

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

VINÍCIUS ANDREI HORST

ANÁLISE DA ARMADURA DE PUNÇÃO DE LAJES PLANAS DE CONCRETO
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

São Leopoldo
2021

VINÍCIUS ANDREI HORST

**ANÁLISE DE LAJES PLANAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenheiro Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Fabrício Bolina

São Leopoldo

2021

Dedico este trabalho aos meus pais, Cirleni e Celso, que sempre estiveram do meu lado e me apoiando durante todo o período da graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Fabrício Bolina, orientador deste trabalho, por todo conhecimento, auxílio, atenção e incentivo dado a mim, tanto na orientação deste trabalho como também nas atividades letivas da graduação.

Também agradeço aos meus amigos e familiares que apoiaram e me incentivaram não só na elaboração deste trabalho como também em todo período da graduação.

“A ciência é sobre saber, a engenharia é sobre fazer”

Henry Petroski

RESUMO

Há um aumento por soluções estruturais que tragam velocidade de execução, e que simplifique a execução das instalações (hidráulicas, elétricas, incêndio) cada vez mais numerosas. A quantidade de furos em vigas para a passagem dessas tubulações cria empecilhos e atrasos, fazendo com que o uso de lajes planas aumente, aliando questões econômicas com a demanda arquitetônica de estruturas com o maior vão livre e a menor altura de pé direito. Entretanto, a inexistência de vigas submete a laje a esforços de punção. Pelo fato dessas estruturas ser usualmente utilizada em edifícios altos, onde a segurança ao incêndio é mais exigente, o estudo desta solução perante esta condição de exposição torna-se relevante. Este estudo teve como objetivo principal analisar a influência da espessura, bem como a resistência do concreto na armadura de punção sob elevadas temperaturas. A fim de comparar a influência da espessura e do f_{ck} na resistência de lajes planas, foram dimensionados nove casos de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), variando a altura da laje entre 16, 18 e 20 centímetros e o f_{ck} do concreto entre 20, 25 e 30 MPa, e todos verificados em situação de elevadas temperaturas com o auxílio da ferramenta computacional ABAQUS/CAE, para tempos de exposição de 60, 120 e 180 minutos. Os resultados obtidos demonstram que os parâmetros estudados são relevantes e apresentam diferença significativa na segurança da ligação laje-pilar sob efeito de punção em situação de temperatura elevada. Todas as lajes estudadas não tiveram ganhos de temperatura a ponto de prejudicar a resistência mecânica do concreto no combate a punção, em razão de sua elevada espessura. O f_{ck} do concreto demonstrou grande importância no dimensionamento em temperatura ambiente, mas não se relacionou com os resultados em alta temperatura. Nas lajes ensaiadas, o percentual de acréscimo da área de armadura em situação está correlacionado ao percentual perda de resistência mecânica do aço.

Palavras-chave: punção; laje plana; incêndio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fachada do Edifício Andraus em chamas.....	16
Figura 2 – Incêndio no Edifício Wilton Paes de Almeida	17
Figura 3 – Tipos de Lajes Planas.....	18
Figura 4 – Perspectivas esquemáticas do colapso de ligações laje-pilar.....	20
Figura 5 – Influência das armaduras de cisalhamento	23
Figura 6 – Tipos de armaduras de cisalhamento para lajes planas	25
Figura 7 – Disposição das armaduras.....	26
Figura 8 – Perímetro crítico em pilares internos.....	28
Figura 9 – Definição da altura útil em capitel.....	30
Figura 10 – Disposição da armadura de punção.....	32
Figura 11 – Representação dos parâmetros constantes de cálculo.....	45
Figura 12 – Armadura de Punção	47
Figura 13 – Modelo de laje plana	50
Figura 14 – Faces de aquecimento	51
Figura 15 – Malha de Pontos	52
Figura 16 – Pontos de verificação da temperatura.....	52
Figura 17 – Distribuição de temperatura	54

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Calor Específico x Temperatura do Concreto	48
Gráfico 2 – Condutividade Térmica x Temperatura do Concreto	49
Gráfico 3 – Densidade x Temperatura do Concreto	49
Gráfico 4 – Curva ISO 834	50
Gráfico 5 – Curva de Aquecimento Média das Lajes	55
Gráfico 6 – Curva de aquecimento na camada de cobrimento.....	57
Gráfico 7 – Acréscimo da Área de Aço	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de K.....	29
Tabela 2 – Fator de redução $k_{c,\theta}$ em função da temperatura.....	37
Tabela 3 – Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{yk,\theta} / E_s$	40
Tabela 4 – Parâmetros constantes.....	44
Tabela 5 – Critérios variáveis do dimensionamento das lajes.....	46
Tabela 6 – Resumo do dimensionamento das Lajes.....	47
Tabela 7 – Temperaturas médias das lajes.....	55
Tabela 8 – Temperaturas na camada de cobrimento.....	57
Tabela 9 – Fator de redução k_c, θ	58
Tabela 10 – Fator de redução do $k_{s,\theta}$	59
Tabela 11 – Coeficientes de redução para 60 minutos	60
Tabela 12 – Coeficientes de redução para 120 minutos	61
Tabela 13 – Resumo do dimensionamento das lajes para 120 minutos	61
Tabela 14 – Coeficientes de redução para 180 minutos	62
Tabela 15 – Resumo do dimensionamento das lajes para 180 minutos	62
Tabela 16 – Redução Das Tensões Solicitantes.....	65

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EC	Eurocode
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
TRF	Tempos de Resistência ao Fogo

LISTA DE SÍMBOLOS

F_{sd}	Força ou reação concentrada de cálculo
u	Perímetro de contorno crítico
d	Altura útil
τ_{sd}	Tensão solicitante de cálculo
M_{sd}	Momento solicitante de cálculo
W_p	Módulo de resistência plástica do concreto
C_x	Dimensão do pilar paralela à excentricidade da força
C_y	Dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força
dl	Comprimento infinitesimal
e	Excentricidade
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
α_v	Fator de correção da resistência do concreto
τ_{rd}	Tensão resistente de cálculo
p	Taxa de armadura
s_r	Espaçamento radial
A_{ws}	Armadura de punção
α	Ângulo de inclinação
f_{ywd}	Resistência de cálculo da armadura de punção
v	Fator de correção da resistência do concreto
s_f	Espaçamento radial entre linhas de armadura de punção
$^{\circ}C$	Temperatura em graus Celsius
$f_{c,\theta}$	Resistência à compressão do concreto em situação de incêndio
$k_{c,\theta}$	Fator de redução da resistência do concreto situação de incêndio
$Cp(\theta)$	Calor específico do concreto
λ_c	Condutividade térmica do concreto
$\rho(\theta)$	Densidade do concreto
f_{yk}	Resistência característica do aço
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço em situação de incêndio
$k_{s,\theta}$	Fator de redução da resistência do aço em situação de incêndio

h_r	Fluxo de calor radiante absorvido pela superfície
ε_r	Emissividade resultante do elemento
σ	Constante de Stephan Boltzmann
θ_s	Temperatura da superfície de contorno
γ	Coeficiente de ponderação das resistências no ELU

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Objetivo geral	15
1.1.2 Objetivos específicos.....	15
1.2 JUSTIFICATIVA	16
2 LAJES PLANAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	18
2.1 INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE LAJES PLANAS	18
2.2 O PROJETO QUANTO A PUNÇÃO.....	19
2.2.1 Parâmetros que influenciam na resistência à punção das lajes	20
2.2.2 Armaduras de Punção	23
2.2.3 Método da Superfície de Controle para estimar a resistência à punção...27	
2.2.4 Recomendações da Norma NBR 6118.....	27
2.2.5 Recomendações da norma EUROCODE 2: <i>Design of Concrete Structures (2004)</i>	32
2.3 CONCRETO ARMADO, PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	36
2.3.1 Concreto.....	36
2.3.1.1 Resistência à Compressão.....	36
2.3.1.2 Calor Específico	37
2.3.1.3 Condutividade térmica.....	38
2.3.1.4 Densidade	39
2.3.2 Aço.....	40
2.4 TRASFERÊNCIA DE CALOR EM LAJES	41
2.4.1 Radiação	41
2.4.2 Condução.....	42
2.5 ABAQUS/CAE	43
3 METODOLOGIA	44
3.1 DIMENSIONAMENTO A TEMPERATURA AMBIENTE	44
3.1.1 Definição dos parâmetros de cálculo	44
3.1.2 Definição dos parâmetros das lajes	45
3.1.3 Armadura de punção dimensionada para as lajes	46
3.2 ANÁLISE TÉRMICA DA SEÇÃO.....	48

3.2.1 Parâmetros Térmicos dos Materiais	48
3.2.1.1 Calor Específico do Concreto	48
3.2.1.2 Condutividade Térmica do Concreto	49
3.2.1.3 Densidade do Concreto	49
3.2.2 Curva de Temperatura	50
3.2.3 Modelo térmico ABAQUS/CAE	50
3.3 VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	53
3.3.1 Esforços Solicitantes	53
3.3.2 Esforços Resistentes	53
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	54
4.1 DISTRIBUIÇÃO DA TEMPERATURA NAS SEÇÕES	54
4.1.1 Temperaturas médias das lajes	55
4.1.2 Temperatura na camada de cobrimento	56
4.2 ESFORÇOS RESISTENTES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	58
4.2.1 Resistência a Compressão do Concreto	58
4.2.2 Tensão de Escoamento do Aço	59
4.3 ARMADURA DE PUNÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	60
4.3.1 Exposição de 60 minutos	60
4.3.2 Exposição de 120 minutos	60
4.3.3 Exposição de 180 minutos	61
5 DISCUSSÃO	64
5.1 DIMENSIONAMENTO NBR 6118:2014	64
5.2 AUMENTO DA ARMADURA DE PUNÇÃO	65
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
REFERÊNCIAS	69
APÊNDICE – DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE	72

1 INTRODUÇÃO

A prática dos projetos de edificações está com um enfoque cada vez maior na racionalização do uso dos materiais buscando sistemas estruturais mais eficientes, que alinhem a questão econômica com as necessidades arquitetônicas. Nesse sentido, em edifícios altos, sistemas construtivos de lajes planas ou cogumelo, estão cada vez mais comuns devido os benefícios que este sistema estrutural demonstra, dando destaque na simplificação na execução das formas e menor desperdício, facilitação na concretagem devido a simplificação das formas, diminuição da altura total do edifício que proporciona uma menor exposição ao vento e diminui os custos totais da obra, e a fácil adaptação ao uso do edifício devido a inexistência de vigas.

No entanto, este sistema estrutural traz a possibilidade da ruptura pelo esforço de punção no encontro laje-pilar, esta falha estrutural ocorre com pequeno ou sem nenhum aviso prévio, podendo inclusive levar ao colapso progressivo de toda estrutura, pelo efeito dominó. A alternativa mais utilizada para viabilizar este sistema construtivo no combate a punção é o incremento de uma armadura eficaz de cisalhamento, que agrega a estrutura ductilidade e aumenta a resistência a punção. Vários elementos foram e vêm sendo utilizados com este propósito, em especial os *studs*, pinos metálicos soldados a uma chapa de ancoragem.

Estimulada com maior intensidade nos últimos anos, infelizmente após diversas catástrofes ocorrerem, a segurança contra incêndio nas edificações recebe um maior enfoque na concepção das estruturas. Especificamente na questão do projeto estrutural, as edificações devem cumprir com requisitos mínimos de desempenho na função corta-fogo e suportar um determinado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) definido pela NBR 14432 (ABNT, 2001) que varia conforme a ocupação e altura dos edifícios. Tornando assim, para edificações altas, a resistência ao fogo um parâmetro fundamental para o dimensionamento da estrutura, pois quanto mais alto o edifício for maior será o estabelecido de exposição ao incêndio exigido pela norma, podendo causar um aumento dos elementos da estrutura e a taxa de aço a ser utilizada.

O tema principal deste trabalho, é analisar a influência da espessura e da resistência do concreto a compressão na armadura de punção das lajes planas em situação de incêndio, para diferentes tempos de exposição. Como método de verificação foi utilizado a análise simplificada da NBR 15200 (ABNT, 2012) com o

auxílio computacional do *software* ABAQUS/CAE para verificar a distribuição das temperaturas internas das lajes planas estudadas, com diferentes Tempos de Resistência ao Fogo (TRF).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar a influência da espessura e da resistência a compressão do concreto na armadura de punção de lajes planas em situação de incêndio.

1.1.2 Objetivos específicos

- Demonstrar computacionalmente a distribuição interna de temperatura de lajes em diferentes tempos de exposição ao incêndio;
- Verificar lajes planas em situação de incêndio pelo método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012).

1.2 JUSTIFICATIVA

Segundo Seito (2008), até o início da década de 70, a segurança contra incêndio no Brasil era da responsabilidade do corpo de bombeiro, e as poucas normas e regulamentações que existiam eram muito vagas, trazendo apenas a necessidade do uso de extintores ou hidrantes. A partir do avanço da tecnologia da construção civil obras com maior magnitude começaram a ser construídas, e eventualmente incêndios de grandes proporções começaram a ocorrer.

Na data de 24 de fevereiro de 1972, houve o primeiro incêndio de grandes proporções em um edifício alto no Brasil, ilustrado na Figura 1. O Edifício Andraus, construído na década de 60, com ocupação comercial de 31 andares, contava com uma fachada em pele de vidro, o que não impediu a propagação das chamas entre os andares, o incidente resultou em 16 mortos e 226 feridos. Na época o edifício não contava com escadas de segurança protegidas ao fogo, o número de mortos não foi maior pois as vítimas conseguiram abrigo na cobertura em um heliponto. (SEITO, 2008)

Figura 1 – Fachada do Edifício Andraus em chamas



Fonte: Nascimento (2008)

Um caso mais recente ocorrido em São Paulo no dia 1º de maio de 2018, em um edifício também construído na década de 60, Wilton Paes de Almeida de 24 andares, também foi uma tragédia com vítimas. No episódio, as chamas dominaram completamente vários andares do prédio, que após 80 minutos em chamas, veio ao

colapso estrutural. Este edifício continha uma série de irregularidades que culminaram ao seu desabamento, pois estava sob ocupação irregular desde 2003 com total falta de manutenções preventivas. A Figura 2 mostra como o incêndio se alastrou em diversos pavimentos. (BERTO, 2019)

Figura 2 – Incêndio no Edifício Wilton Paes de Almeida



Fonte: Revista Veja (2018)

No estado do Rio Grande do Sul também há casos que evidenciam a importância de analisarmos a segurança contra incêndio dos edifícios, em especial a tragédia ocorrida em 2011 na boate Kiss em Santa Maria, com elevado número de mortos. E mais recente, o incêndio no edifício da Secretaria de Segurança Pública do estado em Porto Alegre, que também gerou vítimas.

Estes e diversos outros episódios demonstram a grande importância de garantirmos a segurança das edificações em situação de incêndio. Em edifícios altos, onde o uso de lajes planas vem sendo amplamente utilizado, o TRRF requisitado pela NBR 14432 (ABNT, 2001), o que causa um impacto no dimensionamento destes elementos de concreto armado. Neste sentido, este trabalho visa analisar as lajes planas em altas temperaturas sob efeito de punção, um elemento estrutural cujo dimensionamento requer cautela a fim de impedir um rompimento brusco e gerar um colapso total da estrutura.

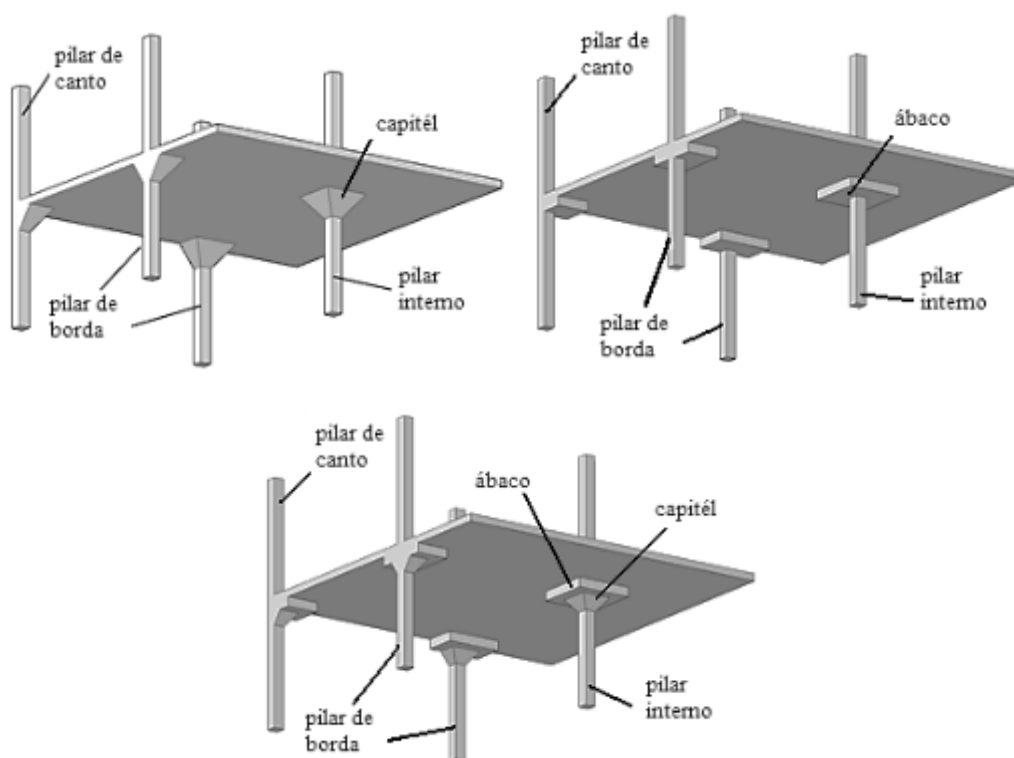
2 LAJES PLANAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.1 INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE LAJES PLANAS

Comparado com o sistema com vigas, o sistema de lajes planas apresenta diversas vantagens, destacando-se a simplificação das fôrmas, proporcionando assim maior agilidade no processo construtivo e reduzindo custos com mão de obra. (FERREIRA, 2010)

Este sistema construtivo pode ser constituído por lajes lisas que apoiam diretamente do pilar, ou com o aumento de seção no encontro da laje-pilar, podendo ser de maneira a formar um capitel, ábaco ou ambos. A Figura 3 exemplifica a diferença geométrica de um ábaco e um capitel.

Figura 3 – Tipos de Lajes Planas



Fonte: Neto (2012)

Essa ampliação da seção transversal no encontro dos dois elementos diminui as tensões de cisalhamento pois a área de concreto para combater o esforço de punção, favorecendo assim a segurança da estrutura e diminuindo o uso de

armaduras de cisalhamento. Ambas estas soluções estão caindo no desuso, pois dificultam a montagem das formas, e por vezes acaba indo contra o principal motivo do uso desse sistema, ter a estrutura com o teto totalmente plano. (MELGES, 2001)

Para Araújo (2014), essa solução deve ser utilizada quando os pilares estiverem dispostos em linhas ortogonais e equidistantes entre si, desta maneira os esforços serão distribuídos de maneira homogênea em todos os pontos onde há a ligação laje-pilar. Em construções residências esta solução pode se tornar antieconômica, visto que a locação dos pilares devido a arquitetura não deve acontecer de maneira regular.

De acordo com Araújo (2014), para cargas de grande magnitude essa solução tende a ser mais econômica do que as soluções típicas, como também permite o uso de um pé direito reduzido, favorecendo a iluminação e a passagem de ar pela inexistência das vigas, torna a passagem de dutos e a concretagem mais rápidas, e torna possível diferentes arranjos das divisórias internas.

Ainda segundo o autor, quando empregado esse sistema construtivo em edifícios altos, deve-se atentar ao fato que a estrutura estará mais suscetível a grandes deformações frente a cargas horizontais, devido a inexistência de vigas. Sendo de suma importância prever elementos de contraventamento, como núcleos rígidos, pilares-paredes, ou outros dispositivos similares, para manter a estabilidade global.

2.2 O PROJETO QUANTO A PUNÇÃO

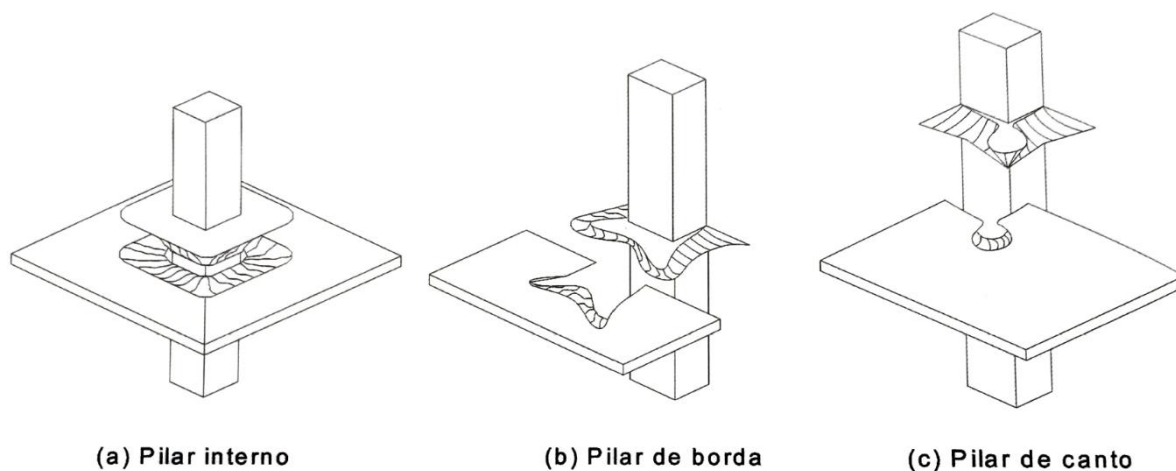
O esforço de punção é verificado no entorno de uma carga pontual atuando sobre um elemento plano, gerando elevadas tensões cisalhantes no entorno da região onde a carga pontual é aplicada. O elemento plano pode colapsar devido as tensões cisalhantes que ocorrem nas proximidades da região que a carga pontual é aplicada. Nas lajes planas, a carga pontual é proveniente do pilar, e aplicada justamente na ligação destes dois elementos. (TRAUTWEIN, 2006)

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), quando a punção leva ao colapso esse tipo de estrutura, a laje falha por esforços cisalhantes antes que atinja sua resistência à flexão. Essa ruptura da ligação laje-pilar pode ocorrer de maneira súbita e frágil, sem demonstrar grandes deslocamentos. O resultado da falha dessa ligação pode ser

catastrófico, principalmente em edifícios altos com muitos pavimentos onde a falha de um pavimento possivelmente resultara o colapso dos pavimentos inferiores.

O colapso de lajes por punção, em pilares internos equidistantes e com a laje carregada simetricamente, se dá em formato de tronco de pirâmide, com inclinação média entre 30° e 35° . Já em pilares no canto, a superfície de ruptura acontece junto ao canto interno do pilar, próximos com os casos de pilares de borda. Esses casos estão exemplificados na Figura 4. (CARVALHO, PINHEIRO, 2009)

Figura 4 – Perspectivas esquemáticas do colapso de ligações laje-pilar



Fonte: Carvalho, Pinheiro (2009, p. 152)

2.2.1 Parâmetros que influenciam na resistência à punção das lajes

De acordo com Melges (2001), os principais parâmetros que influenciam a resistência a punção são: espessura, geometria dos pilares, resistência do concreto, taxa de armadura de flexão da laje e presença ou não da armadura transversal de combate à punção.

a) Espessura

O aumento da espessura da laje como um todo ou apenas região do encontro laje-pilar com o uso de capitéis, aumenta a tensão resistente da ligação laje-pilar, mas as ações permanentes, provenientes do peso próprio da laje, também aumentam. Esse aumento de seção não torna a ligação mais dúctil, ou seja, não traz deformabilidade para a estrutura, e do ponto de vista arquitetônico não é uma solução atraente além de ser antieconômica.

b) Geometria dos Pilares

Não só a área do pilar em contato com a laje determina a resistência da ligação entre os elementos, mas também o formato do pilar, pois isso que determina como as tensões serão distribuídas na região da ligação e, portanto, na laje, repercutindo no consumo de aço a ser utilizado a fim de garantir segurança a ligação laje-pilar.

Foi Vanderbilt (1972) o primeiro pesquisador a observar o acúmulo de tensões nos cantos de pilares retangulares. No experimento realizado pelo autor, as lajes sob pilares de seção circulares apresentaram maior resistência do que as apoiadas em pilares retangulares. Assim, atribuindo ao acúmulo de tensões a justificativa do desempenho inferior, visto que o autor observou uma melhor distribuição das tensões nos pilares com seção circular.

Os autores Braestrup e Regan (1985) relatam que em seus testes experimentais, a resistência à punção é cerca de 15% maior em pilares circulares comparado a pilares retangulares de mesma área, segundo os autores, isso também se deve ao acúmulo de tensões nos cantos dos pilares.

Já Hawkins (1971) realizou estudos experimentais variando a relação dos lados dos pilares, entre 2,0 a 4,3 como os pilares usualmente empregados em edifícios, e destacou que quando a relação entre os lados dos pilares for superior a 2,0, a resistência ao cisalhamento da ligação diminui conforme aumento da razão entre os lados.

A área de contato com a laje é influenciada de acordo com a locação dos pilares. Os pilares de canto e de borda, por terem um menor contato com a laje, naturalmente possuem menos resistência à punção.

c) Resistência do concreto

A resistência do concreto ao cisalhamento, ligada à sua resistência à compressão, é um fator importante que define a necessidade do uso da armadura de cisalhamento para um determinado esforço. (FERREIRA, 2010)

A relação dada por Moe (1961) tem que a resultante da resistência ao cisalhamento é determinada pela raiz quadrada da resistência a compressão do concreto, proporção utilizada pelo *American Concrete Institute*. Em lajes com concreto de alta resistência, esta proporção, tende a supervalorizar o efeito da resistência a compressão do concreto. (HALLGREN, 1996)

Para outros pesquisadores como Marzouk e Hussei (1991), a relação que melhor representa a resistência ao cisalhamento do concreto é descrita pela raiz cúbica da resistência a compressão do concreto. Porém aumentar a resistência do concreto, assim como a espessura da laje, não traz ductilidade a ligação laje-pilar, além de ser uma solução antieconômica.

d) Taxa de armadura de flexão da laje

Segundo Regan (1986), barras de combate a flexão afastadas das faces do pilar no máximo de três vezes a altura útil da laje contribuem no combate a punção laje-pilar. O autor ainda afirma, que o aumento da taxa de armadura de flexão da laje causa o aumento da zona comprimida. Logo, estas armaduras contribuem para a diminuição da fissuração do concreto, auxiliando-o a manter sua resistência ao cisalhamento contribuindo para que a transferência da tensão atuante ocorra de maneira facilitada.

Esta influência da taxa de armadura de flexão foi demonstrada por Kinnunen e Nylander (1960), onde ensaios experimentais em uma laje com altura de 15 centímetros com taxas de armaduras variando de 0,8% a 2,1% demonstraram um aumento na resistência à punção próximo de 95%.

e) Presença ou não da armadura transversal de combate à punção

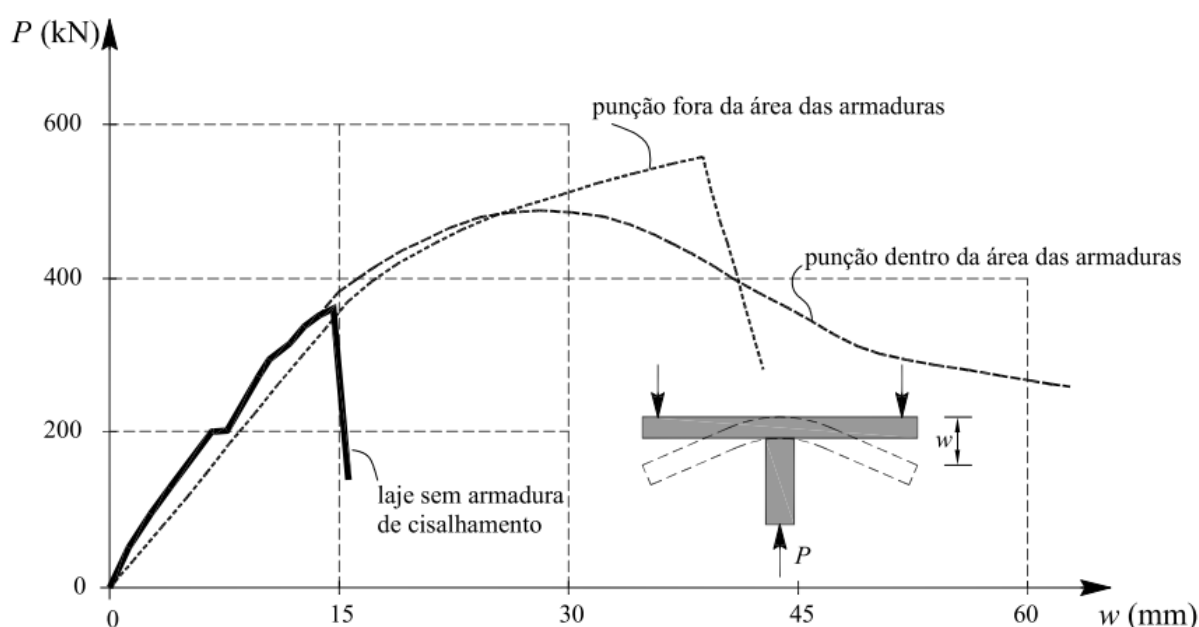
As grandes vantagens que o uso desse tipo de armadura agrega a estrutura são o aumento da resistência e ductilidade. Com isso, a estrutura deformará antes de acontecer a ruptura.

Esta diferença é demonstrada no ensaio de Dilger e Ghali (1981), onde fica explícito o efeito das armaduras de punção. As lajes sem armadura tiveram um rompimento brusco e precoce se comparado as lajes com armadura. O estudo dos autores também destaca que mesmo com as armaduras de combate a punção, caso o rompimento da laje ocorra além da região armada, a ruptura também acontece de maneira brusca, diferente de quando a fratura da laje ocorre dentro da área das armaduras de punção.

Os resultados obtidos por estes autores estão exemplificados na Figura 5, onde está registrado um gráfico de esforço x deslocamento de três lajes com características específicas em rompimento por punção. O primeiro deles é de uma laje sem a armadura de combate a punção, onde demonstra que o rompimento ocorreu de

maneira repentina e com um esforço normal abaixo dos demais exemplos. Acrescentando as armaduras em um perímetro inferior ao perímetro onde ocorre o esforço de punção, no caso da segunda laje, a resultante máxima do esforço normal até o colapso foi maior, porém o rompimento ainda ocorreu de maneira brusca. Apenas no terceiro modelo, onde a armadura foi instalada toda a região onde ocorre a solicitação à punção que a laje ensaiada apresentou uma maior ductilidade, com uma deformação cerca de quatro vezes maior comparada ao exemplo inicial sem a presença de nenhum tipo de armadura de cisalhamento.

Figura 5 – Influência das armaduras de cisalhamento



Fonte: Dilger e Ghali (1981)

Estas armaduras são exemplificadas a seguir.

2.2.2 Armaduras de Punção

Ao dimensionar ligação laje-pilar, caso seja constatado que a ligação não atende a segurança em termos de punção, onde a tensão cisalhante resistente for inferior a tensão cisalhante solicitante, pode-se tomar algumas medidas para aumentar sua resistência, como aumentar a seção do pilar, espessura da laje, taxa de armadura de flexão, resistência à compressão do concreto ou incrementar o uso

armaduras de cisalhamento, esta última é a solução mais econômica em termos de consumo de material e em altura de pé direito.

De acordo com Ferreira (2010), pelo fato de a laje ser um elemento construtivo esbelto e possuir uma taxa de armadura a flexão, principalmente nos encontros com os pilares, as armaduras de cisalhamento, para serem utilizadas, precisam atender aos seguintes pontos técnicos. O formato dessa armadura deve tornar possível a distribuição na região de encontro com o pilar onde há uma elevada taxa de armaduras combatendo o esforço à flexão, e além disso, a ancoragem precisa acontecer de maneira que a tensão de escoamento do aço possa ser atingida, só assim essa solução trará efetividade contra a punção.

Também conforme o autor, há diversas tipologias de armaduras que combatem este tipo de esforço, as primeiras soluções testadas foram barras dobradas, estribos fechados, estribos abertos, estribos do tipo pente e estribos inclinados. Porém estas soluções apresentavam problema de ancoragem ou dificultavam a instalação devido seu formato.

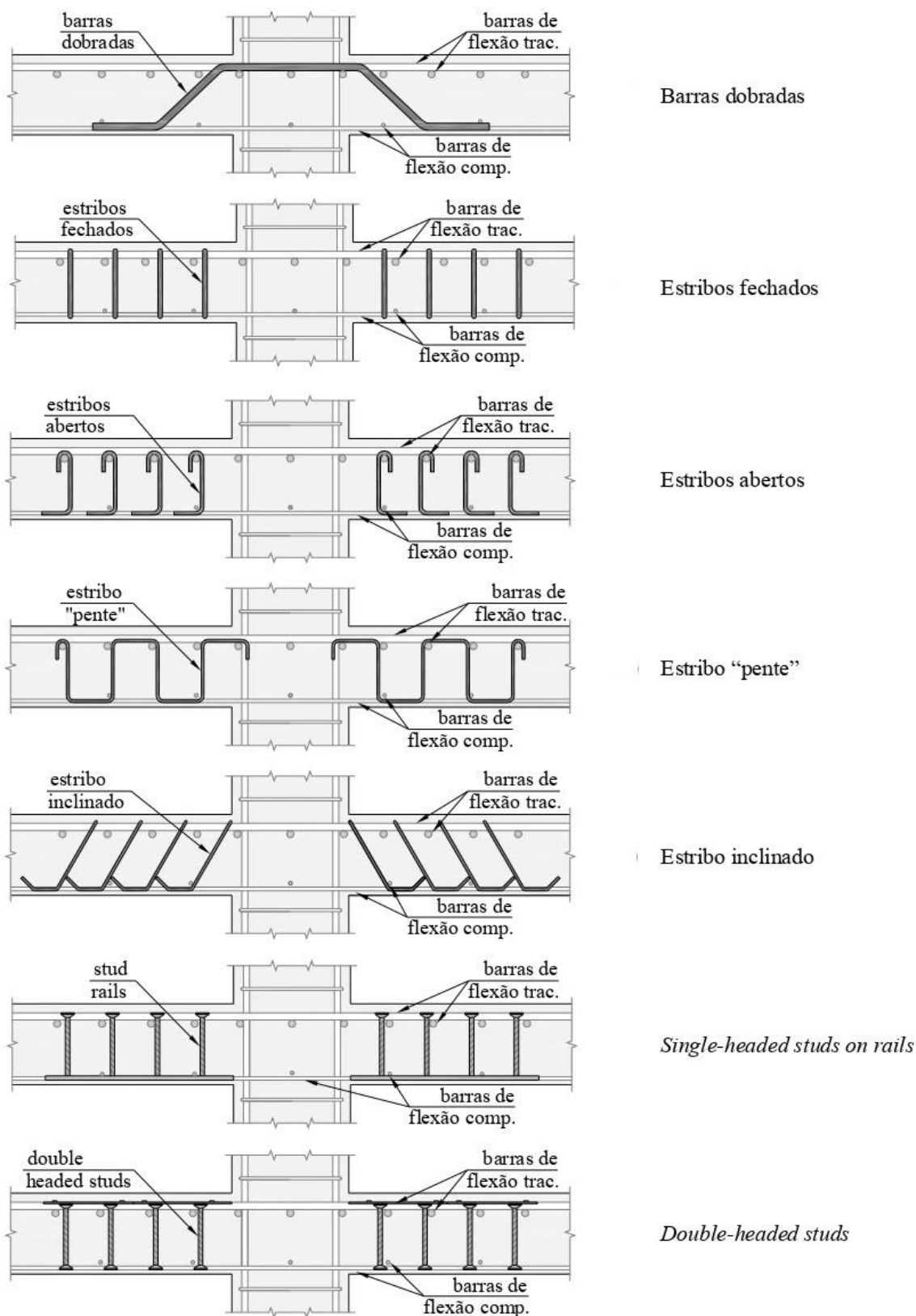
As barras dobradas são caracterizadas pelo prolongamento da armadura negativa de flexão pela face dos pilares. Essa armadura é ancorada na própria laje, tornando inutilizável em situações de pilares de canto, e não trazendo ductilidade a ligação.

Os estribos fechados e do tipo pente, são raramente utilizados devido a sua dificuldade de montagem em um elemento fino com elevada taxa de armadura. Já os estribos abertos, podendo ser inclinados ou em formato de gancho, demonstram problemas na ancoragem, pois essas barras devem ser posicionadas junto as armaduras de flexão de maneira que não haja folga.

A armadura mais utilizada atualmente é do tipo pino (studs), dispensam a moldagem *in loco* pois são elementos industrializados. Caracterizam-se por pinos soldados à uma placa guia metálica na base, garantido assim sua ancoragem ao concreto e o espaçamento regular.

A Figura 6 ilustra os tipos de armadura citados.

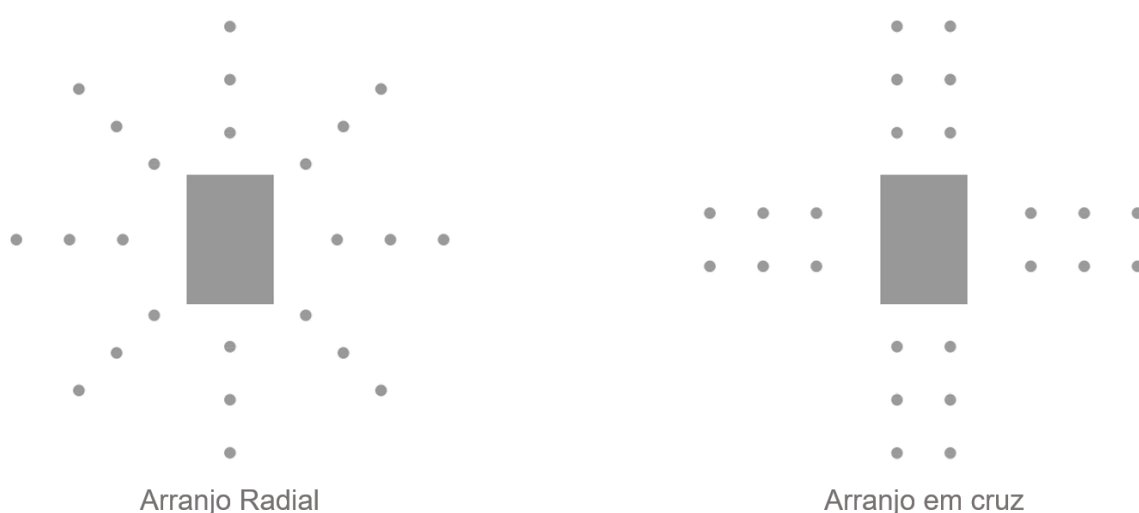
Figura 6 – Tipos de armaduras de cisalhamento para lajes planas



Fonte: Ferreira (2010, p. 22)

A maneira que as armaduras serão distribuídas no entorno da superfície de ruptura da laje também influencia na resistência à punção, há duas formas exemplificadas na Figura 7. O *layout* ideal é distribuindo de maneira uniforme ao redor de todo perímetro do pilar, denominado distribuição radial. Porém, por questões construtivas, o posicionamento dessa armadura pode ser simplificado em segmentos ortogonais ao pilar, formando faixas de armaduras, esse arranjo é denominado do tipo cruz.

Figura 7 – Disposição das armaduras



Fonte: Elaborado pelo autor

O espaçamento entre as camadas, bem como a distância da primeira camada ao pilar, são fatores que também devem ser observados para garantir a eficácia na resistência à punção. As barras devem estar posicionadas dentro da superfície de ruptura, que é a região onde as tensões cisalhantes solicitantes provenientes do esforço pontual ocorrem, por isso é importante definir valores limites para o espaçamento das armaduras e garantir a posição adequada.

Tendo a tendência da ruptura da ligação laje-pilar acontecer a 45° ou menos, o espaçamento recomendado entre as camadas, pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e o EUROCODE N.2 (2004) é no máximo 75% da altura útil da laje, caso fosse permitido utilizar do mesmo valor da altura útil, a superfície de ruptura poderia acontecer sem cruzar nenhuma camada de armadura. (FERREIRA, 2010)

Já na primeira camada, há uma diferença entre as normas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que a distância da primeira camada ao pilar seja no máximo de 50% da altura útil da laje, enquanto o EC 02 (2004), recomenda no máximo 30%.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o uso da armadura de punção é obrigatório mesmo se a tensão resistente da ligação da laje-pilar for superior a tensão solicitante caso o elemento esteja contribuindo com a estabilidade global da estrutura. Nesse caso, a armadura deve ser dimensionada de modo a absorver 50% do esforço de punção solicitante.

2.2.3 Método da Superfície de Controle para estimar a resistência à punção

O método de superfície de controle envolve o cálculo da tensão de cisalhamento uniforme atuando na região crítica da ligação laje-pilar, que é perpendicular ao plano médio da laje e localizada a uma certa distância do perímetro do pilar. A área desta região crítica é determinada em função da altura da laje e do perímetro do pilar a ser analisado.

A tensão solicitante é calculada com base na posição dos pilares, e a tipologia dos esforços atuantes, como a existência de momentos fletores. A tensão resistente irá variar pela resistência do concreto, taxa de armadura à flexão e a presença das armaduras de combate a punção.

Este método, apesar de ser empírico, é utilizado como base para as normas que serão citadas a seguir.

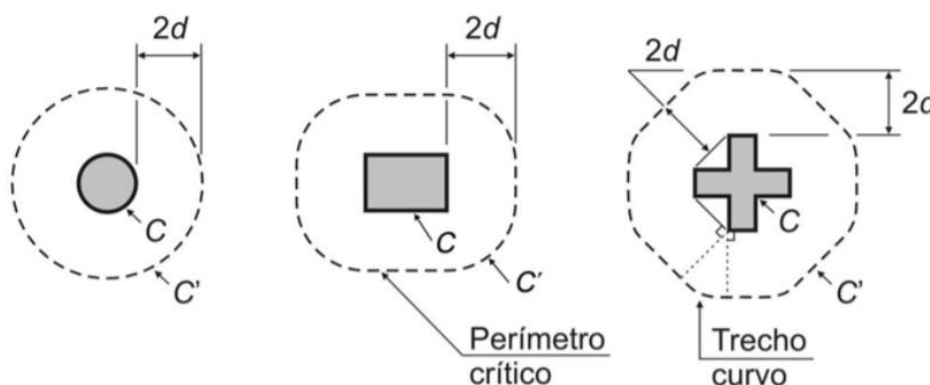
2.2.4 Recomendações da Norma NBR 6118

O dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é dado pela verificação de dois ou mais perímetros de controle.

O primeiro destes perímetros é na face da ligação laje-pilar, chamado de Contorno **C**, onde é analisado a tensão de compressão diagonal do concreto, por meio de uma tensão cisalhante. Já o segundo perímetro, contorno **C'** é dado a uma distância do dobro da altura útil da laje ($2d$) em relação ao contorno **C**, onde por meio também de uma tensão cisalhante verifica-se a necessidade de armadura no combate à punção devido a ruína por tração diagonal.

Caso seja constatado a necessidade de armadura transversal no contorno C' deverá ser calculado as tensões solicitantes e resistentes em mais um perímetro, denominado contorno C'' a uma distância $2d$ do último contorno observado. Estes perímetros de controles estão exemplificados na Figura 8.

Figura 8 – Perímetro crítico em pilares internos



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para pilares interno com carregamento simétrico, a tensão solicitante é determinada pela Equação 1.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} \quad (1)$$

Onde:

- F_{sd} é a força ou reação concentrada de cálculo;
- u é o perímetro de contorno crítico;
- d é a média da altura útil da laje nos eixos x e y .

Para pilares interno com efeito de momento, a tensão solicitante é determinada pela Equação 2.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} + \frac{K M_{sd}}{W_p d} \quad (2)$$

Onde:

- M_{sd} é o momento de cálculo transmitido na ligação laje-pilar;
- K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação c_1/c_2 ;

- W_p é o módulo de resistência plástica do concreto do perímetro de controle.

O coeficiente K assume valores indicados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de K

C_x/C_y	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Onde:

- C_x é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força;
- C_y é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.

Já o modo de resistência plástica pode ser calculado pela Equação 3.

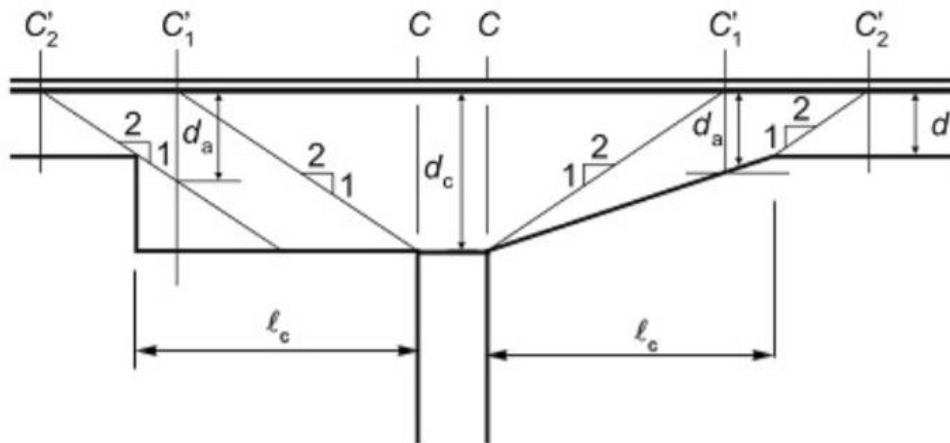
$$W_p = \int_0^u e \, dl \quad (3)$$

Onde:

- e é a distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{sd} ;
- dl é o comprimento infinitesimal no perímetro crítico u .

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), caso haja capitel, as verificações devem ocorrer nos contornos críticos C_1' e C_2' como mostra a Figura 9.

Figura 9 – Definição da altura útil em capitel



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Onde:

- d é a altura útil da laje no contorno C_2' ;
- dc é a altura útil da laje na face do pilar;
- da é a altura útil da laje no contorno C_1' ;
- lc é a distância entre a borda do capitel e a face do pilar. Quando:
 - $lc \leq 2 (dc - d) \rightarrow$ basta verificar o contorno C_2' ;
 - $2 (dc - d) < lc \leq 2 dc \rightarrow$ basta verificar o contorno C_1' ;
 - $lc > 2 dc \rightarrow$ é necessário verificar os contornos C_1' e C_2' .

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), a tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície C é dada pela Equação 4.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (4)$$

Onde:

- f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão (MPa);
- α_v fator de correção da resistência do concreto, dado pela Equação 5.

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (5)$$

A tensão resistente em elementos estruturais sem armadura de punção no contorno \mathbf{C}' é dada pela Equação 6.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 p f_{ck})^{1/3} \quad (6)$$

Onde:

- $p^2 = p_x p_y$ é a taxa de armadura a flexão nas duas direções ortogonais;
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

A tensão resistente em elementos estruturais com armadura de punção no contorno \mathbf{C}' é dada pela Equação 7.

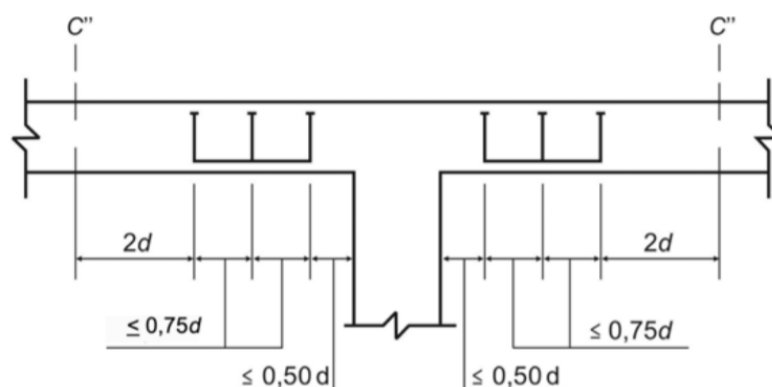
$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 p f_{ck})^{1/3} + \left(1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen} \alpha \frac{1}{u d} \right) \quad (7)$$

Onde:

- s_r é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que $0,75d$;
- A_{ws} é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a \mathbf{C}' ;
- α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje
- u é o perímetro crítico do contorno \mathbf{C}' ;
- f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a disposição das camadas de armadura e assim como as distâncias entre as camadas e o pilar está representado na Figura 10.

Figura 10 – Disposição da armadura de punção



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) também indica o uso de uma armadura para proteção contra o colapso progressivo que aumenta a ductilidade da ligação laje-pilar. Esta armadura é posicionada na face inferior da laje, cruzando as faces dos pilares, e atua como uma armadura de flexão, ancorada além dos contornos críticos calculados, e dimensionada com a Equação 8.

$$f_{yd}A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{Sd} \quad (8)$$

Onde:

- $f_{yd}A_{s,ccp}$ é a área total das barras que cruzam as faces dos pilares
- F_{Sd} podendo ser calculado com γ_f igual a 1,2

2.2.5 Recomendações da norma EUROCODE 2: *Design of Concrete Structures (2004)*

A verificação proposta pelo EUROCODE 2 (2004) é bem semelhante a NBR 6118 (ABNT, 2014), onde devemos verificar a resistência no perímetro de contorno do pilar (u_0), e se há a necessidade de utilizar armadura de punção em um perímetro de controle (u_1) e conseqüentemente uma verificação adicional em um segundo perímetro de controle (u_2). A distância entre as superfícies críticas analisadas, assim como na NBR 6118 (ABNT, 2014), são determinadas pelo dobro da altura útil da laje.

Para pilares interno com efeito de momento, a tensão solicitante é determinada pela Equação 9.

$$\tau_{Ed} = \beta \frac{F_{Ed}}{u_i d} \quad (9)$$

Onde:

- F_{Ed} a força ou reação de cálculo;
- d é a espessura média efetiva da laje;
- u_i é o comprimento do perímetro de controle considerado;
- β é um fator dado pela Equação 10.

$$\beta = 1 + K \frac{M_{Ed}}{F_{Ed}} \frac{u_i}{W_i} \quad (10)$$

Onde:

- K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação c_1/c_2 (Tabela 1);
- W_p é o módulo de resistência plástica do concreto do perímetro de controle, determinado pela Equação 11.

$$W_p = \int_0^{u_i} e \, dl \quad (11)$$

Onde:

- e é a distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{Ed} ;
- dl é um incremento do comprimento do perímetro.

A tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície u_0 , conforme Equação 12.

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} \quad (12)$$

Onde:

- f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão (MPa);
- v fator de correção da resistência do concreto, dado pela Equação 13.

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (13)$$

A tensão resistente em elementos estruturais sem armadura de punção no contorno u_1 é determinada pela Equação 14.

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = 0,12 k (100 p_1 f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (14)$$

Onde:

- $p_1 = \sqrt{p_{1x} p_{1y}} \leq 0,02$ sendo $p_{1x} p_{1y}$ as taxas de armadura a flexão nas duas direções ortogonais;
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,00$, com d em milímetros.

A tensão resistente em elementos estruturais com armadura de punção no contorno u_1 é dada pela Equação 15.

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} = 0,75 \tau_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_f} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_2 d} \right) \text{sen } \alpha \quad (15)$$

Onde:

- s_f é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção em mm;
- A_{sw} é a área da armadura de punção em um contorno completo em mm²;
- α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje.
- $f_{ywd,ef}$ é a resistência efetiva da armadura de punção, determinada pela Equação 16.

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd} \text{ em MPa} \quad (16)$$

A distribuição da armadura de punção deve acontecer paralelo ao perímetro de contorno u_1 onde a última linha de armadura esteja afastada de $1,5d$ do contorno u_2

onde a tensão resistente seja maior ou igual que a tensão solicitante, onde u_2 pode ser obtido pela Equação 17.

$$u_2 = \frac{\beta F_{Ed}}{\tau_{Rd,c} d} \quad (17)$$

O EUROCODE 2 (2004) traz algumas recomendações em relação as armaduras de punção e sua utilização.

- Ao menos duas camadas de armaduras devem ser dimensionadas;
- A primeira camada deve estar com uma distância máxima de $0,3d$ da face do pilar;
- O espaçamento das camadas de armadura deve ser no máximo de $0,75d$;
- O espaçamento das barras transversais em uma mesma camada deve ser inferior a $1,5d$ e inferior a $2d$ na última camada;
- A área mínima de uma armadura transversal é dada pela Equação 18.

$$A_{sw,min} \frac{1,5 \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha}{s_r s_t} \geq 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (18)$$

Onde:

- α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
- s_r é o espaçamento radial entre linhas de conectores;
- s_t é o espaçamento ente conectores em uma mesma camada;
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;
- f_{yk} é a resistência característica à compressão do aço da armadura de punção, em MPa.

2.3 CONCRETO ARMADO, PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.3.1 Concreto

2.3.1.1 Resistência à Compressão

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), o decréscimo de resistência à compressão no concreto pela influência do incêndio é determinado pela Equação 19.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (19)$$

Onde:

- $f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (MPa);
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente (MPa);
- $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ conforme Tabela 2.

O fator de redução $k_{c,\theta}$ para concretos que possuam massa específica no intervalo de 2000 kg/m³ a 2800 kg/m³ é dado pela Tabela 2.

Tabela 2 – Fator de redução $k_{c,\theta}$ em função da temperatura

Temperatura do concreto $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$	
1	2
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

2.3.1.2 Calor Específico

O calor específico $C_p(\theta)$ do concreto seco ($u = 0\%$) silicioso ou calcáreo pode ser determinado da seguinte maneira:

- Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_c < 100^\circ\text{C}$, conforme Equação 20.

$$C_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg}^\circ\text{C)} \quad (20)$$

- Para $100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$, conforme Equação 21.

$$C_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg}^\circ\text{C)} \quad (21)$$

- Para $200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$, conforme Equação 22.

$$C_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg}^\circ\text{C)} \quad (22)$$

- Para $400^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$, conforme Equação 23.

$$Cp(\theta) = 1100 \text{ (J/kg } ^{\circ}\text{C)} \quad (23)$$

Onde:

- $Cp(\theta)$ é o calor específico do concreto em função da temperatura θ (J/kg $^{\circ}\text{C}$).

2.3.1.3 Condutividade térmica

Segundo NBR 15200 (ABNT, 2012), um concreto com agregado silicoso de densidade normal, a condutividade pode ser determinada pela Equação 24.

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \text{ (W/m}^{\circ}\text{C)} \quad (24)$$

Onde:

- θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

Já para o EC 02, a Equação 24 é definida como o limite mínimo da condutividade térmica adotada para um concreto. O limite máximo é definido pela Equação 25.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \text{ (W/m}^{\circ}\text{C)} \quad (25)$$

A condutividade térmica do concreto está correlacionada a sua composição, como 70% do volume do concreto provém dos agregados, a condutividade térmica tende a ser influenciada por eles. A relação água/cimento do concreto, quanto maior for, aumentará a porosidade do concreto, causando uma menor condutividade térmica. Assim como o teor de umidade, visto que água possui uma condutividade térmica próxima de 150 vezes maior que o ar, portanto, quanto maior a umidade maior será a condutividade térmica. (FIB2, 2007, apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

2.3.1.4 Densidade

Com o aumento da temperatura do concreto, a água retida no interior tende a evaporar, diminuindo assim a densidade do concreto. Segundo a Associação Brasileira e Normas Técnicas (2012), esta redução ocorre pelas seguintes equações:

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 115^{\circ}\text{C}$, conforme Equação 6.

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \quad (26)$$

- Para $115^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C}$, conforme Equação 27.

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \left(1 - \frac{0,02 (\theta - 115)}{85} \right) \quad (27)$$

- Para $200^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C}$, conforme Equação 28.

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \left(0,98 - \frac{0,03 (\theta - 200)}{200} \right) \quad (28)$$

- Para $400^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$, conforme Equação 29.

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \left(0,95 - \frac{0,07 (\theta - 400)}{800} \right) \quad (29)$$

Onde:

- $\rho(\theta)$ = densidade do concreto à temperatura θ (kg/m^3);
- $\rho(20^{\circ}\text{C})$ = densidade do concreto à temperatura ambiente (kg/m^3) Para a NBR 15200 (ABNT, 2012) este valor é igual a $2500 \text{ kg}/\text{m}^3$ já para o EC 2200 kg/m^3 .

Esta equação, para Costa (2008) é demasiadamente conservadora, dado que conforme a equação a redução de densidade pode atingir cerca de 12% da densidade inicial do concreto. Segundo o autor, esta redução dificilmente consegue atingir patamares superiores a 4%.

2.3.2 Aço

A NBR 15200 (ABNT, 2012) estabelece que a redução da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva é dada pela Equação 30.

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (30)$$

Onde:

- f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;
- $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço à temperatura θ (MPa);
- $k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço que depende da temperatura θ , conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{yk,\theta} / E_s$

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{yk,\theta} / E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60		
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

2.4 TRASFERÊNCIA DE CALOR EM LAJES

A análise da distribuição de temperatura em uma seção transversal de um elemento é determinada conforme todas as condições de entorno. A maneira como a temperatura de uma atmosfera aquecida é transferida para um material “frio” ocorre conforme leis de transferências de calor, convecção, radiação e condução. A ação térmica é determinada pela soma dos fluxos de calor convectivo e radiante entre a atmosfera aquecida e o elemento estrutural “frio”. (COSTA, 2008)

Para a análise da seção transversal de uma laje, as resultantes da distribuição da temperatura na seção interna do material serão determinadas pela superfície de radiação exposta, ou seja, a parte da laje em contato com a atmosfera aquecida, e o fluxo de calor dentro do material, definido pela condução do material.

2.4.1 Radiação

A radiação, na maioria dos incêndios é consequente da difusão das chamas, provocada por meio da propagação de ondas eletromagnéticas a transferência da temperatura de um corpo em alta temperatura para outro sob baixa temperatura. (COSTA, 2008)

Porém nem toda radiação incidente sob um material é absorvida, isso varia conforme a emissividade do material, grandeza que mede a eficiência da superfície como um radiador que vale entre 0 e 1, para o EC 2 (EN 1992-1-2:2004) o concreto possui emissividade igual a 0,7.

Desta maneira, a parcela de fluxo de calor radiante absorvida é determinada pela Equação 31.

$$h_r = \varepsilon_r \cdot \sigma \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_s - 273)^4 \right] \quad (31)$$

Onde:

- h_r é o fluxo de calor radiante absorvido pela superfície por unidade de área (W/m^2);
- ε_r é a emissividade resultante do elemento aquecido;
- σ é a constante de Stephan Boltzmann equivalente a $5,7 \cdot 10^{-8} W/m^2/^\circ C^4$;
- θ_s é temperatura da superfície de contorno.

2.4.2 Condução

A condução determina a velocidade que o material propaga o calor em sua seção transversal. Este fluxo é consequente das seguintes grandezas, condutividade térmica, calor específico e densidade.

A distribuição de temperatura dentro da seção pode ser determinada pela Equação 32 de Jean Baptise Jossep Fourier (1822).

$$\lambda \cdot \nabla^2(\theta) + q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (32)$$

Onde:

- λ é a condutividade térmica do material (W/m/°C);
- θ é a temperatura do material (°C);
- q é o calor gerado no interior do material, por unidade de área (J/m²);
- ρ é a densidade do material (kg/m³);
- c é o calor específico do material por unidade de massa (J/kg/°C);
- t = tempo [s].

No caso do concreto, pode haver calor gerado (q) devido as reações químicas exotérmicas quando o mesmo estiver sendo aquecido dependendo de sua composição química, especialmente caso houver grande concentração de calcáreo. Entretanto este valor nas análises numéricas de transferência de calor é considerado de maneira indireta, por meio das grandezas físicas (condutividade térmica, calor específico e densidade) serem adotadas variáveis a temperatura.

2.5 ABAQUS/CAE

O *software* foi desenvolvido por Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., uma companhia americana. É uma ferramenta de engenharia que permite fazer simulações em elementos finitos de estruturas com comportamento material e geométrico não linear.

O programa permite modelar ou importar uma estrutura com forma geométrica variada dentro da sua interface *ABAQUS / CAE*, então as propriedades físicas e mecânicas do material podem ser importadas e atribuídas na seção a ser analisada. Com os parâmetros definidos ao modelo da estrutura é indicado ao *software* qual tipo de análise deverá ser feita, podendo ser de tensão, deformação do material, transferência térmica, difusão de massa, mecânica do solo, acústica, entre diversas outras análises. Com os dados completos, ABAQUS/CAE pode enviar, monitorar, e controlar os trabalhos de análise. Então, o módulo de visualização pode ser usado para interpretar os resultados.

Para o desenvolvimento deste trabalho, o ABAQUS/CAE foi amplamente utilizado pelo autor para simular a transferência de calor na seção de uma laje plana em situação de incêndio. Todos os parâmetros levados em conta para a criação do modelo de elementos finito desenvolvido para prever o comportamento em situação de incêndio está descrito na metodologia.

3 METODOLOGIA

O método aplicado neste buscou cumprir com os objetivos estabelecidos. Inicialmente foram dimensionadas as armaduras de punção a temperatura ambiente de lajes planas, conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Admitiu-se 9 lajes, cujas variáveis foram espessura e f_{ck} . Na sequência foi desenvolvida uma análise térmica com o *software* ABAQUS/CAE, cujo objetivo foi determinar as isotermas da seção das lajes planas para realizar a sua verificação perante uma condição de incêndio, variando o tempo de exposição ao incêndio das lajes em 60, 120 e 180 minutos. Com a distribuição de temperaturas obtidas, aplicou-se o método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012) e determinou-se o respectivo tempo de resistência ao fogo destas lajes, elencando a influência das variáveis consideradas.

Na sequência estão descritas cada uma destas atividades.

3.1 DIMENSIONAMENTO A TEMPERATURA AMBIENTE

Na sequência está apresentado os critérios e variáveis admitidas no cálculo das lajes em condições normais de temperatura.

3.1.1 Definição dos parâmetros de cálculo

Para a realização do dimensionamento em temperatura ambiente foram adotados os parâmetros descritos na Tabela 4. Estas foram as variáveis admitidas nessa análise.

Tabela 4 – Parâmetros constantes

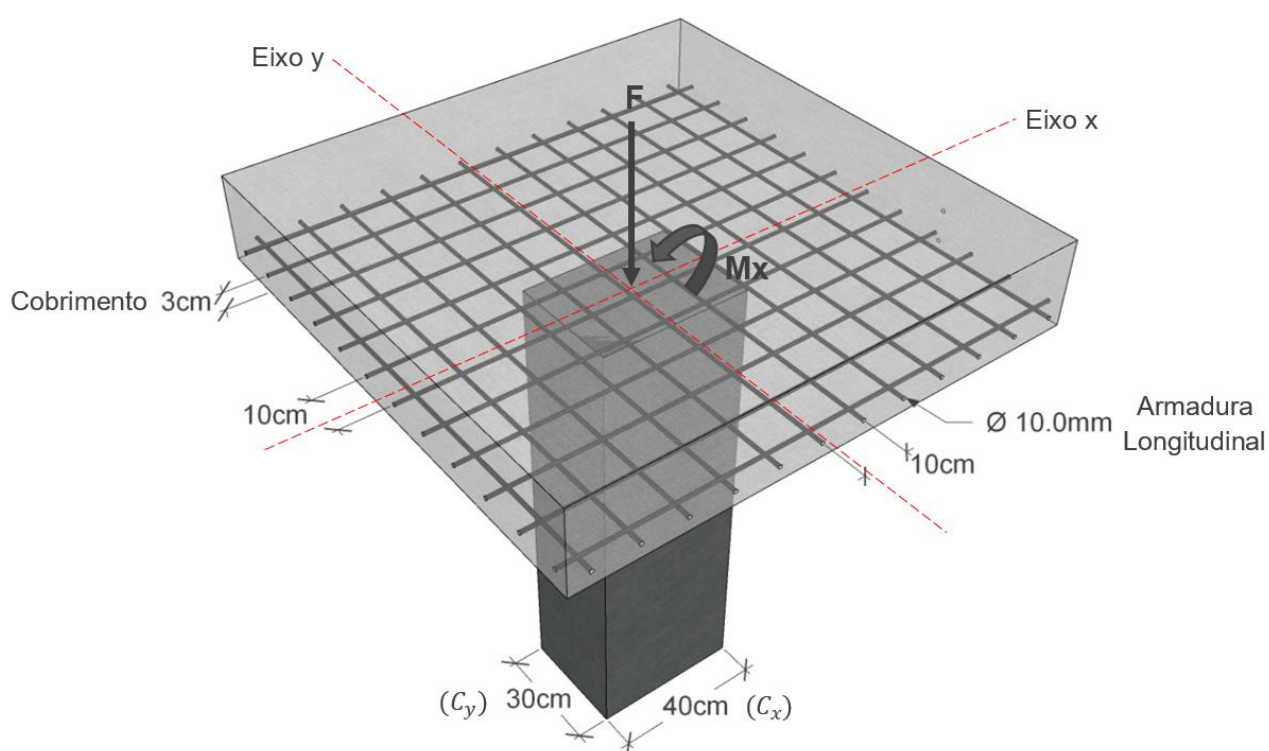
Seção do Pilar	$C_x = 40$ cm	$C_y = 30$ cm
Espessura de Cobrimento do Concreto	3 cm	
Esforços Solicitantes Característicos	F = 270 kN	Mx = 30 kN.m
Esforços Solicitantes de Cálculo	F = 378 kN	Mx = 42 kN.m
Armadura Longitudinal de Flexão das Lajes	Ø 10.0 mm	Cada 10 cm
Resistência ao Escoamento de Cálculo	$f_{yd} = 300$ MPa	
Área de Aço de cada Pino	As = 0,32 cm ²	

Fonte: Elaborado pelo autor

O tamanho do pilar, a força aplicada, o momento na direção “x”, foram determinados para que em todas as lajes analisadas fosse necessário o uso de armadura de punção e não apresentasse esmagamento do concreto junto ao pilar conforme o dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os esforços solicitantes de cálculo e a tensão de escoamento de cálculo, foram determinados conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando um esforço normal de atuação permanente e a armadura do tipo conector. A Figura 11 ilustra os parâmetros adotados para o dimensionamento das lajes.

Figura 11 – Representação dos parâmetros constantes de cálculo



Fonte: Elaborado pelo autor

3.1.2 Definição dos parâmetros das lajes

As lajes dimensionadas a temperatura ambiente tomaram como variáveis o que está definido na Tabela 5. Para cada laje fez-se variar a espessura e a resistência a compressão característica do concreto admitido.

Tabela 5 – Critérios variáveis do dimensionamento das lajes

LAJE	Espessura [cm]	f_{ck} [MPa]
L1 (h16,f20)	16	20
L2 (h16,f25)	16	25
L3 (h16,f30)	16	30
L4 (h18,f20)	18	20
L5 (h18,f25)	18	25
L6 (h18,f30)	18	30
L7 (h20,f20)	20	20
L8 (h20,f25)	20	25
L9 (h20,f30)	20	30

Fonte: Elaborado pelo autor

Estas variáveis foram admitidas a fim de comparar a influência que a espessura e a resistência do concreto a compressão terão na armadura de punção em uma laje plana em situação de incêndio.

3.1.3 Armadura de punção dimensionada para as lajes

Na Tabela 6, segue o dimensionamento da armadura de punção para cada laje, obtido de acordo com o dimensionamento segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). O memorial de cálculo dessas lajes está no Apêndice A.

Para cada uma das lajes, foi adotada a armadura mínima calculada. Nesse sentido, houve uma variação na quantidade de linhas de armaduras e quantidade de conectores do tipo pino por linha devido ao aumento da espessura da laje e da resistência do concreto.

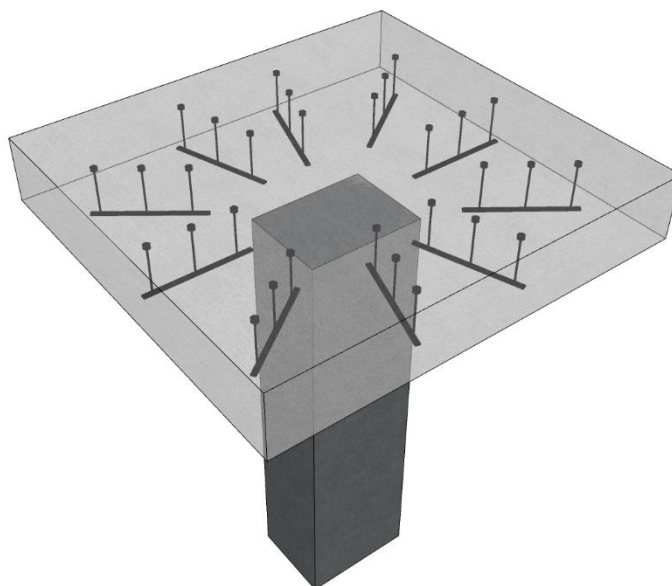
Tabela 6 – Resumo do dimensionamento das Lajes

Laje	Armadura total utilizada [cm ²]	Linhas de conectores	Número de conectores por linha
L1 (h16,f20)	38,40	8	15
L2 (h16,f25)	31,36	7	14
L3 (h16,f30)	26,88	6	14
L4 (h18,f20)	20,80	5	13
L5 (h18,f25)	16,64	4	13
L6 (h18,f30)	15,36	4	12
L7 (h20,f20)	11,52	3	12
L8 (h20,f25)	10,56	3	11
L9 (h20,f30)	9,60	3	10

Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 12 apresenta o detalhamento ilustrativo da L9 (h20,f30), onde foram necessários 3 linhas radiais de conectores com 10 conectores por linha. A armadura total utilizada é a soma da área da seção de todos os conectores utilizados na laje.

Figura 12 – Armadura de Punção



Fonte: Elaborado pelo autor

3.2 ANÁLISE TÉRMICA DA SEÇÃO

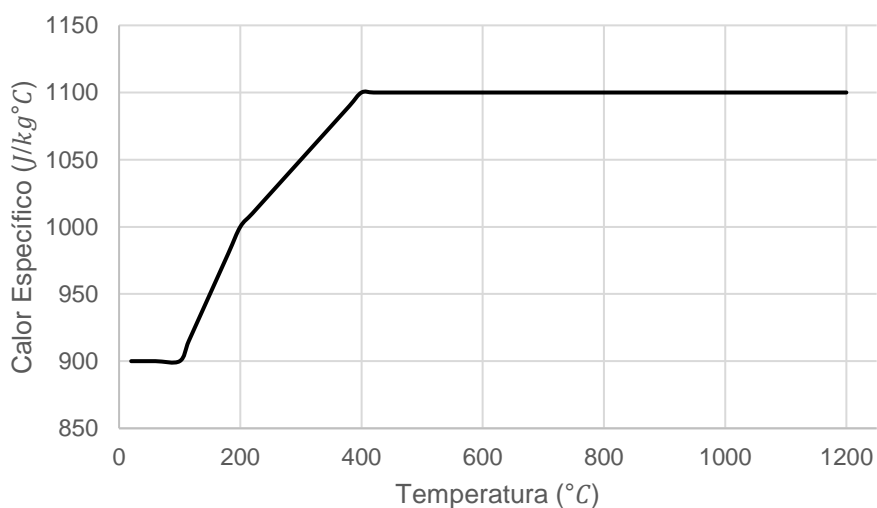
A análise térmica realizada teve como objetivo verificar a distribuição de temperatura nas seções de concreto (isotermas da seção), para utilizar o método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012) na verificação das lajes em situação de incêndio. Para isso, foi feita uma análise numérica em simulação computacional, no *software* ABAQUS/CAE, onde os parâmetros fornecidos para o *software* estão descritos a seguir. O modelo numérico empregado na simulação térmica é descrito na sequência.

3.2.1 Parâmetros Térmicos dos Materiais

3.2.1.1 Calor Específico do Concreto

O calor específico do concreto foi determinado conforme a NBR 15200 (ANBT, 2012) para uma umidade do concreto de 0%, mostrado no Gráfico 1.

Gráfico 1 – Calor Específico x Temperatura do Concreto

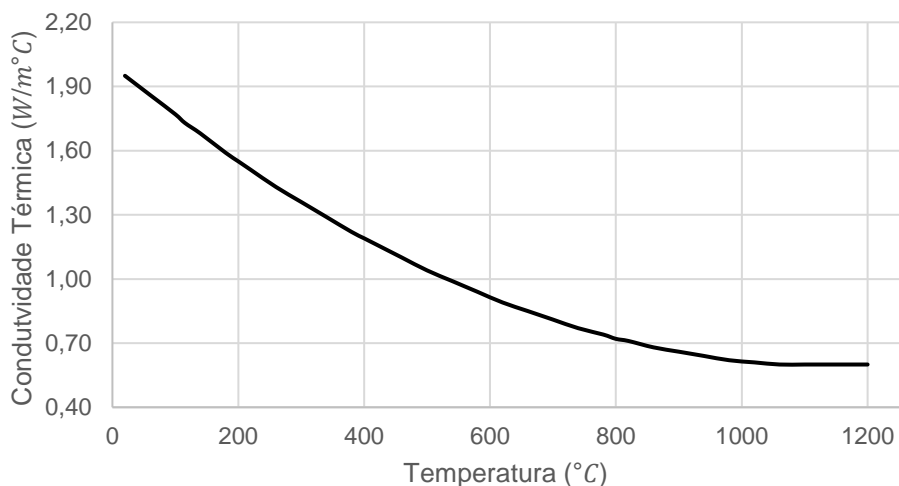


Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.1.2 Condutividade Térmica do Concreto

A condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso foi determinada conforme o limite máximo do EC 02 (2004), descrita no Gráfico 2.

Gráfico 2 – Condutividade Térmica x Temperatura do Concreto

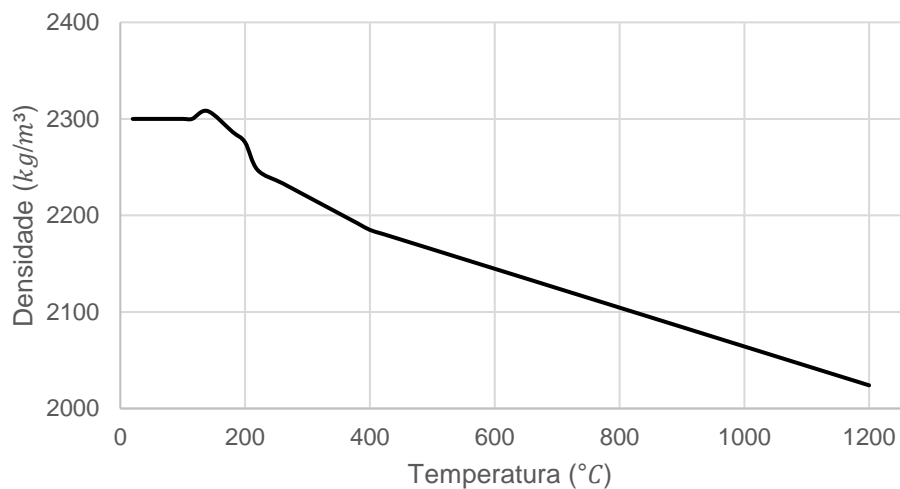


Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.1.3 Densidade do Concreto

A densidade do concreto foi descrita conforme a NBR 15200 (ANBT, 2012), conforme Gráfico 3, considerando $\rho(20^{\circ}\text{C}) = 2300 \text{ kg/m}^3$.

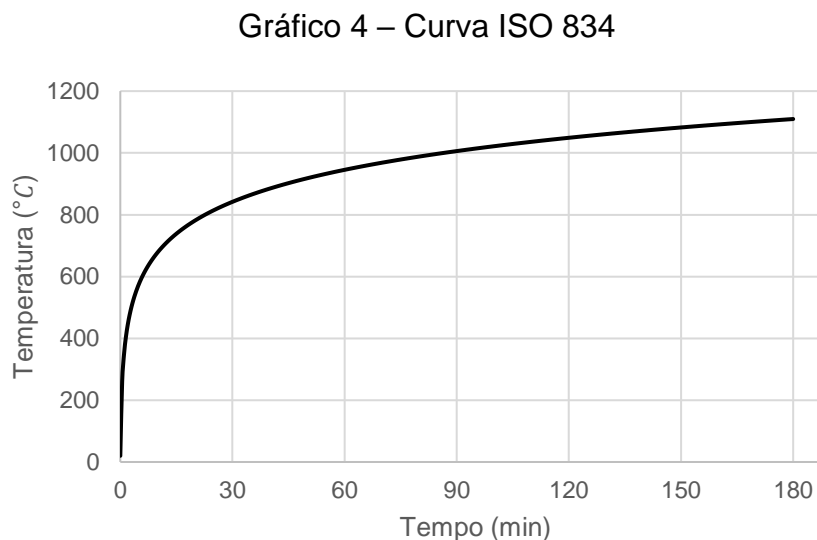
Gráfico 3 – Densidade x Temperatura do Concreto



Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.2 Curva de Temperatura

A curva de temperatura de exposição das lajes adota, conforme a ISO 834, é a dada conforme Gráfico 4.

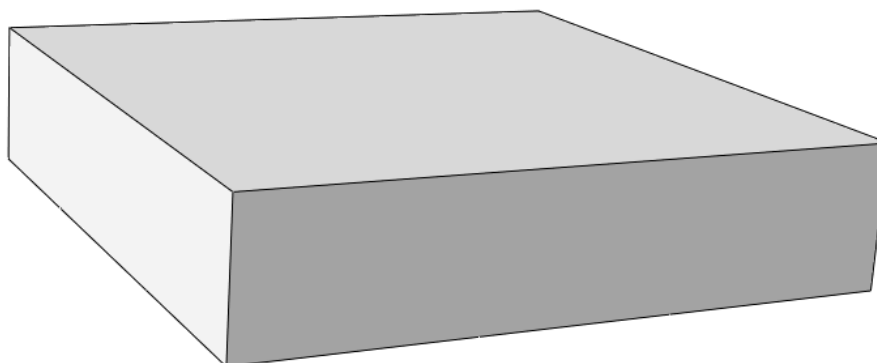


Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.3 Modelo térmico ABAQUS/CAE

Foram feitos apenas 3 modelos de lajes para análise térmica, variando a espessura de cada laje entre 16, 18 e 20 centímetros. Os parâmetros térmicos adotados no concreto são constantes independente da mudança da resistência a compressão. A Figura 13 ilustra um modelo de laje plana gerado.

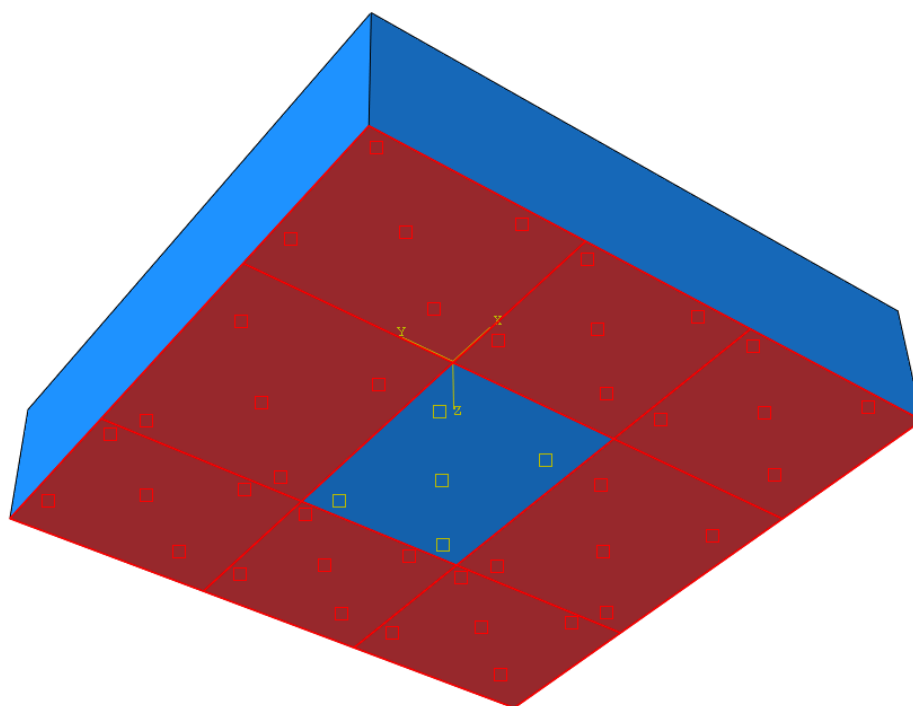
Figura 13 – Modelo de laje plana



Fonte: Elaborado pelo autor.

Então foram criadas faces de aquecimento para diferenciar onde a laje encontra com o pilar, neste caso posicionado no centro geométrico da laje, com as dimensões já citadas anteriormente de 40 e 30 centímetros. Na Figura 14 é exemplificado em vermelho a parte da laje em contato com o fogo e em azul onde fica a região do pilar.

Figura 14 – Faces de aquecimento



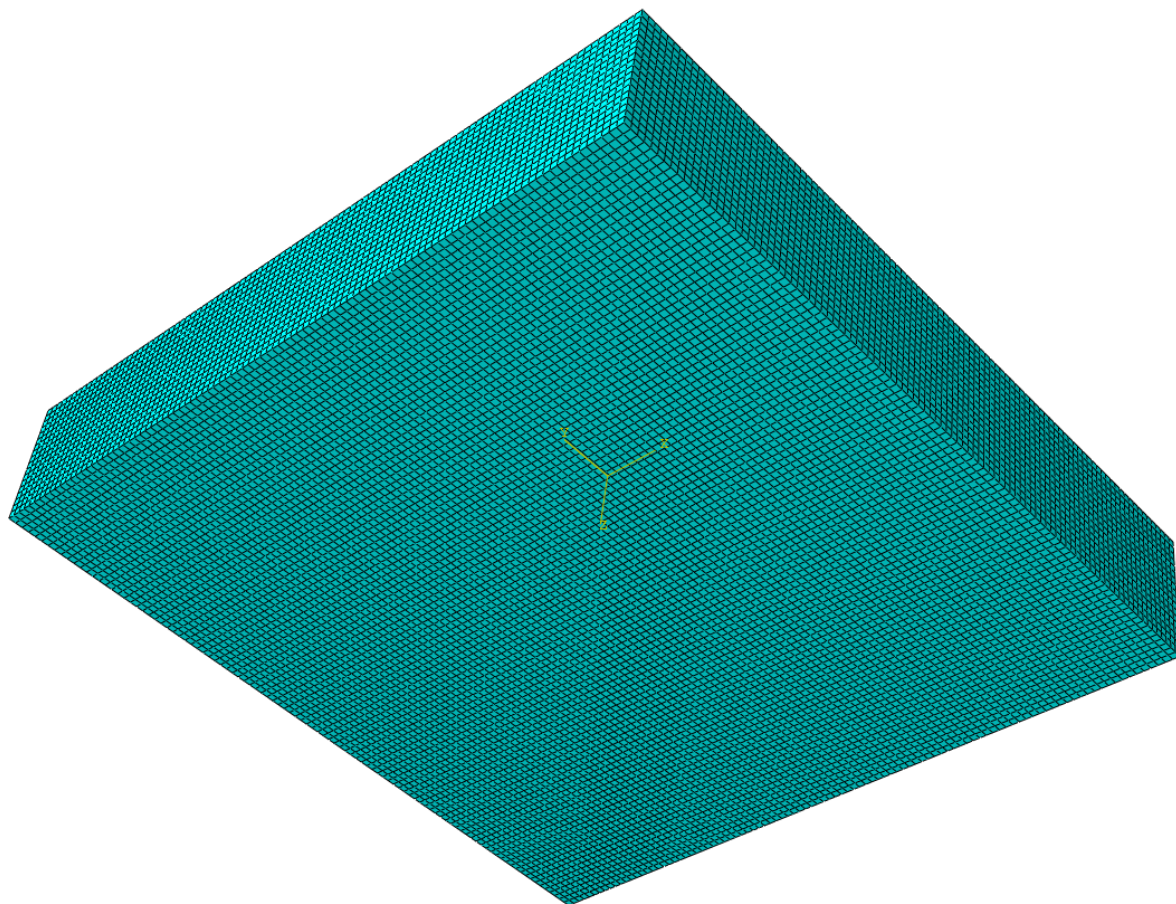
Fonte: Elaborado pelo autor.

Com os modelos das lajes criados nos softwares, os parâmetros térmicos do concreto inseridos na seção a ser analisada e o fornecimento da curva de aquecimento a ser usada pelo software, foi definido a malha de elementos para a análise. A fim de obter resultados com uma precisão significativa, o tamanho da malha de pontos foi criado com um espaçamento de 1 centímetro, ilustrado na Figura 15.

A partir deste ponto foi iniciada a análise térmica para chegar nos resultados de transferência de calor após o processamento. Foi indicado dois pontos distintos para monitorar a temperatura conforme a variação do tempo de exposição.

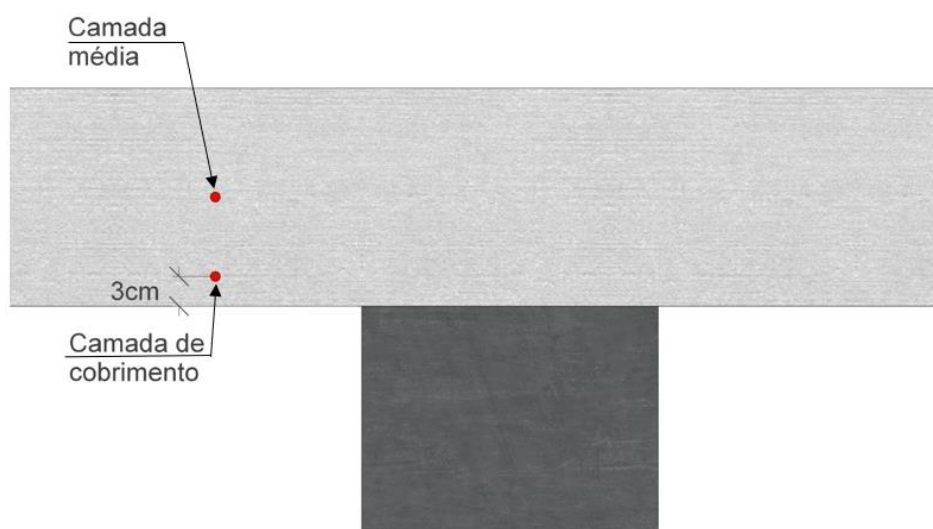
Os pontos de interesse observados refletem na camada média da laje, variando conforme a espessura, na camada de cobertura da laje de 3 centímetros. O primeiro visa obter a temperatura média da seção, já o segundo visa conhecer a temperatura a qual a armadura de combate a punção está submetida. A Figura 16 ilustra a posição destes dois pontos.

Figura 15 – Malha de Pontos



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 16 – Pontos de verificação da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3 VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Para verificar o dimensionamento da armadura de punção das lajes situação de incêndio, foi utilizado o método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012). Onde os esforços solicitantes e resistentes em situação de incêndio estão dispostos a seguir.

3.3.1 Esforços Solicitantes

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), os esforços solicitantes devem ser feitos apenas no estado-limite último para a combinação excepcional, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Desta maneira, os esforços solicitantes de cálculo estão dispostos nas Equações 33 e 34.

$$F (\text{incêndio}) = 270 \text{ kN} \cdot 0,7 = 189 \text{ kN} \quad (33)$$

$$M_x (\text{incêndio}) = 30 \text{ kN.m} \cdot 0,7 = 21 \text{ kN.m} \quad (34)$$

3.3.2 Esforços Resistentes

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), para o método simplificado de cálculo, o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal.

Para cada variação de temperatura os materiais são multiplicados por um coeficiente de redução de resistência. No método de dimensionamento da armadura de punção proposto pela NBR 6118 (ANBT, 2014), os únicos parâmetros utilizados que possuem uma variabilidade com a temperatura é a resistência a compressão do concreto e a resistência ao escoamento do aço.

Desta maneira, conforme NBR 15200 (ABNT, 2012), utilizou-se os fatores de redução $k_{c,\theta}$ para a resistência do concreto armado, determinado com base na temperatura média da laje e desconsiderando o coeficiente de segurança $\gamma = 1,4$, e $k_{s,\theta}$ para o escoamento do aço, por simplificação determinado com base na temperatura de cobrimento.

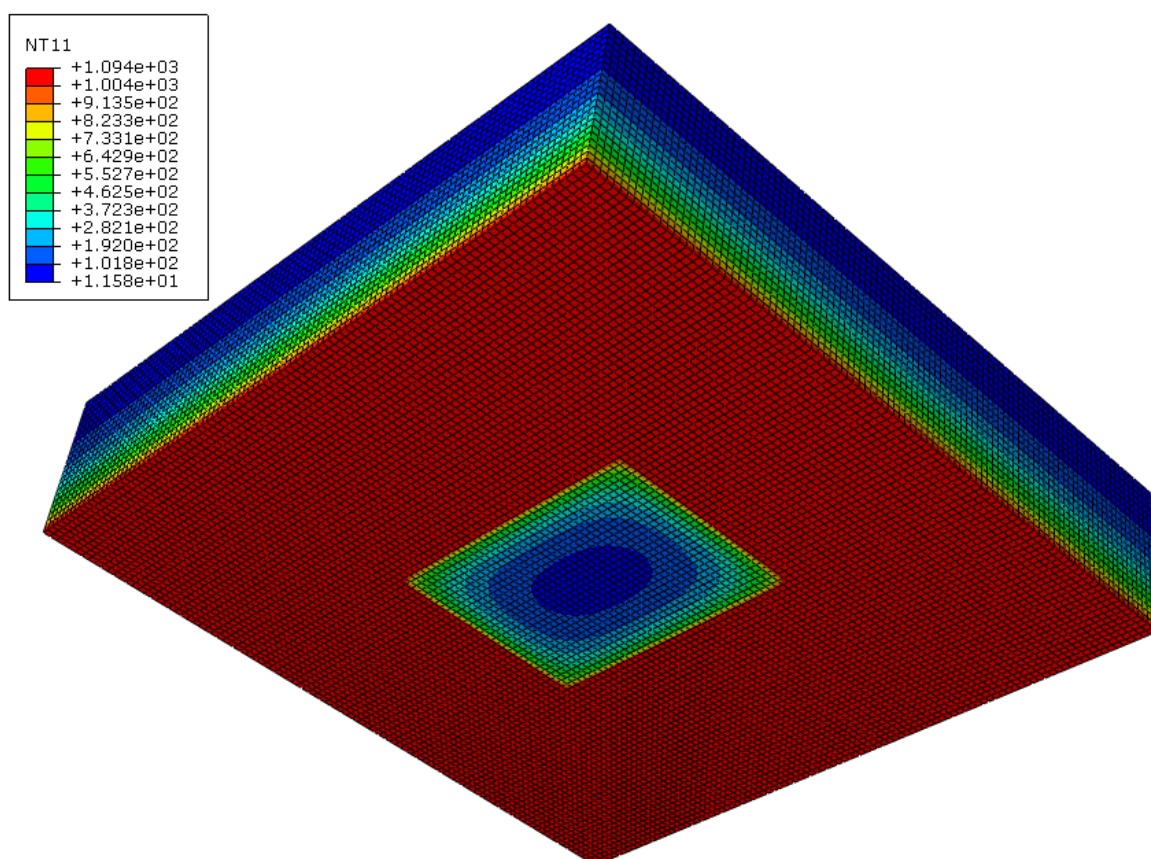
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados da metodologia aplicada na análise térmica das lajes estão descritos a seguir. Inicialmente foi extraído do ABAQUS/CAE a distribuição da temperatura nas seções das lajes, utilizando assim o método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012) para determinar os esforços resistentes do concreto e do aço, e por fim verificado o dimensionamento em situação de incêndio e redimensionando as armaduras quando necessário.

4.1 DISTRIBUIÇÃO DA TEMPERATURA NAS SEÇÕES

Após o processamento do software para a transferência de calor, a distribuição de temperatura das peças pode ser observada conforme mostra a Figura 17.

Figura 17 – Distribuição de temperatura



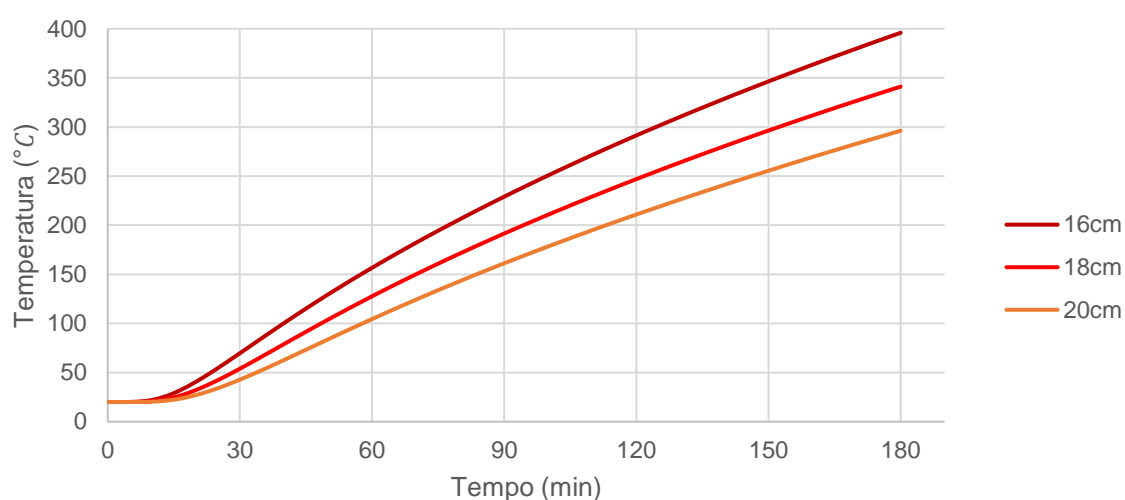
Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nesta análise térmica foi extraído do *software* a curva de aquecimento dos pontos de interesse para a verificação das lajes ao incêndio. Estes pontos refletem a temperatura na camada de cobertura do aço, de 3 centímetros, e também das temperaturas médias de cada laje.

4.1.1 Temperaturas médias das lajes

As curvas de aquecimento médio das três lajes são dadas pelo Gráfico 5.

Gráfico 5 – Curva de Aquecimento Média das Lajes



Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta maneira, as temperaturas médias desenvolvidas por hora, em cada uma das lajes, foram as exemplificadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Temperaturas médias das lajes

Tempo (min)	Temperatura (°C)		
	Espessura 16cm	Espessura 18cm	Espessura 20cm
60	157	128	106
120	292	247	211
180	396	341	296

Fonte: Elaborado pelo autor.

As temperaturas desenvolvidas nas três lajes tiveram um comportamento similar, onde as temperaturas mais altas aconteceram na laje com menor espessura, e por consequência, as temperaturas mais baixas aconteceram na laje com maior espessura. Neste sentido, ao tempo de 60 minutos, as lajes com 16cm de espessura desenvolveram uma temperatura 22,66% maior do que as lajes com 18cm, que por sua vez a temperatura desenvolvida foi 20,75% superior em comparação as lajes com espessura de 20cm. No tempo de 120 minutos, estas diferenças foram minimizadas para 18,22% e 17,06%. O mesmo movimento foi observado no período de 180 minutos, sendo 16,13% e 15,20%.

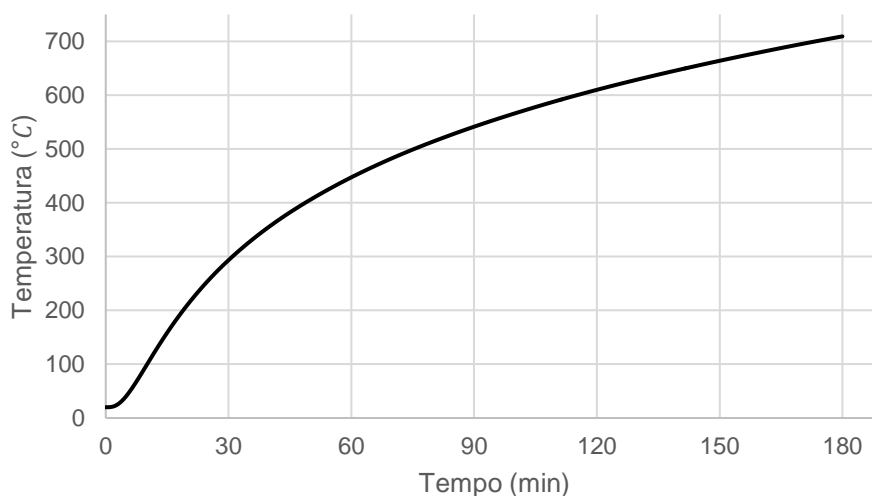
Com base nesses valores é possível afirmar que a influência da espessura sob a distribuição das temperaturas é maior no início do aquecimento.

A temperatura inicial das lajes foi considerada a mesma da temperatura ambiente de 20°C, sendo assim, o aquecimento médio das 3 lajes no tempo de 60 minutos representa um percentual de aumento de 551,67%. Esta taxa de aumento, comparando as temperaturas desenvolvidas entre 60 e 120 minutos, foi de 92,67%. Já entre 120 e 180 minutos, o percentual foi de 37,99%. A maneira como a taxa de aumento de temperatura das lajes diminui com o passar do tempo converge com a curva de aquecimento utilizada (Gráfico 4), onde a temperatura inicialmente se desenvolve de maneira exponencial e após 60 minutos sua progressão ocorre em uma velocidade menor.

4.1.2 Temperatura na camada de cobrimento

A temperatura na camada de concreto onde há o cobrimento da armadura (3cm) foi a mesma em todos os 3 diferentes modelos, a curva de aquecimento desta região é apresentada no Gráfico 6.

Gráfico 6 – Curva de aquecimento na camada de cobrimento



Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta maneira, as temperaturas desenvolvidas na camada de cobrimento por hora foram as exemplificadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Temperaturas na camada de cobrimento

Tempo (min)	Temperatura (°C)
60	447
120	610
180	709

Fonte: Elaborado pelo autor.

O desenvolvimento da temperatura na camada de cobrimento do concreto ocorreu de maneira similar as temperaturas médias das lajes, destacando um aquecimento exponencial nos primeiros 60 minutos de exposição ao incêndio e diminuindo a progressão da temperatura com o passar do tempo. A temperatura inicial da laje na camada de aquecimento no início da análise foi considerada 20°C. Sendo assim, o aquecimento desta camada nos primeiros 60 minutos foi de 2135%, nos 60 minutos seguintes, este percentual de progressão foi de 36,46%, e nos 60 minutos finais 16,23%.

As temperaturas desenvolvidas pelo concreto nessa camada são as quais as armaduras utilizadas estão sendo submetidas em situação de incêndio. Nesse sentido, a temperatura a qual o aço é submetido, comparando com uma média das

temperaturas desenvolvidas nas lajes, é 243,97% superior nos primeiros 60 minutos de aquecimento, nos 60 minutos seguintes o percentual cai para 144% e nos 60 minutos finais 105,91%.

Isso destaca como as armaduras posicionadas na parte inferior da laje desenvolvem temperaturas muito maiores em situação de incêndio comparado a média da seção da laje. A maneira como a progressão de temperatura ocorre também destaca a maior velocidade no aumento de temperatura inicial neste local. Estes fatores causam à armadura de punção uma grande influência nas propriedades mecânicas, destacadas a seguir.

4.2 ESFORÇOS RESISTENTES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Com base na análise de distribuição de temperatura os esforços resistentes das lajes planas foram determinados pelo método simplificado na NBR 15200 (ABNT, 2012) os esforços resistentes em situação de incêndio.

4.2.1 Resistência a Compressão do Concreto

Pelo método descrito no item 3.3.1, a resistência característica a compressão do concreto em situação de incêndio é multiplicada pelo fator $k_{c,\theta}$ não considerando o coeficiente de segurança γ igual a 1,4.

Este fator foi calculado com base na temperatura média da seção de cada laje (item 4.1.1), para intervalos de 60 minutos, descrito assim na Tabela 9.

Tabela 9 – Fator de redução $k_{c,\theta}$

Tempo (min)	$k_{c,\theta}$		
	Espessura 16cm	Espessura 18cm	Espessura 20cm
60	0,91	0,99	1,00
120	0,86	0,90	0,94
180	0,75	0,81	0,85

Fonte: Elaborado pelo autor.

No dimensionamento em temperatura ambiente, utilizando o coeficiente de segurança γ igual a 1,4, o f_{cd} do concreto tem uma redução, comparado ao f_{ck} , de 28,57%. Nesse sentido, para as espessuras de lajes analisadas, como o fator de

redução na condição crítica (Espessura 16cm, 180 minutos) causa uma diminuição de 25% na resistência a compressão do concreto, é possível afirmar que as propriedades mecânicas do concreto não terão influência na verificação destas estruturas em situação de incêndio.

4.2.2 Tensão de Escoamento do Aço

Pelo método descrito no item 3.3.2, a resistência de escoamento do aço será multiplicada pelo fator $k_{s,\theta}$.

Por uma questão de simplificação do modelo térmico analisado via *software* as armaduras não foram inseridas na seção, portanto a temperatura considerada nas armaduras de combate a punção foi a temperatura do concreto na camada de cobrimento de 3 centímetros (item 4.1.2). Isto, pois o aço possui uma condutividade térmica muito maior do que a concreto, o que torna sua distribuição de temperatura interna mais rápida. Desta maneira, considerar a temperatura média da armadura constante com base na temperatura da camada de cobrimento do concreto torna a análise conservadora.

Este fator foi calculado, para intervalos de 60 minutos, descrito assim na Tabela 10.

Tabela 10 – Fator de redução do $k_{s,\theta}$

Tempo (min)	$k_{s,\theta}$
60	0,90
120	0,45
180	0,22

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em temperatura ambiente, a tensão do escoamento do aço de cálculo (f_{yd}) utilizada foi a máxima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o tipo de armadura utilizado, 300 MPa. Neste sentido, para a verificação da estrutura em situação de incêndio, as propriedades mecânicas do aço serão um fator predominante, principalmente para um tempo de exposição de 180 minutos, onde a redução do f_{yd} é de 88% comparado ao utilizado em temperatura ambiente.

4.3 ARMADURA DE PUNÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Com os coeficientes de redução da resistência a compressão do concreto e da tensão de escoamento do aço, a verificação da área de armadura de punção dimensionada em temperatura ambiente foi realizada para três diferentes tempos de exposição ao incêndio, sendo eles de 60, 120 e 180 minutos, descritos a seguir.

4.3.1 Exposição de 60 minutos

Os coeficientes de redução dos esforços resistentes, conforme método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012), para o tempo de aquecimento de 60 minutos estão descritos na Tabela 11.

Tabela 11 – Coeficientes de redução para 60 minutos

$k_{c,\theta}$ (Concreto)			$k_{s,\theta}$ (Aço)
Espessura 16cm	Espessura 18cm	Espessura 20cm	
0,91	0,99	1,00	0,90

Fonte: Elaborado pelo autor.

A redução em 30% da carga atuante utilizada para verificar estas estruturas em situação de incêndio foi maior do que a redução das propriedades mecânicas dos materiais. Neste sentido, o dimensionamento em temperatura ambiente da armadura de punção das lajes atenderam a verificação de incêndio para uma exposição de 60 minutos conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.3.2 Exposição de 120 minutos

Os coeficientes de redução dos esforços resistentes, conforme método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012), para o tempo de aquecimento de 120 minutos, estão descritos na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes de redução para 120 minutos

$k_{c,\theta}$ (Concreto)			$k_{s,\theta}$ (Aço)
Espessura 16cm	Espessura 18cm	Espessura 20cm	
0,86	0,90	0,94	0,45

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 13, segue o resumo das lajes que tiveram um acréscimo da área mínima de aço.

Tabela 13 – Resumo do dimensionamento das lajes para 120 minutos

Laje	Armadura total utilizada [cm ²]	Linhas de conectores	Número de conectores por linha	Acréscimo da Área de Aço
L1 (h16,f20)	40,96	8	16	6,67%
L2 (h16,f25)	31,36	7	14	0,00%
L3 (h16,f30)	26,88	6	14	0,00%
L4 (h18,f20)	20,8	5	13	0,00%
L5 (h18,f25)	16,64	4	13	0,00%
L6 (h18,f30)	15,36	4	12	0,00%
L7 (h20,f20)	11,52	3	12	0,00%
L8 (h20,f25)	10,56	3	11	0,00%
L9 (h20,f30)	9,6	3	10	0,00%

Fonte: Elaborado pelo autor

Para este tempo de exposição, apenas a L1 (h16,f20) teve um aumento do número de conectores por linha para atender ao dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.3.3 Exposição de 180 minutos

Os coeficientes de redução dos esforços resistentes, conforme método simplificado da NBR 15200 (ABNT, 2012), para o tempo de aquecimento de 180 minutos, estão descritos na Tabela 14.

Tabela 14 – Coeficientes de redução para 180 minutos

$k_{c,\theta}$ (Concreto)			$k_{s,\theta}$ (Aço)
Espessura 16cm	Espessura 18cm	Espessura 20cm	
0,75	0,81	0,85	0,22

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para este tempo de exposição, algumas das lajes tiveram um aumento do número de conectores por linha para atender ao dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Tabela 15, segue o resumo das lajes que tiveram um acréscimo da área mínima de aço.

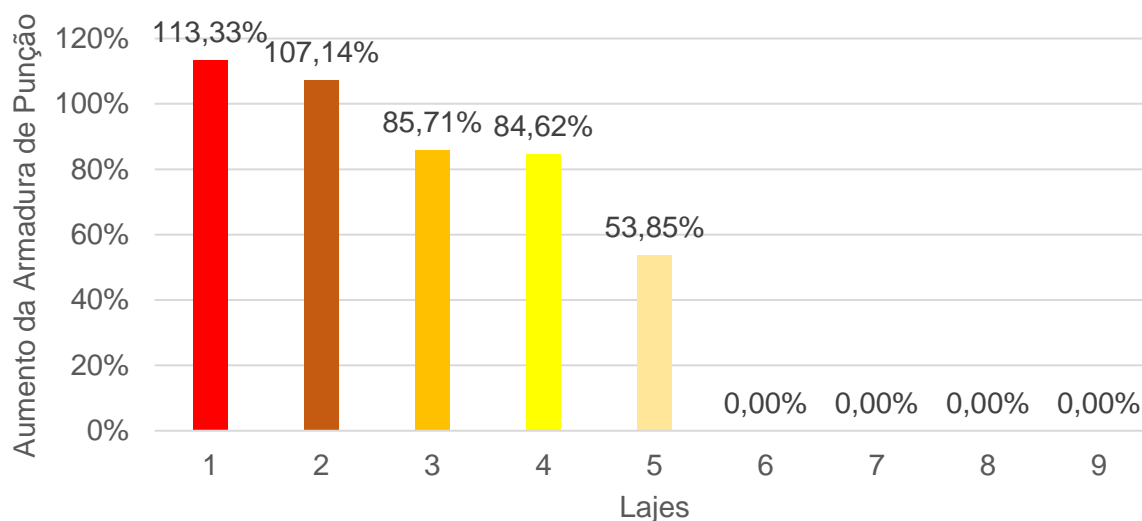
Tabela 15 – Resumo do dimensionamento das lajes para 180 minutos

Laje	Armadura total utilizada [cm ²]	Linhas de conectores	Número de conectores por linha	Acréscimo da Área de Aço
L1 (h16,f20)	81,92	8	32	113,33%
L2 (h16,f25)	64,96	7	29	107,14%
L3 (h16,f30)	49,92	6	26	85,71%
L4 (h18,f20)	38,4	5	24	84,62%
L5 (h18,f25)	25,6	4	20	53,85%
L6 (h18,f30)	15,36	4	12	0,00%
L7 (h20,f20)	11,52	3	12	0,00%
L8 (h20,f25)	10,56	3	11	0,00%
L9 (h20,f30)	9,6	3	10	0,00%

Fonte: Elaborado pelo autor

O Gráfico 7 reúne o acréscimo da área de aço na verificação da situação calculado conforme a Tabela 15.

Gráfico 7 – Acréscimo da Área de Aço



Fonte: Elaborado pelo autor

Nesse sentido, as lajes com 16cm de espessura tiveram em média um aumento de 102,06%, para as lajes com 18cm de espessura 46,16% e não houve a necessidade do incremento nas lajes com espessura de 20cm. As lajes com f_{ck} de 20 MPa tiveram em média um acréscimo de 65,93% da área de armadura, já para as lajes com f_{ck} igual a 25 MPa esse aumento correspondeu em 63,92%, e por fim, para as lajes com f_{ck} igual a 30 MPa, a média do incremento foi de 28,57%.

Sendo assim, para as solicitações de cálculo utilizadas nesta análise, é possível afirmar que uma laje com espessura superior a 20 cm atende a verificação de incêndio para uma exposição de até 180 minutos.

5 DISCUSSÃO

5.1 DIMENSIONAMENTO NBR 6118:2014

Em todas as verificações ao incêndio qual não foi necessária aumentar a armadura de combate a punção das lajes, ocorreu que no dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a estrutura recai em uma condição a qual não necessita do uso deste tipo de armadura.

Segundo o dimensionamento proposto pela norma, a necessidade ou não desse tipo de armadura é dado pela Equação 4 (Item 2.2.4), onde a tensão solicitante (τ_{sd}) é comparada a tensão resistente do concreto (τ_{Rd2}) no perímetro de contorno crítico C. Neste sentido, o que torna dispensável a armadura de punção em situação de incêndio é a variação dos esforços solicitantes e da resistência a compressão do concreto.

A τ_{Rd2} é determinada com a resistência a compressão de cálculo do concreto e seu parâmetro de correção. O único fator que causa variabilidade com a temperatura destes parâmetros é o f_{ck} , conforme Item 4.2.1, não apresentou perda de capacidade mecânica em nenhuma das lajes analisadas. Sendo assim, com os dados obtidos nesta análise, é possível afirmar que lajes com altura superior a 16 cm quando expostas por até 180 minutos ao incêndio não desenvolvem temperaturas médias altas suficientes para prejudicar a capacidade do concreto em resistir ao efeito de punção.

Já a τ_{sd} é determinada com a seção do pilar, altura útil da laje, e os esforços solicitantes, que na verificação em situação de incêndio são minorados em 30% conforme NBR 15200 (ABNT, 2012). A Tabela 16 apresenta a redução das tensões solicitantes de cálculo em função da espessura das lajes, para os esforços solicitantes definidos no Item 3.1.1.

Tabela 16 – Redução Das Tensões Solicitantes

Espessura Laje [cm]	τ_{sd} [MPa] (Temp. Amb.)	τ_{sd} [MPa] (Incêndio)	Redução
16	1,34	0,91	47%
18	1,04	0,70	49%
20	0,83	0,58	43%

Fonte: Elaborado pelo autor

Esta redução das tensões solicitantes, atreladas a manutenção das tensões resistentes, fez com que a verificação conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) das lajes que não aumentaram a taxa de armadura recaísse na condição do não necessário uso da armadura de punção, para os esforços propostos. Caso tivesse sido admitido esforços maiores para as lajes com maior espessura e f_{ck} eventualmente seria necessário o incremento da armadura de punção.

5.2 AUMENTO DA ARMADURA DE PUNÇÃO

Quando houve a necessidade de aumentar a armadura de combate a punção, a quantidade de linhas radiais de armadura atendia ao dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014) para as solicitações, era necessário o aumento de pinos por linha de armadura.

Segundo o dimensionamento proposto pela norma, a quantidade de aço a ser utilizada é definida pela Equação 7 (Item 2.2.4), onde a tensão solicitante (τ_{sd}) é comparada a tensão resistente do concreto (τ_{Rd3}) no perímetro de contorno crítico C". Neste caso, a τ_{Rd3} possui como parâmetros variáveis a temperatura o f_{ck} e o f_y . Como dito anteriormente, para as lajes analisadas, o f_{ck} não sofreu redução significativa em situação de incêndio, tornando assim o aumento da taxa de armadura correlacionado a perda mecânica do aço em altas temperaturas.

Isto justifica a não necessidade de aumentar o número de linhas radiais, pois este parâmetro é dimensionado para que a região de ruptura a punção da ligação laje-pilar ocorra dentro da região armada. Esse contorno crítico é definido com base na geometria do pilar, altura útil da laje, taxa de armadura à flexão, o f_{ck} e os esforços solicitantes. Como demonstrado no item anterior, os esforços solicitantes tiveram uma

redução expressiva enquanto a redução f_{ck} não contribuiu com perdas mecânicas comparadas ao dimensionamento em temperatura ambiente.

O número de conectores por linhas radiais por sua vez, é definido pelos esforços solicitantes, geometria do pilar, taxa de armadura, altura útil da laje, f_{ck} e por fim f_y . Destes parâmetros, em altas temperaturas, os esforços solicitantes e o f_y tiveram uma redução. Conforme os dados demonstrados no Item 4.2.2, o aço teve redução de 10%, 55% e 78% da sua capacidade mecânica para os tempos de exposição analisados, enquanto a tensão solicitante, conforme Tabela 16, em média reduziu 46% em situação de incêndio.

Para uma exposição de 120 minutos, apenas uma laje necessitou um aumento de armadura, com um acréscimo na área de 6,67%. Já para 180 minutos sob exposição ao incêndio, as lajes que houveram acréscimo de armadura, o valor médio desse aumento de área foi de 88,93%.

No menor tempo de exposição, a redução da capacidade mecânica do aço foi similar a redução das tensões solicitantes, o que gerou um acréscimo pequeno da área de armadura. Já o maior tempo de exposição, o aço perdeu praticamente 70% a mais da resistência comparado a diminuição da redução das tensões solicitantes, o que causou um aumento da área de armadura necessária próximo a este valor.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foram realizadas 9 verificações de armadura de punção para lajes planas, alterando a resistência a compressão do concreto e a espessura da laje, utilizando simulação computacional para verificar a distribuição interna das temperaturas nas seções analisadas.

Com relação ao processamento das simulações pelo *software* ABAQUS/CAE se chegou às seguintes considerações:

- O programa se mostrou adequado ao realizar o processamento das simulações, de maneira que obteve resultados condizentes entre as diferentes análises;
- A confiabilidade e variabilidade dos resultados obtidos pelo programa são atrelados as diretrizes e informações fornecidas ao mesmo, como parâmetros dos materiais e de análise a ser realizadas. Desta maneira, para o correto uso do mesmo depende exclusivamente do operador do *software*.

Em relação ao dimensionamento da armadura de punção de lajes planas, em temperatura ambiente, e verificação sob situação de incêndio, se chegou as seguintes considerações:

- As áreas de aço obtidas neste estudo estão definidas com base em apenas um caso de esforços solicitantes. Caso os esforços solicitantes fossem aumentados proporcionalmente aos esforços resistentes das diferentes lajes, para buscar uma área de armadura de combate a punção similar em todos os casos, acredito que os resultados poderiam ser melhores debatidos;
- As espessuras de lajes analisadas (16cm, 18cm e 20cm) tiveram um adequado desempenho térmico, visto que as temperaturas desenvolvidas em situação de incêndio não trouxeram uma perda mecânica do concreto quando comparado ao dimensionamento em temperatura ambiente conforme NBR 6118 (ABNT, 2014);
- O aumento da área de aço está diretamente correlacionado a perda da capacidade mecânica da armadura. Neste estudo, por simplificação, a

temperatura adotada para o aço foi a mesma a qual a armadura está exposta na camada de cobertura do concreto, o que superestima a temperatura e torna a análise conservadora e antieconômica. Para buscar uma maior otimização da área de aço em situação de incêndio, o incremento da armadura na análise térmica a fim de verificar sua real condição de temperatura pode ser a solução mais eficaz;

- O f_{ck} em situação de incêndio não trouxe alterações para análise, porém o parâmetro é fundamental na determinação da área de aço da armadura de punção em temperatura ambiente pelo método de dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como sugestão à trabalhos futuros destaco os seguintes itens:

- Dado que o principal fator para o acréscimo na área da armadura de punção foi a temperatura considerada, analisar a distribuição de temperatura em lajes com diferentes formas além de totalmente planas podem contribuir com bons resultados;
- Na metodologia proposta, utilizar diferentes casos de esforços solicitantes para as lajes, de maneira que as tensões solicitantes entre os casos sejam proporcionalmente maiores comparada as tensões resistentes das diferentes lajes.

REFERÊNCIAS

ARAUJO, J.M. de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado: Um Exemplo Completo**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Dimensionamento de estruturas de concreto armado: procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2004.

BERTO, A. F. **Incêndios em estruturas de concreto - Estudos de caso significativos em São Paulo**, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 132 – 146, 2019

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. Pini, 2009.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2008. 724 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

DILGER, W. H., e GHALI, A., ***Shear Reinforcement for Concrete Slabs***, ASCE *Journal of Structural Division, Proceedings*, V. 107, No. ST12, 1981.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004.

FERREIRA, M. DE P. **Punção Em Lajes Lisas De Concreto Armado Com Armaduras De Cisalhamento E Momentos Desbalanceados**, 2010.

HALLGREN, M., ***Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs***, 1996.

HAWKINS, N.M., CRISWELL, M.E., and ROLL, F., ***Shear Strength of Slabs Without Shear Reinforcement***, ACI, V. SP 42, No. 30, 1974.

KINNUEN, S., NYLANDER, H., ***Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement***. *Transactions of the Royal Institute of Technology*, No. 158, 1960

KLEIN JUNIOR, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta**. 2011. 208 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MARZOUK, H., HUSSEIN, A., ***Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs***. *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 6, 1991.

MELGES, J. L. P. **Análise Experimental Da Punção Em Lajes De Concreto Armado E Protendido**, 2001.

MOE, J., ***Shearing Strnght od Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads***, 1961.

NASCIMENTO, D., **O incêndio do Edifício Andraus**. São Paulo Antiga, São Paulo,

2 de dez. de 2008. Disponível em < <https://saopauloantiga.com.br/o-incendio-do-andraus-como-nunca-visto-antes/>>

Prédio que desabou em SP era ícone da arquitetura modernista. Veja, São Paulo, 02 de mai. de 2018. Disponível em <<https://veja.abril.com.br/brasil/predio-que-desabou-em-sp-era-icone-da-arquitetura-modernista/>>

REGAN, P. E.; BRÆSTRUP, M. W., *Punching Shear in Reinforced Concrete*. Comité Euro-International du Béton, *Bulletin d'Information*, No. 168, 1985.

REGAN, P. E., *Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs*. *Magazine of Concrete Reserach*, V. 38, No 136, 1986.

SEITO, A., **A Segurança Contra Incêndio No Brasil**. São Paulo: Projeto, 2008. 496 p.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2006.

VANDERBILT, M. D., *Shear Strength of Continuous Plates*. *Journal of Structural Division, Proceedings, ASCE*, V. 98, No. ST5, 1972.

APÊNDICE – DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE

LAJE 1 (h16,f20)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

Utilizando 15 pinos com Ø6.3 em 8 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 2 (h16,f25)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

Utilizando 14 pinos com Ø6.3 em 7 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 3 (h16,f30)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 5,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

Utilizando 14 pinos com Ø6.3 em 6 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 4 (h18,f20)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,39 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 10,5 \text{ cm}$$

Utilizando 13 pinos com Ø6.3 em 5 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 5 (h18,f25)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 10,5 \text{ cm}$$

Utilizando 13 pinos com Ø6.3 em 4 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 6 (h18,f30)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 5,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 10,5 \text{ cm}$$

Utilizando 12 pinos com Ø6.3 em 4 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 7 (h20,f20)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

Utilizando 12 pinos com $\emptyset 6.3$ em 3 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 8 (h20,f25)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

Utilizando 11 pinos com Ø6.3 em 3 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.

LAJE 9 (h20,f30)

- Verificação do contorno **C**, junto ao pilar, temos:

$$\tau_{sd} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 5,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

Logo, há segurança contra o esmagamento do concreto na ligação laje-pilar.

- Na verificação do contorno **C'** temos:

$$\tau_{sd} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$$

Logo, há necessidade do uso de armadura de combate a punção.

$$A_{sw/s} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

Utilizando 10 pinos com $\emptyset 6.3$ em 3 linhas

- Na verificação do contorno **C''** temos:

$$\tau_{sd} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3}$$

Logo, não há necessidade de aumentar a armadura de punção.