), enquanto a abordagem da segunda e da terceira normativa mencionada aborda a função proporcional à raiz cúbica da resistência à compressão, demonstrando maior eficácia para concretos de alta resistência à compressão. Ainda, o autor aponta que a abordagem trazida pela ABNT 6118 (2014) e *Eurocode 2* (2004) representam uma melhor tendência quanto à estimativa de carga do limite último da laje.

Rabello (2010) e Cavalcante (2016), afirmam que a resistência à punção na ligação laje-pilar é diretamente influenciada pela resistência à tração do concreto, estando esta interligada com a resistência à compressão, porém os autores alertam que estes critérios não devem ser exclusivos no dimensionamento à punção pois o aumento da resistência do concreto, não melhora a ductilidade da laje frente ao colapso da estrutura.

Além dos fatores mencionados, a taxa de armadura de flexão também tem fundamental importância na contribuição da resistência da estrutura considerando-se o fenômeno de punção.

Palhares (2018), destaca que ao avaliarmos as normativas vigentes como a ABNT NBR 6118 e o Eurocode 2, observa-se que existe uma relação entre a área de concreto e a área da armadura tracionada, atentando que para a largura considerada para análise do fenômeno de punção deve incluir a largura do pilar mais uma margem correspondente a três vezes a altura da laje considerada em projeto. O autor ainda destaca alguns estudos como o de Regan (1986), apontam que apenas uma pequena quantidade de barras de armadura de flexão próximas a região do pilar contribui significativamente para o aumento de resistência á punção. Esse aumento contribui não somente para o aumento da resistência a punção, mas também reduz o número de fissuras geradas bem como aumenta a resistência aos esforços de cisalhamento por meio do efeito do engrenamento dos agregados, sendo diretamente afetado pela rugosidade das superfícies das fissuras geradas.

Rabello (2010) e Cavalcante (2016) destacam a função crítica da armadura de flexão devido ao efeito perfurante ocasionado no momento de aberturas de fissuras devido aos esforços de tração diagonais destacando que esse tipo de armadura confere maior resistência à flexão na ligação entre os componentes, porém ambos destacam que conforme apontado por Fusco (1984) em análises experimentais, taxas de armadura superiores a 2% não aumentam a resistência da laje ao fenômeno de punção.

Além disso, Cavalcante (2016) afirma que é necessário o uso de armadura transversal de cisalhamento em situações em que ocorram altos carregamentos, ainda que a sua execução possa ser dificultosa.

A Influência do uso de armadura transversal nas ligações laje-pilar é discutida por diversos autores, cada um ressaltando os aspectos mais relevantes de sua utilização nas estruturas construtivas.

Rabello (2010) aponta que as armaduras de punção aumentam a resistência entra as ligações entre laje e pilar, permitindo o uso de lajes menos espessas e ainda sem o uso de capitéis, o que proporciona uma redução na carga devido ao peso próprio do elemento e ainda maior simplicidade estrutural. O autor evidencia que a utilização de armaduras de punção, além de aumentar a resistência, melhora a ductilidade, resultando em menor possibilidades de rupturas frágeis pela presença do aço que possui propriedades de ruptura dúctil, assim evitando um colapso abrupto da estrutura. Ainda, o autor observa que é essencial observar a instalação adequada das

armaduras de punção, pois caso sejam realizadas falhas nas ancoragens destas, pode ocorrer o comprometimento de sua função estrutural.

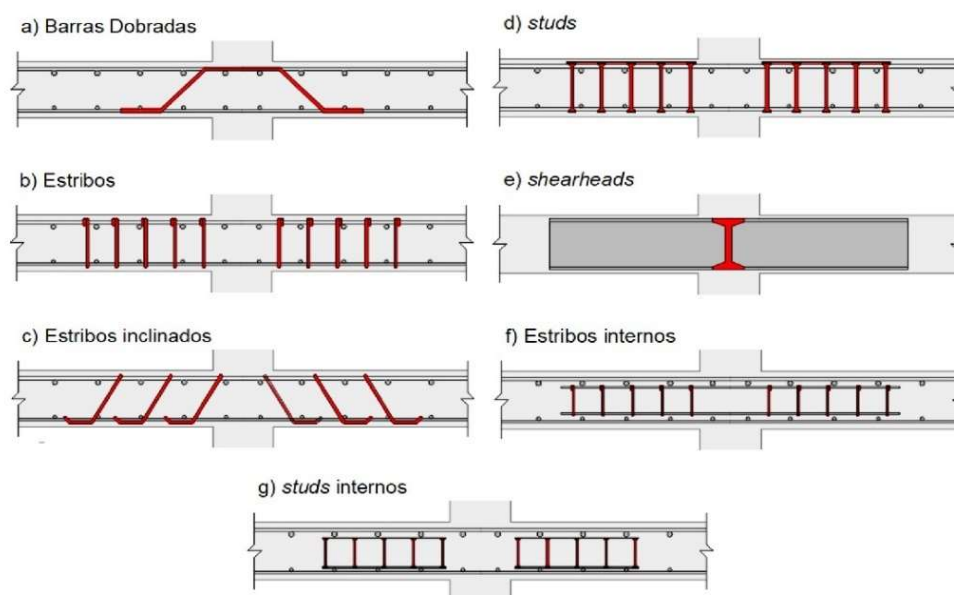
Cavalcante (2016) complementa a afirmação de Rabello (2010) considerando que a armadura de punção é crucial para o aumento da resistência à tração diagonal na região de ligação entre a laje e o pilar. O autor menciona que a complexidade de execução em obra deste tipo de armadura pode resultar em erros construtivos tornando sua aplicação menos viável em algumas situações isoladas, porém recomenda o uso em situações de cargas elevadas. Devido a isso, o autor sugere que outros fatores devam ser analisados para que seja alcançada a resistência nas ligações sem depender exclusivamente das armaduras transversais.

Pereira (2014) destaca que além do uso de capitéis e engrossamento de lajes, ou ainda da escolha de um concreto com maior resistência à compressão, uma alternativa de aumentar a capacidade resistente à punção a ductilidade da ligação da laje com a região de apoio, é a utilização de armaduras de punção. Ainda de acordo com o autor, os tipos de armaduras mais usados para este fim são estribos, barras dobradas, *shearheads* e *studrails*.

Oliveira (2021) menciona ainda que o uso de barras dobradas (Figura 4a) permitirem o prolongamento da armadura negativa de flexão, mas fica limitado devido às necessidades de se absorver os esforços de flexão na laje, apresentando dificuldades na realização da ancoragem na face inferior, ainda sendo inviável em regiões de pilares de borda e de canto. Os estribos (Figura 4b) são eficazes contra o puncionamento, devido ao aumento da resistência e a ductilidade na ligação laje-pilar. Entretanto, conforme evidenciado por Carvalho e Pinheiro (2013), a utilização em lajes é limitada devido à dificuldade de ancoragem envolvendo as armaduras longitudinais. Uma possibilidade seria a utilização de estribos inclinados (Figura 4c) para que seja evitado o fenômeno de punção. Oliveira ainda menciona que o uso de estribos inclinados em 60° proporcionam maior resistência se comparados a estribos com inclinação de 45° ou estribos convencionais inclinados em 90°. Os *studs* ou *shear studs* (Figura 4d) são conectores verticais tipo pino, com extremidades alargadas, ancorados fora do plano das armaduras longitudinais. O uso destes dispositivos proporciona vantagens comparado a outros sistemas, uma vez que é um dispositivo pronto de fácil instalação, garantindo ainda melhores condições de ancoragem. Os *shearheads* (Figura 4e) consistem em perfis de aço instalados na região do pilar, posicionados em forma de grelha, não sendo este um sistema adequado em razão

das disposições construtivas e economicidade. Existem ainda estudos que não possuem normas que regulamentem seu uso, como estribos internos (Figura 4f) e *studs* internos (Figura 4g) os quais são instalados entre as armaduras longitudinais, sem ancoragem.

Figura 4 - Tipos de armaduras de cisalhamento em lajes lisas.



Fonte: Oliveira (2021), adaptado pelo autor.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE

Neste capítulo serão abordados os métodos de análise mais conhecidos para análise de resistência na ligação laje-pilar para o dimensionamento de estruturas submetidas ao esforço de punção.

2.3.1 Método da superfície de controle

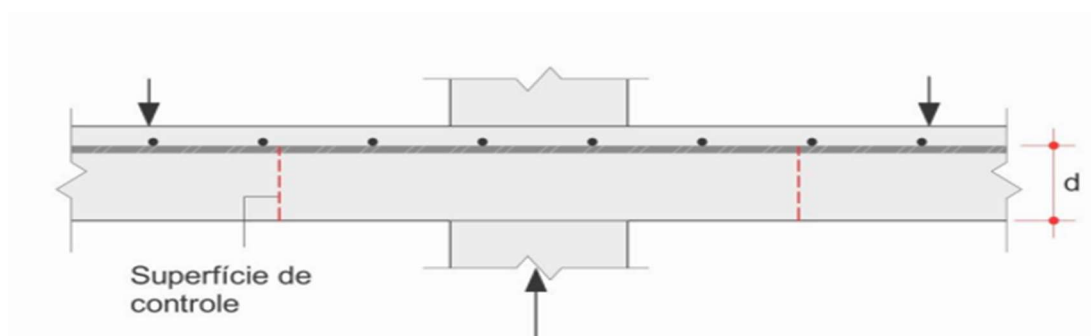
De acordo com Oliveira (2021) as normas NBR 6118 (2014), *Eurocode 2* (2004), ACI 318 (2019) e *Model Code* (2010) utilizam na verificação da capacidade resistente da laje à punção, o método da superfície de controle, que consiste na verificação de tensões de cisalhamento em perímetros críticos.

Rabello (2010) determina que a área do perímetro de controle é definida pela multiplicação do perímetro pela altura correspondente, podendo ser definida por

diferentes parâmetros tais como a espessura da laje (h) a altura útil (d) ou o braço de alavanca ocasionado pelos momentos internos (z). A tensão solicitante é calculada de acordo com a localização do pilar, da força concentrada e dos momentos fletores atuantes comparando-se o resultado encontrado com a tensão resistente do concreto e a taxa de armadura de flexão.

Para Palhares (2018) a verificação da resistência das lajes ao fenômeno de punção é abordada por meio de uma tensão resistente em uma superfície de controle ou superfície crítica, esta concêntrica a região onde o carregamento está atuando. A definição desta superfície se dá através de um perímetro traçado a certa distância da periferia da área carregada, sendo que este perímetro crítico deve se estender até a altura útil (d) representada na Figura 5.

Figura 5 - Superfície de controle em lajes lisas.



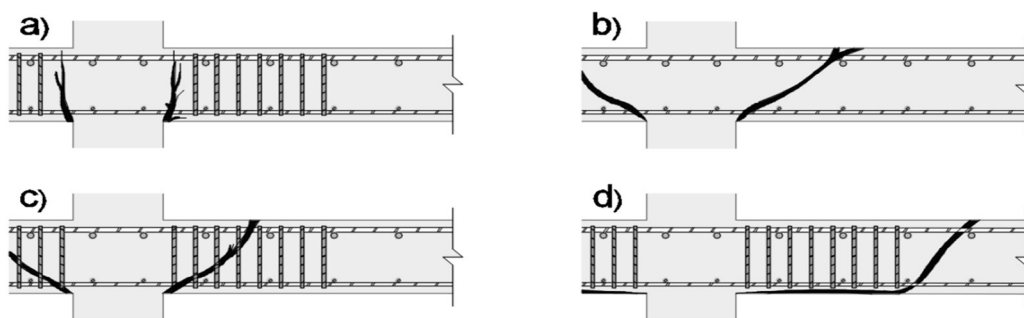
Fonte: Palhares (2018).

Rabello (2010) reforça as afirmações de Palhares (2018) considerando que a eficácia dessa análise se dá pela comparação entre os resultados obtidos entre os esforços solicitantes e os esforços resistentes definidos pelos parâmetros do concreto utilizado. O autor ainda afirma que caso a resistência no perímetro da superfície de controle supere o esforço de tensão atuante, não é necessário o uso de armadura de punção.

Palhares (2018) complementa a análise afirmando que essa abordagem não garante que a ruptura ocorra exatamente nessa superfície, mesmo que as normas vigentes têm diferentes abordagens a respeito da escolha dessa superfície de controle e, conseqüentemente no parâmetro de resistência. A definição do perímetro crítico não possui significado físico, porém apresenta boa correlação com resultados experimentais obtidos.

Oliveira (2021) corrobora com a ideia dos autores citados anteriormente e aponta que os perímetros críticos são locais idealizados com o intuito de realizar a comparação entre a tensão solicitante a tensão resistente, não exemplificando-se como é realizada a transmissibilidade dos carregamentos da laje para o pilar e nem mesmo consegue-se determinar o local e o modo de ruptura. Para a determinação do dimensionamento, deve-se analisar os possíveis modos de ruptura, ou seja, o processo de ruptura pelo esmagamento da biela de concreto comprimida, em uma região mais próxima do pilar, representada através da Figura 6a, o processo de ruptura por tração diagonal, representada na Figura 6b, e com a necessidade de utilização da armadura de punção, é necessário ainda verificar a ruptura por tração diagonal na região onde a armadura está contida, representada na Figura 6c. Ainda é necessária uma quarta verificação no perímetro crítico representado pela Figura 6d.

Figura 6 - Modos de ruptura por punção em lajes lisas.



Fonte: Oliveira (2021).

Silva (2022) define que o parâmetro de resistência do concreto é fator limitante para a análise do fenômeno de punção quando afirma que quando os esforços solicitantes atuantes na superfície de controle definida forem maiores que a resistência do concreto, é necessário o uso das armaduras de punção. Ainda menciona que o fenômeno físico do problema de punção não é representado pelo método da superfície de controle, sendo este, uma forma simples, prática e com resultados aproximados e adequados para a determinação da resistência à punção, destacando seu uso em normativas vigentes conforme apontado também por Oliveira (2021).

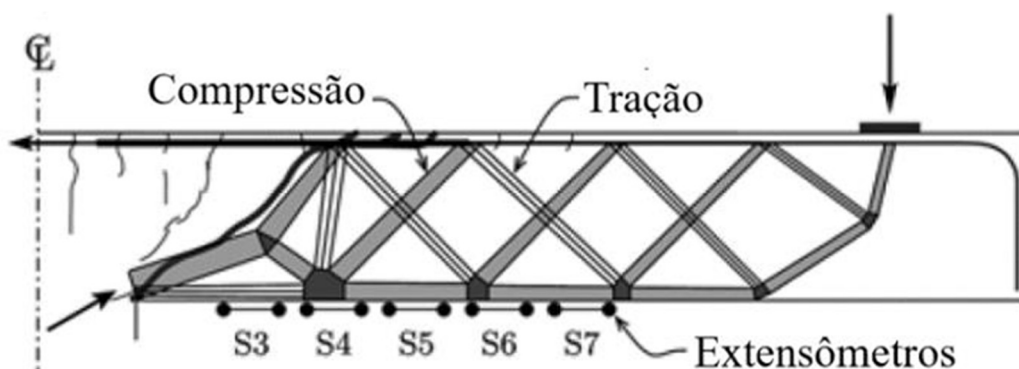
A abordagem da superfície de controle pela ABNT NBR6118 (2023) e pelo *Eurocode 2* (2023) serão demonstradas nos itens 2.4.1 e 2.4.2.

2.3.2 Método da fissura crítica de cisalhamento

Oliveira (2021) destaca que a ocorrência de uma fissura crítica nas proximidades do pilar e que se prolonga ao longo da laje deve-se a rotação de corpo rígido a partir da extremidade da fissura, de forma que os carregamentos são transferidos entre as seções por efeito de pino da armadura, engrenamento dos agregados e pela biela comprimida de concreto na região da fissura.

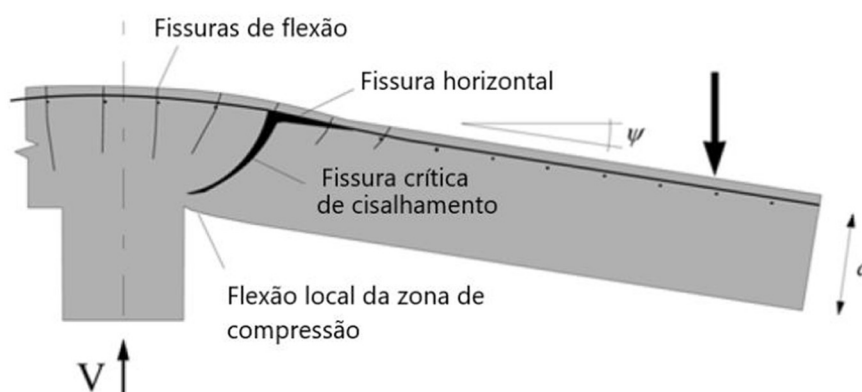
Essa teoria foi proposta por Muttoni (2008), onde o autor afirma que a resistência ao cisalhamento por punção diminui com o aumento da rotação da laje, ou seja, a resistência cisalhante reduz devido à geração de uma fissura crítica que se propaga na extensão da laje, sendo reduzida pela presença de uma fissura crítica de cisalhamento que se propaga através da laje até o pilar por uma zona de compressão inclinada. O autor destaca ainda que existe uma interrelação entre as deformações geradas na interface laje pilar, sendo que a deformação devido à compressão próxima ao pilar, após atingir um limite máximo, começa a diminuir e, pouco antes da punção, são observadas tensões de tração, resultando em uma escora em forma de cotovelo e consequentemente na formação de uma fissura crítica de cisalhamento, representadas nas Figura 7 e 8.

Figura 7 - Escora teórica em formato de cotovelo.



Fonte: Muttoni (2008), adaptado pelo autor.

Figura 8 - Correlação entre abertura de fissura de cisalhamento crítica, espessura da laje e rotação (ψ)



Fonte: Muttoni (2008), adaptado pelo autor.

Para Muttoni (2008), a redução da resistência a punção em virtude da rotação da laje e a transferência do cisalhamento depende da rugosidade da fissura, a qual está diretamente ligada com o tamanho máximo do agregado utilizado. Baseado em estudos de Walraven (1981) e Vecchio e Collins (1986), onde a rugosidade da fissura crítica e a capacidade de suporte das forças de cisalhamento podem ser mensurados dividindo-se a largura nominal da fissura ($\psi \cdot d$), pela soma do tamanho máximo do agregado (d_g) com o tamanho de agregado referência (d_{g0}), este igual a 16mm, Muttoni propôs uma nova formulação teórica do critério da fissura crítica, através da Equação 1.

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{\frac{3}{4}}{1 + \left(\frac{15 \psi \cdot d}{d_g + d_{g0}} \right)} \quad (1)$$

Onde:

d é a altura útil em relação a armadura de flexão da laje;

b_0 é o perímetro da seção crítica localizado a $d/2$ da face do pilar;

f_c é a resistência à compressão do concreto;

ψ é a rotação da laje;

d_g tamanho máximo do agregado;

d_{g0} tamanho do agregado referência (16mm).

Ao observar o comportamento da curva gerada pela Equação 1, Muttoni (2008) percebe que existe significativa redução de resistência com o aumento da largura da fissura, demonstrando que existe uma diminuição da resistência com o aumento da rotação da laje tanto quanto do aumento da sua espessura, evidenciando assim o efeito escala de lajes lisas mencionado anteriormente. Além disso, é possível observar a importância do tipo e granulometria do agregado utilizado no concreto da laje, destacando que a transferência das forças cisalhantes está diretamente ligada com a rugosidade da superfície da fissura gerada e do engrenamento dos agregados.

Silva (2022) baseado nas definições de Muttoni (2008) destaca que para seja determinado o estado limite último à punção é necessário que seja conhecida a relação entre a carga aplicada e a rotação da laje, podendo ser obtida através de uma análise não linear do comportamento à flexão da laje. Para um método mais simplificado, porém com boa precisão, Muttoni (2008) determinou que essa relação entre a rotação da laje e a carga aplicada pode ser determinada considerando-se uma parábola com expoente 3/2, resultando na Equação 2.

$$\psi = 1,5 \frac{r_s f_y}{d E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2)$$

Onde:

V é a força aplicada;

V_{flex} é a força correspondente a capacidade de flexão da laje;

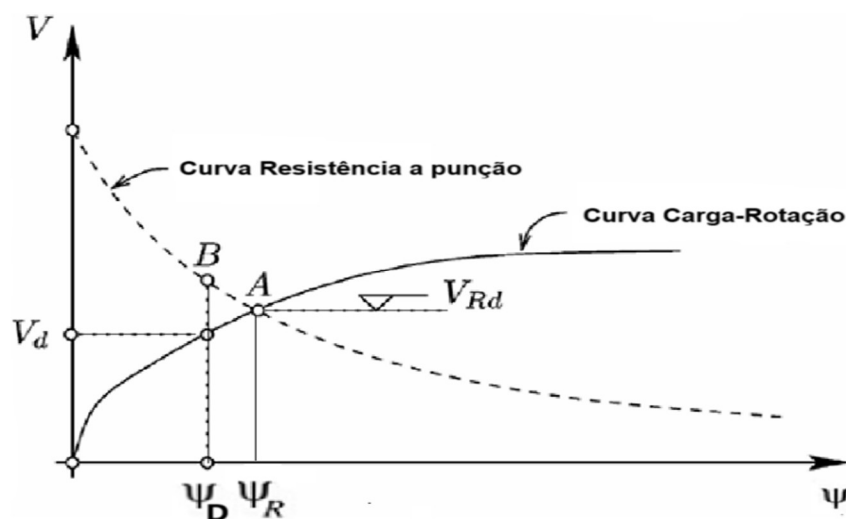
r_s é a distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos;

f_y é a tensão de escoamento da armadura de flexão tracionada;

E_s é o modulo de elasticidade da armadura de flexão tracionada.

Silva (2022) destaca que ao conhecermos as curvas que expressam o comportamento carga-rotação da laje de modo teórico e a da redução da resistência em função do aumento da rotação, podemos plotar as duas curvas em um mesmo gráfico, sendo o ponto de encontro das duas curvas a representação da resistência última à punção da ligação laje pilar, representado pelo ponto A na Figura 9.

Figura 9 - Ruptura por punção segundo a Teoria da Fissura Crítica



Fonte: Muttoni (2008), adaptado pelo autor.

2.4 NORMATIVAS REGULAMENTADORAS

O fenômeno de punção é abordado por diversas normas regulamentadoras, tais como o *Eurocode 2* (2023), a ABNT NBR 6118:2023, o ACI 318 e a AS 3600, todas elas incluindo critérios para o correto dimensionamento e consequente segurança aos usuários das estruturas por elas regulamentadas. Cabe ressaltar que cada normativa tem sua particularidade ao abordar estes critérios de uma maneira diferente uma da outra e, sendo assim, neste trabalho serão abordadas especificamente as normas *Eurocode 2* (2023) e ABNT NBR 6118:2023, evidenciando justamente essas diferentes abordagens para fins de comparação dos resultados obtidos entre as duas análises.

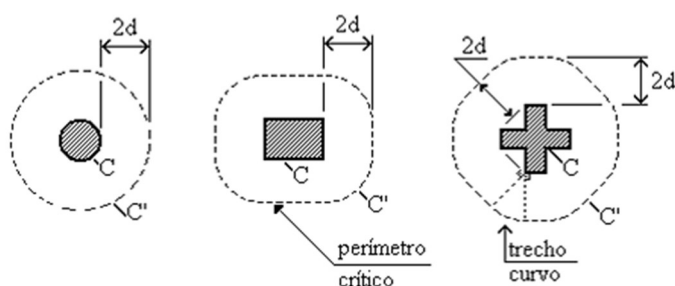
2.4.1 ABNT 6118:2023

A ABNT NBR 6118:2023 no item 19.5 define o modelo dimensionamento de lajes à punção, sendo que o modelo de cálculo consiste na verificação da resistência ao cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de locais com cargas concentradas.

2.4.1.1 Superfícies críticas

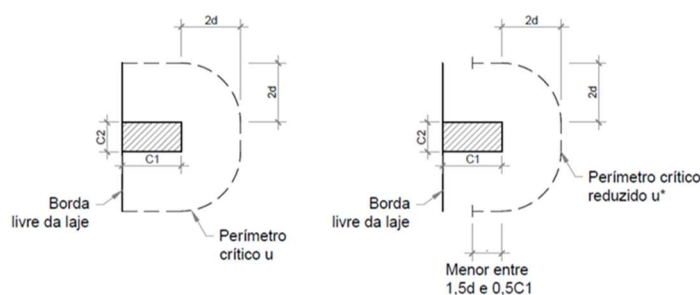
A NBR define que sejam realizadas três verificações de superfícies críticas: a primeira (contorno C do pilar) deve ser verificada a tensão de compressão diagonal do concreto, na segunda (contorno C') afastada $2d$ do pilar deve ser verificada a capacidade de ligação à punção, bem como da tração diagonal através de uma tensão de cisalhamento no contorno C', sendo a última (contorno C'') somente em caso do uso de armadura transversal, estes perímetros críticos podem ser verificados na Figura 10, 11 e 12.

Figura 10 - Perímetro crítico em pilares internos



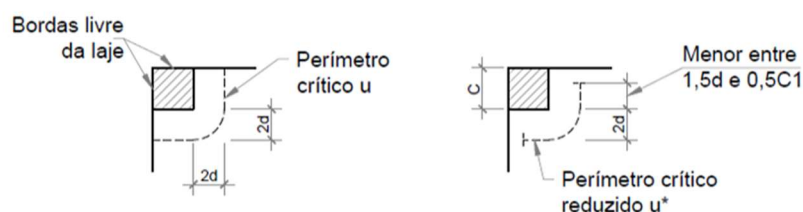
Fonte: ABNT NBR6118 (2023).

Figura 11 – Perímetro crítico em pilares de borda



Fonte: Silva (2022).

Figura 12 – Perímetro crítico em pilares de canto



Fonte: Silva (2022).

Ainda, conforme determinado no item 19.5.2.6 da ABNT NBR 6118:2023, caso exista uma abertura na laje situada a uma distância menor que $8d$ do contorno C, não pode ser considerado o contorno crítico C' entre as retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação da força.

2.4.1.2 Tensão solicitante nas superfícies críticas

Quando existe simetria o efeito do carregamento pode ser considerado através da utilização das Equações 3 e 4.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad (3)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (4)$$

Onde:

- d - é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C';
- d_x, d_y - são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;
- u - é o perímetro do contorno crítico C';
- $u \cdot d$ - é a área da superfície crítica;
- F_{Sd} - é a força ou a reação concentrada de cálculo.

Para pilares internos, quando além da força vertical existe transferência de momento fletor para a laje, devemos considerar a assimetria do carregamento conforme a Equação 5.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{k M_{Sd}}{W_p d} \quad (5)$$

Onde:

- M_{Sd} - momento de cálculo transmitido da laje para o pilar;
- k - é o coeficiente que fornece a parcela de M_{Sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C1/C2;
- W_p - é o módulo de resistência plástica do perímetro crítico em questão.

O valor do coeficiente k é fornecido pela Tabela 2 em função da relação entre as dimensões do pilar.

Tabela 2 - Valores do coeficiente k .

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Conforme determinação, deve-se observar que C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força; C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força; e, para pilares circulares internos, deve ser adotado o valor $K = 0,6$.

Para o cálculo de W_p , devem ser utilizadas as Equações 6 e 7:

a) Para pilar retangular:

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16d^2 + 2\pi d C_1 \quad (6)$$

b) Para pilar circular

$$W_p = (D + 4d)^2 \quad (7)$$

Onde:

D é o diâmetro do pilar;

O cálculo de W_p desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico é dado através da Equação 8:

$$W_p = \int_0^u |e| dl \quad (8)$$

Onde:

dl - é o comprimento infinitesimal no perímetro crítico u ;

e - é a distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{Sd} .

Para os pilares de borda, a tensão solicitante é verificada em duas situações distintas, sendo uma em região sem momento atuante no plano paralelo a borda livre e outra em região com momento atuante no plano paralelo a borda livre, conforme Equações 9,10 e 11:

a) Região sem momento atuante no plano paralelo a borda livre;

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*.d} + \frac{k_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} \quad (9)$$

Sendo:

$$M_{Sd1} = (M_{Sd} - M_{Sd*}) \geq 0 \quad (10)$$

Onde:

F_{Sd} - é a reação de apoio;

u^* - é o perímetro crítico reduzido;

F_{Sd} - é o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre;

M_{Sd*} - é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;

W_{p1} - é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u ;

b) Região com momento atuante no plano paralelo a borda livre

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*.d} + \frac{k_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} + \frac{k_2 M_{Sd2}}{W_{p2}d} \quad (11)$$

Onde:

M_{sd2} - é o momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

W_{p2} - é o módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre, calculado pelo perímetro u ;

O coeficiente K_2 assume os valores estabelecidos na Tabela 2, substituindo-se C_1/C_2 por $C_2/2C_1$, sendo C_1 e C_2 estabelecidos na Figura 11.

O mesmo procedimento é adotado para os pilares de canto, quando não existe momento atuando no plano paralelo à borda, fazendo-se a verificação, separadamente, para cada uma das bordas livres. O valor de K deve ser calculado em função da proporção C_1/C_2 , sendo C_1 e C_2 , os lados do pilar perpendicular e paralelo à borda livre adotada.

2.4.1.3 Tensão resistente nas superfícies críticas

A verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto deve ser realizada no contorno C em lajes submetidas aos esforços de punção com ou sem armadura e é dada pela Equação 12:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (12)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em Megapascal;

f_{cd} - é a resistência à compressão de cálculo do concreto.

τ_{sd} é calculado conforme equação 3, com u_0 (perímetro de contorno C) em lugar de u .

O valor de τ_{Rd2} pode ser majorado em 20% por efeito do estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a este pilar não diferem em mais de 50% e ainda não existam aberturas junto ao pilar.

A NBR estabelece que a verificação das tensões na superfície crítica C' em elementos ou trechos sem armadura de punção deve ser efetuada conforme as Equações 13, 14 e 15:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13k_e(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad (13)$$

Sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02 \quad (14)$$

$$k_e = \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \leq 2 \quad (15)$$

Onde:

k_e é o coeficiente de escala de punção;

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força em centímetros, calculada com a média das duas direções ortogonais $d=(d_x+d_y)/2$;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de $3d$ para cada um dos lados;

- No caso da proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que $3d$.

A NBR recomenda que em caso da presença de capitel, deve ser realizada verificação no contorno crítico C' , ou em C_1' e C_2' , através da análise da tensão ocasionada pela força axial gerada, dada pelas Equações 16 e 17:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} \leq 3,5 \text{ MPa} \quad (16)$$

Sendo:

$$\sigma_{cp,x} = \frac{N_{sd,x}}{A_c}; \sigma_{cp,y} = \frac{N_{sd,y}}{A_c} \quad (17)$$

Onde:

$N_{sd,x}$; $N_{sd,y}$ são as forças axiais de compressão atuantes no contorno C' . O efeito favorável da compressão deve considerar as perdas devidas às restrições axiais. Estes valores devem ser determinados por modelos que levem em conta a real distribuição da protensão na seção transversal considerada da laje como um todo;

A_c é a área associada à força axial de compressão.

Para elementos ou trechos com armadura de punção, a NBR estabelece que a verificação das tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada conforme a Equação 18:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10k_e(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_R} \cdot \frac{A_{sw}f_{ywd} \sin \alpha}{ud} \quad (18)$$

Sendo:

k_e , e ρ determinados pelas Equações 14 e 15.

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força em centímetros, calculada com a média das duas direções ortogonais $d=(d_x+d_y)/2$;

s_r é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, limitado a $0,75d$;

A_{sw} é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C' ;

α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto;

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300MPa para conectores (Studs) com extremidades alargadas, dispostas radialmente a partir do perímetro de pilar. Para espessuras de laje maiores que 15cm deve-se observar o estabelecido no item 19.4.2 da ABNT NBR 6118:2023.

A NBR recomenda que a armadura de punção deve ser preferencialmente constituída de três ou mais linhas de conectores com extremidades alargadas dispostas radialmente a partir do perímetro do pilar, sendo que cada uma dessas extremidades deva estar ancorada fora do plano de armadura de flexão correspondente.

Ainda, em seu item 19.5.4, a ABNT NBR 6118:2023 determina a obrigatoriedade de dimensionamento de armadura contra colapso progressivo, cuja armadura inferior deva ultrapassar os limites de controle estabelecidos pelas superfícies críticas C e C' , devendo essa estrutura ser dimensionada conforme preconiza a referida norma.

2.4.2 Eurocode 2

Muttoni et al (2023) propõem uma abordagem mecânica para o fenômeno de punção para a segunda versão do *Eurocode 2*, a qual será abordada para elaboração deste trabalho. O autor menciona que após análises detalhadas de diversos modelos foi adotada a Teoria da Fissura crítica como base para as novas disposições de projeto de estruturas submetidas aos esforços de punção.

Destaca-se que a implementação da Teoria da fissura crítica de cisalhamento exigiu várias adaptações que permitiram avaliações analíticas de resistência à perfuração sendo direta para fins de avaliação e projeto baseando-se em números limitados de parâmetros geométricos e mecânicos. O autor menciona ainda que o método é permitido em termos de critério de falha, quanto na definição da relação de carga-rotação, permitindo uma avaliação mais detalhada na relação carga rotação levando em consideração as peculiaridades da estrutura.

A Norma determina, como na ABNT NBR 6118:2023 que a tensão solicitante deve ser verificada de acordo com os seguintes passos:

A verificação detalhada pode ser omitida quando a tensão solicitante no perímetro de controle ($b_{0,5}$) for menor ou igual a tensão resistente mínima, conforme Equações 19 e 20:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rdc,min} \quad (19)$$

Onde,

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_v} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \quad (20)$$

Sendo;

γ_v o fator parcial de cisalhamento de acordo com a Tabela 3;

f_{yd} é o valor do limite de escoamento do aço;

d_{dg} é um parâmetro que define a rugosidade na zona de falha, a qual depende do tipo de concreto, bem como do tipo e tamanho do agregado, onde o valor de d_{dg} é considerado como:

$16\text{mm} + D_{\text{Min, agregado}} \leq 40\text{mm}$ para concreto com $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$16\text{mm} + D_{\text{Min, agregado}} \cdot (60/f_{ck})^2 \leq 40\text{mm}$ para concreto com $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$

d é a distância efetiva da face da laje até a armadura de flexão.

Tabela 3 - Fatores parciais dos materiais.

Situações de Projeto – Estados Limites	γ_s aço	γ_c concreto	γ_v para esforço cortante e resistência à punção sem armadura de reforço
Cargas Permanentes	1,15	1,50	1,40
Estado limite último	1,15	1,50	1,40
Cargas acidentais	1,00	1,15	1,15
Estado limite de Serviço	1,00	1,00	-

Nota: Os fatores parciais referentes aos materiais correspondem aos desvios geométricos da Classe de Tolerância 1 e Classe de Execução 2, conforme a EN13670.

Fonte: Eurocode 2 (2023), adaptado pelo autor.

O uso de armadura de punção pode ser omitido quando a seguinte condição do barramento no perímetro de controle ($b_{0,5}$) for satisfeita, conforme Equações 21, 22 e 23:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd,c} \quad (21)$$

Onde,

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,60}{\gamma_v} k_{pb} (100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{dv})^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,50}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck}} \quad (22)$$

e,

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \quad (23)$$

Sendo:

d_{dg} é um parâmetro que define a rugosidade na zona de falha, a qual depende do tipo de concreto, bem como do tipo e tamanho do agregado, onde o valor de d_{dg} é considerado como:

$16\text{mm} + D_{\text{Min, agregado}} \leq 40\text{mm}$ para concreto com $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$16\text{mm} + D_{\text{Min, agregado}} \cdot (60/f_{ck})^2 \leq 40\text{mm}$ para concreto com $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$

$\rho_{l,x}$ e $\rho_{l,y}$ são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

k_{pb} refere-se ao aumento da resistência devido ao gradiente do campo de cisalhamento na seção de controle e é calculado através da Equação 24:

$$1 \leq k_{pb} = 3,6 \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2,5 \quad (24)$$

Onde:

b_0 é o perímetro da área de suporte;

$b_{0,5}$ é o perímetro de controle estabelecido;

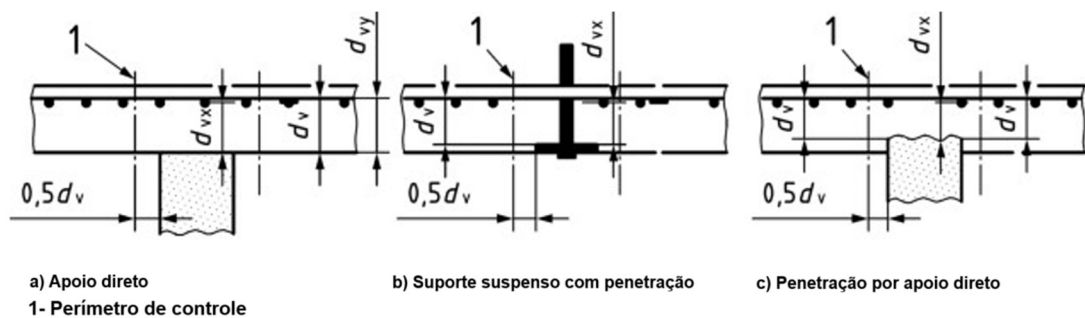
A profundidade efetiva de cisalhamento da laje (d_v) deve ser considerada como a distância da área de apoio do pilar ao nível médio das camadas de reforço, calculada pela Equação 25 e representada na Figura 13 c.

$$d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} \quad (25)$$

Onde:

d_{vx} e d_{vy} são valores nominais.

Figura 13 - Profundidade efetiva resistente ao cisalhamento da laje considerando o nível efetivo de apoio.



Fonte: Eurocode 2 (2023), adaptado pelo autor.

Em casos em que a distância entre o centro da área de suporte e o ponto de contra flexão na combinação das cargas $\alpha_p < 8d_v$, o valor de d_v na Equação 22 deve ser adotado conforme Equações 26 e 27:

$$\alpha_{pd} = \sqrt{\frac{\alpha_p}{8} \cdot d_v} \quad (26)$$

$$\alpha_p = \sqrt{\alpha_{p,x} \cdot \alpha_{p,y}} \geq d_v \quad (27)$$

Onde,

α_p é a distância máxima entre o centroide do perímetro de controle para os dois pontos, x e y, onde o valor do momento $m_{Ed,x}$ e $m_{Ed,y}$ são iguais a zero.

Ainda, a normativa estabelece que para lajes onde a estabilidade lateral não depende da ação da estrutura, entre lajes e pilares, respeitando a condição $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2$, o valor de α_p pode ser aproximado por $\alpha_{p(x,y)} = 0,22 \cdot L_{(x,y)}$, onde L é o comprimento do vão nas direções x e y .

Quando $\tau_{Sd} \geq \tau_{Rd,c}$ é necessário o uso de armadura de punção, obedecendo o estabelecido nas alíneas d e subsequentes, além disso, a resistência máxima de cisalhamento de punção no barramento do perímetro de controle não deve ser excedida;

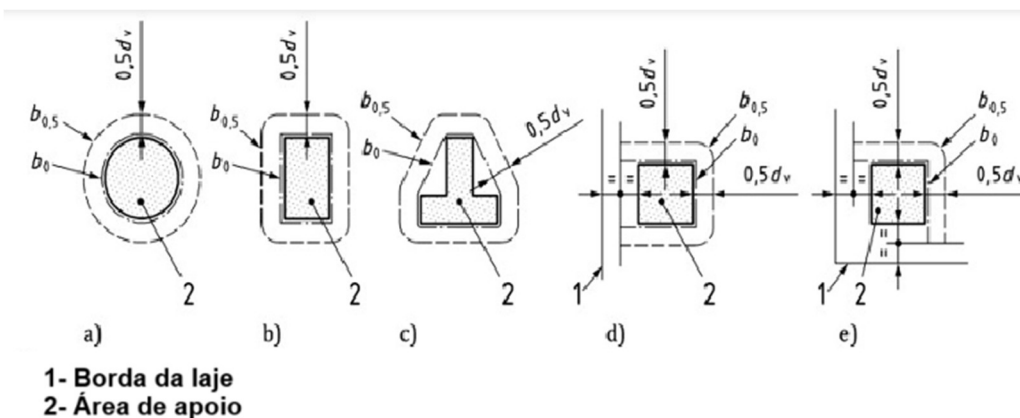
Quando necessária, a armadura de punção deve satisfazer a condição definida no perímetro de controle ($b_{0,5}$) estabelecida pela Equação 28:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd,cs} \quad (28)$$

Se houver a necessidade de armadura de cisalhamento fora do perímetro de controle ($b_{0,5,out}$), deve-se observar o estabelecido no item 8.4.4 do *Eurocode 2*.

O perímetro de controle ($b_{0,5}$), conforme demonstrado na Figura 13, deve ser tomado a uma distância $0,5 d_v$, exceto nos cantos reentrantes da área de suporte (Figura 14c), onde a distância entre o perímetro de controle e a face do pilar deve ser aumentada. Em pilares de borda ou de canto com balanços, a extensão é limitada à metade do balanço (Figuras 14d e 14e).

Figura 14 - Perímetros de controle típicos $b_{0,5}$ e perímetros b_0 em torno de áreas de apoio.



Fonte: Eurocode 2 (2023), adaptado pelo autor.

A norma determina que a tensão solicitante de cálculo é determinada pela Equação 29:

$$\tau_{Sd} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v} \quad (29)$$

Onde:

V_{Ed} é o esforço cisalhante de projeto no perímetro de controle $b_{0,5}$.

β_e é o coeficiente que considera as concentrações dos esforços cisalhantes contidos na Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficientes que consideram as concentrações dos esforços cisalhantes - β_e .

Apoio	Aproximado	Refinado	
Pilares Internos	$\beta_e = 1,15$	$\beta_e = +1,1\frac{e_b}{b_b} \geq 1,05$	Onde $e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2}$
Pilares de Borda	$\beta_e = 1,4$		Onde $e_b = 0,5 e_{b,x} + e_{b,y} $
Pilares de Canto	$\beta_e = 1,5$		Onde $e_b = 0,27(e_{b,x} + e_{b,y})$
Extremidades de paredes	$\beta_e = 1,4$		
Cantos de paredes	$\beta_e = 1,2$		

Fonte: Eurocode (2023), adaptado pelo autor.

Os valores aproximados contidos na Tabela 4 somente podem ser utilizados se as seguintes condições forem atendidas:

A estabilidade lateral independe da ação do pórtico de lajes e pilares;

Os vãos adjacentes não diferem em comprimento mais de 25%;

A laje esta somente sujeita a cargas distribuídas;

O momento fletor transferido para os pilares de borda e canto não excedem

$$M_{td,m\acute{a}x}=0,25.b_e.d^2.f_{cd}.$$

3 METODOLOGIA

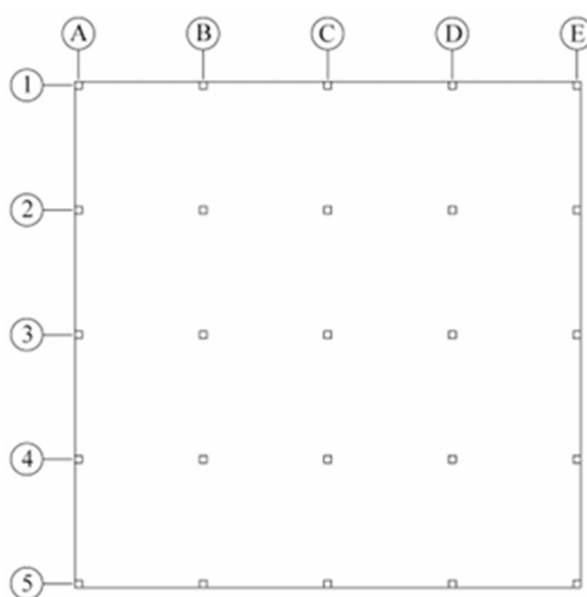
Este trabalho tem como finalidade realizar um estudo de caso com abordagem dos conceitos e teorias apresentadas no referencial teórico realizando uma avaliação técnica das diferenças dos resultados de resistência aos esforços de punção obtidos com a utilização das normas ABNT NBR 6118:2023 e o *Eurocode 2* (2023) na concepção dos modelos estruturais.

Para execução desta análise, foi utilizado o modelo usado por Santos (2018), em sua dissertação de mestrado e posteriormente por Silva (2022) em sua tese de doutorado.

3.1 DEFINIÇÕES DA ESTRUTURA ANALISADA

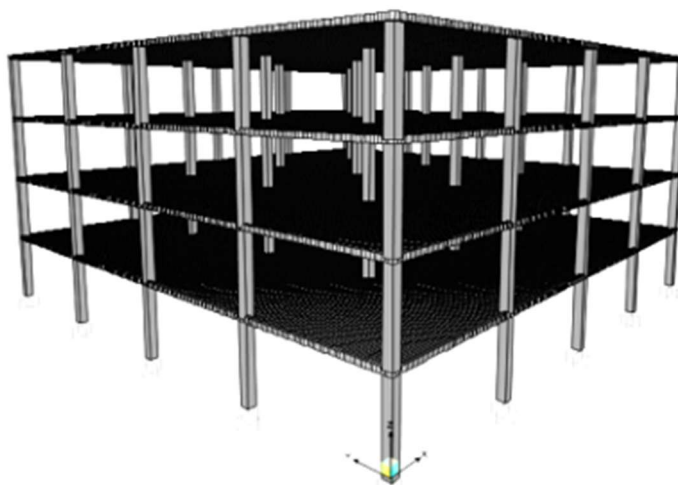
Foi analisada a estrutura composta por lajes quadradas com vãos de 6 m entre os pilares (distância entre os Pontos 1, 2, 3, 4 e 5 e A, B, C, D e E), representados na Figura 15, com pé direito de 3 m. As lajes são apoiadas em pilares quadrados com dimensões de 35 x 35 cm. Essa estrutura, cujas dimensões foram apontadas acima possui tamanho total de 24,35 m x 24,35 m, sendo sua planta baixa demonstrada na Figura 15 e a estrutura tridimensional é demonstrada na Figura 16.

Figura 15 - Planta baixa pavimento tipo do modelo estrutural analisado.



Fonte: Santos (2018).

Figura 16 - Modelo estrutural utilizado.

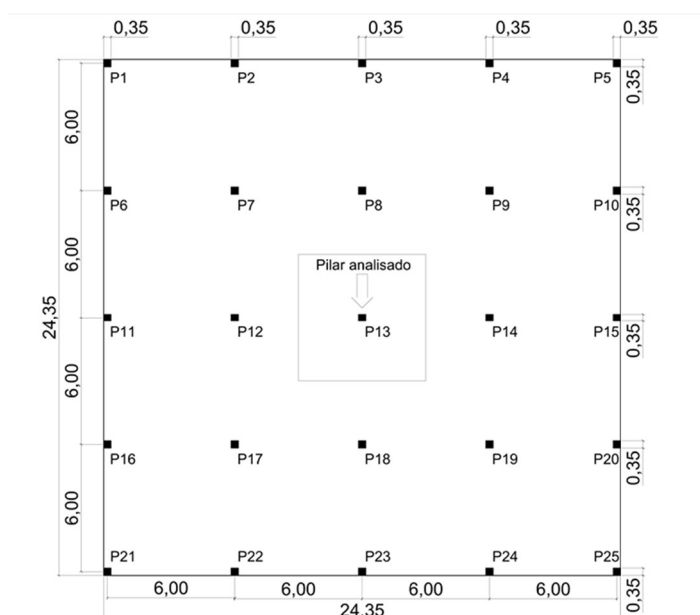


Fonte: Santos (2018).

Inicialmente, para o desenvolvimento das atividades deste trabalho, foram estabelecidos os seguintes parâmetros de projeto.

- a) resistência à compressão do concreto: $f_{ck} = 30\text{MPa}$, esta comumente utilizada na concepção de estruturas de concreto armado;
- b) espessura da laje: 20, 30 e 40 cm.
- c) cargas variáveis 1,5, 3,0 e 6,0 kN/m^2 .
- d) análise de um pilar central P13, conforme Figura 17.

Figura 17 – Localização do pilar analisado - P13.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

3.2 MODELAGEM DA ESTRUTURA ANALISADA

Posteriormente à definição do modelo a ser estudado utilizou-se o *software* comercial de análise de estrutura reticulada TQS ® para a modelagem da estrutura de acordo com os modelos citados anteriormente, com o intuito de identificar os esforços internos da estrutura e, para efeitos desta análise, a carga solicitante adotada bem como as taxas de armadura, foram extraídas dos resultados obtidos com a modelagem das estruturas no *software* citado.

Para melhor organização e entendimento foram definidos os seguintes parâmetros, ficando definidos 9 modelos de análise cujas nomenclaturas e definições são listadas a seguir. A nomenclatura dos modelos levou em consideração a espessura da laje, representada nos 2 primeiros dígitos e a carga variável representada pelos dois últimos dígitos da nomenclatura, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Definição dos parâmetros dos Modelos adotados.

Modelo	Fck (MPa)	d (cm)	Cargas variáveis (kN/m ²)
L-20-1,5	30	20	1,5
L-20-3,0	30	20	3
L-20-6,0	30	20	6
L-30-1,5	30	30	1,5
L-30-3,0	30	30	3
L-30-6,0	30	30	6
L-40-1,5	30	40	1,5
L-40-3,0	30	40	3
L-40-6,0	30	40	6

Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Essa modelagem estrutural seguiu alguns parâmetros pré-definidos pelo *software* para todos os modelos gerados, tais como o Modelo estrutural IV, composto por vigas e pilares flexibilizado conforme critérios, considerando uma velocidade

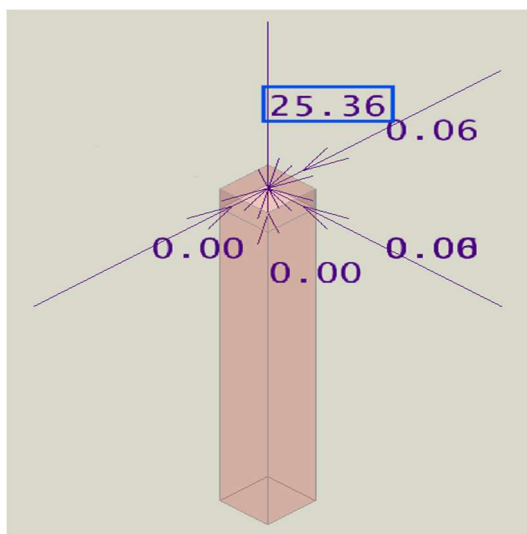
básica do vento de 45m/s, coeficiente de arrasto de vento, fator do terreno e categoria de rugosidade iguais 1, a classe da edificação foi determinada como Classe A e o fator estatístico igual a 1,1, bem como os cobrimentos das lajes foram fixados em 2,5cm.

Ainda, foi estabelecida uma carga permanente de revestimento de 1,0kN/m² para todos os modelos.

Após o lançamento dos modelos estruturais no *software* TQS®, foram obtidas as respectivas cargas solicitantes e taxas de armadura para cada modelo analisado, as quais são apresentadas e ilustradas por meio de imagens ao longo deste trabalho.

Para a estrutura do modelo L-20-1,5 no *software* TQS®, obtivemos uma força solicitante de 25,36 tf, conforme Figura 18 e as taxas de armadura $\rho_x=0,0058$ e $\rho_y=0,0062$.

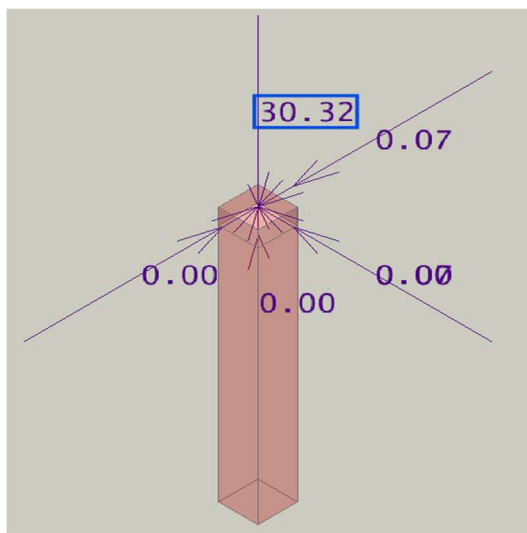
Figura 18 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-20-1,5.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS®. (2025)

Para o modelo L-20-3,0 foi obtida uma força solicitante de 30,32 tf, conforme Figura 19 com taxas de armadura $\rho_x=0,0070$ e $\rho_y=0,0077$ para realização dos cálculos.

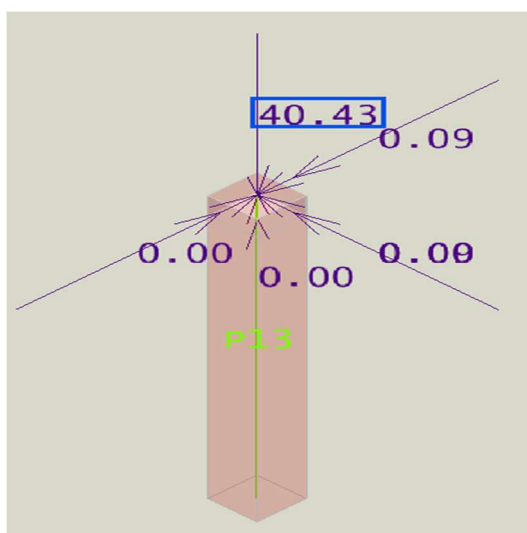
Figura 19 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf:
modelo L-20-3,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS ®. (2025)

Através da modelagem do modelo L-20-6,0, foi identificada uma força solicitante de 40,43 tf, conforme Figura 20 e as taxas de armadura p_x igual a 0,0099 e p_y igual a 0,0109.

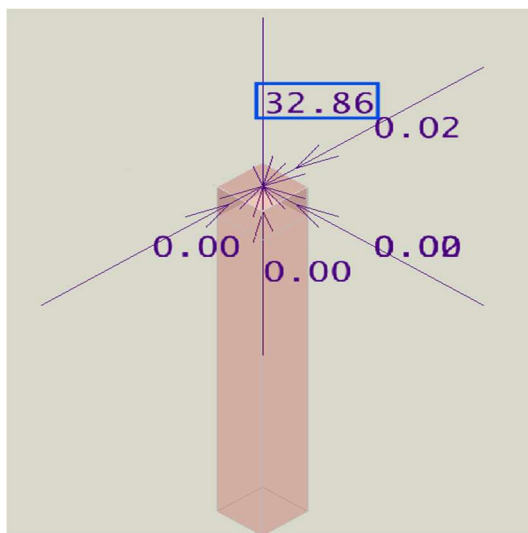
Figura 20 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf:
modelo L-20-6,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS ®. (2025)

A simulação da estrutura do modelo L-30-1,5 no *software* TQS ®, resultou em uma força solicitante de 32,86 tf, de acordo com a Figura 21 exigindo taxas de armadura $p_x=0,0040$ e $p_y=0,0041$.

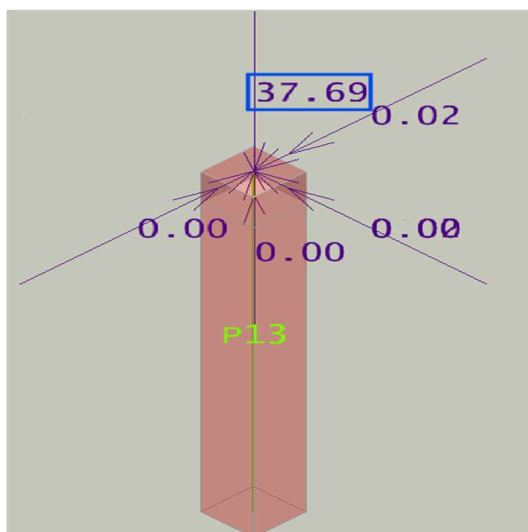
Figura 21 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-1,5.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS ®. (2025)

O lançamento estrutural do modelo L-30-3,0 realizado no *software* TQS ®, apresentou uma força solicitante de 37,69 tf, conforme demonstrado na Figura 22 e as taxas de armadura $\rho_x=0,0045$ e $\rho_y=0,0047$.

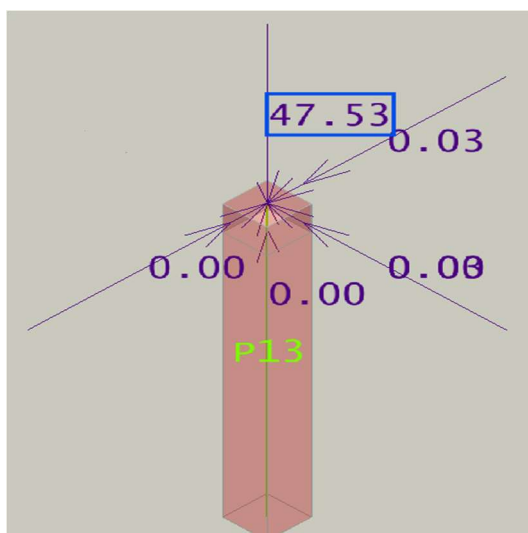
Figura 22 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-3,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS ®. (2025)

De acordo com a figura 23, no lançamento da estrutura do modelo L-30-6,0 no *software* TQS®, observou-se uma força solicitante de 47,53 tf, com taxas de armadura $\rho_x=0,0057$ e $\rho_y=0,0060$.

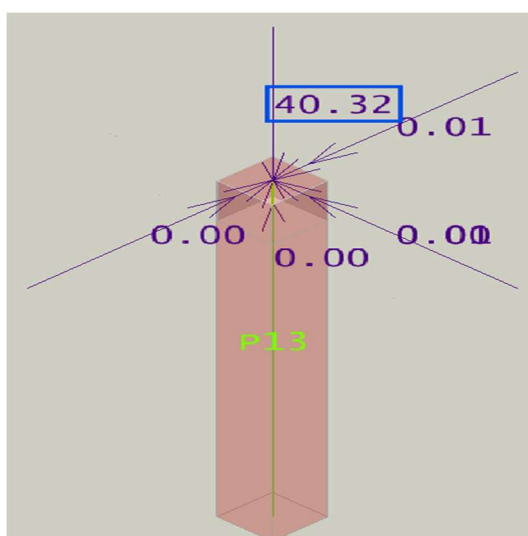
Figura 23 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-30-6,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS®. (2025)

No modelo L-400-1,5, observou-se uma carga solicitante de 40,32 tf, conforme Figura 24 com taxas de armadura $\rho_x=0,0025$ e $\rho_y=0,0026$.

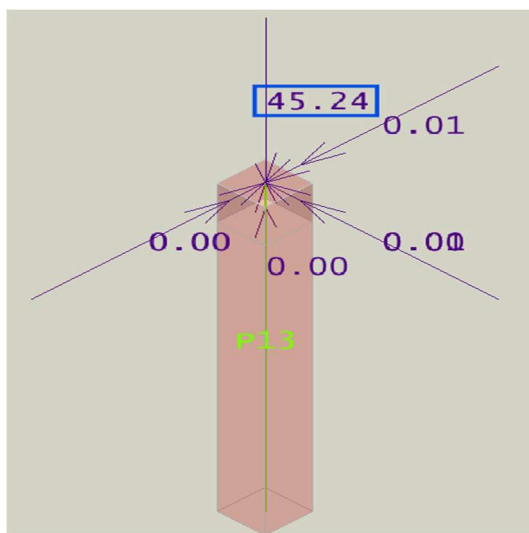
Figura 24 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-40-1,5.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS®. (2025)

Já para o modelo L-40-3,0 no *software* TQS®, a força solicitante é de 45,24 tf, conforme Figura 25, cujas taxas de armadura ρ_x e ρ_y são iguais a 0,0028.

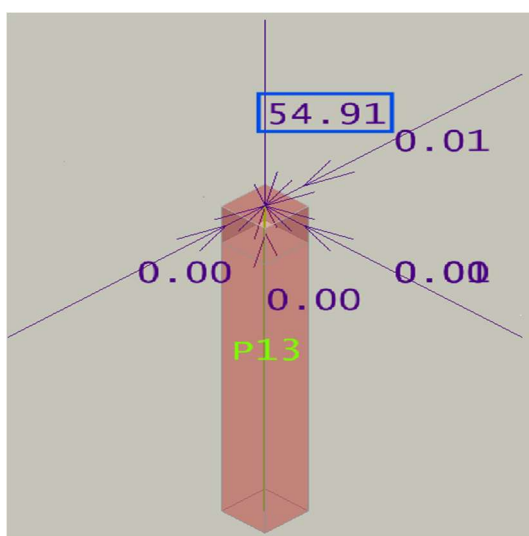
Figura 25 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf: modelo L-40-3,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS®. (2025)

Por fim, o lançamento da estrutura do modelo L-40-6,0 no *software* TQS®, apresentou uma carga solicitante de 54,91 tf, conforme Figura 26 com taxas de armadura $\rho_x=0,0032$ e $\rho_y=0,0033$.

Figura 26 – Força solicitante no pilar analisado no pavimento tipo em tf – modelo L-40-6,0.



Fonte: Elaborado pelo autor com auxílio do *software* TQS®(2025).

Como os pavimentos são compostos de lajes idênticas, com cargas variáveis e permanentes iguais, não se justifica a análise em todos os pavimentos, ficando a análise restrita, neste trabalho, do pavimento tipo.

Posteriormente, os dados foram tratados estatisticamente, com o objetivo de evidenciar as diferenças nos resultados obtidos entre os métodos de análise mencionados. Considerando as variações nas distâncias em relação à superfície de controle, foram comparadas as relações entre as ações solicitantes e as resistentes, de modo a garantir maior coerência entre as análises. Ressalta-se que, para a segurança da estrutura, a relação entre a tensão solicitante e a tensão resistente deve ser igual ou superior a 1, conforme estabelecido na Equação 30.

$$\frac{\tau_{Rd}}{\tau_{Sd}} \geq 1 \quad (30)$$

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, estão apresentados os resultados técnicos obtidos a partir da análise do fenômeno de punção no dimensionamento dos projetos utilizando-se as metodologias apresentadas pelas normativas ABNT NBR 6118:2023 e Eurocode 2 (2023). Foram avaliados os esforços resistentes e solicitantes de cada modelo com o objetivo de evidenciar se existe diferença significativa entre os resultados obtidos sob a ótica das referidas normativas vigentes.

Para garantir uma comparação justa entre os dois modelos normativos, foram adotadas hipóteses estruturais equivalentes quanto às características geométricas das lajes, condições de contorno e carregamentos aplicados. Além disso, buscou-se manter a uniformidade nos parâmetros de cálculo, como o tipo de concreto, diâmetro da armadura e altura útil das seções. Essa padronização foi fundamental para isolar os efeitos provocados exclusivamente pelas diferenças metodológicas entre as normas, assegurando a validade técnica da análise comparativa desenvolvida.

Após serem realizados os lançamentos dos modelos estruturais no *software* de modelagem TQS®, foram obtidos os esforços e taxas de armadura de flexão para cada modelo analisado conforme descrito no capítulo anterior e, com a definição das cargas solicitantes, foram aplicados os métodos de análise e dimensionamento estabelecidos pelas normativas ABNT NBR 6118:2023 e Eurocode 2 (2023), considerando-se os esforços solicitantes para o dimensionamento estrutural para cada parâmetro de projeto estabelecidos anteriormente, com o auxílio do *software* Microsoft Excel®.

Cabe ressaltar que de acordo com a ABNT NBR 6118:2023, o modelo de cálculo corresponde à verificação dos esforços de cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas, sendo a primeira no contorno do pilar ou da carga concentrada (superfície C) onde deve ser verificada a compressão diagonal do concreto através da tensão de cisalhamento atuante, a segunda afastada a uma distância $2d$ do pilar (superfície C'), essa também sendo avaliada através da tensão de cisalhamento. Ainda, caso seja necessária a utilização de armadura transversal, deve ser verificada a terceira superfície crítica (superfície C'').

Enquanto o Eurocode 2:2023 adota critérios distintos para a verificação da punção. A superfície crítica é definida a uma distância de $0,5d_v$ da face do pilar, bem como deve atender a uma resistência mínima para que a estrutura possa ser

dimensionada sem a presença de armadura de punção. Caso essa resistência não seja suficiente, torna-se obrigatório o dimensionamento da armadura de punção para garantia da segurança estrutural.

Os resultados obtidos com os cálculos realizados de acordo com os parâmetros predefinidos na metodologia descrita no Capítulo 3, estão demonstrados nas Tabelas 6 e 7, fornecendo subsídios para a comparação entre os diferentes critérios de dimensionamento normativos, permitindo uma análise crítica sobre o impacto destes no dimensionamento estrutural. A Tabela 6 demonstra os resultados obtidos segundo a ABNT NBR 6118:2023, com as cargas de punção sendo majoradas pelo fator de ponderação das ações variáveis $\gamma_q = 1,4$.

Tabela 6 - Resultados segundo a ABNT NBR 6118:2023.

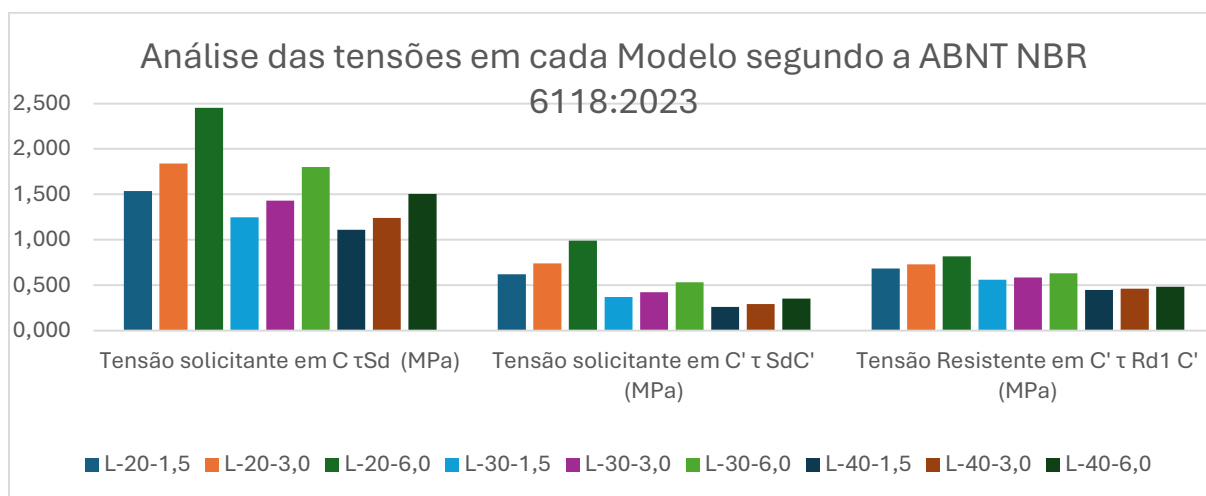
MODELOS NBR 6118:2023	Cargas variáveis (kN/m ²)	Espessura da laje (cm)	Carga de Punção F_{sd} (kN)	Altura útil da laje (cm)	Taxa de armadura	Tensão solicitante em C τ_{sd} (MPa)	Tensão Resistente em C τ_{rd2} (MPa)	Tensão solicitante em C' $\tau_{sdC'}$ (MPa)	Tensão Resistente em C' $\tau_{rd1C'}$ (MPa)	Relação entre τ_{rd2} e τ_{sd} na superfície C	Relação entre $\tau_{rd1C'}$ e $\tau_{sdC'}$ na superfície C'
L-20-1,5	1,5	20	355,04	16,5	0,006	1,537	5,091	0,619	0,681	3,313	1,100
L-20-3,0	3	20	424,48	16,5	0,007	1,838	5,091	0,741	0,729	2,771	0,984
L-20-6,0	6	20	566,02	16,5	0,010	2,450	5,091	0,988	0,818	2,078	0,828
L-30-1,5	1,5	30	462,7	26,5	0,004	1,247	5,091	0,369	0,558	4,082	1,513
L-30-3,0	3	30	530,18	26,5	0,005	1,429	5,091	0,423	0,583	3,563	1,378
L-30-6,0	6	30	667,94	26,5	0,006	1,800	5,091	0,533	0,631	2,828	1,185
L-40-1,5	1,5	40	567	36,5	0,003	1,110	5,091	0,259	0,446	4,589	1,718
L-40-3,0	3	40	633,36	36,5	0,003	1,239	5,091	0,290	0,460	4,108	1,587
L-40-6,0	6	40	768,74	36,5	0,003	1,504	5,091	0,352	0,483	3,384	1,374

Fonte: Elaborado pelo autor com o auxílio do *software* Microsoft Excel ®.

Ao analisar a Tabela 6, percebe-se que as tensões resistentes (τ_{Rd}) obtidas pela análise da ABNT NBR 6118:2023 possuem um valor constante de 5,091 MPa, indicando que a normativa adota critérios menos restritivos para a determinação dessa tensão resistente. Isso ocorre devido ao fato de o cálculo considerar apenas o fator de resistência à compressão do concreto f_{ck} como principal parâmetro para essa definição, sem a incorporação de outras variáveis estruturais, sendo este um valor constante para todos os modelos estruturais analisados. Por outro lado, para a superfície crítica C, a norma é mais rigorosa ao incorporar ao cálculo, além da resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura e a espessura da laje, tornando o dimensionamento pouco mais conservador nessa região de análise.

Na Figura 27, estão demonstradas as tensões resistentes e solicitantes dos modelos analisados pela ABNT NBR 6118:2023, com exceção da tensão resistente na superfície crítica C.

Figura 27 - Gráfico análise das tensões segundo a ABNT NBR 6118:2023.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Ainda, percebe-se que as tensões solicitantes nos modelos analisados aumentam de acordo com a elevação das cargas variáveis aplicadas. No entanto, ao considerar a variação da espessura da laje, observa-se que o aumento da altura útil contribui para a redução dos valores das tensões solicitantes, mesmo com o acréscimo das cargas. Isso ocorre porque uma maior altura útil melhora a capacidade de distribuição dos esforços na laje, reduzindo a intensidade das tensões concentradas. Além disso, cabe ressaltar que o perímetro crítico de verificação está diretamente ligado a altura útil da laje adotada no cálculo.

A Tabela 7 contém os resultados dos cálculos realizados sob a metodologia do Eurocode 2 (2023).

Tabela 7 - Resultados segundo o EUROCODE 2 (2023).

MODELOS Eurocode 2:2023	Cargas variáveis (kN/m ²)	Espessura da laje (cm)	Carga de Punção F_{sd} (kN)	Altura útil da laje (cm)	Taxa de armadura	Tensão Resistente mínima $\tau_{Rd,Min}$ (MPa)	Tensão solicitante em C τ_{sd} (MPa)	Tensão Resistente na Superfície Crítica C	Relação entre $\tau_{Rd,Min}$ e τ_{sd}	Relação entre τ_{Rd} e τ_{sd} na superfície C
L-20-1,5	1,5	20	355,04	16,5	0,006	0,951	1,290	1,253	0,737	0,972
L-20-3,0	3	20	424,48	16,5	0,007	0,951	1,542	1,341	0,616	0,869
L-20-6,0	6	20	566,02	16,5	0,010	0,951	2,056	1,505	0,462	0,732
L-30-1,5	1,5	30	462,7	26,5	0,004	0,844	1,237	1,105	0,683	0,893
L-30-3,0	3	30	530,18	26,5	0,005	0,844	1,418	1,152	0,596	0,813
L-30-6,0	6	30	667,94	26,5	0,006	0,844	1,786	1,249	0,473	0,699
L-40-1,5	1,5	40	567	36,5	0,003	0,779	1,224	0,946	0,637	0,773
L-40-3,0	3	40	633,36	36,5	0,003	0,779	1,367	0,976	0,570	0,714
L-40-6,0	6	40	768,74	36,5	0,003	0,779	1,659	1,026	0,470	0,618

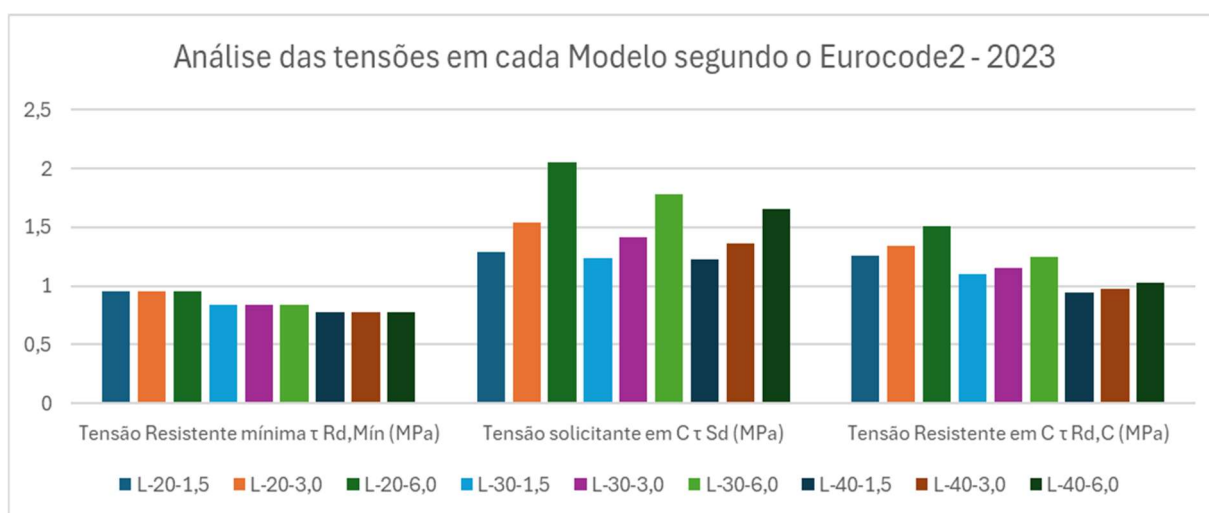
Fonte: Elaborado pelo autor com o auxílio do software Microsoft Excel ® (2025)

Pela análise do Eurocode 2 (2023), as tensões resistentes obtidas são consideravelmente mais conservadoras que as tensões resistentes obtidas pela ABNT NBR 6118:2023. Sendo que para a tensão resistente mínima, a normativa considera além da resistência à compressão do concreto, a tensão de escoamento do aço, a qual para efeitos deste trabalho foi determinada a do aço CA-50 igual a 500MPa, o diâmetro máximo do agregado, o qual também para este trabalho foi determinado o valor de 19mm e a altura útil da laje. Já para a tensão resistente na superfície crítica de controle, a normativa considera um fator parcial de cisalhamento de 1,4, um

coeficiente de aumento da resistência ao cisalhamento k_{pb} , além da taxa de armadura, diâmetro máximo do agregado e da altura útil da laje conforme a ABNT NBR 6118:2023. Na Figura 28, podemos verificar que em nenhuma situação analisada a tensão resistente supera a tensão solicitante, indicando o conservadorismo da normativa.

Da mesma forma que na análise realizada pela ABNT NBR 6118:2023, o aumento da espessura da laje, mesmo com o acréscimo de cargas, faz com que sejam reduzidas as ações solicitantes, porém não o suficiente para atender a verificação de segurança para as estruturas analisadas.

Figura 28 - Gráfico análise das tensões segundo o Eurocode 2 (2023).



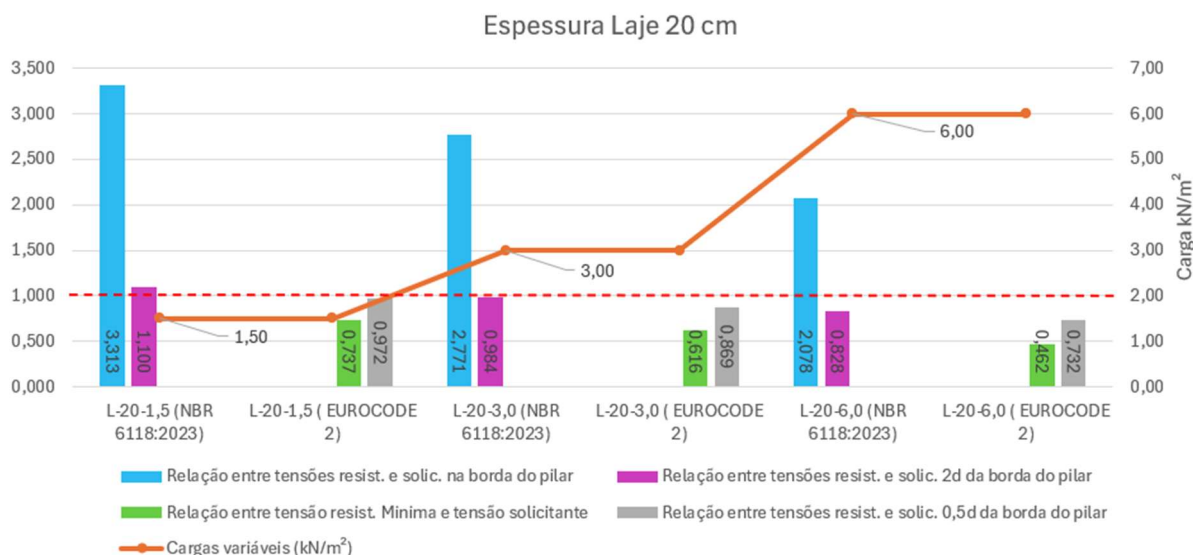
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Para tornar a análise mais clara e objetiva, calcularam-se as relações entre a tensão resistente e a tensão solicitante para cada modelo estudado. Sendo essa abordagem adotada em virtude da diferença das posições das superfícies de controle estabelecidas pelas normativas analisadas.

Dessa forma, as relações entre as tensões foram calculadas de acordo com as metodologias de dimensionamento de cada normativa regulamentadora onde os resultados divergem consideravelmente em seus valores devido aos comprimentos de contorno das superfícies de controle e das áreas de resistência ao cisalhamento analisadas. Para facilitar o comparativo entre as normativas, essa relação permite uma avaliação mais direta do comportamento estrutural sob os dois critérios

normativos. A Figura 29 demonstra a relação entre as tensões resistente e solicitante para os modelos, cujas espessuras de laje foram fixadas em 20 cm.

Figura 29 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 20 cm.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

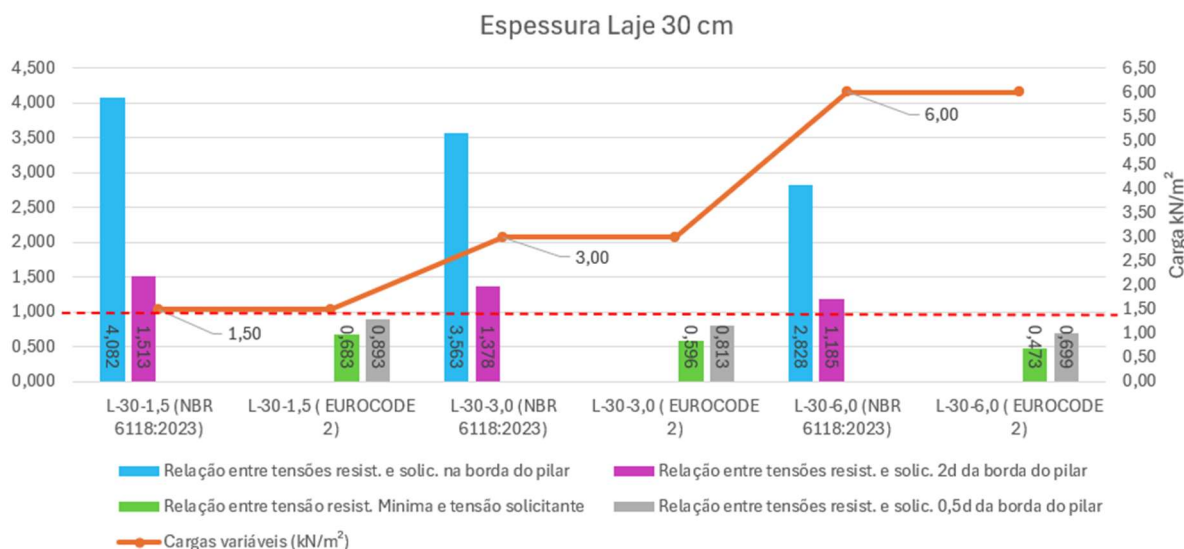
A análise da Figura 29 revela que, para os modelos cujas lajes possuem espessura de 20 cm, apenas o caso do modelo L-20-1,5 atende os critérios de segurança para o dimensionamento sem a necessidade de armadura de punção. Mesmo que a relação entre a tensão resistente e a tensão solicitante na superfície crítica C, esteja dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023, os modelos L-20-3,0 e L-20-6,0, não atendem os requisitos de segurança tornando obrigatório o dimensionamento da armadura de punção.

No caso dos modelos avaliados conforme o Eurocode 2, nenhum deles atinge os parâmetros mínimos de segurança, exigindo o dimensionamento de armaduras de punção em todas as combinações analisadas.

Ainda, observa-se que o aumento das cargas variáveis é compensado pelo aumento da altura útil da laje, resultando no aumento do perímetro crítico das superfícies de controle, contribuindo assim para a redução das tensões solicitantes e caracterizando esse comportamento como tendência nas análises realizadas.

A Figura 30 ilustra o comportamento das cargas solicitantes e resistentes através da relação entre elas para o Modelo 2, este com espessura de laje fixada em 30 cm.

Figura 30 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 30 cm.



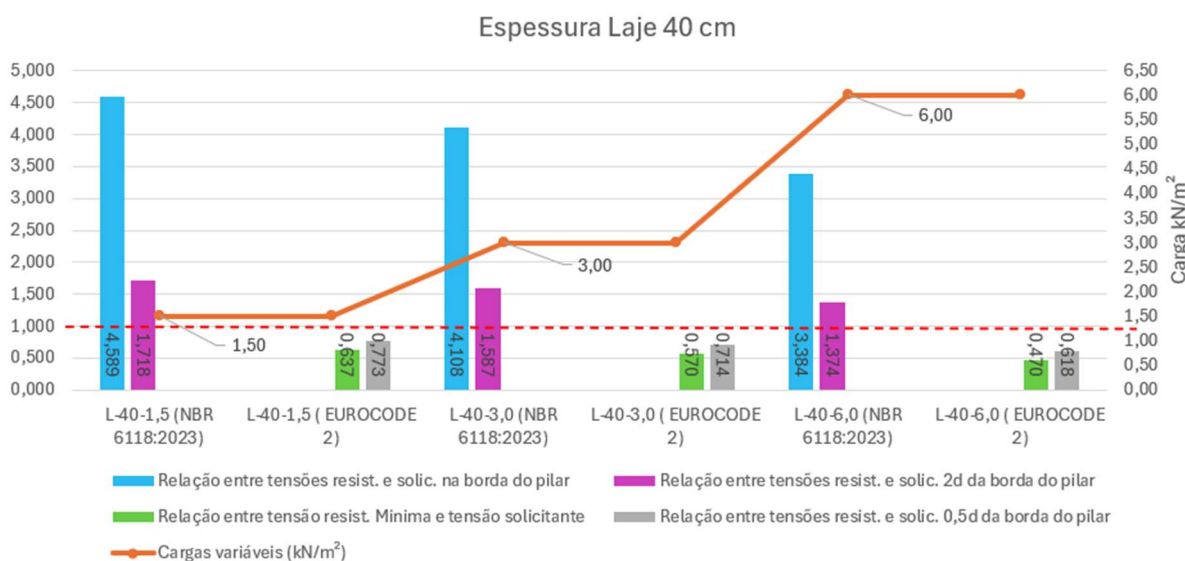
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Ao contrário do que foi observado na análise dos modelos com espessura de laje igual a 20cm, as estruturas deste modelo, ao serem avaliadas segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2023 atendem aos requisitos de segurança com certa folga para o dimensionamento sem a necessidade de armadura de punção. Por outro lado, quando analisados conforme o Eurocode 2, apresentam coeficientes de segurança significativamente abaixo do exigido, tornando necessário o uso de armadura de punção.

Da mesma forma, verifica-se a tendência de redução dos coeficientes de segurança com o aumento das cargas variáveis.

A relação entre as tensões solicitantes e resistentes para o modelo considerando uma espessura de laje fixada em 40 cm, evidenciando o comportamento estrutural diante das diferentes combinações de carga é demonstrada na Figura 31.

Figura 31 - Gráfico relação tensão resistente e tensão solicitante para modelos com laje de 40 cm.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

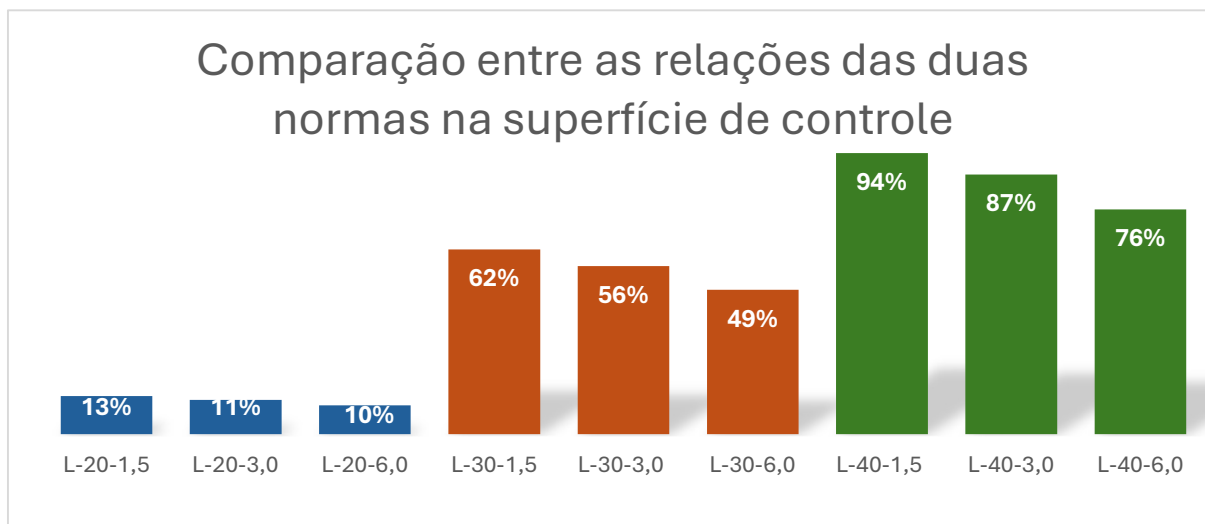
Do mesmo modo que a avaliação realizada no modelo com espessura de laje de 30cm, as estruturas analisadas neste modelo, cuja espessura de laje é de 40 cm, verifica-se que as estruturas ao serem avaliadas sob os critérios da ABNT NBR 6118:2023, atendem com margem considerável ao determinado pela normativa, enquanto os modelos analisados pelo Eurocode 2 (2023) não atendem aos critérios mínimos de dimensionamento sem a presença de armadura de punção.

Ainda, a análise das Figuras 29, 30 e 31 revela que o aumento da espessura da laje demonstra comportamentos distintos nas duas normativas. Para a ABNT NBR 6118:2023, observa-se um aumento na relação tensão resistente e tensão solicitante à medida que a laje se torna mais espessa. Do contrário, segundo os critérios do Eurocode 2, o coeficiente de segurança tende a diminuir com o aumento da espessura da laje. Além disso, ao elevarmos a carga variável aplicada, nota-se uma redução do coeficiente de segurança nas duas normativas, evidenciando a influência direta do acréscimo de cargas sobre o desempenho das estruturas analisadas.

Por fim foi realizado um comparativo entre as relações obtidas para as das duas normativas, considerando as respectivas superfícies de controle para cada norma. Para isso, foram calculadas as diferenças percentuais entre as relações tensão resistente / tensão solicitante nas superfícies críticas definidas por cada normativa

regulamentadora. Esses resultados demonstram o grau de conservadorismo da abordagem e está representado graficamente na Figura 32.

Figura 32 - Comparação entre as relações das duas normas na superfície de controle.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

A análise da Figura 32 demonstra que a diferença entre a relação tensão resistente e solicitante da ABNT NBR 6118:2023 e a relação tensão resistente e solicitante do Eurocode 2 (2023) demonstra mais uma vez que a norma brasileira é menos conservadora que a normativa europeia.

Ao comparar os resultados obtidos observam-se valores de diferença percentual maiores que 10% em todos os modelos analisados, indicando que a ABNT NBR 6118:2023, para mesma situação de análise e carregamentos, prevê um coeficiente de segurança maior que o Eurocode 2 (2023).

Nota-se que à medida que a carga variável e a espessura da laje são aumentadas, a diferença percentual sofre um aumento significativo, tornando evidente o conservadorismo da normativa europeia em relação à norma brasileira. Ainda, cabe ressaltar que essa diferença pode ser atribuída a diferenças conceituais e metodológicas das normas, bem como da diferente posição da superfície de controle e das abordagens empírica da ABNT NBR 6118:2023 e mecânica do Eurocode 2 (2023).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As normativas abordadas no trabalho possuem abordagens distintas para a análise do fenômeno de punção, principalmente na determinação da resistência à punção e na definição das solicitações atuantes. Essas diferenças impactam diretamente nos critérios de dimensionamento adotados, nos níveis de segurança e na exigência ou não de armaduras para resistir ao fenômeno de punção.

A ABNT NBR 6118:2023, adota uma abordagem empírica para o projeto de estruturas de concreto armado, baseada em dados experimentais. O foco da referida normativa está na resistência à compressão do concreto, sendo que fatores empíricos são incorporados ao processo de dimensionamento para minimizar a presença de incertezas envolvidas no comportamento estrutural real. A metodologia da norma brasileira resulta em uma formulação mais simplificada, porém com parâmetros suficientes para atender às exigências normativas mínimas de segurança estrutural.

A resistência à punção de acordo com a ABNT NBR 6118:2023 é expressa de maneira direta e apresenta valores relativamente elevados de tensão resistente na superfície crítica C, se comparado com a normativa europeia, evidenciando uma abordagem menos restritiva.

A resistência à punção observada na superfície crítica com valor de 5,09 MPa, implica em coeficientes de segurança elevados quando comparados com coeficientes obtidos por normas mais conservadoras como o Eurocode 2. Porém, mesmo com essa permissividade, a norma brasileira demonstra, nos estudos realizados, ser eficiente e eficaz no atendimento às condições de segurança, principalmente quando aplicada a lajes com maiores espessuras e com cargas distribuídas. Cabe ressaltar que os valores elevados permitidos pela norma podem mascarar a necessidade de uso de reforços em situações críticas, devendo o profissional responsável pelo dimensionamento observar se existem pontos com elevada concentração de esforços ou condições geométricas desfavoráveis que necessitem maior atenção.

Por outro lado, a norma Europeia baseia-se num modelo mecânico de análise oriundo da teoria da fissuração crítica de cisalhamento que considera uma série de variáveis aleatórias que influenciam diretamente o comportamento da punção em lajes lisas. A Norma considera a altura útil da laje, a taxa de armadura, o diâmetro do agregado, bem como a resistência a compressão do concreto para determinação das

ações resistentes e solicitantes presentes na estrutura. Essa abordagem permite uma análise mais precisa do comportamento estrutural.

Nos modelos analisados com base no Eurocode 2, verificou-se que nenhum deles foi capaz de atender aos critérios de segurança sem a presença de armadura de punção, demonstrando o elevado rigor da norma europeia, que impõe a necessidade de reforço mesmo em lajes mais espessas ou submetidas a carregamentos mais moderados. O conservadorismo da norma pode ser interpretado como uma margem de segurança adicional, importante principalmente em estruturas com elevado grau de responsabilidade ou onde o colapso local pode desencadear falhas em cadeia.

Quando submetidas a cargas variáveis mais elevadas, conforme as determinadas no trabalho, e com variação da espessura da laje, as normativas divergem em seus comportamentos. Enquanto a NBR 6118 permite dispensar a utilização de armadura de punção em alguns casos, o Eurocode exige a adoção mesmo nas condições de lajes mais espessas.

Embora os modelos analisados no trabalho não exigem a presença de armadura de punção mesmo que atendam aos requisitos de segurança da NBR, a norma exige o dimensionamento da armadura contra colapso progressivo, garantindo ductilidade e redistribuição de esforços, pois a falha por punção ocorre de maneira abrupta e pode comprometer toda a estrutura, justificando a exigência conforme item 19.5.4 da referida normativa.

Além disso, observou-se que o aumento das cargas faz com que ocorra um aumento nas tensões solicitantes, porém o acréscimo na altura útil da laje em decorrência do aumento da espessura reduz essas tensões, devido ao aumento do perímetro da superfície crítica de controle, melhorando assim a dissipação de esforços ao longo da área dessa superfície crítica.

Assim, a análise comparativa entre as normas permite concluir que ambas proporcionam caminhos válidos e seguros para um dimensionamento estrutural adequado quanto ao fenômeno de punção. A ABNT NBR 6118:2023 mostra-se eficiente e adequada para a maioria das aplicações no âmbito da Engenharia Civil no Brasil desde que respeitados os limites impostos pela normativa. Já o Eurocode 2 apresenta uma abordagem mais rigorosa e conservadora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT NBR 6118: 2023 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro - RJ, 2023.

ARAUJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado, Vol. 1 – 2 – 3 - 4**, Dunas, Rio Grande, 2014.

BRANCO, Vitor Hugo Lopes. **Punção em lajes lisas unidirecionais de concreto armado com diferentes taxas de armadura secundária e pilares retangulares**. 218 f. : il. color. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2022.

BSI – THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS EN 1992-1-1:2023 *Eurocode 2* – Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. BSI Standards Publication. London-UK. 2023.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2ed, São Paulo: PINI, 2013. v. 2.

CAVALCANTE, Jonathan William Leão. **Modelos teóricos e análise em códigos computacionais**. Natal – RN. 2016.

LIMA, Henrique Jorge Nery de. **Análise experimental da resistência a punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento parcialmente ancorada**. Brasília – DF. 2021.

MUTTONI, Aurelio, SIMÕES, João.T., FARIA, Duarte M.V., FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel. **Mechanical Approach for the Punching Shear Provisions in the Second Generation of Eurocode 2 (2023)**. Hormigón y Acero, 74(299-300) 61-77

MUTTONI, Aurelio. **Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement**. Technical paper on ACI Structural Journal/July-August 2008 Title no. 105-S42. Pg 440-450.

OLIVEIRA, Victor Hugo Dalosto de. **Punção em lajes lisas com diferentes tipos de ancoragem para a armadura de cisalhamento**. [Brasília, Distrito Federal] 2021. 151p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2021). Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília – DF 2021.

PALHARES, Rodolfo de Azevedo. **Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Variação da Ancoragem da Armadura de Cisalhamento**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 23A/18 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156 p. 2018.

PEREIRA, Eduardo Diego Alves. **Análise comparativa de normas para o cálculo de lajes submetidas ao efeito da punção**. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal do Paraná. Departamento de Construção Civil, do Setor de Tecnologia. Curitiba – PR. 2014.

RABELLO, Fernando Toppan. **Análise comparativa de normas para a punção em lajes de concreto armado**. [dissertação] / Fernando Toppan Rabello ; orientador, Narbal Ataliba Marcellino. - Florianópolis, SC, 2010.

SACRAMENTO, PAULO Victor Prazeres; FERREIRA, Maurício de Pina; OLIVEIRA, Dênio Ramam Carvalho de; MELO, Guilherme Sales Soares de Azevedo.. **Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l.], v. 5, n. 5, p.659-691, out. 2012. FapUNIFESP (SciELO).

SÁNCHEZ FILHO, Emil de Souza. **Concreto estrutural: análise, dimensionamento e patologias**. 1. ed. Rio de Janeiro, RJ: Interciência, 2023. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br./Acervo/Publicacao/208188> Acesso em: 27 set. 2024.

SANTIAGO, Wagner Carvalho. Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural. 2019. 181 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2019.

SANTOS, Eduardo Veloso dos. **Punção em lajes lisas: métodos de cálculo, prescrições normativas e exemplos de aplicação**. 2018. p. 225. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, Distrito Federal, 2018.

SANTOS, Galileu Silva; NICÁCIO, Wanderley Gustavo; LIMA, Antônio Wagner; MELO, Guilherme Sales Soares de Azevedo. **Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)**. Revista IBRACON de estruturas e materiais: Vol. 7 Nº4, São Paulo, 2014.

SILVA, Gustavo Ribeiro da. **CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE LAJES LISAS: ESTADO LIMITE ÚLTIMO À PUNÇÃO** / Gustavo Ribeiro da Silva. Porto Alegre -RS 2022. 234 f.