



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DE LAJES LISAS NO
COMPORTAMENTO GLOBAL DE EDIFÍCIOS**

ADRIANA PATRÍCIA DE OLIVEIRA SILVA

UBERLÂNDIA - MG
2017

ADRIANA PATRÍCIA DE OLIVEIRA SILVA

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DE LAJES LISAS NO
COMPORTAMENTO GLOBAL DE EDIFÍCIOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera.

UBERLÂNDIA – MG

SILVA, A. P. O. **Análise da Influência da Espessura de Lajes Lisas no Comportamento Global de Edifícios**, 2017. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

RESUMO

O sistema estrutural de lajes lisas apresenta diversas vantagens, no entanto, requer uma análise mais cautelosa em relação à estabilidade às ações horizontais, em especial para edifícios de múltiplos pavimentos e ainda, em relação aos esforços de punção na ligação laje-pilar. As lajes exercem importante papel na distribuição dos esforços decorrentes do vento entre os elementos de contraventamento, pois possuem rigidez praticamente infinita no seu plano, promovendo, assim, o travamento do conjunto. Logo, visando criar subsídios para orientar o uso de lajes lisas em edifícios de múltiplos pavimentos e tirar maior proveito das vantagens deste sistema estrutural, este trabalho teve como objetivo estudar a influência da espessura da laje no comportamento global do edifício, tendo também como variável dos modelos analisados o número de pavimentos da edificação. Foi abordada uma revisão dos métodos de cálculo para verificação das lajes à punção previstos nas normas ABNT NBR 6118:2014, Eurocode 2:2004, ACI 318:14 e EHE:08. Todavia, a análise estrutural foi feita de forma analítica e utilizando ferramenta computacional, com base nas recomendações das ABNT NBR 6118:2014. O parâmetro de estabilidade frente às ações laterais analisado ($FAVt$) sofreu pouca modificação com a alteração da espessura da laje, no entanto, aumentou seguindo o aumento da quantidade de pavimentos, o mesmo se percebeu para os deslocamentos horizontais. As flechas dos pavimentos foram significativamente reduzidas com o aumento da espessura da laje, bem como o comportamento da laje ao puncionamento otimizado.

Palavras-chave: lajes lisas; punção; análise numérico-computacional; espessura da laje; edifício garagem.

SILVA, A. P. O. **Analysis of the Influence of Slab Thickness on Global Behavior of Buildings**, 2017. Thesis, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

ABSTRACT

The structural flat plate system presents several advantages; however, it requires a more cautious analysis regarding the stability to horizontal actions, especially for multiple-storey buildings and also, in relation to the punching shear in the slab-column connection. The slabs are important in the distribution of the load generated by the wind between the bracing elements, since they have practically infinite stiffness in their plane, thus promoting the bolting of the structure. Therefore, in order to create subsidies to guide the use of slabs in multi-floor buildings and to apply the advantages of this structural system, this work had as objective the study of the influence of slab's thickness on the overall behaviour of the building, as well as the influence of the number of floors of the building. A review of the calculation methods for the verification of the slabs to punching shear was provided according to the codes ABNT NBR 6118: 2014, Eurocode 2: 2004, ACI 318: 14 and EHE-08. However, the structural analysis was done analytically and using a computational tool, based on the recommendations of ABNT NBR 6118: 2014. Although the parameter of stability against the lateral actions analysed ($FAVt$) was slightly modified by the change of the slab thickness, it growth as the number of floors increased, and the same was noticed for the horizontal displacements. The vertical floor deformation was significantly reduced with increasing slab thickness, as well as the slab behaviour due to punching was optimized.

Keywords: flat plate; punching shear; numerical-computational analysis; slab thickness; parking garage.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Justificativa do Trabalho	1
1.2	Objetivos	2
2	Contextualização do Tema e Revisão Bibliográfica	2
2.1	Sistema Estrutural	5
2.2	Recomendações normativas: normas nacionais e internacionais.....	11
2.2.1	ABNT NBR 6118:2014	11
2.2.2	ACI 318:14	20
2.2.3	Eurocode 2:2004.....	24
2.2.4	EHE:2008 - Instrucción de Hormigón Estructural	31
3	Definição do Projeto	35
3.1	Pré-dimensionamento de pilares	37
4	Análise Estrutural	41
4.1	Método dos Pórticos Equivalentes	41
4.2	Verificação da Punção	45
4.3	Modelagem numérico-computacional	56
5	Comportamento Global do Edifício	60
5.1	Estabilidade Global.....	60
5.2	Flecha nos Pavimentos.....	64
5.3	Esforços nas lajes e pilares	65
6	Conclusão	68
	Referências	1
	APÊNDICE A	74
	APÊNDICE B.....	81
	APÊNDICE C.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Empenamento da seção transversal do núcleo rígido	5
Figura 2 – Superfície de ruína por puncionamento na ligação laje-pilar de lajes lisas	9
Figura 3 – Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto de acordo com ABNT NBR 6118:2014	12
Figura 4 - Posições das superfícies de ruína para lajes com armadura de punção	12
Figura 5 – Perímetro crítico reduzido para o contorno C' em pilares de borda	15
Figura 6 – Excentricidade do perímetro crítico reduzido para pilares de borda.....	16
Figura 7 – Perímetro crítico reduzido para pilares de canto.....	17
Figura 8 – Detalhe da ancoragem da armadura de colapso progressivo	19
Figura 9 - Definição da seção crítica no caso de capitel ou <i>drop panel</i>	20
Figura 10 - Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto de acordo com ACI 318:14	21
Figura 11 – Perímetro crítico para pilares internos, de borda e de canto - Eurocode 2:2004 ..	25
Figura 12 – Perímetro reduzido e indicação das dimensões c_1 e c_2	29
Figura 13 – Definição da seção crítica no caso de capitel ou <i>drop panel</i> , em que $I_H < 2h_H$	30
Figura 14 - Definição da seção crítica no caso de capitel ou <i>drop panel</i> , em que $I_H > 2h_H$	31
Figura 15 – Perímetro crítico para pilares internos, de borda e canto – EHE:2008	31
Figura 16 – Perímetro crítico fora da armadura de cisalhamento ($u_{n,ef}$).....	33
Figura 17 – Perímetro crítico u_0	34
Figura 18 - Planta baixa: locação das vagas de estacionamento e da estrutura.....	36
Figura 19 – Vista em diferentes perspectivas dos modelos com 4, 8, 12 e 16 pavimentos.....	37
Figura 20 – Área de influência dos pilares	38
Figura 21 – Divisão de do painel para cálculo dos esforços	42
Figura 22 – Definição dos pórticos para aplicação do Método dos Pórticos Equivalentes.....	43
Figura 23 – Pilares selecionados para verificação da punção	45
Figura 24 – Planta de formas Pavimento 2, modelo com quatro pavimentos	57
Figura 25- Planta de formas Pavimento 2, modelo com oito pavimentos.....	58
Figura 26 - Planta de formas Pavimento 2, modelo com 12 pavimentos	58
Figura 27 - Planta de formas Pavimento 2, modelo com 16 pavimentos	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Perímetro crítico para pilares internos.....	13
Tabela 2 – Valores do coeficiente K	13
Tabela 3 – Valores de W_p para pilares internos	14
Tabela 4 – Perímetros críticos reduzidos para pilares de borda	15
Tabela 5 – Perímetros críticos reduzidos para pilares de canto.....	17
Tabela 6 – Fator de modificação λ	22
Tabela 7 – Valores mínimos das espessuras de lajes sem vigas internas	24
Tabela 8 - Coeficiente que considera a excentricidade das cargas.....	39
Tabela 9 - Resultados do pré-dimensionamento dos pilares	40
Tabela 10 – Cálculo da carga total atuante no pavimento	42
Tabela 11 – Carga atuante nos pórticos da direção horizontal.....	43
Tabela 12 - Carga atuante nos pórticos da direção vertical.....	44
Tabela 13 – Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal	46
Tabela 14 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical	47
Tabela 15 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal	47
Tabela 16 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical	48
Tabela 17 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal	48
Tabela 18 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical	49
Tabela 19 – Dados para dimensionamento da laje à punção	49
Tabela 20 - Dados para dimensionamento da laje à punção.....	50
Tabela 21 - Dados para dimensionamento da laje à punção.....	50
Tabela 22 - Dados para dimensionamento da laje à punção.....	51
Tabela 23 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P1	52
Tabela 24 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P2	52
Tabela 25 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P9	53
Tabela 26 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P20	53
Tabela 27 – Cálculo da armadura de colapso progressivo – P1	55
Tabela 28 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P2.....	55
Tabela 29 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P9.....	56

Tabela 30 – Parâmetro $FAVt$ de avaliação da estabilidade global fornecido pelo CAD/TQS	.62
Tabela 31 – Deslocamentos horizontais dos modelos estudados	63
Tabela 32 – Flechas máximas obtidas para as diferentes espessuras de lajes e números de pavimentos	65
Tabela 33 – Flechas máximas do Pórtico 6	65
Tabela 34 – Dimensionamento das lajes a punção, esforços TQS – P1	67
Tabela 35 - Dimensionamento das lajes a punção, esforços TQS – P9	67
Tabela 36 – Cálculo da armadura de colapso progressivo – P1	68
Tabela 37 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P9	68

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Dimensão correspondente a parte do perímetro crítico reduzido
a'	distância do contorno do pilar ao perímetro de controle considerado
A_i	Área de influência do pilar
$A_{s,ccp}$	Área de armadura necessária de colapso progressivo
A_{sw}	Área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C'
b_x e b_y	Dimensões do perímetro de controle
c_1 e c_2	Dimensões do pilar
d	Altura útil da laje no contorno crítico estudado
D	Diâmetro do pilar circular
d_a	Altura útil da laje no contorno C_1' quando se utiliza capitel ou <i>drop panel</i>
d_c	Altura útil da laje na face do pilar quando se utiliza capitéis ou <i>drop panel</i>
$d\ell$	Comprimento infinitesimal do perímetro crítico
e	Distância de $d\ell$ ao eixo que passa pelo centro do pilar em torno do qual atua M_{sd}
e^*	Excentricidade do perímetro crítico reduzido
e_{par}	Excentricidade paralela a borda livre da laje
e_x e e_y	Excentricidades relativas aos eixos X e Y, respectivamente
$FAVt$	Fator de Amplificação de Esforços Horizontais ou de Vento
f_{bd}	Resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica a compressão do concreto
F_{Sd}	Força normal de cálculo
$F_{Sd,ef}$	Força efetiva de cisalhamento
f_{yd}	Valor de cálculo da resistência do aço
f_{ywd}	Resistência de cálculo da armadura de punção
g	Carga nominal permanente
K	Coeficiente que fornece parcela de momento que é transmitida entre laje e pilar
ℓ_b	Comprimento de ancoragem básico

$\ell_{b,min}$	Comprimento de ancoragem mínimo
$\ell_{b,nec}$	Comprimento da ancoragem necessário
ℓ_c	Distância entre a borda do capitel e a face do pilar
$M_{I,tot,d}$	Momento de tombamento
$M_{f,apoio}$	Momento fletor arredondado, no apoio
$M_{f,vão}$	Momento fletor arredondado, no meio do vão
M_{Sd}	Momento desbalanceado de cálculo
N_k	Força normal nominal
p	Distância da face do pilar até a última linha de armadura de punção
q	Carga nominal acidental
R	Reação de apoio do pilar
s_r	Espaçamento radial entre linhas de armadura de punção
t	Dimensão do apoio
u	Perímetro crítico
u^*	Perímetro crítico reduzido
$u_{n,ef}$	Perímetro de controle em que a armadura de cisalhamento é dispensada
W_p	Módulo de resistência plástica do perímetro crítico
α	Inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje
β	Razão entre a maior e a menor dimensão do pilar
β'	Coefficiente que leva em conta os efeitos da excentricidade da carga
β''	Coefficiente que leva em conta os efeitos da excentricidade da carga
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_z	Coefficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem
$\Delta M'$	Variação do momento fletor utilizado no arredondamento do diagrama de momento fletores
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação
λ	Fator de modificação para redução das propriedades mecânicas do material do concreto leve em relação ao concreto normal
ρ	Taxa geométrica de armadura longitudinal
σ_{cp}	Tensão normal
σ_s	Tensão de compressão nas barras das armaduras

$\tau_{Rd,cs}$	Resistência ao cisalhamento da laje com armadura de cisalhamento na seção de controle analisada
$\tau_{Rd,Max}$	Máxima resistência ao cisalhamento na seção de controle analisada
$\tau_{Rd1}, \tau_{Rd2}, \tau_{Rd3}$	Tensão resistente de cálculo
τ_{Rdc}	Parcela da tensão resistente de cálculo referente ao concreto
τ_{Rds}	Parcela da tensão resistente de cálculo referente a armadura
τ_{Sd}	Tensão solicitante de cálculo

1 Introdução

O aumento da densidade populacional nos centros urbanos torna mais comum a construção de edifícios altos e esbeltos. Assim, cresce também a importância de estudos para aprimorar a análise estrutural desse tipo de edificação, a fim de se obter estruturas mais eficientes e econômicas.

Existem diversos tipos de sistemas estruturais e diante dos avanços na direção de industrializar a construção civil, diminuindo a necessidade de mão de obra, o tempo de execução e trazendo a melhora da qualidade do edifício, o sistema estrutural de lajes lisas pode ser uma boa alternativa.

Diante disto, este trabalho objetiva estudar o sistema estrutural de lajes lisas, considerando núcleo estrutural, e a influência de variáveis como a espessura de lajes lisas e a altura do edifício no comportamento global do edifício.

Na concepção estrutural de um edifício existem várias possibilidades e com a abordagem feita neste trabalho, é possível auxiliar o engenheiro de estruturas na definição de um projeto estrutural melhor, do ponto de vista técnico e econômico.

Segundo Feitosa e Alves (2015), os fatores que mais influenciam diretamente na estabilidade global de edifícios são os carregamentos verticais e a rigidez da estrutura. Com um acréscimo de cargas verticais, tem-se um aumento no valor dos esforços de 2ª ordem, enquanto que, um aumento de rigidez leva a menores valores de deslocamentos laterais. Assim sendo, analisar a influência da espessura da laje, de forma a buscar um equilíbrio entre uma rigidez suficiente para a estabilidade e um peso próprio adequado, será o objeto de estudo desse Trabalho de Conclusão de Curso.

1.1 Justificativa do Trabalho

As lajes lisas apresentam diversas vantagens em relação a outros sistemas estruturais que justificam seu uso e motiva o estudo, visto que estão sendo mais usadas, e requerem uma análise estrutural mais cautelosa, em relação à estabilidade às ações horizontais, em especial

para edifícios de múltiplos pavimentos e ainda em relação aos esforços de punção na ligação laje-pilar.

Por meio deste trabalho tem-se a finalidade de contribuir na definição do modelo mais eficiente de um edifício em lajes lisas de múltiplos pavimentos, a fim de aperfeiçoar os projetos de engenharia que utilizam este sistema estrutural.

1.2 Objetivos

Este trabalho de pesquisa contempla a análise estrutural de modelos de edifícios garagem em lajes lisas de concreto armado, com núcleos rígidos, utilizando ferramentas de modelagem computacional. Para tanto, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar os conceitos e modelos de cálculo estabelecidos por normas internacionais e pela norma nacional quanto ao dimensionamento de lajes lisas à punção.
- Dissertar sobre as vantagens e desvantagens do sistema estrutural de lajes lisas.
- Avaliar a influência da espessura das lajes lisas no comportamento global de edifícios de múltiplos pavimentos.
- Avaliar a influência da alteração da rigidez do edifício, por meio da variação de, não somente da espessura da laje, mas também do número de pavimentos da edificação.
- Analisar o comportamento estrutural dos modelos de edifícios com relação à estabilidade global, utilizando-se o parâmetro γ_z ; aos deslocamentos horizontais; ao puncionamento da laje; aos esforços atuantes na laje e à flecha nos pavimentos.

2 Contextualização do Tema e Revisão Bibliográfica

Em projeto de edifícios altos, o comportamento estrutural do edifício quanto à estabilidade lateral apresenta grande importância e por isso deve-se fazer a consideração adequada dos fatores que têm influência nessa análise. Dentre esses aspectos são relevantes, além das

propriedades físicas e mecânicas do material e do modelo representativo de cálculo, a definição dos elementos estruturais a compor a estrutura de contraventamento.

Segundo Franco (1995), cada elemento estrutural contribui para a estabilidade lateral em grau maior ou menor, não sendo ideal supor apenas a contribuição dos elementos de maiores rigidezes como elementos de contraventamento e desprezar o restante da estrutura, considerando-a contraventada. Inclusive, o progresso das análises feitas em computador, possibilita com maior facilidade a consideração de um grande número de elementos, e os resultados obtidos comprovam que mesmo os elementos esbeltos são de fundamental importância para a eficiência do sistema de contraventamento, bem como para a economia deste. Dessa forma, é interessante considerar a estrutura toda como sendo o contraventamento.

Franco (1995) em seu trabalho apresentou diversos casos em que o uso do modelo espacial abrangente, que incluía não somente os elementos de maiores rigidezes, como pilares paredes da caixa de elevador e escada, mas também pórticos esbeltos, tais como pórticos formado por pilares solidarizados a faixas de lajes, aumentou a rigidez global do edifício de um fator 4, com relação a rigidez devida apenas a pilares parede.

Martins (2001) desenvolveu trabalho nessa mesma linha de pesquisa, em que analisou o comportamento estrutural de edifícios de andares múltiplos, formado por sistema estrutural constituído de vigas, pilares, lajes e núcleos, no qual levou em consideração a rigidez transversal à flexão das lajes, bem como seu comportamento de diafragma infinitamente rígido em seu plano horizontal. Em seu trabalho o núcleo de rigidez foi considerado com sete graus de liberdade, para que fosse considerada a deformação do núcleo proveniente do empenamento. A laje junto ao núcleo exerce a função de manter a seção transversal deste constante, enquanto ocorrer o empenamento, e impede parcialmente a deformação longitudinal do núcleo estrutural devido à torção.

Com isso, Martins (2001) observou que ao computar a rigidez à flexão das lajes na estrutura, os deslocamentos horizontais dos pavimentos são menores que os obtidos pelo modelo que as consideram como diafragmas totalmente flexíveis. Houve uma diminuição do deslocamento horizontal do corpo rígido da laje da ordem de 31%, devido à contribuição da rigidez da laje e considerando a teoria de 2ª ordem, essa redução foi de 34%. Em geral, os esforços em teoria de 2ª ordem considerando a rigidez transversal da laje, foram menores que os esforços em

teoria de 1ª ordem sem a consideração da rigidez da laje. Os esforços normais nos pilares também diminuíram, devido ao impedimento ao empenamento do núcleo pela laje, que faz surgir no núcleo esforços normais e um bimomento, e dessa forma há um alívio nos esforços normais dos pilares, ocorrendo redistribuição dos esforços nos demais elementos estruturais. Foi observado ainda que ao aumentar a espessura da laje há uma diminuição dos deslocamentos laterais, pois a estrutura torna-se mais rígida.

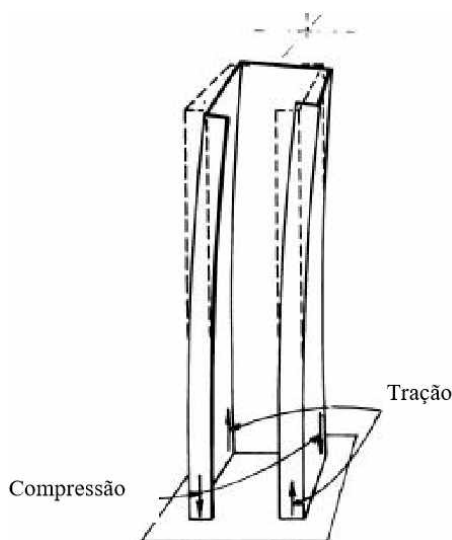
Feitosa e Alves (2015) em seu trabalho estudaram a eficiência de pilares em “U” e pilares-paredes como estruturas de contraventamento para edifícios de lajes lisas em concreto protendido. Os modelos foram analisados no programa comercial CAD/TQS, a fim de avaliar a influência na estabilidade global do edifício de alguns parâmetros de modelagem, tais como: geometria dos pilares, espessura das lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não-linearidades físicas dos elementos, rigidez das ligações entre lajes e pilares, entre outros. Quando se aumentou a espessura da laje protendida do modelo analisado por Feitosa e Alves (2015), verificou-se melhora no comportamento do modelo relativo à estabilidade global, devido ao acréscimo de rigidez na ligação laje-pilar e na rigidez transversal à flexão da laje, que foi capaz de compensar o aumento de peso da estrutura.

Com base nos trabalhos citados percebe-se a importância da consideração da rigidez da laje para o comportamento global de edifícios, seja no seu próprio plano ou transversalmente, visto que a laje atua tanto na redistribuição de esforços, como dando maior rigidez ao edifício frente às ações horizontais. Portanto, o presente trabalho pretende avaliar o quanto a variação da rigidez da laje pode influenciar no comportamento global do edifício, por meio da variação das espessuras da laje. Foi considerada ainda, neste trabalho, a variação na esbelteza do edifício ao variar a quantidade de pavimentos do modelo.

A inclusão de núcleos rígidos no sistema estrutural de lajes lisas pode gerar um maior grau de complexidade do modelo de cálculo. A norma ABNT NBR 6118:2014 admite para a determinação dos esforços nas lajes a utilização de processo elástico aproximado, chamado de método dos pórticos equivalentes, se os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes. No entanto, quando se considera núcleos de rigidez como parte do sistema estrutural, não há um critério totalmente definido para esse tipo de avaliação.

Além disso, os núcleos estruturais podem estar sujeitos ao fenômeno de empenamento que ocorre devido ao seu formato e dimensões, semelhante ao de um perfil delgado aberto, que quando submetido à torção, faz com que suas seções transversais, originalmente planas, empenem, provocando tensões normais de tração e compressão (Figura 1), as quais integradas sob a área da seção transversal fornecem a grandeza, da teoria de Vlassov (1962), denominada de bimomento, que provoca a flexo-torção (MATIAS JR., MORI, 1997). As tensões normais adicionais são provocadas pela variação do momento torçor aplicado ao longo da altura do núcleo ou quando existem vínculos que impeçam total ou parcialmente o empenamento da seção da base, como, por exemplo, vigas, lintéis ou lajes. Destaca-se que se a rigidez transversal à flexão da laje não for considerada o bimomento na seção transversal do núcleo é nulo.

Figura 1 – Empenamento da seção transversal do núcleo rígido



Fonte: Smith, Coull (1991)

2.1 Sistema Estrutural

O sistema estrutural de lajes apoiadas diretamente sobre pilares, sem vigas, é chamado de lajes cogumelo, quando os pilares possuem capitéis, e, de lajes lisas, se os pilares não têm capitéis (ABNT NBR 6118:2014).

Tanto as lajes lisas quanto as lajes cogumelo apresentam algumas vantagens em relação ao sistema convencional de lajes, vigas e pilares, mas, ao mesmo tempo, requerem maiores cuidados em relação à análise estrutural. A evolução no desempenho dos materiais e dos

métodos construtivos na direção de industrializar este setor e reduzir a mão de obra necessária, e ainda, o desenvolvimento dos computadores, que por meio dos *softwares* possibilitam o cálculo de estruturas mais complexas, permite um melhor aproveitamento das vantagens desse sistema estrutural.

O uso de lajes sem vigas tem vantagens construtivas, visto que possibilita a simplificação da execução das fôrmas e do escoramento e a redução da quantidade desses materiais por área de piso. A redução dos recortes das fôrmas, necessário apenas na ligação com os pilares, leva a um menor desperdício de materiais, maior facilidade para montar e desmontar, o que gera menos estragos, e assim permite maior reaproveitamento e possibilidade de uniformização do escoramento (ALBUQUERQUE; PINHEIRO, 2002).

As armaduras de lajes lisas também são simplificadas. Como armadura de punção tem-se a opção de utilizar armaduras já montadas, compradas prontas para o uso e no caso da armadura de flexão, tem-se a opção de utilizar telas soldadas, que são fácil posicionamento nas fôrmas. As armaduras de punção, quando necessárias, se localizam em uma pequena região, apenas nas proximidades dos pilares, além de que, a ausência de vigas leva a economia de todas as armaduras que nelas seriam usadas. Assim, além da maior racionalização de materiais e mão de obra, há uma melhoria da qualidade e segurança da estrutura, pois, com a utilização de armaduras mais simplificadas, evitam-se erros na colocação das armaduras e facilita a inspeção e conferência destas (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a menor quantidade de recortes na estrutura simplifica ainda a concretagem, pois diminuem os obstáculos, facilitando o acesso de vibradores e resultando em um concreto de melhor qualidade, com melhor acabamento final, menos vazios e armaduras expostas. Quanto melhor o acabamento das estruturas, menor é o custo com revestimento dos elementos estruturais.

Melhores benefícios relacionados à concretagem podem ainda ser obtidos com a utilização de concreto autoadensável, também chamado de CAA. Esse tipo de concreto possibilita uma execução mais rápida, com economia de mão de obra, proporciona, também, uma melhor uniformidade do concreto, podendo assim resultar em um produto final de melhor qualidade, e por vezes, dispensar a necessidade de acabamentos posteriores. O aumento da qualidade leva, ainda, a uma maior durabilidade do concreto, prolongando a vida útil da estrutura e

evitando futuras manifestações patológicas. Além disso, o concreto autoadensável proporciona a redução de ruídos, sendo adequado para áreas com esse tipo de restrições. Nesse contexto, o concreto autoadensável está sendo cada vez mais utilizado como uma alternativa ao concreto convencional, com boa relação custo-benefício, conjuntura esta proporcionada pelo desenvolvimento da tecnologia do concreto e de aditivos, aliado a escassez e o encarecimento de mão de obra (VIEIRA, 2013).

A implantação das instalações elétricas e hidráulicas também se beneficia da simplificação da estrutura. A exclusão das vigas possibilita um melhor arranjo das instalações, diminuindo a quantidade de trechos curvos e dispensando a perfuração das vigas para vias de passagem, podendo as lajes serem perfuradas ou se passar dutos em seu interior, em posições pré-definidas no projeto, sem prejuízo da estrutura, em função da maior capacidade de redistribuição de esforços. No mercado estão disponíveis vários subsistemas e soluções que permitem um melhor aproveitamento dessas vantagens como, por exemplo, os de *shafts* pré-montados, fornecidos em forma de kits, que podem evitar retrabalhos e resultam em maior qualidade e rapidez (CICOLIN, 2007).

O uso de lajes lisas oferece também vantagens do ponto de vista arquitetônico, em razão da ausência de vigas, que poderiam condicionar a localização das divisórias dos ambientes, leva a uma maior liberdade na definição de espaços internos e facilidade na realização de reformas e modificações futuras. Essa flexibilidade é muito indicada para edifícios que necessitam de variações de paginação entre os apartamentos, edifícios sofisticados com um único apartamento por pavimento ou edifícios com pavimentos muito distintos, como, por exemplo, hospitais e empresas. A ausência de vigas apresenta ainda, segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a vantagem da dispensa do espessamento de revestimentos para uniformização das espessuras das paredes com as das vigas e maior liberdade na execução de fachadas devido a não utilização de vigas nas bordas externas do edifício.

As vantagens de utilização desse sistema estrutural são melhores aproveitadas em estruturas onde a distribuição de pilares em planta é mais regular, com vãos também regulares, e ações verticais com pequenas variações nos valores em um mesmo painel e entre os painéis que compõem o pavimento, uma vez que o contrário complicaria significativamente o modelo para determinação dos esforços no projeto da estrutura e poderia dificultar as atividades de armação (CICOLIN, 2007).

No entanto, apesar das vantagens citadas, esse sistema estrutural pode apresentar problemas quanto à estabilidade global do edifício, à deformação das lajes e quanto à punção.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a punção é um tipo de ruína que pode ocorrer quando forças concentradas de grande intensidade ou atuando em pequenas áreas provocam altas tensões de cisalhamento, podendo causar a ruína da laje ao perfurá-la. Como exemplo desta situação, tem-se a reação do pilar ao carregamento aplicado na laje quando ela se apoia diretamente no pilar, visto que nesse sistema estrutural as lajes devem estar rigidamente ligadas aos pilares. A punção está associada aos esforços de cisalhamento e provoca uma separação completa entre a laje e o pilar. Como este tipo de ruína é frágil e ocorre de forma abrupta, na diretriz de projeto deve-se garantir que, caso a ruína ocorra, ela não se dê por punção, mas sim por flexão. Logo, deve ser feita a verificação das lajes à punção na região de contorno dos pilares. Nessa verificação, de acordo com ABNT NBR 6118:2014, o efeito de momentos fletores transferidos do pilar para a laje deve ser considerado.

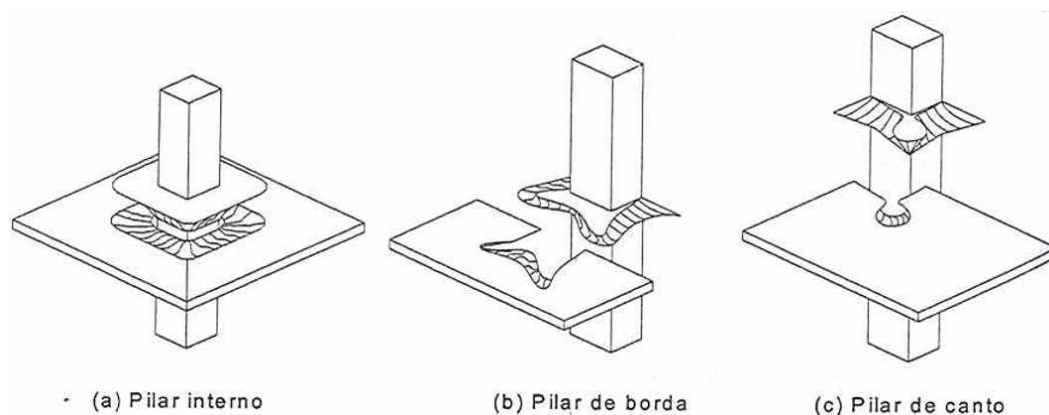
Segundo o livro Melges *et al.* (2015), a superfície de ruína para pilares internos, com lajes e carregamento simétricos, apresenta um formato troncônico ou tronco-piramidal. Essa superfície inicia-se no contorno do pilar, na face onde a reação é aplicada, e cruza a seção transversal da laje com uma inclinação de 30° a 35° em relação ao plano horizontal. Para pilares de extremidade e de canto, a superfície de ruína se altera junto às bordas livres e permanece com a mesma forma dos pilares internos junto ao canto interno dos pilares de canto e junto à face interna dos pilares de borda. A Figura 2 ilustra esse comportamento das superfícies de ruptura. A presença de momentos torçores e fletores nestes tipos de ligação são fatores preponderantes na definição dessa superfície de ruína (MELGES *et al.*, 2015).

É válido destacar que em edifícios de vários pavimentos, a ação concentrada a ser considerada na verificação da punção de uma determinada laje está relacionada aos carregamentos aplicados nesta laje e não à força normal que atua no pilar (MELGES *et al.*, 2015).

Com a finalidade de diminuir a possibilidade de puncionamento da laje têm-se algumas alternativas, seja para reduzir as tensões atuantes, ou aumentar as tensões resistentes. No caso em que a verificação no contorno C não for atendida tem-se a opção de se aumentar a espessura da laje na região, por meio da utilização de capitéis ou *drop panels*, ora a associação de ambos, ou ainda aumentar as dimensões do pilar. Se o problema estiver na

verificação do contorno C' em lajes sem armadura de punção, pode-se aumentar a taxa de armadura longitudinal da laje ou adicionar armadura de punção. Já no contorno C' em lajes armadas, a alternativa seria aumentar a taxa de armadura longitudinal da laje na região, aumentar o diâmetro dos pinos, elevar o número de conectores por linha ou diminuir o espaçamento entre as linhas. Enquanto que, no caso do contorno C'', pode-se aumentar a taxa de armadura longitudinal da laje ou ainda elevar o número de linhas de conectores. São possíveis também outras soluções, como a utilização na laje de um concreto de maior resistência à compressão e o uso de fibras na região da ligação. Todavia, é necessário fazer um estudo da melhor alternativa para cada situação, pois em certas condições, soluções como o uso de capitéis ou *drop panels*, por exemplo, podem ser indesejáveis do ponto de vista arquitetônico ou construtivo. Vale ainda destacar, que o uso de armaduras de punção é uma alternativa vantajosa do ponto de vista estrutural, uma vez que esse tipo de reforço, além de aumentar a resistência, aumenta também a ductilidade da ligação, que seria a capacidade de suportar grandes deformações até a ruptura (MELGES *et al.*, 2015).

Figura 2 – Superfície de ruína por puncionamento na ligação laje-pilar de lajes lisas



Fonte: CARVALHO E PINHEIRO (2009)

Segundo Castelo Branco (1989), a ausência de vigas reduz a rigidez da estrutura às ações laterais, visto que impede a formação dos pórticos convencionais de vigas e pilares. Conforme abordagem já realizada neste trabalho, tem-se a possibilidade de consideração da resistência a flexão das lajes e assim considerar pórticos formados por lajes e pilares. No entanto, se não for suficiente para garantir a estabilidade global do edifício, pode-se utilizar elementos de contraventamento, como por exemplo, núcleos rígidos ou paredes estruturais. Todavia, esse tipo de solução pode complicar o modelo de cálculo, uma vez que se torna necessário equacionar a posição em planta de tais núcleos. A transferência dessas ações aos elementos

mais rígidos se dá através das ligações destes com as lajes, assim, há um incremento nas solicitações das lajes à punção. Logo, é preferível que os elementos de contraventamento em planta estejam situados nas regiões internas da laje, visto que nessas regiões a seção resistente à punção é sempre maior que nas bordas, para apoios de mesmas dimensões.

Para esse sistema estrutural tem-se ainda a possibilidade de colocação de vigas apenas nas bordas externas do pavimento, que embora possa ocasionar a perda de algumas das vantagens do sistema citadas, melhora seu comportamento em relação a aspectos como: diminuição dos descolamentos transversais das bordas externas da laje; aumento da rigidez do edifício às ações laterais; redução de problemas com punção nas lajes, visto que os pilares de borda e canto estão mais susceptíveis a sofrer punção, em razão da menor área de contato com a laje e ainda as vigas de borda, se não invertidas, ajudam a evitar a propagação de fogo em caso de incêndios.

Em um edifício, uma ruptura inicial localizada pode se propagar e ocasionar a ruína generalizada de um pavimento ou até de toda a estrutura. Esse processo é identificado pelo termo de colapso progressivo. Após uma ruptura localizada de um elemento, a estrutura deve trabalhar em conjunto, mantendo suas resistências, mesmo após grandes deformações (flechas e rotações), de modo a suportar as transferências de cargas, resultantes da perda de um elemento estrutural (TQS, 2017).

Nesse contexto, quando tem início o fenômeno da punção, as armaduras negativas presentes na região dos apoios das lajes lisas tendem a romper o cobrimento superior, no ponto em que a fissuração começou, deformando consideravelmente a laje. Sendo assim, é preciso aumentar a ductilidade da ligação laje-pilar, que corresponde ao aumento da capacidade de plastificação da estrutura, que lhe permite a sustentação de cargas, mesmo após grandes deformações. A armadura de punção, apesar de ser capaz de aumentar a ductilidade da ligação laje-pilar, é, muitas vezes, insuficiente para evitar o colapso progressivo. Logo, para que a estrutura seja capaz de absorver as tensões residuais de cisalhamento, conforme a ABNT NBR 6118:2014, deve ser prevista a utilização de barras na face inferior da laje (armadura positiva), passando pelos pilares ou ancoradas neles, chamadas de armadura de colapso progressivo.

2.2 Recomendações normativas: normas nacionais e internacionais

Com base no que foi apresentado, é possível constatar que o dimensionamento à punção é um ponto crítico no projeto de lajes lisas e a verificação da capacidade resistente da ligação laje-pilar é feita normalmente utilizando-se as recomendações de normas de projeto. Não obstante, tanto a norma nacional quanto as normas internacionais apresentam diferenças quanto aos modelos de cálculo utilizados para o dimensionamento de lajes lisas à punção. Logo, para melhor percepção dessas diferenças, neste capítulo foi abordada uma revisão dos métodos de cálculo para verificação das lajes à punção previstos nas normas ABNT NBR 6118:2014, Eurocode 2:2004, ACI 318:14 e EHE-08.

2.2.1 ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece três superfícies críticas para a verificação do cisalhamento, que devem ser verificadas em função da presença ou ausência de armadura de punção.

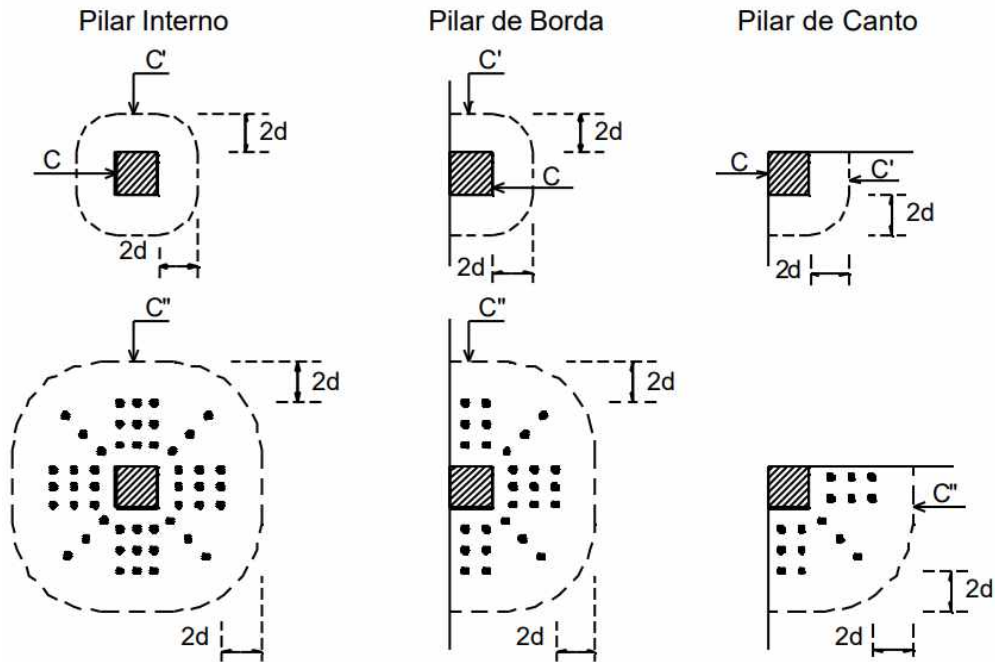
Quando não for prevista armadura de punção, devem ser feitas duas verificações correspondentes à:

- Tensão de compressão diagonal do concreto por meio da tensão de cisalhamento ($\tau_{Rd2} \geq \tau_{Sd}$) no contorno que circunda o pilar, nomeado de contorno C;
- Capacidade da ligação à punção, associada à resistência do concreto à tração diagonal ($\tau_{Rd1} \geq \tau_{Sd}$) no contorno C', afastado $2d$ da face do pilar.

Desse modo, avalia-se a necessidade de reforço da ligação por armadura de punção e caso seja necessária, verificam-se três superfícies críticas: o contorno C, para verificação da compressão na biela ($\tau_{Rd2} \geq \tau_{Sd}$); o contorno C', para verificação da tração no tirante ($\tau_{Rd3} \geq \tau_{Sd}$) e o contorno C'', afastado $2d$ da última linha de armadura, também, para verificação da tração no tirante ($\tau_{Rd1} \geq \tau_{Sd}$).

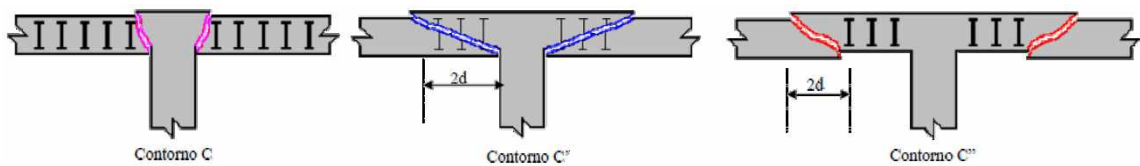
A determinação de cada um dos contornos críticos C, C' e C'' varia de acordo com a posição do pilar na estrutura, conforme indicado na Figura 3. A Figura 4 indica a posição das superfícies de ruínas quando se utiliza armadura de punção.

Figura 3 – Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto de acordo com ABNT NBR 6118:2014



Fonte: Guarda et al (2000)

Figura 4 - Posições das superfícies de ruína para lajes com armadura de punção



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação

As tensões solicitantes variam de acordo com a posição dos pilares e carregamentos que neles atuam. A tensão solicitante nas superfícies críticas C e C', para pilar interno com carregamento simétrico, é obtida pela Equação 1.

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

onde d é a média das alturas úteis nas duas direções ortogonais, na região da laje considerada; u é o perímetro crítico no contorno estudado (Tabela 1) e F_{sd} é a força concentrada ou a reação de apoio de cálculo.

Tabela 1- Perímetro crítico para pilares internos

Contorno crítico	Perímetro Crítico (u)
C	$u_0 = 2(c_1 + c_2)$
C'	$u_1 = 2(c_1 + c_2) + 4\pi d$
C''	Depende da distribuição de armadura, para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se: $u_2 = 2(c_1 + c_2) + 4\pi d + 2\pi p$

Fonte: Adaptado de Guarda et al (2000)

Na Tabela 1 os valores de c_1 e c_2 se referem às dimensões do pilar e p à distância da face do pilar até a última linha de armadura.

Se além da força vertical, existir transferência de momento da laje para o pilar, o efeito de assimetria deve ser considerado. Nesse caso, a tensão solicitante pode ser obtida por meio da Equação 2.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} + \frac{K_1 \times M_{sd1}}{W_{p1} \times d} + \frac{K_2 \times M_{sd2}}{W_{p2} \times d} \quad (2)$$

onde K é o coeficiente que fornece a parcela de momento desbalanceado de cálculo (M_{sd}) transmitida ao pilar por cisalhamento. Esse coeficiente K depende da relação entre as dimensões do pilar (c_1/c_2), em que c_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força e c_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força. O coeficiente K assume os valores indicados na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores do coeficiente K

c_1/c_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014

Os valores de W_p correspondem ao módulo de resistência plástica do perímetro crítico dado pela Equação 3, em que se despreza a curvatura dos cantos do perímetro crítico.

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

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

Para pilares retangulares internos, W_p é calculado de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de W_p para pilares internos

Contorno crítico	W_p
C	Não se considera a influência do momento fletor neste perímetro crítico
C'	$W_p = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$
C''	Depende da distribuição de armadura, para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se: $W_p = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 + 2c_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi c_1 p$

Fonte: Adaptado de Guarda *et al* (2000)

Para pilares de borda, quando não houver atuação de momento no plano paralelo à borda livre, a tensão solitante é obtida pela Equação 4. Sendo M_{sd} o momento de cálculo resultante dado pela Equação 5.

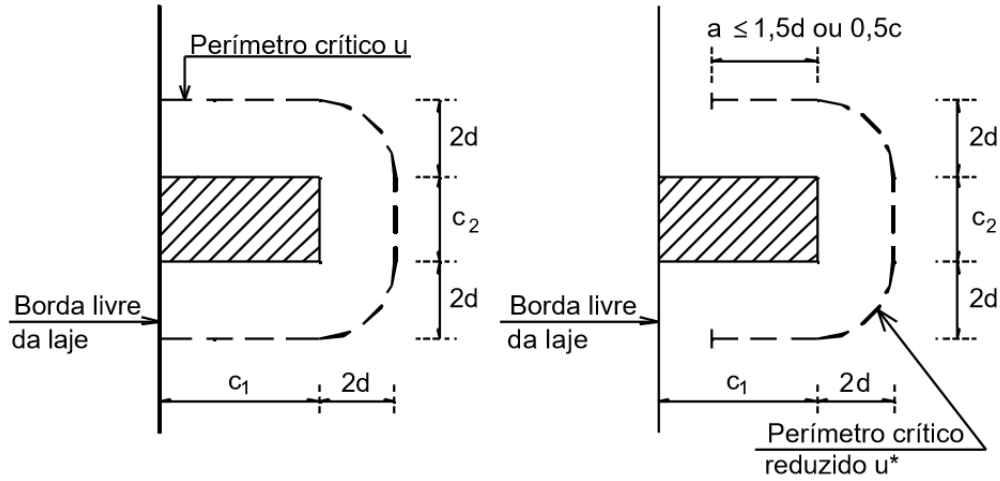
$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \times d} + \frac{K_1 \times M_{sd}}{W_{p1} \times d} \quad (4)$$

$$M_{sd} = (M_{sd1} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (5)$$

em que M_{sd1} é o momento no plano perpendicular à borda livre; M_{sd}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido (e^*) em relação ao centro do pilar, no plano perpendicular à borda livre (Equação 6). O coeficiente K_1 assume os valores da Tabela 2, com c_1 e c_2 de acordo com a Figura 5, W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado em relação ao centro geométrico do perímetro crítico (u) e u^* é o perímetro crítico reduzido (Figura 5). A Tabela 4 apresenta as expressões para cálculo de u^* , sendo que a é o menor valor entre $1,5d$ e $0,5c_1$.

$$M_{Sd}^* = F_{Sd} \times e^* \quad (6)$$

Figura 5 – Perímetro crítico reduzido para o contorno C' em pilares de borda



Fonte: Adaptado de Guarda *et al* (2000)

Tabela 4 – Perímetros críticos reduzidos para pilares de borda

Contorno crítico	Perímetro Crítico Reduzido (u^*)
C	$u_0^* = 2a + c_2$
C'	$u_1^* = 2a + c_2 + 2\pi d$
C''	Depende da distribuição de armadura, para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se: $u_2^* = 2a + c_2 + 2\pi d + \pi p$

Fonte: Adaptado de Guarda *et al* (2000)

A excentricidade do perímetro crítico reduzido para pilares de borda em relação ao eixo do pilar (e^*) pode ser obtida da Equação 7 (Figura 6).

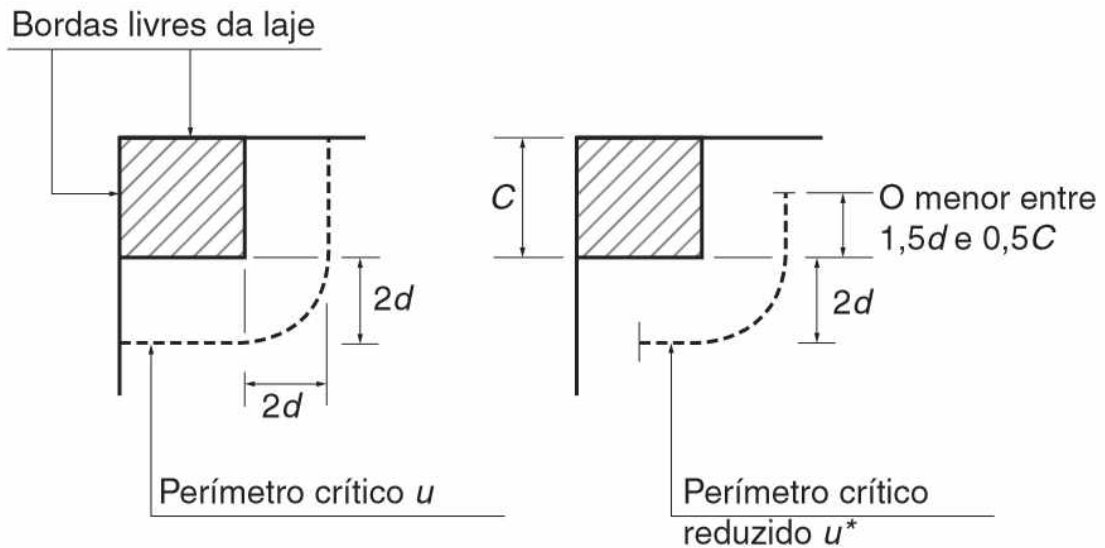
$$e^* = \frac{\int_0^{u^*} |e| dl}{\int_0^{u^*} dl} \quad (7)$$

Tabela 5 – Perímetros críticos reduzidos para pilares de canto

Contorno crítico	Perímetro Crítico Reduzido (u^*)
C	$u_0^* = a_1 + a_2$
C'	$u_1^* = a_1 + a_2 + \pi d$
C''	Depende da distribuição de armadura, para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se: $u_2^* = a_1 + a_2 + \pi d + \frac{\pi p}{2}$

Fonte: Guarda *et al* : adaptado (2000)

Figura 7 – Perímetro crítico reduzido para pilares de canto



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C (τ_{Rd2}) é dada pela Equação 9.

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad (9)$$

sendo que α_v corresponde ao valor obtido da Equação 10 e f_{cd} é a resistência de cálculo a compressão do concreto (f_{ck}/γ_c).

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (10)$$

A norma ABNT NBR 6118:2014 permite que o valor de τ_{Rd2} seja ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a esse pilar não diferem mais de 50% e não existem aberturas junto ao pilar.

A tensão resistente na superfície crítica C' em lajes sem armadura de punção, e também no contorno C'' para lajes armadas transversalmente, pode ser obtida por meio da Equação 11.

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \sqrt[3]{(100\rho f_{ck})} + 0,10\sigma_{cp} \quad (11)$$

sendo σ_{cp} a média da tensão normal nas duas direções ortogonais, que assume valor positivo, se for de compressão. A taxa geométrica de armadura de flexão ρ é obtida por meio da Equação 12, em que ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais calculadas na largura igual à dimensão do pilar, para o caso de lajes sem armadura de punção, acrescentando $3d$ para cada um dos lados ou até a borda, se for mais próxima. No caso de lajes com armadura de punção, se considera o cálculo da taxa de armadura na dimensão da região armada, também, acrescida de $3d$ para cada lado.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} < 0,02 \quad (12)$$

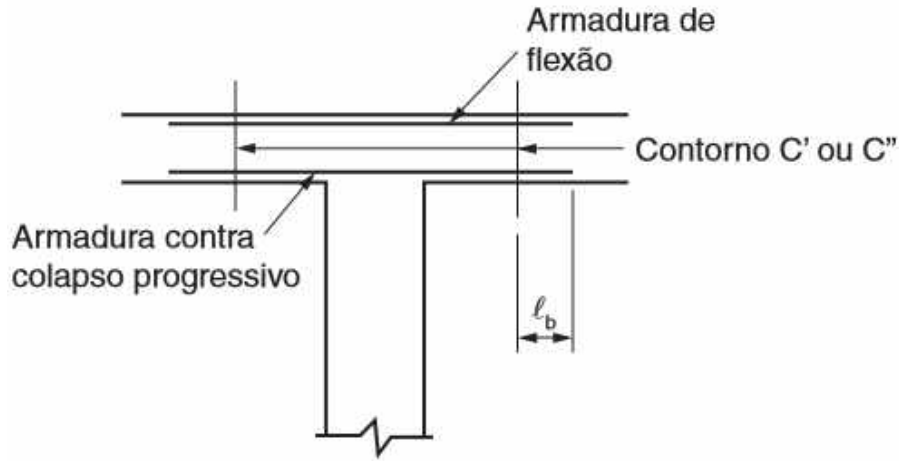
A limitação da taxa geométrica de armadura de flexão (ρ) apresentada na Equação 12 é estabelecida no item 19.4.1 da norma ABNT NBR 6118:2014. A tensão resistente na superfície crítica C' em pilares com armadura de punção é obtida por meio da Equação 13.

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \sqrt[3]{(100\rho f_{ck})} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d} \quad (13)$$

em que s_r é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que $0,75d$; A_{sw} é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C'; α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje; u é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto; f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou para estribos de aço CA-50 ou CA-60, um máximo de 250 MPa para lajes com espessura até 15 cm e 435 MPa, para lajes com espessura maior que 35 cm, devendo-se fazer interpolação linear para espessuras nesse intervalo.

Para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar ancorada além do contorno C' ou C'', conforme Figura 8, e deve satisfazer a Equação 14.

Figura 8 – Detalhe da ancoragem da armadura de colapso progressivo



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

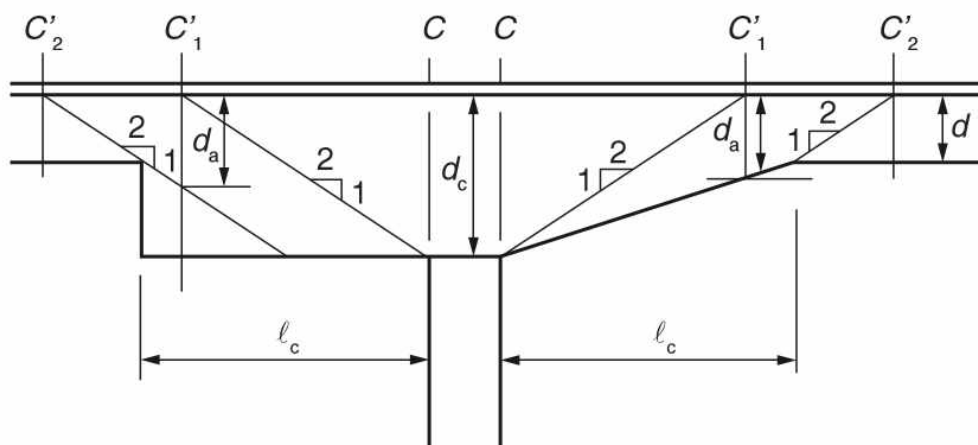
$$f_{yd} A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{Sd} \quad (14)$$

sendo $A_{s,ccp}$ o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar, f_{yd} o valor de cálculo da resistência do aço e o valor F_{Sd} calculado com γ_f igual a 1,2.

Quando se opta pela utilização de capitéis ou ábacos (*drop panel*), o critério definido pela ABNT NBR 6118:2014 estabelece três seções críticas que precisam ser verificadas em função da extensão horizontal do ábaco. Conforme a Figura 9, d é a altura útil da laje no contorno C_2' , d_c é a altura útil da laje na face do pilar, d_a é a altura útil da laje no contorno C_1' e ℓ_c é a distância entre a borda do capitel e a face do pilar.

Quando $\ell_c \leq 2(d_c - d)$ basta verificar o contorno C_2' , se $2(d_c - d) < \ell_c \leq 2d_c$ basta verificar o contorno C_1' e se $\ell_c > 2d_c$ é necessário verificar os contornos C_1' e C_2' .

Figura 9 - Definição da seção crítica no caso de capitel ou *drop panel*



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

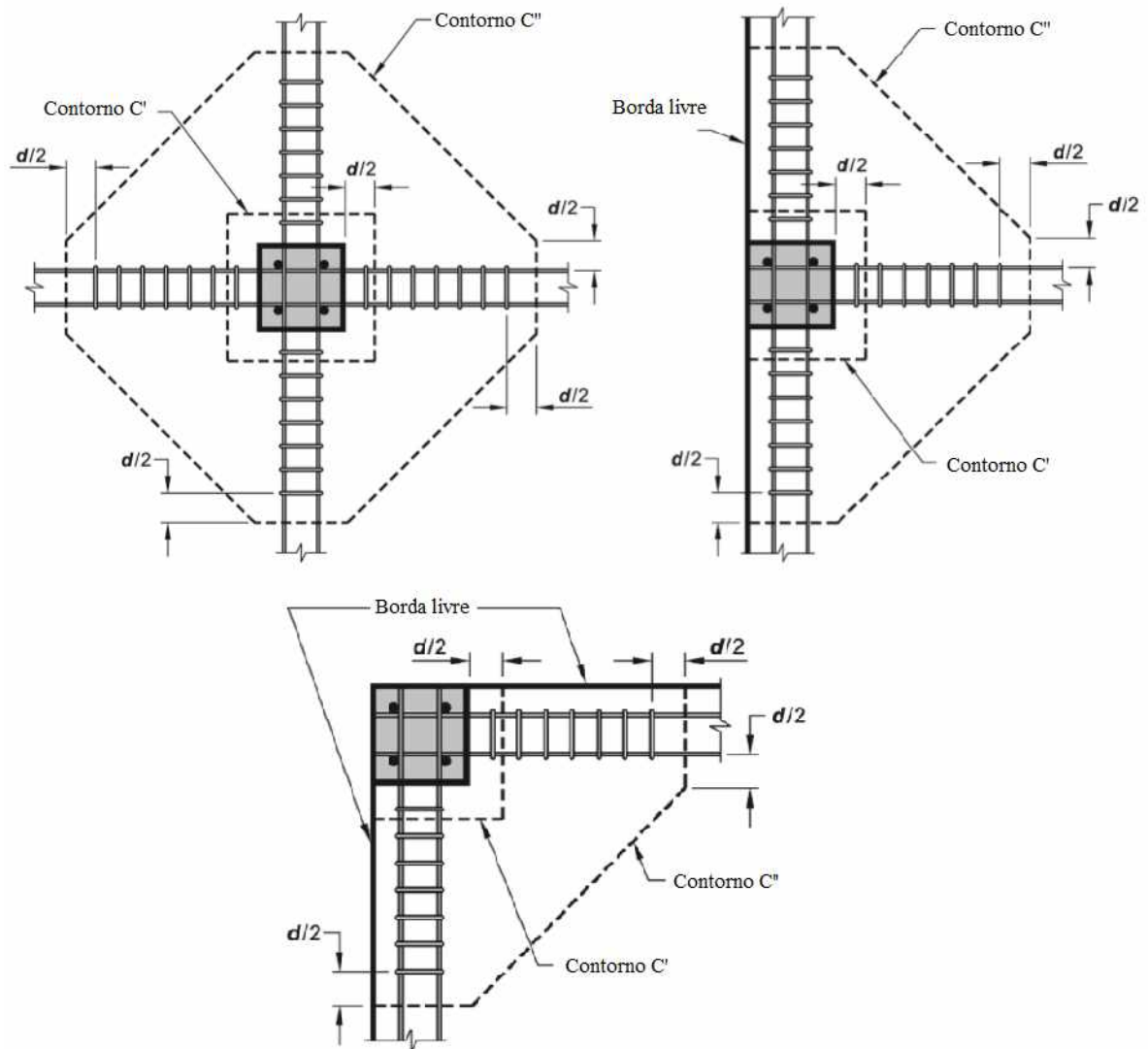
2.2.2 ACI 318:14

A norma ACI 318:14 considera duas superfícies de controle, sendo uma localizada a uma distância de $0,5d$ das faces do pilar e outra localizada a uma distância igual $0,5d$ da última camada de armadura transversal. Para lajes de espessura uniforme sem armadura de punção, verifica-se apenas a região mais próxima ao pilar. Já para lajes de espessura variável ou com armadura de punção devem ser verificadas as duas seções.

O perímetro crítico (u) corresponde ao menor perímetro que envolva as regiões citadas, sendo que, para pilares quadrados ou retangulares são permitidas seções críticas com quatro lados retilíneos, enquanto que para pilares circulares ou em forma de polígonos regulares, pode-se utilizar como base um pilar quadrado de área equivalente.

A localização das seções críticas para pilares internos, pilares de canto e pilares de extremidade são apresentadas na Figura 10.

Figura 10 - Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto de acordo com ACI 318:14



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014)

A resistência à punção de uma laje sem armaduras de cisalhamento, τ_{Rd} , é a menor dentre os valores obtidos por meio das Equações 15, 16 e 17.

$$\tau_{Rd} = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \quad (15)$$

$$\tau_{Rd} = 0,083 \times \left(2 + \frac{\alpha_s d}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \quad (16)$$

$$\tau_{Rd} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \quad (17)$$

onde β a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar; α_s é uma constante que assume valor igual a 40 para o caso de pilares internos, 30 para pilares de extremidade e 20 para pilar de canto; λ corresponde a um fator de modificação, que considera a redução das propriedades mecânicas do material do concreto leve comparado ao concreto normal, dado em função da composição de agregados utilizada no concreto (Tabela 6) e f_{ck} é a resistência à compressão do concreto em megapascal, limitada a 69 MPa.

Tabela 6 – Fator de modificação λ

Concreto	Composição dos agregados	λ
Concreto leve	Miúdo: ASTM C330 Graúdo: ASTM C330	0,75
Concreto leve, mistura fina	Miúdo: Combinação de ASTM C330 e C33 Graúdo: ASTM C330	0,75 a 0,85 ^[1]
Concreto leve com areia	Miúdo: ASTM C33 Graúdo: ASTM C330	0,85
Concreto leve com areia, mistura grossa	Miúdo: ASTM C33 Graúdo: Combinação de ASTM C330 e C33	0,85 a 1 ^[2]
Concreto de peso normal	Miúdo: ASTM C33 Graúdo: ASTM C33	1
^[1] Interpolar linearmente baseando-se no volume absoluto de agregado miúdo de peso normal como uma fração do volume total absoluto de agregado miúdo		
^[2] Interpolar linearmente baseando-se no volume absoluto de agregado graúdo de peso normal como uma fração do volume total absoluto de agregado graúdo		

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014)

Para lajes com armadura de cisalhamento, a tensão nominal de cisalhamento é dada pelo somatório da parcela resistente do concreto (τ_{Rdc}) com a parcela resistente da armadura (τ_{Rds}).

Quando se utiliza estribos como armadura de cisalhamento, a resistência à punção devido ao concreto, em ambas as seções críticas, é calculada por meio da Equação 18. Enquanto que, na utilização de conectores (*Stud Bolt*), a resistência à punção devido ao concreto, na seção crítica a $0,5d$ de distância da face do pilar, corresponde ao valor obtido pela Equação 19 e na

seção crítica localizada a $0,5d$ da última camada com armadura transversal, corresponde ao valor obtido pela Equação 18.

$$\tau_{Rdc} = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \quad (18)$$

$$\tau_{Rdc} = 0,25 \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \quad (19)$$

A tensão resistente ao cisalhamento devido à armadura (τ_{Rds}), quando se utiliza estribos ou conectores como armadura de cisalhamento, é obtida por meio da Equação 20.

$$\tau_{Rds} = \frac{A_{sw} + f_{yw}}{u \times s} \quad (20)$$

onde u é o comprimento de um perímetro de controle afastado $0,5d$ da face do pilar (contorno C'); s é o espaçamento entre a armadura de cisalhamento; A_{sw} é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo às faces do pilar e f_{yw} é a resistência da armadura de punção, limitada a 420 MPa para controle da fissuração do concreto.

Ao optar pela utilização de *drop panels*, este engrossamento da laje deve ser de no mínimo um quarto da espessura da laje adjacente ao pilar e deve se estender em cada direção, a partir do centro do pilar, em dimensão não inferior a um sexto do comprimento do vão adjacente, vão este medido de centro a centro dos pilares na direção analisada.

O ACI 318:14 estabelece espessuras mínimas para as lajes em função dos vãos entre pilares, de acordo com a Tabela 7, devendo respeitar ainda o limite mínimo de 12,70 cm para lajes sem *drop panels* e 10,16 cm para lajes com *drop panels*.

Tabela 7 – Valores mínimos das espessuras de lajes sem vigas internas

f_y (MPa)	Sem drop panels			Com drop panels		
	Lajes externas		Lajes internas	Lajes externas		Lajes internas
	Sem vigas de bordo	Com vigas de bordo		Sem vigas de bordo	Com vigas de bordo	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$
ℓ_n corresponde ao vão medido de face a face dos pilares						
Para valores de f_y entre os valores listados na tabela, a espessura mínima deve ser calculada por interpolação linear						

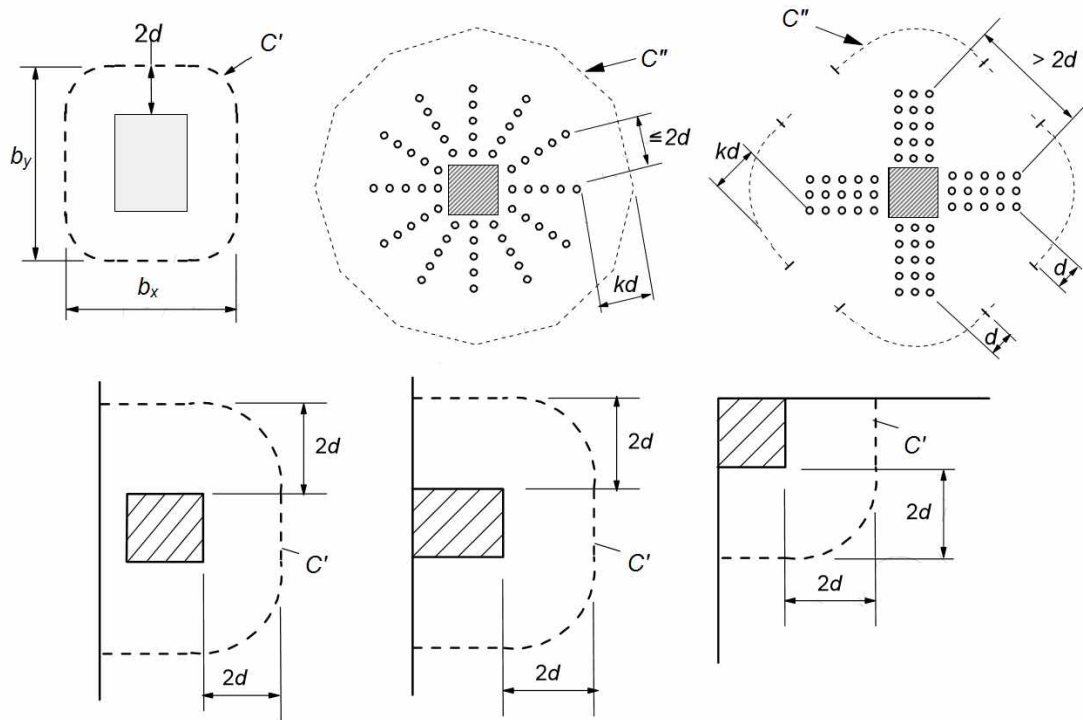
Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014)

2.2.3 Eurocode 2:2004

A norma Eurocode 2:2004 estabelece três seções críticas para verificação da punção. Sendo eles o perímetro de controle nas faces dos pilares, o perímetro localizado a uma distância de $2d$ das faces do pilar, chamado de perímetro básico de controle e, no caso de necessidade de utilização de armadura de punção, também se verifica o perímetro localizado a uma distância de $k.d$ da última linha de armadura de punção, em que k corresponde ao valores obtidos dos anexos do Eurocode, que possuem os parâmetros específicos de cada país ou ainda conforme recomendado pelo Eurocode 2:2004 o valor igual a 1,5. A Figura 11 apresenta as seções críticas, que são definidas de forma a minimizar o comprimento do perímetro. A altura útil (d) é dada pela média das alturas úteis das duas direções ortogonais da laje.

Para a verificação da punção tem-se τ_{Rd} que corresponde à resistência da laje sem armadura de cisalhamento na seção de controle considerada, $\tau_{Rd,cs}$ que é a resistência ao cisalhamento da laje com armadura de cisalhamento na seção de controle considerada e $\tau_{Rd,Max}$ que é o valor da máxima resistência ao cisalhamento na seção de controle considerada.

Figura 11 – Perímetro crítico para pilares internos, de borda e de canto - Eurocode 2:2004



Fonte: Adaptado de Eurocode 2:2004

No perímetro do pilar (contorno C) a tensão resistente ao cisalhamento ($\tau_{Rd,max}$) não deve ser excedida pela tensão solicitante de cálculo ($\tau_{Sd} < \tau_{Rd,max}$). De forma que se a tensão cisalhante solicitante (τ_{Sd}) não exceder a resistência da laje sem armadura de cisalhamento (τ_{Rd}) não é necessária a utilização de armadura de cisalhamento, caso contrário é necessário o uso de armadura de cisalhamento.

Quando houver transferência de momento da laje para o pilar, ou seja, força excêntrica em relação ao perímetro de controle, a tensão solicitante ao cisalhamento deve ser tomada conforme Equação 21.

$$\tau_{Sd} = \beta' \frac{F_{Sd}}{u_i d} \quad (21)$$

sendo u_i o perímetro de controle considerado e β' obtido por meio da Equação 22.

$$\beta' = 1 + K \frac{M_{Sd}}{F_{Sd}} \frac{u_1}{W_p} \quad (22)$$

em que u_1 é o perímetro de controle básico, do contorno C' ; K é o mesmo coeficiente definido na ABNT NBR 6118:2014, que determina a parcela de momento desequilibrado transmitido por cisalhamento, obtido por meio da Tabela 2, e W_p corresponde ao módulo de resistência plástica calculado também da mesma forma que a ABNT NBR 6118:2014 estabelece, utilizando-se a Tabela 3.

Para pilares circulares β' é obtido pela Equação 23 e para pilares retangulares internos, em que a carga é excêntrica em relação ambos os eixos, pode ser utilizada uma expressão aproximada para se obter β' , apresentada na Equação 24.

$$\beta' = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D+4d} \quad (23)$$

$$\beta' = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2} \quad (24)$$

onde e_x e e_y são as excentricidades dadas por M_{sd}/F_{sd} , relativas aos eixos X e Y , respectivamente; b_x e b_y são as dimensões do perímetro de controle (Figura 11) e D é o diâmetro do pilar circular.

Para pilares de borda, em que a excentricidade perpendicular à direção da borda livre da laje esteja no sentido do interior da laje e não exista excentricidade na outra direção, a força de cisalhamento pode ser considerada como sendo uniformemente distribuída ao longo do perímetro de controle reduzido, u_1^* , definido da mesma forma como a ABNT NBR 6118:2014 estabelece (Figura 5).

Em caso de existir excentricidade nas duas direções ortogonais, β' deve ser determinado por meio da Equação 25.

$$\beta' = \frac{u_1}{u_1^*} + K \frac{u_1}{W_p} e_{par} \quad (25)$$

sendo e_{par} a excentricidade paralela a borda livre da laje; K obtido por meio da Tabela 2, substituindo a relação c_1/c_2 por $c_1/2c_2$ e W_p para pilares retangulares é calculado utilizando-se a Equação 26.

$$W_p = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (26)$$

Se o momento provocado pela excentricidade paralela a laje não for no sentido interno da laje, o coeficiente β' é calculado pela Equação 22. O mesmo se aplica para pilares de canto com excentricidade perpendicular à borda da laje no sentido externo da laje. Enquanto que, se o sentido da excentricidade for para o interior da laje, assume-se que a força de cisalhamento é distribuída uniformemente ao longo do perímetro de controle reduzido (u_{1*}) e o valor de β' pode ser obtido pela Equação 27.

$$\beta' = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (27)$$

Para estruturas em que a estabilidade global não depende dos pórticos formados pelas lajes e pilares, e em que os vãos adjacentes não diferem em comprimento mais de 25%, pode-se utilizar valores aproximados para β' , sendo igual a 1,5 para pilares de canto, 1,4 para pilares de borda e 1,15 para pilares internos.

A tensão resistente de cisalhamento para lajes sem armadura de cisalhamento na seção crítica (u), contorno C', é calculada de forma semelhante a ABNT NBR 6118:2014, por meio da Equação 28 e Equação 29.

$$\tau_{Rd1} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho f_{ck}} + k' \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k' \sigma_{cp}) \quad (28)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, d \text{ em mm.} \quad (29)$$

O valor de k é limitado ao valor máximo igual a dois. Na norma brasileira essa limitação não é apresentada, mas ela é abordada no trabalho de Melges *et al.* (2015). O valor da taxa geométrica de armadura de flexão (ρ) é calculado da mesma forma que estabelece a ABNT NBR 6118:2014 (Equação 12), inclusive com a mesma limitação (0,02), assim como a σ_{cp} , que corresponde à média da tensão normal nas duas direções ortogonais e assume valor positivo, se for de compressão.

Os valores de $C_{Rd,c}$, v_{min} e k' podem ser obtidos dos anexos do Eurocode que possuem os parâmetros específicos de cada país ou ainda por meio da Equação 30 e Equação 31, em que k' assume valor igual a 0,1.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (30)$$

$$v_{min} = 0,035k'^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (31)$$

A resistência ao cisalhamento nas proximidades dos pilares, região dentro de $2d$ do contorno do pilar, deve ser verificada. Da mesma forma como é realizado na ABNT NBR 6118:2014, obtêm-se a tensão cisalhante solicitante (τ_{Sd}) pela Equação 1. Enquanto que pela Equação 32 obtêm-se a tensão resistente de cálculo no contorno C (τ_{Rd2}).

$$\tau_{Rd2} = C_{Rd,c}k^3\sqrt{100\rho f_{ck}} \times \frac{2d}{a'} \geq \left(v_{min} \times \frac{2d}{a}\right) \quad (32)$$

Em que a' é a distância do contorno do pilar ao perímetro de controle considerado e os parâmetros k , $C_{Rd,c}$ e v_{min} são obtidos pelas Equações 29, 30 e 31, respectivamente.

Para cargas excêntricas, a tensão cisalhante solicitante é dada pela Equação 33.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{ud} \left[1 + K \frac{M_{Sd}u}{F_{Sd}W_p} \right] \quad (33)$$

sendo que o valor de K assume os valores da Tabela 2, conforme relação entre as dimensões dos pilares estabelecida em função da localização do pilar no interior da laje, já abordada neste trabalho (c_1/c_2 ou $c_1/2c_2$) e W_p é obtido por meio da Tabela 3 ou Equação 26 considerando o perímetro u .

Quando é necessária a utilização de armadura de cisalhamento, a tensão cisalhante resistente de cálculo no contorno C' é obtida pela Equação 34.

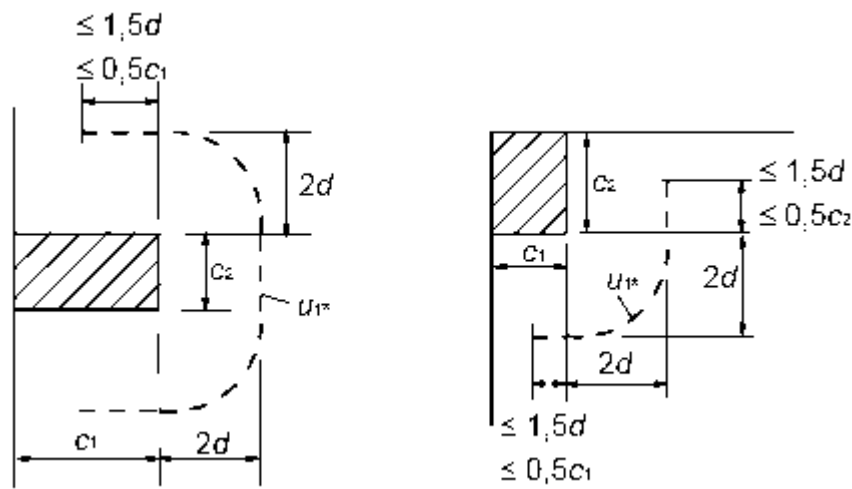
$$\tau_{Rd3} = 0,75\tau_{Rd2} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r}\right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \sin \alpha \quad (34)$$

onde $f_{ywd,ef}$ é resistência efetiva da armadura de cisalhamento calculada por meio da Equação 35.

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \quad (35)$$

No contorno do pilar a tensão solicitante ao cisalhamento corresponde ao valor obtido pela Equação 21 e é limitada ao valor resultante da Equação 39. Nesse caso, o perímetro considerado no cálculo é u_0 , sendo que para pilares internos, u_0 corresponde ao próprio perímetro do pilar. Já para pilares de borda, u_0 é obtido pela Equação 36 e para pilares de canto tem-se a Equação 37. A partir da Equação 38 obtêm-se o valor de v . Os valores de c_1 e c_2 são definidos conforme Figura 12.

Figura 12 – Perímetro reduzido e indicação das dimensões c_1 e c_2



Fonte: Eurocode 2:2004

$$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 \quad (36)$$

$$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2 \quad (37)$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (38)$$

O valor de $\tau_{Rd,max}$ pode ser obtido por meio da Equação 39.

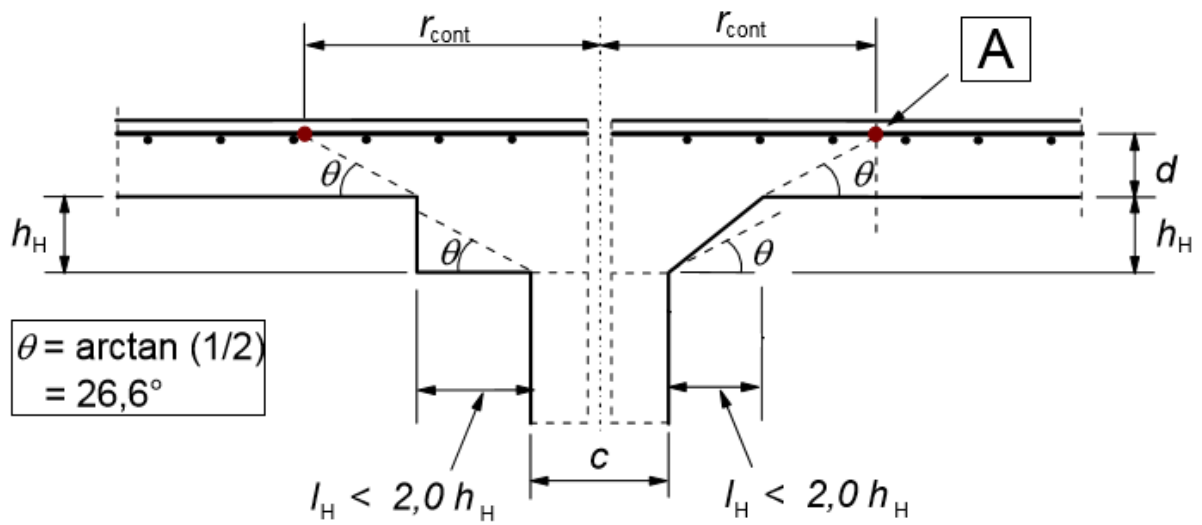
$$\tau_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \quad (39)$$

O perímetro de controle em que a armadura de cisalhamento é dispensada $u_{n,ef}$ deve ser calculado por meio da Equação 40.

$$u_{n,ef} = \frac{\beta' F_{Sd}}{\tau_{Rd} 2d} \quad (40)$$

Quanto se utilizam capitéis ou *drop panels*, o critério estabelecido para definição da seção crítica vai depender de sua dimensão horizontal. Para pilares de seção retangular, se $I_H < 2h_H$, a definição da seção crítica será dada conforme Figura 13, considerando I_1 e I_2 obtidos por meio das Equações 41 e 42, respectivamente. Sendo $I_1 \leq I_2$, a distância r_{cont} do centróide do pilar até a seção de controle (A) é dada pelo menor valor dentre os valores obtidos pelas Equações 43 e 44.

Figura 13 – Definição da seção crítica no caso de capitel ou *drop panel*, em que $I_H < 2h_H$



Fonte: Adaptado de Eurocode 2 (2004)

$$I_1 = c_1 + 2I_{H1} \quad (41)$$

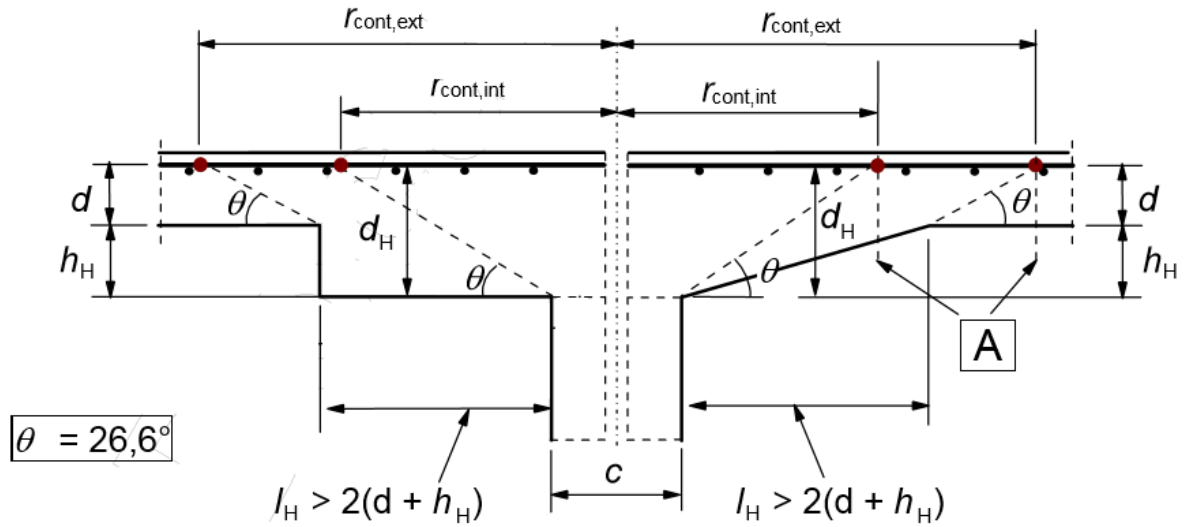
$$I_2 = c_2 + 2I_{H2} \quad (42)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{I_1 I_2} \quad (43)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69I_1 \quad (44)$$

Para capitéis em que $I_H > 2h_H$, duas seções de controle devem ser verificadas, conforme Figura 14, por meio do procedimento descrito nesta seção, substituindo-se o valor de d por d_H .

Figura 14 - Definição da seção crítica no caso de capitel ou *drop panel*, em que $I_H > 2h_H$

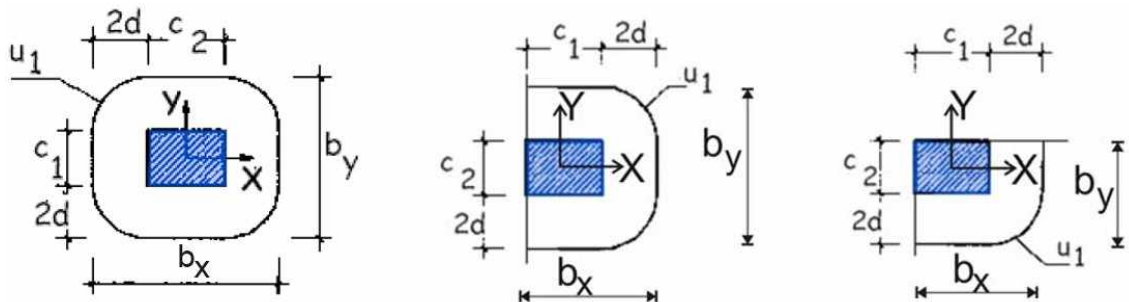


Fonte: Adaptado de Eurocode 2:2004

2.2.4 EHE:2008 - Instrucción de Hormigón Estructural

A Instrucción de Hormigón Estructural (2008) define a seção crítica (contorno C') localizada a uma distância igual a $2d$ do pilar, da mesma forma que estabelecido nas normas ABNT NBR 6118:2014 e Eurocode 2:2004 (Figura 15).

Figura 15 – Perímetro crítico para pilares internos, de borda e canto – EHE:2008



Fonte: EHE:2008

A armadura de punção não é necessária quando se verifica a condição da Equação 45, sendo a tensão tangencial solicitante de cálculo no perímetro crítico, u_1 , obtida por meio da Equação 46.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (45)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd,ef}}{u_1 d} \quad (46)$$

A força efetiva de cisalhamento ($F_{Sd,ef}$) é calculada considerando o efeito do momento transferido da laje para o pilar e é obtida pela Equação 47.

$$F_{Sd,ef} = \beta'' F_{Sd} \quad (47)$$

O coeficiente β'' leva em conta os efeitos da excentricidade da carga. Quando existe transferência de momento entre a laje e o pilar, β'' assume o valor de 1,00. Quando não existem momentos transferidos entre laje e pilar, β'' é igual a 1,15 para pilares internos, 1,40 para pilares de borda e 1,50 pilares de canto. O valor de F_{Sd} corresponde a reação de apoio do pilar.

A tensão máxima resistente no perímetro crítico u_1 é obtida pela Equação 48.

$$\tau_{Rd1} = \frac{0,18}{\gamma_c} k^3 \sqrt{100 \rho f_{ck}} + 0,1 \sigma_{cd} \quad (48)$$

A tensão resistente de cálculo é obtida de forma semelhante ao Eurocode 2:2004 e ABNT NBR 6118:2014, sendo k e ρ calculados da mesma forma, Equação 29 e Equação 12, respectivamente. A tensão axial média na superfície crítica (σ_{cd}) é limitada ao valor de máximo de $0,30 f_{ck}$ e de 12 MPa.

Quando necessária a utilização de armadura de cisalhamento deve-se fazer três verificações: na região com armadura transversal, na região fora da armadura de cisalhamento (Figura 16) e na região adjacente as bordas do pilar.

Na região com armadura de cisalhamento, a tensão resistente de cálculo pode ser calculada por meio da Equação 49.

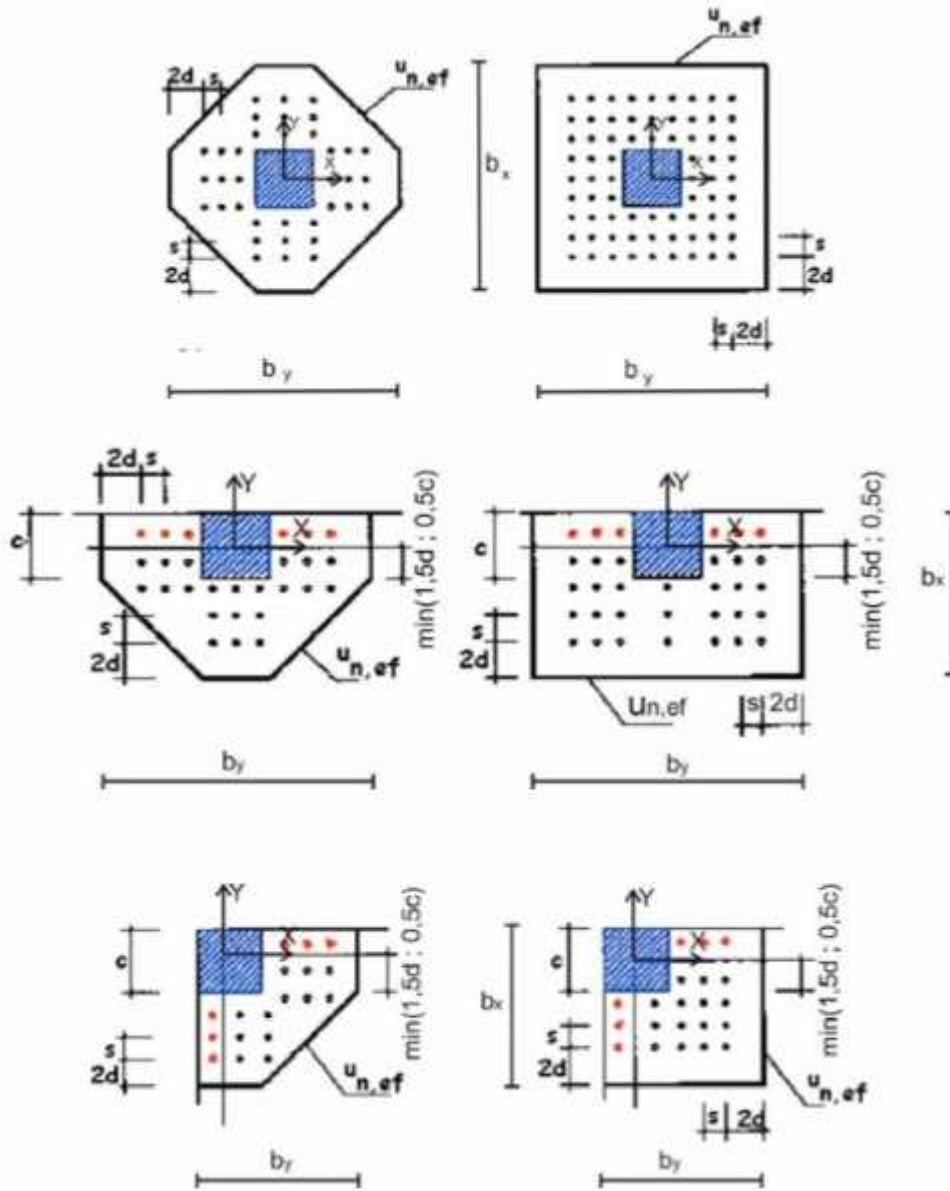
$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,75 \tau_{Rd1} + 1,5 \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{s u_1} \quad (49)$$

O valor da resistência de cálculo da armadura (f_{ywd}) não deve ser menor do que 400 MPa.

Na região exterior a da armadura de punção é necessário verificar a efetividade da utilização da armadura, por meio da Equação 50.

$$F_{Sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} k^3 \sqrt{100 \rho f_{ck}} + 0,1 \sigma_{cd} \right) u_{n,ef} d \quad (50)$$

Figura 16 – Perímetro crítico fora da armadura de cisalhamento ($u_{n,ef}$)



Fonte: EHE:2008

O perímetro $u_{n,ef}$ está definido na Figura 16 e as demais variáveis são calculadas conforme já definidas, adaptando-se os valores utilizados na equação para região do perímetro em questão.

Na distância em que a condição da Equação 50 é atendida, supõe-se que o efeito do momento transferido entre laje e pilar por tensões tangenciais se torna nulo. Assim, o coeficiente β'' no cálculo de $F_{sd,ef}$ assume valor igual a 1.

Na região do contorno do pilar deve ser verificado se o esforço máximo de punção é atendido pela Equação 51.

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{1cd} \quad (51)$$

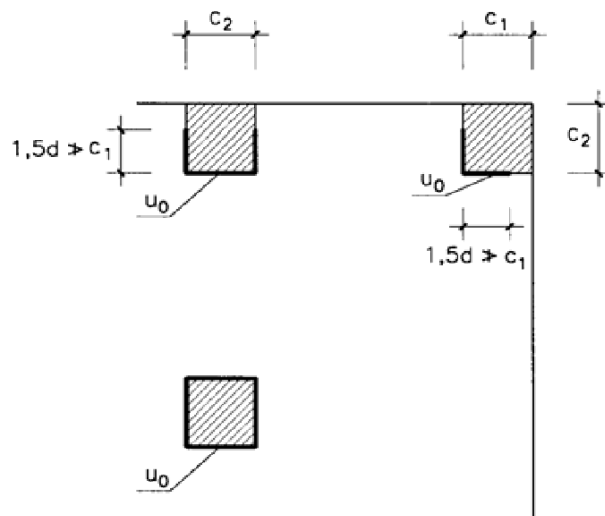
onde f_{1cd} corresponde à resistência a compressão do concreto obtida por meio da Equação 52 ou Equação 53. Para o cálculo de $F_{sd,ef}$ utiliza-se os valores de β'' , devidamente definidos anteriormente, em função da transferência de momento entre laje e pilar, bem como da posição dos pilares na laje.

$$f_{1cd} = 0,60 f_{cd}, \text{ para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (52)$$

$$f_{1cd} = \left(0,90 - \frac{f_{ck}}{200}\right) f_{cd} \geq 0,50 f_{cd}, \text{ para } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (53)$$

O perímetro crítico u_0 para pilares internos corresponde ao próprio comprimento do contorno do pilar. Já para pilares de borda, u_0 é calculado utilizando-se Equação 36 e para pilares de canto utiliza-se a Equação 37 (Figura 17).

Figura 17 – Perímetro crítico u_0



Fonte: EHE:2008

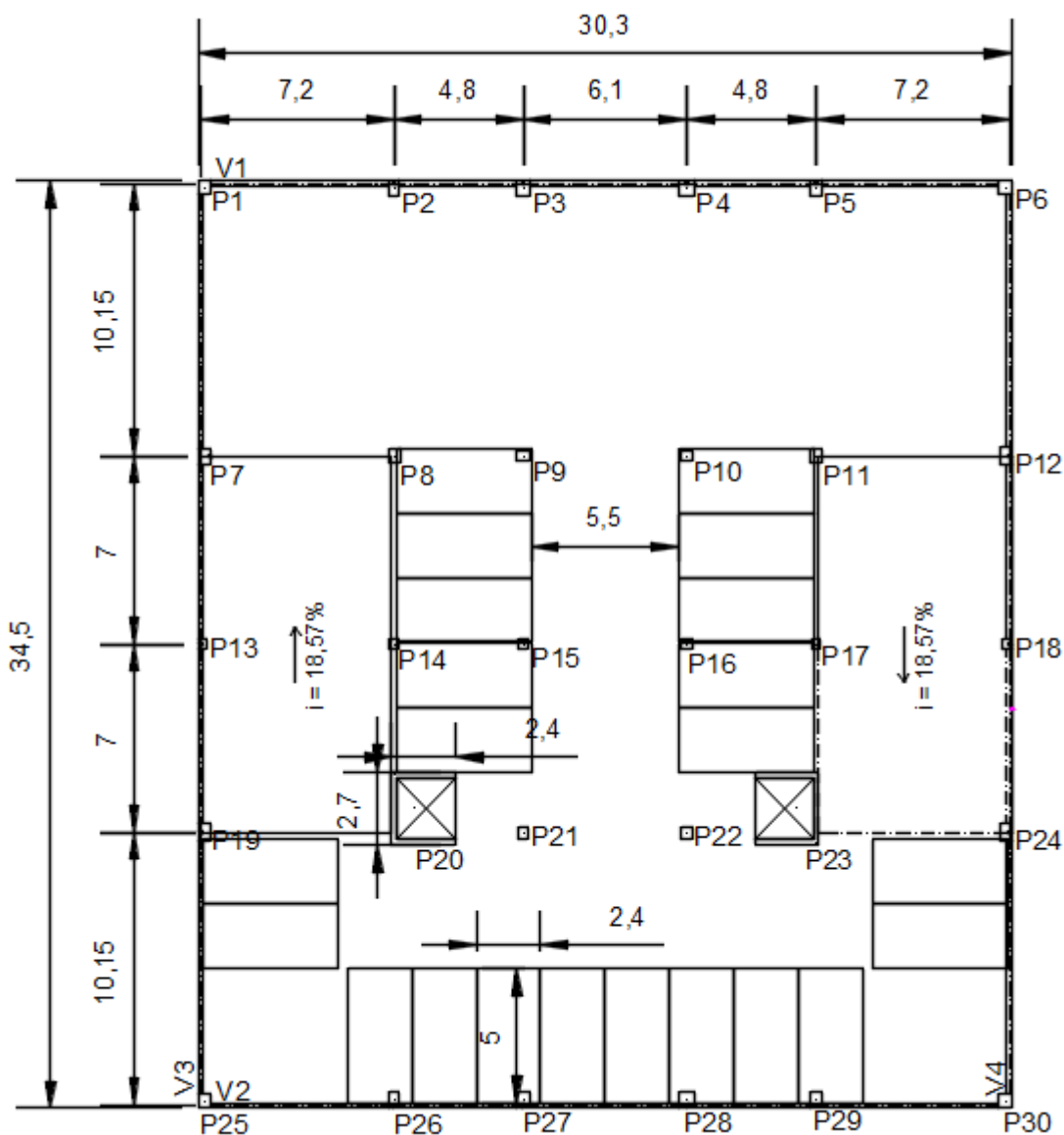
3 Definição do Projeto

Para a abordagem do tema deste trabalho foi definido como modelo de estudo um edifício garagem de lajes lisas considerando núcleo estrutural. O uso deste tipo de edificação tem crescido, visto que é uma alternativa para suprir a necessidade cada vez maior de vagas de estacionamento, ocasionada pelo aumento do número de veículos por habitante. Além disso, essa escolha foi orientada pela maior facilidade no lançamento da estrutura, pois esse tipo de edificação sofre menor influência dos demais projetos da edificação, que são mais simplificados, permitindo assim maior regularidade na disposição dos pilares para que seja aplicável o dimensionamento da estrutura de forma analítica.

As dimensões mínimas de uma vaga de estacionamento são definidas na Lei de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo do município, e para Uberlândia, corresponde à dimensão de 2,4 m x 5,0 m, desimpedida para manobras. Segundo Bevilaqua (2010), quando a opção for por vagas formando ângulos de 90° com os corredores, deve-se considerar, no mínimo, 5,50 m de corredor para manobras.

Ainda segundo recomendações de Bevilaqua (2010), é necessária uma altura livre mínima de 2,30 m, assim, o pé direito foi definido com 2,60 m. Para a movimentação dos veículos entre os pavimentos foi adotada a utilização de rampas de acesso, de mão dupla, com 7,0 m de largura. Respeitando a inclinação máxima de rampas recomendada, correspondente a 20%, foi determinado um comprimento de rampa igual a 14 m para vencer o desnível de 2,60 m, resultando assim em uma inclinação de 18,57%. Visando possibilitar a execução da curva na saída da rampa, por dois veículos, foi adotado um patamar com 10 m de comprimento. Diante disso, definiu-se lançamento estrutural conforme Figura 18.

Figura 18 - Planta baixa: locação das vagas de estacionamento e da estrutura

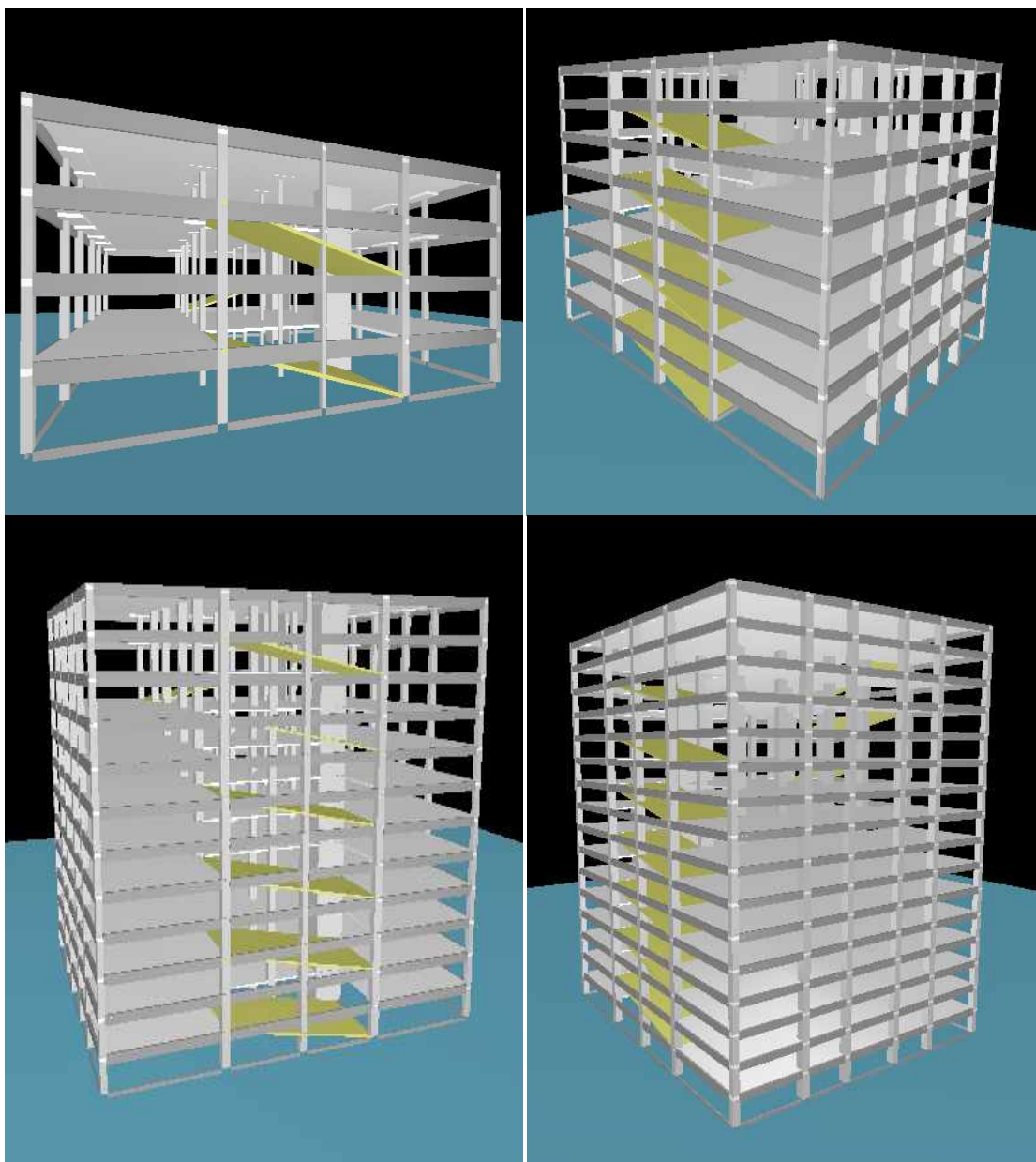


Fonte: Autora

Os lados das rampas se invertem de um pavimento para outro resultando na configuração apresentada na Figura 19.

Em relação ao presente trabalho, para a investigação da influência no comportamento global do edifício foram escolhidas como variáveis a espessura da laje e o número de pavimentos. Foram definidas três espessuras de laje, sendo elas: 16 cm, 20 cm e 24 cm; em que a primeira corresponde à dimensão mínima estabelecida na ABNT NBR 6118:2014 para lajes lisas. Já em relação ao número de pavimentos foram estudados modelos com 4, 8, 12, 16 pavimentos.

Figura 19 – Vista em diferentes perspectivas dos modelos com 4, 8, 12 e 16 pavimentos



Fonte: Autora

Ainda, em relação às definições de projeto, foi adotado concreto de classe C30 e paredes de alvenaria nos bordos do edifício e das rampas com 1,5 m de altura, possibilitando assim maior aproveitamento da iluminação e ventilação natural.

3.1 Pré-dimensionamento de pilares

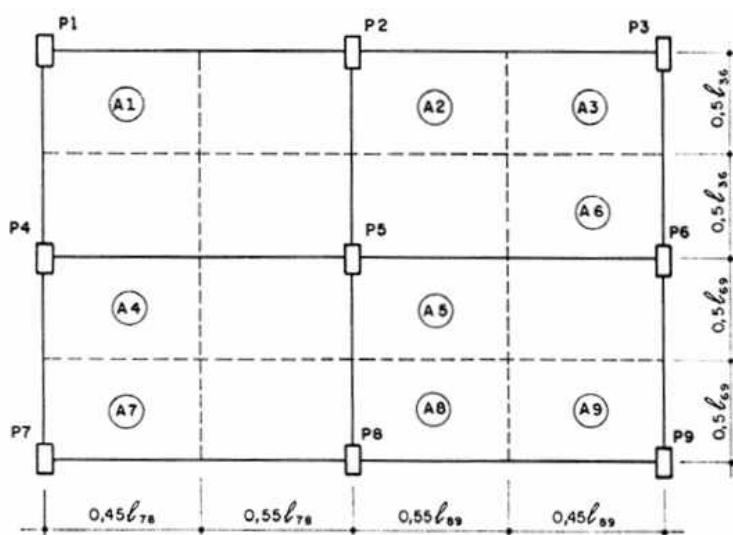
Os pilares foram definidos com seção retangular e com dimensões respeitando os valores limites estabelecidos pela norma ABNT NBR 6118:2014. O pré-dimensionamento dos pilares

foi feito para se ter uma estimativa das dimensões desses elementos a serem lançadas no software CAD/TQS. Os valores obtidos também foram utilizados no cálculo dos esforços atuantes na laje e na verificação da punção por processo analítico.

Seguindo recomendações práticas, fez-se o pré-dimensionamento de pilares com base no processo das áreas de influência dos pilares, calculada de forma a considerar as diferenças de rigidez entre os pilares, avaliando a região compreendida entre dois pilares segundo critério a seguir (Figura 20):

- $0,45\ell$: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão; pilar interno quando na direção considerada, o vão consecutivo ou suas ações superarem em 20% o valor correspondente do vão em questão;
- $0,55\ell$: complementos dos vãos do caso anterior;
- $0,50\ell$: pilar de extremidade ou de canto na direção da maior direção do pilar e para pilar interno, na direção considerada, quando, o vão consecutivo e suas ações não diferirem muito do valor correspondente ao vão em questão.

Figura 20 – Área de influência dos pilares



Fonte: Pinheiro (1985)

As seções transversais dos pilares são inicialmente avaliadas supondo-se que os pilares estejam submetidos a uma força normal de compressão equivalente, que estime os efeitos de flexão que inevitavelmente aparecem nos pilares. As solicitações de flexão são consideradas

multiplicando-se a força normal nominal N_k , obtida pelo processo das áreas de influência, por coeficientes (β) adotados em função da posição dos pilares e que já levam em conta o coeficiente de segurança (γ_f). São usualmente utilizados os coeficientes indicados na Tabela 8.

Tabela 8 - Coeficiente que considera a excentricidade das cargas

Posição do pilar	Coeficiente (β)
Interno	1,8
Extremidade	2,2
Canto	2,5

Fonte: Adaptado de Bacarji (1993)

Na fase de pré-dimensionamento, a força normal N_k pode ser estimada a partir de um valor médio de carga por área de influência do pilar, valores que foram identificados pela observação de projetos de edifícios realizados pelo meio técnico (GIONGO, 1996). Nos edifícios de múltiplos andares usuais, essa carga pode ser adotada entre 10 kN/m² a 12 kN/m² por pavimento, e 5 kN/m² para laje de forro, sendo adotado neste trabalho o valor de 12 kN/m². Dentro deste critério, a ação final para pré-dimensionamento dos pilares pode ser indicada pela Equação 54.

$$N_d = \beta \cdot (n + 0,7) \cdot (g + q) \cdot A_i \quad (54)$$

sendo A_i a área de influência do pilar; $(g+q)$ a soma das cargas nominais, permanentes e acidentais, por unidade de área, conforme valores médios já citados; n é o número de pavimentos; $(n+0,7)$ é utilizado para considerar a cobertura, com carga estimada em 70% da carga relativa ao pavimento tipo.

Com isso, a área da seção transversal do pilar na fase de pré-dimensionamento é calculada pela Equação 55, considerando-se a tensão ideal no Domínio 5, reta b, do estado limite último.

$$A_c = \frac{N_d}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_s} \quad (55)$$

onde ρ corresponde à taxa de armadura longitudinal total no pilar, que para efeito de pré-dimensionamento, pode-se adotar valores em torno de 2%; σ_s é a tensão de compressão nas barras das armaduras para uma deformação de 0,2%, na utilização de aço CA-50, essa tensão corresponde a 42 kN/cm² ($\sigma_s = \varepsilon \cdot E$).

Diante disto, as dimensões dos pilares foram calculadas, obtendo-se os resultados da Tabela 9.

Tabela 9 - Resultados do pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Seção							
	4 pavimentos		8 pavimentos		12 pavimentos		16 pavimentos	
	a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)
P1	30	30	40	45	50	50	60	60
P2	40	40	50	55	60	65	75	80
P3	35	40	50	50	60	60	70	75
P4	35	40	50	50	60	60	70	75
P5	40	40	50	55	60	65	75	80
P6	30	30	40	45	50	50	60	60
P7	35	40	55	55	60	65	75	75
P8	45	50	60	65	75	80	90	95
P9	40	45	60	60	70	70	85	85
P10	40	45	60	60	70	70	85	85
P11	45	50	60	65	75	80	90	95
P12	35	40	55	55	60	65	75	75
P13	35	35	45	50	55	55	65	70
P14	35	40	50	50	60	65	75	75
P15	40	40	50	55	65	65	75	80
P16	40	40	50	55	65	65	75	80
P17	35	40	50	50	60	65	75	75
P18	35	35	45	50	55	55	65	70
P19	35	40	50	55	60	65	75	75
P20	45	45	60	60	70	75	85	90
P21	40	40	55	55	65	65	80	80
P22	40	40	55	55	65	65	80	80
P23	45	45	60	60	70	75	85	90
P24	35	40	50	55	60	65	75	75
P25	30	30	40	45	50	50	60	60
P26	35	35	45	50	55	60	70	70
P27	35	40	50	50	60	60	70	75
P28	35	40	50	50	60	60	70	75
P29	35	35	45	50	55	60	70	70
P30	30	30	40	45	50	50	60	60

Fonte: Autora

4 Análise Estrutural

A análise estrutural do modelo foi feita com base nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014, de forma analítica e utilizando ferramentas computacionais, como os *softwares* CAD/TQS e Ftool.

4.1 Método dos Pórticos Equivalentes

Nos casos em que os pilares das lajes lisas ou cogumelos de concreto armado estão dispostos de maneira regular, em filas ortogonais e com vãos pouco diferentes, a ABNT NBR 6118:2014 admite o cálculo dos esforços por processo elástico aproximado, denominado Método dos Pórticos Equivalentes. O método consiste em adotar, em cada direção, pórticos múltiplos, formados pelas lajes e pilares, para obtenção dos esforços solicitantes.

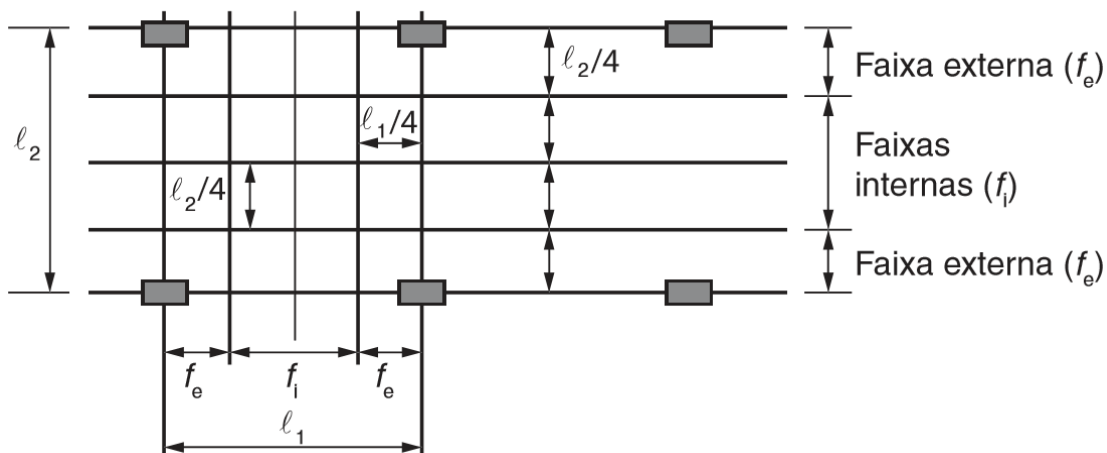
Nesse método, cada pórtico é centrado na linha que une os centros dos pilares e tem largura delimitada pelas linhas centrais dos painéis adjacentes. Considera-se que os pórticos correspondentes a cada direção recebem a totalidade da carga nas lajes contidas em sua área de influência, que fazem a função da viga no pórtico.

Os pilares foram considerados simplesmente apoiados na metade da altura entre os pavimentos adjacentes conforme aproximação permitida pela ABNT NBR 6118:2014 do modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais.

A distribuição dos momentos, obtida em cada direção, segundo as faixas indicadas na Figura 21, foi feita da seguinte maneira:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

Figura 21 – Divisão de do painel para cálculo dos esforços



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A carga atuante total foi calculada considerando o peso próprio da laje como carga permanente e a carga variável estabelecida em função do uso da edificação, que corresponde a categoria de garagem, conforme recomendações da norma ABNT NBR 6120:1980 (Tabela 10).

Tabela 10 – Cálculo da carga total atuante no pavimento

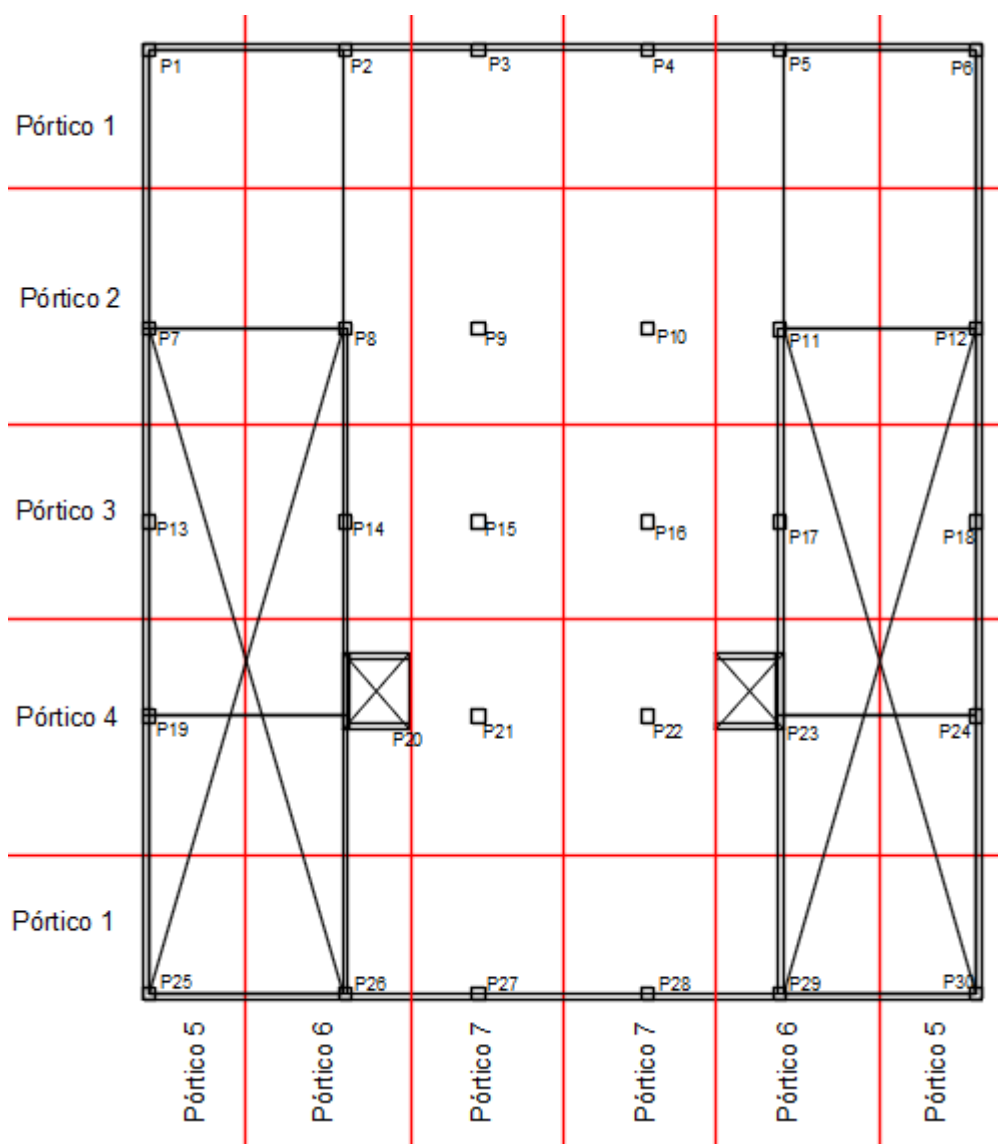
Peso específico concreto armado (kN/m ³)	25	γ_c	1,4
Espessura da laje (cm)	16	20	24
Carga variável - garagem (kN/m ²)	3,0	3,0	3,0
Carga permanente (kN/m ²)	4,0	5,0	6,0
Carga total de cálculo (kN/m ²)	9,8	11,2	12,6

Fonte: Autora

Em função da simetria do edifício foram definidos sete pórticos para cálculo dos esforços, conforme Figura 22.

O carregamento atuante no pórtico equivalente, obtido pelo produto da carga total pela distância entre as linhas de centro dos dois painéis adjacentes aos pilares, se encontra nas Tabelas 11 e 12.

Figura 22 – Definição dos pórticos para aplicação do Método dos Pórticos Equivalentes



Fonte: Autora

Tabela 11 – Carga atuante nos pórticos da direção horizontal

Pórtico	dy_1 (m)	dy_2 (m)	Carga atuante no pórtico equivalente (kN/m)		
			e = 16 cm	e = 20 cm	e = 24 cm
1	0	10,15	49,74	56,84	63,95
2	10,15	7,00	84,04	96,04	108,05
3	7,00	7,00	68,60	78,40	88,20
4	7,00	10,15	84,04	96,04	108,05
1	10,15	0	49,74	56,84	63,95

Fonte: Autora

Tabela 12 - Carga atuante nos pórticos da direção vertical

Pórtico	dx_1 (m)	dx_2 (m)	Carga atuante no pórtico equivalente (kN/m)		
			e = 16 cm	e = 20 cm	e = 24 cm
5	0	7,2	35,28	40,32	45,36
6	7,2	4,8	58,80	67,20	75,60
7	4,8	6,1	53,41	61,04	68,67
7	6,1	4,8	53,41	61,04	68,67
6	4,8	7,2	58,80	67,20	75,60
5	7,2	0	35,28	40,32	45,36

Fonte: Autora

Com o auxílio do programa Ftool foram obtidos os diagramas de momentos fletores na linha dos pilares (Mídia Digital). Com o objetivo de haver correspondência entre os valores dos momentos atuantes à esquerda e à direita de um mesmo nó do pórtico, fez-se o arredondamento do diagramas de momentos fletores nessas regiões, de maneira aproximada, de acordo com recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014.

Para o arredondamento do diagrama de momento fletor foi calculada a variação do momento fletor ($\Delta M'$) por meio da Equação 56. Nessa nova condição, o valor do momento fletor no apoio ($M_{f,apoio}$) passa a ser o valor obtido pela Equação 57 e no meio do vão o momento ($M_{f,vão}$) corresponde ao valor obtido por meio da Equação 58.

$$\Delta M' = \frac{Rt}{8} \quad (56)$$

$$M_{f,apoio} = M_{i,apoio} - \Delta M' \quad (57)$$

$$M_{f,vão} = M_{i,vão} + \frac{\Delta M'}{2} \quad (58)$$

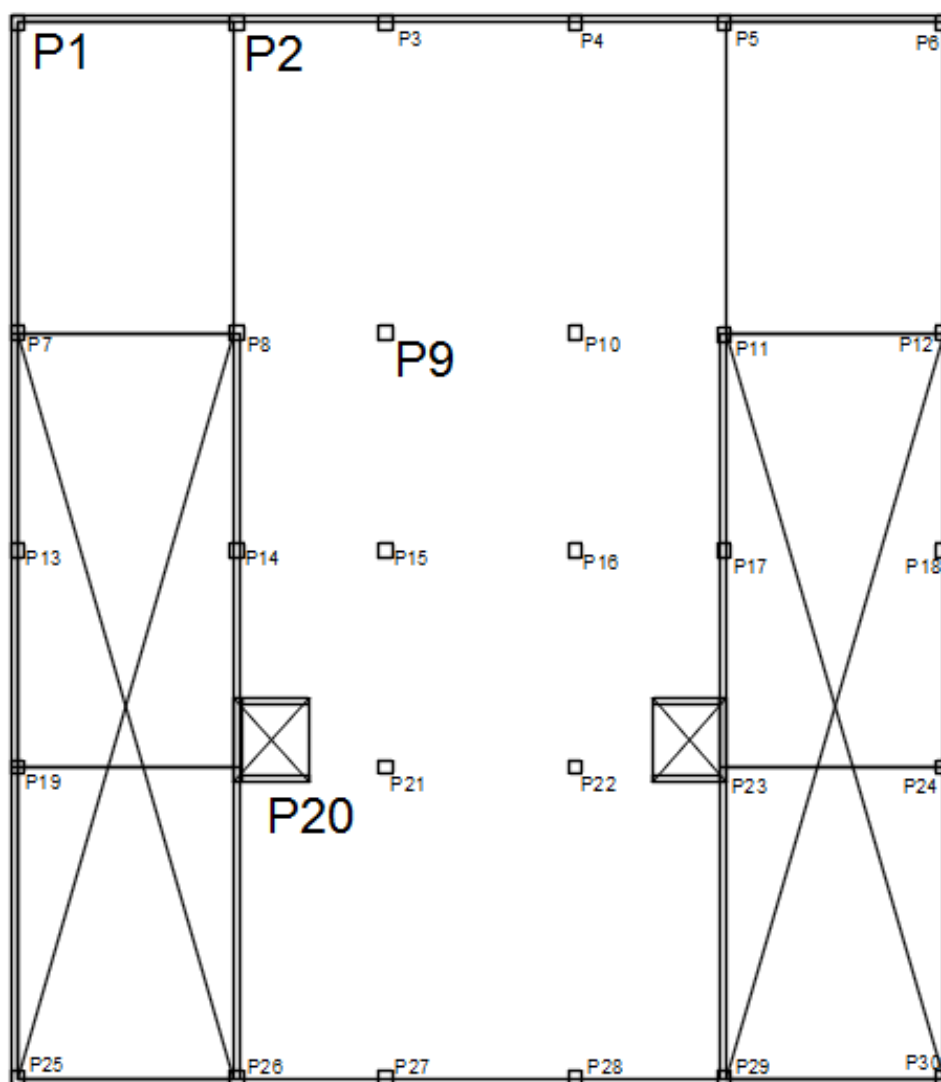
sendo R é a reação de apoio no pilar obtida considerando os carregamentos atuantes no pórtico; t é a dimensão do pilar na direção do eixo do pórtico e $M_{i,apoio}$ e $M_{i,vão}$ são os valores de momento fletor no pórtico na região do apoio e do meio do vão, respectivamente, antes do arredondamento do diagrama.

Calculados os diagramas dos momentos fletores dos pórticos equivalentes, foi feita a distribuição dos momentos nas faixas dos pilares e nas faixas centrais, de acordo com porcentagens já citadas, prescritas na ABNT NBR 6119:2014. Os resultados estão apresentados no Apêndice A.

4.2 Verificação da Punção

A verificação da punção foi feita de forma analítica de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, e utilizando os valores dos momentos fletores calculados por meio do Método dos Pórticos Equivalentes (Apêndice A). Foram selecionados para a verificação da punção os pilares sujeitos aos esforços mais críticos, localizados em diferentes posições na estrutura, sendo um pilar de canto, um pilar de borda e um pilar interno, conforme pilares em destaque indicados na Figura 23. Ainda, foi feita a verificação no núcleo estrutural.

Figura 23 – Pilares selecionados para verificação da punção



Fonte: Autora

Para a verificação do puncionamento das lajes foi necessário o cálculo da armadura de flexão da laje. O cálculo foi feito com base nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014 e por

simplificação, foram utilizados no dimensionamento apenas os valores mais críticos dos momentos fletores em cada pórtico e tomados somente os valores dos momentos fletores para o edifício de quatro pavimentos, variando-se apenas as espessuras das lajes, visto que o número de pavimentos não altera de forma significativa os valores dos esforços atuantes nas lajes de cada pavimento do edifício. A simetria do edifício também foi aproveitada para a simplificação e neste caso, a presença dos núcleos estruturais não foi levada em conta no equacionamento, pois os valores dos momentos para o Pórtico 2 e Pórtico 4 (Figura 22) estão próximos. Os resultados são apresentados nas Tabelas 13, 14, 15, 16, 17 e 18, sendo que a quantidade de barras é referente a uma faixa de laje de largura unitária.

Tabela 13 – Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal

Espessura da laje: 16 cm													
PÓRTICO 1	Faixa	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Vão					
	Externa	Simples	5	Ø	20	mm c/	20	Simples	6	Ø	12,5	mm c/	16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-	-	
	PÓRTICO 2	Interna	Simples	5	Ø	16	mm c/	20	Simples	5	Ø	16	mm c/
-				-	-	-	-	-		-	-	-	
Externa		Simples	6	Ø	25	mm c/	16,5	Simples	6	Ø	16	mm c/	16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-	-	
Faixa		P7	P8	P9	P10	P11	P12	Vão					
Externa		Simples	6	Ø	25	mm c/	16,5	Simples	6	Ø	16	mm c/	16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-	-	
PÓRTICO 3		Interna	Simples	5	Ø	16	mm c/	20	Simples	5	Ø	16	mm c/
	-			-	-	-	-	-		-	-	-	
	Externa	Dupla	5	Ø	25	mm c/	20	Simples	5	Ø	16	mm c/	20
			4	Ø	12,5	mm c/	25		-	-	-	-	-
	Faixa	P13	P14	P15	P16	P17	P18	Vão					
	Externa	Dupla	5	Ø	25	mm c/	20	Simples	5	Ø	16	mm c/	20
			4	Ø	12,5	mm c/	25		-	-	-	-	-
	Interna	Simples	6	Ø	12,5	mm c/	16,5	Simples	6	Ø	12,5	mm c/	16,5
-			-	-	-	-	-		-	-	-		

Fonte: Autora

Tabela 14 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical

Espessura da laje: 16 cm									
PÓRTICO 5	Faixa		P1	P7	P13	P19	P25	Vão	
	Externa	Dupla	6	ø	25	mm c/	16,5	Simples	7 ø 12,5 mm c/ 14
			8	ø	6,3	mm c/	12,5		- - - - -
PÓRTICO 6	Interna	Simples	10	ø	12,5	mm c/	10	Simples	8 ø 16 mm c/ 12,5
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Externa	Dupla	9	ø	25	mm c/	11	Simples	7 ø 20 mm c/ 14
			7	ø	16	mm c/	14		- - - - -
	Faixa		P2	P8	P14	P20	P26	Vão	
	Externa	Dupla	9	ø	25	mm c/	11	Simples	7 ø 20 mm c/ 14
			7	ø	16	mm c/	14		- - - - -
PÓRTICO 7	Interna	Simples	10	ø	12,5	mm c/	10	Simples	8 ø 16 mm c/ 12,5
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simples	7 ø 16 mm c/ 14
			8	ø	12,5	mm c/	12,5		- - - - -
	Faixa		P3	P9	P15	P21	P27	Vão	
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simples	7 ø 16 mm c/ 14
			8	ø	12,5	mm c/	12,5		- - - - -
	Interna	Simples	6	ø	16	mm c/	16,5	Simples	6 ø 16 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		- - - - -

Fonte: Autora

Tabela 15 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal

Espessura da laje: 20 cm									
PÓRTICO 1	Faixa	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Vão	
	Externa	Simples	7	ø	16	mm c/	14	Simples	5 ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		- - - - -
PÓRTICO 2	Interna	Simples	6	ø	12,5	mm c/	16,5	Simples	7 ø 12,5 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Externa	Simples	5	ø	25	mm c/	20	Simples	5 ø 16 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Faixa	P7	P8	P9	P10	P11	P12	Vão	
	Externa	Simples	5	ø	25	mm c/	20	Simples	5 ø 16 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		- - - - -
PÓRTICO 3	Interna	Simples	6	ø	12,5	mm c/	16,5	Simples	7 ø 12,5 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Externa	Simples	6	ø	20	mm c/	16,5	Simples	7 ø 12,5 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Faixa	P13	P14	P15	P16	P17	P18	Vão	
	Externa	Simples	6	ø	20	mm c/	16,5	Simples	7 ø 12,5 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		- - - - -
	Interna	Simples	5	ø	12,5	mm c/	20	Simples	5 ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		- - - - -

Fonte: Autora

Tabela 16 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical

Espessura da laje: 20 cm										
PÓRTICO 5	Faixa		P1	P7	P13	P19	P25	Vão		
	Externa	Simple	7	ø	20	mm c/	14	Simple	6	ø 12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
PÓRTICO 6	Interna	Simple	6	ø	16	mm c/	16,5	Simple	6	ø 16 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simple	7	ø 16 mm c/ 14
			3	ø	6,3	mm c/	33		-	- - - - -
	Faixa		P2	P8	P14	P20	P26	Vão		
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simple	7	ø 16 mm c/ 14
			3	ø	6,3	mm c/	33		-	- - - - -
PÓRTICO 7	Interna	Simple	6	ø	16	mm c/	16,5	Simple	6	ø 16 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simple	6	ø 16 mm c/ 16,5
			7	ø	6,3	mm c/	14		-	- - - - -
	Faixa		P3	P9	P15	P21	P27	Vão		
	Externa	Dupla	8	ø	25	mm c/	12,5	Simple	6	ø 16 mm c/ 16,5
			7	ø	6,3	mm c/	14		-	- - - - -
	Interna	Simple	8	ø	12,5	mm c/	12,5	Simple	8	ø 12,5 mm c/ 12,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -

Fonte: Autora

Tabela 17 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção horizontal

Espessura da laje: 24 cm										
PÓRTICO 1	Faixa	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Vão		
	Externa	Simple	6	ø	16	mm c/	16,5	Simple	5	ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
PÓRTICO 2	Interna	Simple	5	ø	12,5	mm c/	20	Simple	5	ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Externa	Simple	5	ø	20	mm c/	20	Simple	6	ø 12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Faixa	P7	P8	P9	P10	P11	P12	Vão		
	Externa	Simple	5	ø	20	mm c/	20	Simple	6	ø 12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
PÓRTICO 3	Interna	Simple	5	ø	12,5	mm c/	20	Simple	5	ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Externa	Simple	5	ø	20	mm c/	20	Simple	6	ø 12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Faixa	P13	P14	P15	P16	P17	P18	Vão		
	Externa	Simple	5	ø	20	mm c/	20	Simple	6	ø 12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	- - - - -
	Interna	Simple	5	ø	12,5	mm c/	20	Simple	5	ø 12,5 mm c/ 20
			-	-	-	-	-		-	- - - - -

Fonte: Autora

Tabela 18 - Dimensionamento das lajes à flexão – Faixas na direção vertical

Espessura da laje: 24 cm											
PÓRTICO 5	Faixa		P1	P7	P13	P19	P25	Vão			
	Externa	Simples	6	ø	20	mm c/	16,5	Simples	6	ø	12,5 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-
PÓRTICO 6	Interna	Simples	8	ø	12,5	mm c/	12,5	Simples	6	ø	16 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Externa	Simples	7	ø	25	mm c/	14	Simples	7	ø	16 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Faixa		P2	P8	P14	P20	P26	Vão			
PÓRTICO 7	Externa	Simples	7	ø	25	mm c/	14	Simples	7	ø	16 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Interna	Simples	8	ø	12,5	mm c/	12,5	Simples	6	ø	16 mm c/ 16,5
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Externa	Simples	6	ø	25	mm c/	16,5	Simples	8	ø	12,5 mm c/ 12,5
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Faixa		P3	P9	P15	P21	P27	Vão			
	Externa	Simples	6	ø	25	mm c/	16,5	Simples	8	ø	12,5 mm c/ 12,5
			-	-	-	-	-		-	-	-
	Interna	Simples	7	ø	12,5	mm c/	14	Simples	7	ø	12,5 mm c/ 14
			-	-	-	-	-		-	-	-

Fonte: Autora

Nas Tabelas 19, 20, 21 e 22 estão os dados utilizados na verificação da punção, correspondentes aos variados números de pavimentos e espessuras de laje (H -- e).

Tabela 19 – Dados para dimensionamento da laje à punção

Pilar de Canto - P1											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços					Armadura de flexão da laje			
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sdx} (kN)	F _{Sdy} (kN)	F _{Sd} (kN)	φ _x (mm)	φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)
4 -- 16	30	30	113,3	74,1	179,00	176,80	177,90	25	20	16,5	20,0
4 -- 20	30	30	129,5	84,7	204,50	202,00	203,25	20	16	14,0	14,0
4 -- 24	30	30	145,7	95,3	230,10	227,30	228,70	20	16	16,5	16,5
8 -- 16	45	40	113,3	74,1	179,00	176,80	177,90	25	20	16,5	20,0
8 -- 20	45	40	145,7	84,7	204,50	202,00	203,25	20	16	14,0	14,0
8 -- 24	45	40	145,7	95,3	230,10	227,30	228,70	20	16	16,5	16,5
12 -- 16	50	50	113,3	74,1	179,00	176,80	177,90	25	20	16,5	20,0
12 -- 20	50	50	129,5	84,7	204,50	202,00	203,25	20	16	14,0	14,0
12 -- 24	50	50	145,7	95,3	230,10	227,30	228,70	20	16	16,5	16,5
16 -- 16	60	60	113,3	74,1	179,00	176,80	177,90	25	20	16,5	20,0
16 -- 20	60	60	129,5	84,7	204,50	202,00	203,25	20	16	14,0	14,0
16 -- 24	60	60	145,7	95,3	230,10	227,30	228,70	20	16	16,5	16,5

Fonte: Autora

Tabela 20 - Dados para dimensionamento da laje à punção

Pilar de Borda - P2											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços					Armadura de flexão da laje			
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sdx} (kN)	F _{Sdy} (kN)	F _{Sd} (kN)	Φ _x (mm)	Φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)
4 -- 16	40	40	188,9	74,5	303,50	298,30	300,90	25	20	16,5	20,0
4 -- 20	40	40	215,9	85,2	346,80	340,90	343,85	25	16	14,0	14,0
4 -- 24	40	40	242,8	95,8	390,20	383,50	386,85	25	16	16,5	16,5
8 -- 16	55	50	188,9	72,4	303,50	298,30	300,90	25	20	16,5	20,0
8 -- 20	55	50	242,8	82,7	346,80	340,90	343,85	25	16	14,0	14,0
8 -- 24	55	50	242,8	93,1	390,20	383,50	386,85	25	16	16,5	16,5
12 -- 16	65	60	188,9	71,0	303,50	298,30	300,90	25	20	16,5	20,0
12 -- 20	65	60	215,9	81,1	346,80	340,90	343,85	25	16	14,0	14,0
12 -- 24	65	60	242,8	91,2	390,20	383,50	386,85	25	16	16,5	16,5
16 -- 16	80	75	188,9	68,8	303,50	298,30	300,90	25	20	16,5	20,0
16 -- 20	80	75	215,9	78,7	346,80	340,90	343,85	25	16	14,0	14,0
16 -- 24	80	75	242,8	88,5	390,20	383,50	386,85	25	16	16,5	16,5

Fonte: Autora

Tabela 21 - Dados para dimensionamento da laje à punção

Pilar Interno - P9											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços					Armadura de flexão da laje			
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sdx} (kN)	F _{Sdy} (kN)	F _{Sd} (kN)	Φ _x (mm)	Φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)
4 -- 16	45	40	163,3	51,4	453,30	458,30	455,80	25	25	12,5	16,5
4 -- 20	45	40	186,7	58,7	518,10	523,80	520,95	25	25	12,5	20,0
4 -- 24	45	40	210,0	66,0	582,90	589,30	586,10	25	20	16,5	20,0
8 -- 16	60	60	160,1	50,1	453,30	458,30	455,80	25	25	12,5	16,5
8 -- 20	60	60	183,0	57,2	518,10	523,80	520,95	25	25	12,5	20,0
8 -- 24	60	60	205,9	64,4	582,90	589,30	586,10	25	20	16,5	20,0
12 -- 16	70	70	156,9	48,9	453,30	458,30	455,80	25	25	12,5	16,5
12 -- 20	70	70	179,3	55,8	518,10	523,80	520,95	25	25	12,5	20,0
12 -- 24	70	70	179,3	62,8	582,90	589,30	586,10	25	20	16,5	20,0
16 -- 16	85	85	153,7	47,0	453,30	458,30	455,80	25	25	12,5	16,5
16 -- 20	85	85	175,6	53,6	518,10	523,80	520,95	25	25	12,5	20,0
16 -- 24	85	85	197,6	60,4	582,90	589,30	586,10	25	20	16,5	20,0

Fonte: Autora

Tabela 22 - Dados para dimensionamento da laje à punção

Núcleo Rígido - P20											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços					Armadura de flexão da laje			
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sdx} (kN)	F _{Sdy} (kN)	F _{Sd} (kN)	Φ _x (mm)	Φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)
4 -- 16	2,7	2,4	177,4	77,8	504,60	512,70	508,65	25	25	11,0	16,5
4 -- 20	2,7	2,4	202,8	89,0	576,70	586,00	581,35	25	25	12,5	20,0
4 -- 24	2,7	2,4	228,2	100,1	648,70	659,20	653,95	25	20	14,0	20,0
8 -- 16	2,7	2,4	173,9	77,8	504,60	512,70	508,65	25	25	11,0	16,5
8 -- 20	2,7	2,4	198,8	89,0	576,70	586,00	581,35	25	25	12,5	20,0
8 -- 24	2,7	2,4	223,6	100,1	648,70	659,20	653,95	25	20	14,0	20,0
12 -- 16	2,7	2,4	125,4	52,9	504,60	512,70	508,65	25	25	11,0	16,5
12 -- 20	2,7	2,4	143,3	60,5	576,70	586,00	581,35	25	25	12,5	20,0
12 -- 24	2,7	2,4	161,3	68,1	648,70	659,20	653,95	25	20	14,0	20,0
16 -- 16	2,7	2,4	166,8	77,8	504,60	512,70	508,65	25	25	11,0	16,5
16 -- 20	2,7	2,4	190,7	89,0	576,70	586,00	581,35	25	25	12,5	20,0
16 -- 24	2,7	2,4	214,5	100,1	648,70	659,20	653,95	25	20	14,0	20,0

Fonte: Autora

Nos casos em que a verificação da punção não foi atendida, foi adotada como solução para diminuir o puncionamento da laje a utilização de *drop panel*. Apesar de essa alternativa causar o prejuízo de algumas das vantagens construtivas e arquitetônicas deste sistema estrutural, este não era o foco da abordagem deste trabalho e, além disso, em um edifício garagem, a liberdade na definição dos espaços internos não é de grande importância. As Tabelas 23, 24, 25 e 26 apresentam os resultados da verificação da punção e do dimensionamento do *drop panel*, quando necessário, sendo que ℓ_c corresponde ao comprimento do capitel e e_n à espessura da laje na região do *drop panel*. Como no núcleo rígido não houve problemas com puncionamento para os maiores esforços, não foi necessária a verificação dos demais casos.

Tabela 23 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P1

Pilar de Canto - P1														
H -- e	τ_{Rd2} (MPa)		τ_{Sd} (MPa)		Verificação (Contorno C)		τ_{Rd1} (MPa)		τ_{Sd} (MPa)		Verificação (Contorno C')		Laje com <i>drop panel</i>	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	ℓ_c (cm)	e_n (cm)
4 -- 16	5,09	5,09	4,79	4,79	OK		0,95	0,95	4,23	2,92	NÃO OK		86,63	36
4 -- 20	5,09	5,09	4,08	4,08	OK		0,79	0,79	2,75	1,84	NÃO OK		116,2	37
4 -- 24	5,09	5,09	3,70	3,70	OK		0,70	0,70	1,98	1,28	NÃO OK		144,2	40
8 -- 16	5,09	5,09	3,87	3,87	OK		0,93	0,93	2,99	2,16	NÃO OK		86,63	30
8 -- 20	5,09	5,09	2,88	2,88	OK		0,80	0,80	2,17	1,38	NÃO OK		116,2	35
8 -- 24	5,09	5,09	2,61	2,61	OK		0,71	0,71	1,45	0,99	NÃO OK		144,2	36
12 -- 16	5,09	5,09	3,87	3,87	OK		0,95	0,95	2,68	2,03	NÃO OK		86,63	28
12 -- 20	5,09	5,09	2,46	2,46	OK		0,82	0,82	1,68	1,22	NÃO OK		116,2	31
12 -- 24	5,09	5,09	2,61	2,22	OK		0,70	0,70	1,26	0,90	NÃO OK		144,2	34
16 -- 16	5,09	5,09	3,87	3,87	OK		0,92	0,92	2,38	1,89	NÃO OK		86,63	25
16 -- 20	5,09	5,09	2,46	2,46	OK		0,8	0,8	1,49	1,13	NÃO OK		116,2	28
16 -- 24	5,09	5,09	1,85	1,85	OK		0,71	0,71	1,07	0,78	NÃO OK		144,2	32

Fonte: Autora

Tabela 24 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P2

Pilar de Borda - P2								
H -- e	τ_{Rd2} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C)	τ_{Rd1} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C')	Laje com <i>drop panel</i>	
							ℓ_c (cm)	e_n (cm)
4 -- 16	5,09	3,15	OK	0,93	2,82	NÃO OK	86,63	29
4 -- 20	5,09	2,61	OK	0,87	0,87	NÃO OK	115,33	21
4 -- 24	5,09	2,36	OK	0,75	0,59	OK	-	-
8 -- 16	5,09	2,64	OK	0,95	2,15	NÃO OK	86,63	25
8 -- 20	5,09	2,00	OK	0,86	0,72	OK	-	-
8 -- 24	5,09	1,80	OK	0,76	0,50	OK	-	-
12 -- 16	5,09	2,38	OK	0,92	1,01	NÃO OK	86,63	17
12 -- 20	5,09	1,82	OK	0,87	0,63	OK	-	-
12 -- 24	5,09	1,51	OK	0,77	0,45	OK	-	-
16 -- 16	5,09	2,08	OK	0,94	0,87	OK	-	-
16 -- 20	5,09	1,61	OK	0,87	0,57	OK	-	-
16 -- 24	5,09	1,34	OK	0,78	0,40	OK	-	-

Fonte: Autora

Tabela 25 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P9

Pilar Interno - P9								
H -- e	τ_{Rd2} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C)	τ_{Rd1} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C')	Laje com <i>drop panel</i>	
							ℓ_c (cm)	e_n (cm)
4 -- 16	5,09	2,19	OK	1,02	1,25	NÃO OK	85,75	18
4 -- 20	5,09	1,89	OK	1,00	0,92	OK		
4 -- 24	5,09	1,69	OK	0,80	0,72	OK		
8 -- 16	5,09	1,55	OK	1,02	1,01	OK		
8 -- 20	5,09	1,34	OK	0,98	0,77	OK		
8 -- 24	5,09	1,20	OK	0,82	0,61	OK		
12 -- 16	5,09	1,33	OK	1,02	0,91	OK		
12 -- 20	5,09	1,14	OK	0,99	0,70	OK		
12 -- 24	5,09	1,03	OK	0,80	0,53	OK		
16 -- 16	5,09	1,09	OK	1,02	0,79	OK		
16 -- 20	5,09	0,94	OK	0,99	0,62	OK		
16 -- 24	5,09	0,85	OK	0,81	0,50	OK		

Fonte: Autora

Tabela 26 - Resultados do dimensionamento de lajes à punção – P20

Núcleo Rígido - P20						
H -- e	τ_{Rd2} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C)	τ_{Rd1} (MPa)	τ_{Sd} (MPa)	Verificação (Contorno C')
4 -- 16	5,09	1,35	OK	1,02	0,77	OK
4 -- 20	5,09	1,12	OK	0,99	0,58	OK
4 -- 24	5,09	0,97	OK	0,84	0,46	OK

Fonte: Autora

A armadura de colapso progressivo, necessária para melhorar a ductilidade da ligação laje-pilar, foi calculada, também, conforme a norma ABNT NBR 6118:2014, assim como o comprimento de ancoragem da armadura.

A ancoragem da armadura de colapso progressivo para lajes sem capitéis e sem armadura de punção deve ser feita além do contorno C', e quando se utiliza capitéis a partir do contorno C₂'. Para o cálculo do comprimento da ancoragem ($\ell_{b,nec}$) foi utilizada a Equação 59.

$$\ell_{b,nec} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min} \quad (59)$$

onde α recebe o valor de 1,0 para barras sem gancho; de 0,7 para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou igual a três vezes o diâmetro da barra (3ϕ), ou quando houver barras transversais soldadas; e de 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho maior que 3ϕ . Para este caso as barras foram adotadas sem gancho, portanto, foi utilizado α com valor igual a 1,0. O valor do comprimento de ancoragem básico (ℓ_b) é dado pela Equação 60 e o $\ell_{b,min}$ corresponde ao maior valor entre $0,3\ell_b$, 10ϕ e 100 mm.

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \leq 25\phi \quad (60)$$

Em que a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto (f_{bd}) é calculada pela Equação 61.

$$f_{bd} = 0,21 \times \eta_1 \eta_2 \eta_3 \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (61)$$

sendo que η_1 assume valor igual a 1,0 para barras lisas; 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas; o valor de η_2 corresponde a 1,0 para situação de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência; quanto a η_3 utiliza-se 1,0 para diâmetros de barra menores que 32 mm e $(132-\phi)/100$ para diâmetros de barra maiores ou igual a 32 mm. Para este trabalho foi utilizado barras entalhadas ($\eta_1=1,4$), considerada situação de boa aderência ($\eta_2=1,0$) e barras com diâmetros menores que 32 mm ($\eta_3=1,0$).

As Tabelas 27, 28 e 29 apresentam os resultados do dimensionamento da armadura de colapso progressivo: diâmetro da barra (ϕ), comprimento de ancoragem ($\ell_{b,nec}$) e comprimentos totais das barras nas duas direções ortogonais (c_x e c_y), sendo definidas a utilização de duas barras em cada uma das direção.

Tabela 27 – Cálculo da armadura de colapso progressivo – P1

Pilar de Canto - P1				
H -- e	Armadura de colapso progressivo			
	ϕ (mm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	c_x	c_y
4 -- 16	16	26,17	167,80	167,80
4 -- 20	16	29,90	209,10	209,10
4 -- 24	16	33,65	248,85	248,85
8 -- 16	16	26,17	182,80	177,80
8 -- 20	16	29,90	224,10	219,10
8 -- 24	16	33,65	263,85	258,85
12 -- 16	16	26,17	187,80	187,80
12 -- 20	16	29,90	229,10	229,10
12 -- 24	16	33,65	268,85	268,85
16 -- 16	16	26,17	197,80	197,80
16 -- 20	16	29,90	239,10	239,10
16 -- 24	16	33,65	278,85	278,85

Fonte: Autora

Tabela 28 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P2

Pilar de Borda - P2				
H -- e	Armadura de colapso progressivo			
	ϕ (mm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	c_x	c_y
4 -- 16	16	29,51	322,28	181,14
4 -- 20	16	33,73	404,12	222,06
4 -- 24	16	37,94	197,88	118,94
8 -- 16	16	29,51	337,28	191,14
8 -- 20	16	33,73	188,46	116,73
8 -- 24	16	37,94	212,88	128,94
12 -- 16	16	29,51	347,28	201,14
12 -- 20	16	33,73	198,46	126,73
12 -- 24	16	37,94	222,88	138,94
16 -- 16	16	29,51	189,02	129,51
16 -- 20	16	33,73	213,46	141,73
16 -- 24	16	37,94	237,88	153,94

Fonte: Autora

Tabela 29 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P9

Pilar Interno - P9				
H -- e	Armadura de colapso progressivo			
	ϕ (mm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	c_x	c_y
4 -- 16	16	33,53	333,56	328,56
4 -- 20	16	38,32	121,64	182,64
4 -- 24	20	34,50	114,00	191,00
8 -- 16	16	33,53	127,06	177,06
8 -- 20	16	38,32	136,64	202,64
8 -- 24	20	34,50	129,00	211,00
12 -- 16	16	33,53	137,06	187,06
12 -- 20	16	38,32	146,64	212,64
12 -- 24	20	34,50	139,00	221,00
16 -- 16	16	33,53	152,06	202,06
16 -- 20	16	38,32	161,64	227,64
16 -- 24	20	34,50	154,00	236,00

Fonte: Autora

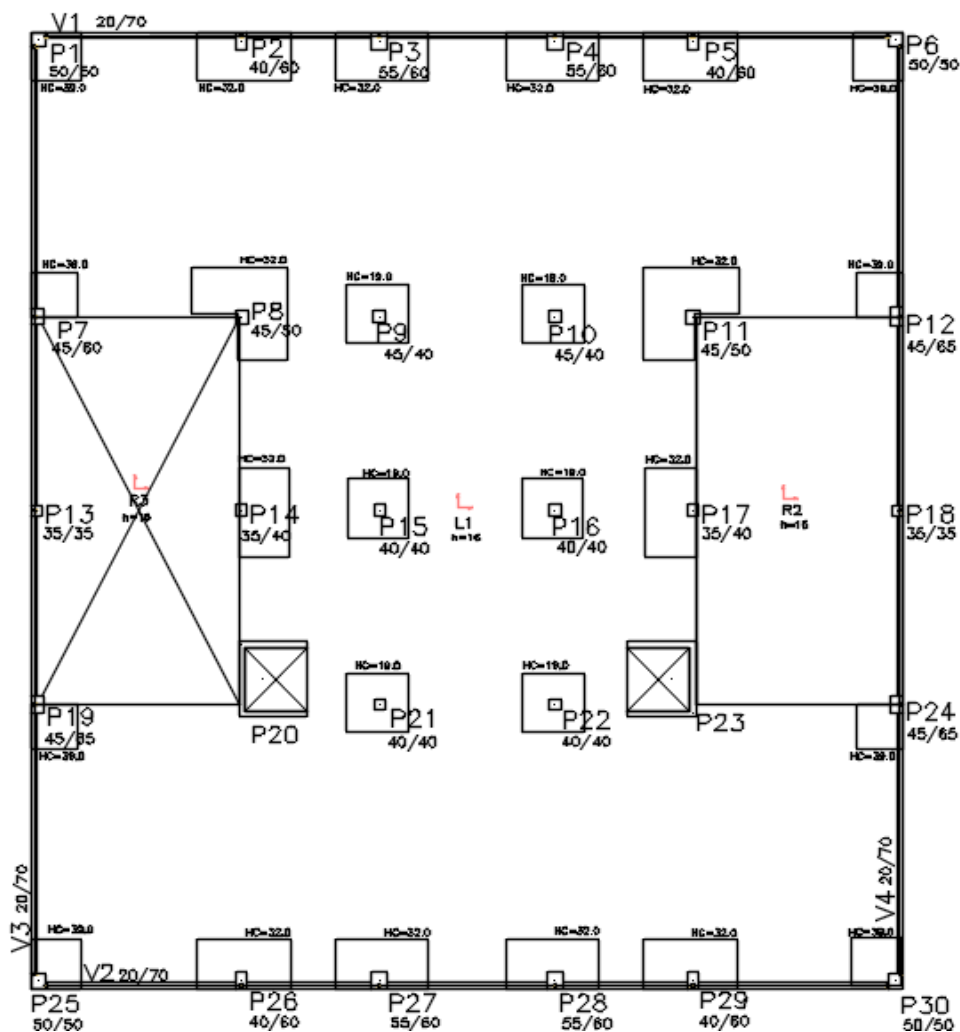
4.3 Modelagem numérico-computacional

Os edifícios exemplos foram modelados no software CAD/TQS (versão 19) com a geometria definida no pré-dimensionamento para as lajes e os pilares, com o uso de capitéis. Optou-se também pela utilização de vigas nas bordas externas do pavimento, com a finalidade de diminuir os deslocamentos transversais nessa região.

No software CAD/TQS foi definida a utilização do Modelo Estrutural IV, que considera um pórtico tridimensional formado por vigas e pilares. No pórtico espacial são calculados os efeitos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares e as lajes são modeladas como grelhas de barras a parte do pórtico, sendo os efeitos gerados pelas ações verticais calculados e os esforços resultantes transferidos como cargas para o pórtico espacial. O comportamento de diafragma rígido das lajes é simulado de forma aproximada aumentando-se a rigidez lateral das vigas. O modelo de análise permite também a flexibilização das ligações viga-pilar, considerando-as ligações semi-rígidas, cujas "molas" são calibradas automaticamente de acordo com cada ligação viga-pilar. Isto faz com que os esforços resultantes, na ligação de uma viga chegando na extremidade de um pilar-parede, por exemplo, sejam corretamente calculados, não sendo necessário arbitrar articulações no modelo (TQS, 2017).

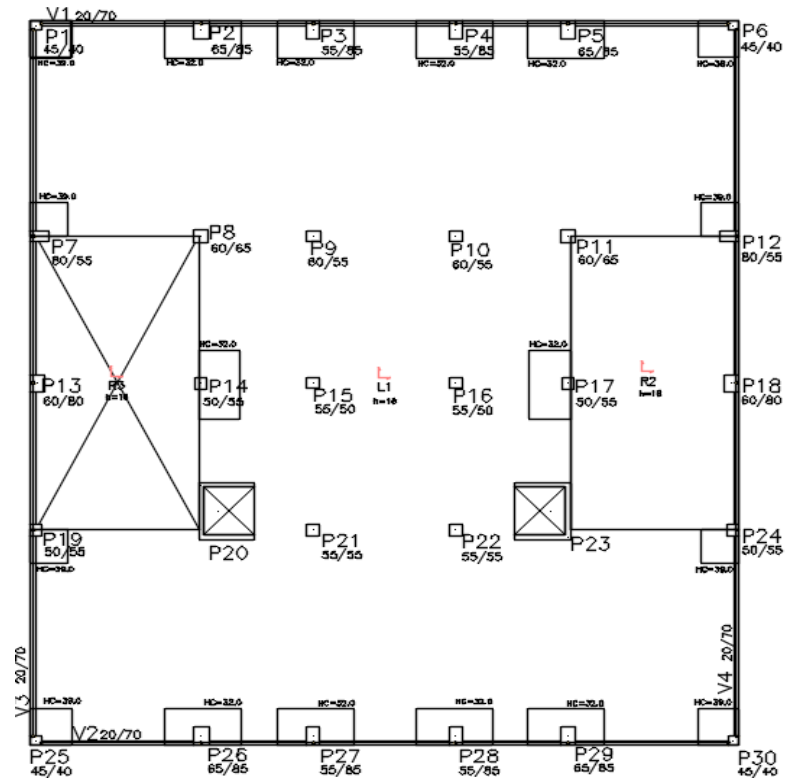
Após o processamento do modelo linear de análise estrutural foi necessário o aumento da dimensão de alguns pilares para suportar os altos valores de momento fletor atuantes, principalmente, nos pavimentos superiores. Os pilares das rampas em uma das direções não possuem vigas ou lajes nos pavimentos como elementos de travamento, assim, nos modelos de 12 e 16 pavimentos eles apresentaram problemas quanto à flambagem, no entanto, as rampas presentes nos pavimentos exercem a função do travamento, logo, foi necessário o fornecimento do coeficiente 0,5 no programa para indicar esse travamento e reduzir o comprimento de flambagem calculado. As Figuras 24, 25, 26 e 27 apresentam a planta de formas dos modelos de 4, 8, 12 e 16 pavimentos, com lajes de espessura de 16 cm. A mesma geometria se repete para lajes com espessuras iguais a 20 cm e 24 cm.

Figura 24 – Planta de formas Pavimento 2, modelo com quatro pavimentos



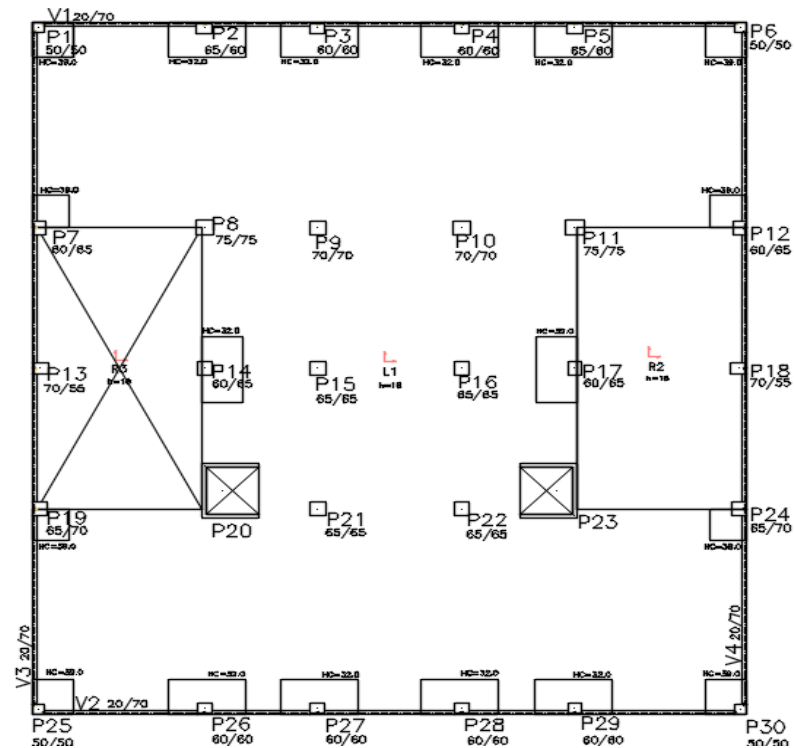
Fonte: Autora

Figura 25- Planta de formas Pavimento 2, modelo com oito pavimentos



Fonte: Autora

Figura 26 - Planta de formas Pavimento 2, modelo com 12 pavimentos



Fonte: Autora

Na abordagem deste trabalho, foi admitida a aproximação de que o pórtico espacial está engastado no solo, como se este fosse um corpo rígido que não sofre deformações, não se considerando a interação solo-estrutura. Na realidade, o solo não se comporta dessa maneira, no entanto, essa consideração ainda é muito utilizada, de modo que a superestrutura é analisada separadamente da infraestrutura, e os esforços obtidos no engaste são utilizados no dimensionamento da fundação. Essa consideração foi feita por simplificação da análise.

5 Comportamento Global do Edifício

A análise do comportamento global do edifício incluiu a avaliação da estabilidade lateral do edifício, utilizando-se o parâmetro γ_z e dos deslocamentos horizontais; verificação do funcionamento da laje; análise dos esforços atuantes na laje e da flecha nos pavimentos.

5.1 Estabilidade Global

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda a utilização do coeficiente γ_z para verificação da necessidade da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, que corresponde à classificação da estrutura como de nós fixos ou nós móveis, e na estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela Equação 62.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (62)$$

Em que $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem. Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

Para estruturas de nós móveis a determinação dos esforços globais de 2ª ordem pode ser feita a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$, pois um γ_z acima desse valor indica que a estrutura possui um grau de instabilidade muito elevado, portanto, é impraticável.

O coeficiente γ_z , no entanto, depende apenas da rigidez da estrutura e da carga vertical total para cada carregamento, logo, não considera outros efeitos que também deslocam horizontalmente a edificação, como por exemplo, cargas verticais excêntricas ou assimétricas, empuxos e desaprumo. Assim, para que seja considerado esses efeitos o sistema CAD/TQS estabelece o Fator de Amplificação de Esforços Horizontais ou de Vento ($FAVt$), calculado com a mesma formulação do coeficiente γ_z , mudando-se apenas a parcela $\Delta M_{tot,d}$. Em virtude disso, o valor de $FAVt$ foi utilizado nesta análise.

É válido destacar que o parâmetro $FAVt$ só é considerado no lugar de γ_z quando o deslocamento horizontal provocado pelas cargas verticais for gerado de forma desfavorável, ou seja, no mesmo sentido do deslocamento horizontal provocado pelas ações de vento. Ainda, quando o edifício é perfeitamente simétrico, o γ_z e o $FAVt$ são idênticos.

Além disso, no cálculo dos deslocamentos horizontais devido a cargas verticais, é necessário considerar também os efeitos construtivos. Conforme a edificação vai sendo construída, ela vai se inclinando e o construtor vai fazendo a correção, colocando-a no prumo novamente, assim o deslocamento horizontal, devido ao peso próprio principalmente, pode ser reduzido. Para isso, no software têm-se os fatores de redução dos deslocamentos por peso próprio e por carga permanente, adotados como 0,5 e 0,75, respectivamente, valores já sugeridos pelo programa.

Para a majoração das cargas horizontais e verticais o programa CAD/TQS considera a formulação de segurança do item 15.3.1 da norma ABNT NBR 6118:2014, em que se calculam os efeitos de 2ª ordem das cargas majoradas de γ_f/γ_{f3} com valor igual a 1,27 (1,4/1,1), e posteriormente majora-se o resultado por γ_{f3} , com $\gamma_{f3}=1,1$.

A Tabela 30 apresenta as médias dos valores do coeficiente $FAVt$ calculados para as diferentes combinações, considerando os quatro ângulos de incidência do vento, as três espessuras de lajes analisadas e a variação do número de pavimentos dos modelos.

Tabela 30 – Parâmetro $FAVt$ de avaliação da estabilidade global fornecido pelo CAD/TQS

$\gamma_z - FAVt$			
4 PAV	16 cm	20 cm	24 cm
90	1,028	1,025	1,021
270	1,018	1,019	1,024
0	1,028	1,031	1,035
180	1,028	1,029	1,032
8 PAV	16 cm	20 cm	24 cm
90	1,091	1,083	1,080
270	1,069	1,075	1,083
0	1,091	1,094	1,104
180	1,077	1,082	1,088
12 PAV	16 cm	20 cm	24 cm
90	1,212	1,202	1,207
270	1,177	1,192	1,224
0	1,168	1,183	1,196
180	1,149	1,160	1,172
16 PAV	16 cm	20 cm	24 cm
90	1,299	1,307	1,310
270	1,256	1,279	1,303
0	1,197	1,214	1,232
180	1,180	1,194	1,209

Fonte: Autora

Pela Tabela 30 pode-se observar que os modelos com 4 e 8 pavimentos podem ser considerados como estruturas de nós fixos, o que indica que podem ser desprezados os efeitos globais de 2ª ordem. Já os modelos com 12 pavimentos possuem $FAVt$ entre 1,15 e 1,22 necessitando a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem, e os modelos com 16 pavimentos também, ao apresentarem $FAVt$ da ordem de 1,18 a 1,31, no entanto, os resultados superiores a 1,30 podem estar contra a segurança.

O aumento da espessura da laje não provocou grandes alterações do parâmetro de estabilidade global, a variação foi da ordem de 0,5% a 4,0% para um mesmo ângulo de incidência do vento e mesmo número de pavimentos.

À medida que se aumenta o número de pavimentos percebe-se que o $FAVt$ aumenta na ordem de 2,5% até 13,0% comparando-se os modelos com diferença de quatro pavimentos entre eles.

Quando analisados os modelos com quatro pavimentos em relação ao de 16 pavimentos o aumento do $FAVt$ atinge até um valor de cerca de 28,0%.

A norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece em seu item 13.3 deslocamentos-limites que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Para o movimento lateral de edifícios tem-se o deslocamento limite absoluto de $H/1700$, em que H corresponde a altura total do edifício, e o limite de deslocamento horizontal entre pavimentos igual a $H_p/850$, sendo H_p o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

A Tabela 31 traz os deslocamentos máximos absolutos ($DeslH$) e os deslocamentos máximos entre pisos ($DeslHp$) extraídos do CAD/TQS.

Tabela 31 – Deslocamentos horizontais dos modelos estudados

	<i>DeslH (cm)</i>			<i>DeslHp (cm)</i>			
4 PAV	16 cm	20 cm	24 cm	16 cm	20 cm	24 cm	<i>H = 10,40 m</i>
90	0,04	0,04	0,05	0,02	0,02	0,02	<i>H/1700 (cm)</i>
270	0,04	0,04	0,05	0,02	0,02	0,02	0,61
0	0,07	0,07	0,07	0,03	0,03	0,02	<i>H_p/850 (cm)</i>
180	0,07	0,07	0,07	0,03	0,03	0,02	0,31
8 PAV	16 cm	20 cm	24 cm	16 cm	20 cm	24 cm	<i>H = 20,80 m</i>
90	0,16	0,21	0,23	0,03	0,04	0,04	<i>H/1700 (cm)</i>
270	0,16	0,21	0,23	0,03	0,04	0,04	1,22
0	0,18	0,24	0,20	0,03	0,04	0,04	<i>H_p/850 (cm)</i>
180	0,18	0,24	0,20	0,03	0,04	0,04	0,31
12 PAV	16 cm	20 cm	24 cm	16 cm	20 cm	24 cm	<i>H = 31,20 m</i>
90	0,45	0,47	0,49	0,06	0,06	0,07	<i>H/1700 (cm)</i>
270	0,45	0,47	0,49	0,06	0,06	0,07	1,84
0	0,44	0,45	0,47	0,06	0,06	0,06	<i>H_p/850 (cm)</i>
180	0,44	0,45	0,47	0,06	0,06	0,06	0,31
16 PAV	16 cm	20 cm	24 cm	16 cm	20 cm	24 cm	<i>H = 41,60 m</i>
90	0,84	0,84	0,84	0,08	0,08	0,08	<i>H/1700 (cm)</i>
270	0,84	0,84	0,84	0,08	0,08	0,08	2,45
0	0,69	0,68	0,68	0,07	0,06	0,06	<i>H_p/850 (cm)</i>
180	0,69	0,68	0,68	0,07	0,06	0,06	0,31

Fonte: Autora

O aumento do número de pavimentos, como esperado, provocou um crescimento notável no deslocamento horizontal absoluto do edifício e também um aumento dos deslocamentos relativo entre pisos adjacentes, no entanto, estando todos em conformidade os valores limites

estabelecidos pela norma. Em concordância com a análise do parâmetro de estabilidade global, os modelos classificados como de nós móveis ($FAVt > 1,1$) tiveram maiores deslocamentos horizontais.

Com o aumento da espessura das lajes, os modelos com quatro e 8 pavimentos, sofreram um aumento dos deslocamentos horizontais, de até 33,0% e 44,0%, respectivamente. Já para edifícios de 12 e 16 pavimentos, essa variação foi menos significativa. Esse aumento dos deslocamentos horizontais com o aumento da espessura da laje pode ser entendido pelo acréscimo de carga que uma maior espessura de laje provoca, nos modelos analisados os ganhos de rigidez da laje pouco colaboram com a rigidez global do edifício.

5.2 Flecha nos Pavimentos

A norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece como limitação da flecha para evitar efeito visual desagradável o valor igual a $\ell/250$, em que ℓ corresponde ao vão entre dois apoios. Portanto, no maior vão, que tem dimensão de 10,15 m e é onde ocorrem os maiores deslocamentos, tem-se o limite da flecha igual a 4,06 cm.

Para a análise das flechas foi tomado como base o Pavimento 2, escolhido de forma aleatória, visto que não há grandes variações nas deformações entre os diferentes pavimentos. A combinação do estado limite de serviço escolhida foi a nomeada como Caso 9 no CAD/TQS, que corresponde à combinação quase permanente dada pela Equação 63, sendo ψ_2 igual a 0,6.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (63)$$

As flechas das lajes estão apresentadas nos gráficos e curvas de isovalores do Apêndice C. A Tabela 32 contém as flechas máximas das lajes dos modelos estudados.

Por meio da Tabela 32 é possível verificar que as flechas máximas ultrapassaram os limites estabelecidos pela norma e que à medida que se aumentou a espessura da laje observou-se uma redução da flecha das lajes. Um aumento de 4 cm na espessura da laje fez com que a flecha máxima na laje diminuísse por cerca de um terço de seu valor anterior.

Tabela 32 – Flechas máximas obtidas para as diferentes espessuras de lajes e números de pavimentos

Flechas máximas (cm)			
	16 cm	20 cm	24 cm
4 PAV	8,9	6,0	4,4
8 PAV	8,9	5,8	4,2
12 PAV	9,3	6,8	4,4
16 PAV	8,2	5,4	4,4

Fonte: Autora

Na Tabela 33, a título de comparação, foram registrados os valores das flechas encontradas para o Pórtico 6 (Figura 22) utilizando a ferramenta Ftool e as flechas, para o mesmo alinhamento de pilares, utilizando-se o CAD/TQS, tomadas do modelo com quatro pavimentos, visto que, o número de pavimentos não exerce grande influência na ações atuantes na laje.

Tabela 33 – Flechas máximas do Pórtico 6

Flechas										
		P3	Vão	P9	Vão	P15	Vão	P21	Vão	P27
16 cm	Ftool		2,49		0,55		0,55		2,49	
	TQS		6,70		1,50		1,50		6,70	
20 cm	Ftool		1,48		0,32		0,32		1,48	
	TQS		4,35		1,30		1,30		4,35	
24 cm	Ftool		0,98		0,21		0,21		0,98	
	TQS		3,50		1,00		1,00		3,50	

Fonte: Autora

É notável a diferença entre os resultados extraídos dos dois *softwares*. Os valores das flechas obtidas utilizando o Ftool são expressivamente menores, o que pode ser justificado pelas diversas simplificações do modelo quando utilizada essa ferramenta de análise estrutural bidimensional, como, por exemplo, pode ser citada a consideração de apenas parte da laje e de carregamento linearmente distribuído no eixo da laje.

5.3 Esforços nas lajes e pilares

Foram listados na tabela do Apêndice B os momentos solicitantes atuantes na faixa de laje e pilares definida como Pórtico 1 (Figura 22). Os esforços atuantes nos pilares se referem aos

esforços apontados no relatório fornecido pelo *software* CAD/TQS, que atuam no pavimento da cobertura e que são resultantes da combinação de ações que levou a seleção da armadura em primeiro lugar, armadura esta que foi suficiente para suportar os demais carregamentos, mas que não necessariamente corresponde ao carregamento que necessitaria da maior quantidade armadura na seção.

Nas regiões da laje próximas aos pilares observam-se picos de momentos negativos, principalmente, nas proximidades de pilares de borda, região em que se tem as vigas de contorno, o que tornou impraticável o dimensionamento e detalhamento da armadura na região. Além disso, verificam-se valores de momentos positivos muito pequenos nos bordos da laje. Logo, seria necessária uma análise mais criteriosa para redistribuição de esforços, podendo como solução adotar a plastificação das barras da grelha na região da ligação laje-pilar e verificar se a rigidez do pilar está sendo simulada de forma correta, e caso contrário criar barras rígidas dentro do pilar. No entanto, como este não era o foco deste trabalho, essa análise não foi feita.

Por meio da análise das tabelas do Apêndice A e B, percebe-se que os esforços calculados utilizando-se o Método dos Pórticos Equivalentes, com exceção dos valores nas regiões das bordas da laje, estão próximos dos valores obtidos utilizando o CAD/TQS. No modelo de cálculo analítico não foi considerada a análise dos esforços globais de 2ª ordem, enquanto que no modelo computacional essa análise foi feita. Logo, diferentemente do modelo analítico, os valores dos esforços encontrados na análise do modelo computacional crescem à medida que se aumenta o número de pavimentos, visto que o edifício se torna mais esbelto e passa a ser necessária a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

Com os valores de esforços obtidos no *software* foi feita nova verificação da laje a punção. Os picos de esforços nos pilares de borda inviabilizaram a verificação da punção para estes pilares. As Tabelas 34 e 35 contêm os dados utilizados no dimensionamento da laje à punção e as dimensões dos capitéis, necessário para absorver os esforços atuantes.

Tabela 34 – Dimensionamento das lajes a punção, esforços TQS – P1

Pilar de Canto - P1											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços			Armadura de flexão				Laje com capitel	
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sd} (kN)	φ _x (mm)	φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)	e _c (cm)	e _n (cm)
4 -- 16	50	50	224,5	97,6	266	25	25	14,0	14,0	110,25	37
4 -- 20	50	50	229,0	99,0	288	25	20	11,0	20,0	146,25	38
4 -- 24	50	50	231,9	102,9	310	25	16	14,0	16,5	182,25	38
8 -- 16	45	40	178,6	58,9	235	25	20	11,0	16,5	111,38	38
8 -- 20	45	40	179,6	57,1	255	25	20	14,0	20,0	147,38	38
8 -- 24	45	40	179,6	60,1	275	20	16	14,0	16,5	185,4	39
12 -- 16	50	50	246,3	105,0	267	32	25	14,0	20,0	108,68	39
12 -- 20	50	50	252,4	99,1	288	32	20	14,0	14,0	145,8	39
12 -- 24	50	50	246,2	101,7	306	25	16	14,0	16,5	182,25	39
16 -- 16	60	60	361,0	153,2	301	32	25	10,0	14,0	120,75	41
16 -- 20	60	60	360,4	140,0	318	32	32	12,5	14,0	159	40
16 -- 24	60	60	364,4	130,5	330	32	20	14,0	20,0	200,75	42

Fonte: Autora

Tabela 35 - Dimensionamento das lajes a punção, esforços TQS – P9

Pilar Interno - P9											
H -- e	Dimensão pilar		Esforços			Armadura de flexão				Laje com capitel	
	L (cm)	H (cm)	M _x (kNxm)	M _y (kNxm)	F _{Sd} (kN)	φ _x (mm)	φ _y (mm)	s _x (cm)	s _y (cm)	e _c (cm)	e _n (cm)
4 -- 16	45	40	17,8	0	660	12,5	12,5	12,5	12,5	90,13	29
4 -- 20	45	40	19,8	0	733	16,0	16,0	16,5	16,5	116,90	30
4 -- 24	45	40	21,9	0	811	16,0	16,0	16,5	14,0	144,90	32
8 -- 16	60	55	20,7	0	656	12,5	10,0	16,5	12,5	90,56	29
8 -- 20	60	55	23,1	0	735	12,5	12,5	12,5	16,5	118,13	30
8 -- 24	60	55	25,7	0	817	12,5	16,0	14,0	14,0	145,51	31
12 -- 16	70	70	24,3	0	675	10,0	10,0	14,0	12,5	91,00	29
12 -- 20	70	70	27,3	0	760	12,5	12,5	16,5	16,5	118,13	30
12 -- 24	70	70	30,4	0	844	12,5	12,5	12,5	14,0	146,13	31
16 -- 16	85	85	27,6	0	681	10,0	8,0	12,5	12,5	91,35	28
16 -- 20	85	85	30,8	0	759	12,5	10,0	16,5	16,5	118,56	30
16 -- 24	85	85	34,1	0	842	8,0	8,0	16,5	14,0	146,56	32

Fonte: Autora

As Tabelas 36 e 37 apresentam os resultados do cálculo da armadura de colapso progressivo.

Tabela 36 – Cálculo da armadura de colapso progressivo – P1

Pilar de Canto - P1				
H -- e	Armadura de colapso progressivo			
	ϕ (mm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	c_x	c_y
4 -- 16	16	39,13	224,38	224,38
4 -- 20	20	33,90	263,15	263,15
4 -- 24	20	36,49	309,74	309,74
8 -- 16	16	34,57	215,95	210,95
8 -- 20	16	37,52	262,90	257,90
8 -- 24	20	32,37	303,77	298,77
12 -- 16	16	39,28	222,96	222,96
12 -- 20	20	33,90	262,70	262,70
12 -- 24	20	36,02	309,27	309,27
16 -- 16	20	35,43	241,18	241,18
16 -- 20	20	37,44	289,44	289,44
16 -- 24	20	38,85	340,60	340,60

Fonte: Autora

Tabela 37 - Cálculo da armadura de colapso progressivo – P9

Pilar Interno - P9				
H -- e	Armadura de colapso progressivo			
	ϕ (mm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	c_x	c_y
4 -- 16	20	38,83	347,92	347,92
4 -- 20	20	43,12	360,04	426,04
4 -- 24	20	47,71	425,22	507,22
8 -- 16	20	38,59	313,30	358,30
8 -- 20	20	43,24	377,74	438,74
8 -- 24	20	48,06	442,14	519,14
12 -- 16	20	39,71	326,42	376,42
12 -- 20	20	44,71	390,68	456,68
12 -- 24	20	49,65	456,56	538,56
16 -- 16	20	40,06	342,82	387,82
16 -- 20	20	44,65	406,42	467,42
16 -- 24	20	49,54	472,20	549,20

Fonte: Autora

6 Conclusão

Este trabalho contemplou uma revisão dos métodos de cálculo para verificação das lajes à punção previstos nas normas ABNT NBR 6118:2014, Eurocode 2:2004, ACI 318:14 e EHE-08. Apesar de não ter sido feito um estudo de caso para comparação das normas,

pôde-se perceber que os procedimentos de cálculo descritos pelas normas ABNT NBR 6118:2014, Eurocode 2:2004 e EHE-08 apresentam muitas semelhanças, principalmente, as duas primeiras normas citadas. Segundo Pereira (2014), a norma brasileira é mais conservadora na determinação das tensões atuantes e das tensões resistentes em relação ao Eurocode 2:2004. Verifica-se ainda, que a norma ACI 318:14 é menos conservadora na definição da seção crítica, que é estabelecida mais próxima da face do pilar quando comparadas as demais normas analisadas. Entretanto, o ACI 318:14 estabelece espessuras mínimas de laje, em função do vão, mais conservadoras do que aquelas recomendadas pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Em virtude da avaliação das normas constatou-se, ainda, que a norma brasileira em relação à verificação da punção é bastante abrangente e minuciosa. Todavia, para torná-la ainda mais completa sugere-se que: as limitações da taxa geométrica de armadura de flexão (ρ) e do valor de k (Equação 29) sejam apresentadas no capítulo que trata da punção; sejam explicitadas as equações para cálculo do módulo de resistência plástica do perímetro crítico (W_p) e do momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido em relação ao centro do pilar (M_{Sd}^*); seja estabelecido um critério mais claro para definição das dimensões do capitel mínimo, bem como seja especificado o local da ancoragem da armadura contra colapso progressivo, quando da utilização de capitéis.

A partir das análises realizadas, foi observado que o aumento da espessura das lajes pouco contribuiu para o aumento da rigidez global da estrutura frente às ações horizontais. No entanto, o aumento da espessura da laje resultou em um enrijecimento das ligações laje-pilar, melhorando o comportamento da laje à punção, bem como reduzindo significativamente as flechas no pavimento.

Com relação ao número de pavimentos reafirma-se a importância da análise quanto à estabilidade global para edifícios altos. Como esperado, com o aumento do número de pavimentos, os deslocamentos horizontais do edifício foram notadamente maiores, assim como o parâmetro de estabilidade analisado (γ_z), indicando a necessidade da consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

Perspectivas de trabalhos futuros:

- Desenvolvimento de um estudo de caso para comparação dos procedimentos de cálculo utilizados no dimensionamento da laje à punção recomendados pelas normas revisadas neste trabalho.
- Utilização do modelo de análise estrutural VI do *software* CAD/TQS na análise computacional, em que toda a estrutura é analisada como um único pórtico espacial, formado por lajes, vigas e pilares e não mais por um pórtico espacial e grelhas. Esse modelo considera a rigidez transversal a flexão das lajes e segundo TQS (2017), neste, edifícios com lajes lisas são modelados de forma mais refinada.
- Ajuste do modelo por meio da adoção da plastificação das barras da grelha na região da ligação laje-pilar, verificando se a rigidez do pilar está sendo simulada de forma correta, para, se necessário, criar barras rígidas dentro do pilar e redistribuir os esforços para solução dos picos de momentos negativos encontrados na laje nas proximidades dos pilares.
- Introdução da interação solo-estrutura no modelo.
- Variação das dimensões do edifício em planta para verificar a influência desta no comportamento global do edifício.

Referências

ALBUQUERQUE, A. T. DE; PINHEIRO, L. M. Viabilidade Econômica de Alternativas Estruturais de Concreto Armado para Edifícios. **Cardernos de Engenharia de Estrutura - Estruturas de Concreto**, v. 19, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318:14: Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BACARJI, E. **Análise de Estruturas de Edifícios: Projeto de Pilares**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BEVILAQUA, R. **Edifícios garagem estruturados em aço**. CONSTRUMETAL - Congresso Latino-Americano da Construção Metálica. São Paulo, 2010.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 1ª ed. São Paulo, SP: PINI Ltda., 2009.

CASTELO BRANCO, A. F. V. **Contribuição para o Projeto de Lajes-Cogumelo**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em Edifícios de Concreto Armado com Pavimentos em Lajes Planas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE - 08** – Instrucción de Hormigón Estructural. Espanha, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2:** Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Building, Bruxelas, BE, 2004.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da Estabilidade Global de Edifícios Altos com Lajes Protendidas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 2, p. 196–224, 2015.

FRANCO, M. Problema de estabilidade nos edifícios altos. Publicação técnica do Instituto de Engenharia. **Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios**, p.17-38, 1997.

GIONGO, J.S. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. EESC-USP, São Carlos, 1996.

GUARDA, M.C.; LIMA, J.S.; PINHEIRO, L.M. **Novas diretrizes para a análise da punção no projeto de lajes lisas**. IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, EPUSP, 2000.

MARTINS, C. H. **Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleos Resistentes, Considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MATIAS JR, I. G.; MORI, D. D. **Núcleos resistentes sobre fundações flexíveis**. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, 1997.

MELGES, J. L. P.; PINHEIRO, L. M.; STUCCHI, F. R. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação**. 1ª ed. São Paulo, SP: IBRACON, 2015.

PEREIRA, E. D. A. **Análise Comparativa de Normas para o Cálculo de Lajes Submetidas ao Efeito da Punção**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

PINHEIRO, L.M. **Noções sobre pré-dimensionamento de Estruturas de Edifícios**. Curso de Especialização em Estruturas. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

TQS. **Colapso progressivo dos edifícios - breve introdução**. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>>. Acesso em: 2 jul. 2017.

TQS. **Modelo-TQS, ligações flexibilizadas, semi-rígidas, molas, viga-pilar, plastificação, concreto armado**. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>>. Acesso em: 2 jul. 2017.

TQS. **Modelo VI - Análise estrutural com pórtico espacial completo com Pilares + Vigas + Lajes**. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>>. Acesso em: 2 jul. 2017.

VIEIRA, R. A. G. **Vantagens do Concreto Auto-Adensável Comparado ao Concreto Convencional Simples**. Monografia de Curso de Especialização. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2013.

VLASSOV, B. Z. *Pièces longues em voiles minces*. Paris, Eyrolles, 1962

SMITH, B. S.; COULL, A. *Tall Building Structures. Analysis and Design*, A Wiley – Interscience Publication, 1991.

APÊNDICE A – Esforços calculados pelo Método dos Pórticos Equivalentes

Pórtico	H -- e	Faixa	P1	Vão	P2	Vão	P3	Vão	P4	Vão	P5	Vão	P6
1	4 -- 16	Externa	74,10	34,15	74,52	11,19	51,37	24,12	51,37	11,19	74,52	34,15	74,10
	4 -- 16	Interna	24,70	27,94	24,84	9,16	17,12	19,73	17,12	9,16	24,84	27,94	24,70
	4 -- 20	Externa	84,68	39,01	85,19	12,79	58,68	27,55	58,68	12,79	85,19	39,01	84,68
	4 -- 20	Interna	28,23	31,92	28,40	10,46	19,56	22,54	19,56	10,46	28,40	31,92	28,23
	4 -- 24	Externa	95,29	43,91	95,81	14,38	66,02	31,00	66,02	14,38	95,81	43,91	95,29
	4 -- 24	Interna	31,76	35,92	31,94	11,77	22,01	25,36	22,01	11,77	31,94	35,92	31,76
	8 -- 16	Externa	74,10	34,93	72,39	11,19	50,11	24,58	50,11	11,19	72,39	34,93	74,10
	8 -- 16	Interna	24,70	28,58	24,13	9,16	16,70	20,11	16,70	9,16	24,13	28,58	24,70
	8 -- 20	Externa	84,68	39,91	82,75	12,79	57,24	28,07	57,24	12,79	82,75	39,91	84,68
	8 -- 20	Interna	28,23	32,65	27,58	10,46	19,08	22,97	19,08	10,46	27,58	32,65	28,23
	8 -- 24	Externa	95,29	44,91	93,07	14,38	64,40	31,59	64,40	14,38	93,07	44,91	95,29
	8 -- 24	Interna	31,76	36,75	31,02	11,77	21,47	25,85	21,47	11,77	31,02	36,75	31,76
	12 -- 16	Externa	74,10	35,46	70,97	11,19	48,85	25,04	48,85	11,19	70,97	35,46	74,10
	12 -- 16	Interna	24,70	29,01	23,66	9,16	16,28	20,49	16,28	9,16	23,66	29,01	24,70
	12 -- 20	Externa	84,68	40,50	81,12	12,79	55,80	28,60	55,80	12,79	81,12	40,50	84,68
	12 -- 20	Interna	28,23	33,14	27,04	10,46	18,60	23,40	18,60	10,46	27,04	33,14	28,23
	12 -- 24	Externa	95,29	45,58	91,24	14,38	62,78	32,19	62,78	14,38	91,24	45,58	95,29
	12 -- 24	Interna	31,76	37,29	30,41	11,77	20,93	26,33	20,93	11,77	30,41	37,29	31,76
	16 -- 16	Externa	74,10	36,24	68,83	11,19	46,97	25,73	46,97	11,19	68,83	36,24	74,10
	16 -- 16	Interna	24,70	29,65	22,94	9,16	15,66	21,05	15,66	9,16	22,94	29,65	24,70
	16 -- 20	Externa	84,68	41,40	78,68	12,79	53,65	29,39	53,65	12,79	78,68	41,40	84,68
	16 -- 20	Interna	28,23	33,87	26,23	10,46	17,88	24,05	17,88	10,46	26,23	33,87	28,23
	16 -- 24	Externa	95,29	46,59	88,49	14,38	60,36	33,07	60,36	14,38	88,49	46,59	95,29
	16 -- 24	Interna	31,76	38,12	29,50	11,77	20,12	27,06	20,12	11,77	29,50	38,12	31,76

Pórtico	H -- e	Faixa	P7	Vão	P8	Vão	P9	Vão	P10	Vão	P11	Vão	P12
2	4 -- 16	Externa	125,21	58,14	124,71	18,89	51,37	41,13	51,37	18,89	124,71	58,14	125,21
	4 -- 16	Interna	41,74	47,57	41,57	15,46	17,12	33,65	17,12	15,46	41,57	47,57	41,74
	4 -- 20	Externa	143,10	66,43	142,55	21,59	58,68	47,02	58,68	21,59	142,55	66,43	143,10
	4 -- 20	Interna	47,70	54,36	47,52	17,66	19,56	38,47	19,56	17,66	47,52	54,36	47,70
	4 -- 24	Externa	160,99	74,76	160,36	24,28	66,02	52,88	66,02	24,28	160,36	74,76	160,99
	4 -- 24	Interna	53,66	61,16	53,45	19,87	22,01	43,27	22,01	19,87	53,45	61,16	53,66
	8 -- 16	Externa	125,21	59,46	121,11	18,89	50,11	42,29	50,11	18,89	121,11	59,46	125,21
	8 -- 16	Interna	41,74	48,65	40,37	15,46	16,70	34,60	16,70	15,46	40,37	48,65	41,74
	8 -- 20	Externa	143,10	67,95	138,43	21,59	57,24	48,35	57,24	21,59	138,43	67,95	143,10
	8 -- 20	Interna	47,70	55,59	46,14	17,66	19,08	39,56	19,08	17,66	46,14	55,59	47,70
	8 -- 24	Externa	160,99	76,46	155,72	24,28	64,40	54,38	64,40	24,28	155,72	76,46	160,99
	8 -- 24	Interna	53,66	62,55	51,91	19,87	21,47	44,50	21,47	19,87	51,91	62,55	53,66
	12 -- 16	Externa	125,21	60,78	117,50	18,89	48,85	43,07	48,85	18,89	117,50	60,78	125,21
	12 -- 16	Interna	41,74	49,73	39,17	15,46	16,28	35,24	16,28	15,46	39,17	49,73	41,74
	12 -- 20	Externa	143,10	69,46	134,31	21,59	55,80	49,24	55,80	21,59	134,31	69,46	143,10
	12 -- 20	Interna	47,70	56,83	44,77	17,66	18,60	40,29	18,60	17,66	44,77	56,83	47,70
	12 -- 24	Externa	160,99	78,16	151,09	24,28	62,78	55,39	62,78	24,28	151,09	78,16	160,99
	12 -- 24	Interna	53,66	63,95	50,36	19,87	20,93	45,32	20,93	19,87	50,36	63,95	53,66
	16 -- 16	Externa	125,21	62,11	113,90	18,89	46,97	44,24	46,97	18,89	113,90	62,11	125,21
	16 -- 16	Interna	41,74	50,81	37,97	15,46	15,66	36,20	15,66	15,46	37,97	50,81	41,74
	16 -- 20	Externa	143,10	70,97	130,19	21,59	53,65	50,58	53,65	21,59	130,19	70,97	143,10
	16 -- 20	Interna	47,70	58,06	43,40	17,66	17,88	41,38	17,88	17,66	43,40	58,06	47,70
	16 -- 24	Externa	160,99	79,85	146,45	24,28	60,36	56,89	60,36	24,28	146,45	79,85	160,99
	16 -- 24	Interna	53,66	65,34	48,82	19,87	20,12	46,54	20,12	19,87	48,82	65,34	53,66

Pórtico	H -- e	Faixa	P13	Vão	P14	Vão	P15	Vão	P16	Vão	P17	Vão	P18
3	4 -- 16	Externa	102,23	46,74	103,76	15,43	70,84	33,26	70,84	15,43	103,76	46,74	102,23
	4 -- 16	Interna	34,08	38,24	34,59	12,62	23,61	27,21	23,61	12,62	34,59	38,24	34,08
	4 -- 20	Externa	116,81	53,42	118,60	17,63	80,95	38,00	80,95	17,63	118,60	53,42	116,81
	4 -- 20	Interna	38,94	43,71	39,53	14,42	26,98	31,09	26,98	14,42	39,53	43,71	38,94
	4 -- 24	Externa	131,44	60,08	133,41	19,83	91,05	42,76	91,05	19,83	133,41	60,08	131,44
	4 -- 24	Interna	43,81	49,16	44,47	16,22	30,35	34,99	30,35	16,22	44,47	49,16	43,81
	8 -- 16	Externa	102,23	47,82	100,82	15,43	68,23	34,22	68,23	15,43	100,82	47,82	102,23
	8 -- 16	Interna	34,08	39,12	33,61	12,62	22,74	27,99	22,74	12,62	33,61	39,12	34,08
	8 -- 20	Externa	116,81	54,66	115,24	17,63	77,97	39,09	77,97	17,63	115,24	54,66	116,81
	8 -- 20	Interna	38,94	44,72	38,41	14,42	25,99	31,98	25,99	14,42	38,41	44,72	38,94
	8 -- 24	Externa	131,44	61,47	129,63	19,83	87,71	43,99	87,71	19,83	129,63	61,47	131,44
	8 -- 24	Interna	43,81	50,29	43,21	16,22	29,24	35,99	29,24	16,22	43,21	50,29	43,81
	12 -- 16	Externa	102,23	48,54	98,85	15,43	66,50	34,85	66,50	15,43	98,85	48,54	102,23
	12 -- 16	Interna	34,08	39,71	32,95	12,62	22,17	28,52	22,17	12,62	32,95	39,71	34,08
	12 -- 20	Externa	116,81	55,48	113,00	17,63	75,99	39,81	75,99	17,63	113,00	55,48	116,81
	12 -- 20	Interna	38,94	45,39	37,67	14,42	25,33	32,58	25,33	14,42	37,67	45,39	38,94
	12 -- 24	Externa	131,44	62,39	127,10	19,83	85,48	44,81	85,48	19,83	127,10	62,39	131,44
	12 -- 24	Interna	43,81	51,05	42,37	16,22	28,49	36,66	28,49	16,22	42,37	51,05	43,81
	16 -- 16	Externa	102,23	49,61	95,91	15,43	63,90	35,81	63,90	15,43	95,91	49,61	102,23
	16 -- 16	Interna	34,08	40,59	31,97	12,62	21,30	29,30	21,30	12,62	31,97	40,59	34,08
	16 -- 20	Externa	116,81	56,71	109,63	17,63	73,02	40,90	73,02	17,63	109,63	56,71	116,81
	16 -- 20	Interna	38,94	46,40	36,54	14,42	24,34	33,47	24,34	14,42	36,54	46,40	38,94
	16 -- 24	Externa	131,44	63,78	123,32	19,83	82,13	46,03	82,13	19,83	123,32	63,78	131,44
	16 -- 24	Interna	43,81	52,18	41,11	16,22	27,38	37,66	27,38	16,22	41,11	52,18	43,81

Pórtico	H -- e	Faixa	P19	Vão	P20	Vão	P21	Vão	P22	Vão	P23	Vão	P24
4	4 -- 16	Externa	125,21	75,32	77,85	18,89	75,20	41,13	75,20	18,89	77,85	75,32	125,21
	4 -- 16	Interna	41,74	61,63	25,95	15,46	25,07	33,65	25,07	15,46	25,95	61,63	41,74
	4 -- 20	Externa	143,10	86,08	88,99	21,59	97,93	47,02	97,93	21,59	88,99	86,08	143,10
	4 -- 20	Interna	47,70	70,43	29,66	17,66	32,64	38,47	32,64	17,66	29,66	70,43	47,70
	4 -- 24	Externa	160,99	96,85	100,10	24,28	110,22	52,88	110,22	24,28	100,10	96,85	160,99
	4 -- 24	Interna	53,66	79,24	33,37	19,87	36,74	43,27	36,74	19,87	33,37	79,24	53,66
	8 -- 16	Externa	125,21	75,32	77,85	18,89	82,54	42,29	82,54	18,89	77,85	75,32	125,21
	8 -- 16	Interna	41,74	61,63	25,95	15,46	27,51	34,60	27,51	15,46	25,95	61,63	41,74
	8 -- 20	Externa	143,10	86,08	88,99	21,59	94,29	48,35	94,29	21,59	88,99	86,08	143,10
	8 -- 20	Interna	47,70	70,43	29,66	17,66	31,43	39,56	31,43	17,66	29,66	70,43	47,70
	8 -- 24	Externa	160,99	96,85	100,10	24,28	106,12	54,38	106,12	24,28	100,10	96,85	160,99
	8 -- 24	Interna	53,66	79,24	33,37	19,87	35,37	44,50	35,37	19,87	33,37	79,24	53,66
	12 -- 16	Externa	125,21	75,32	52,95	18,89	80,41	43,07	80,41	18,89	52,95	75,32	125,21
	12 -- 16	Interna	41,74	61,63	17,65	15,46	26,80	35,24	26,80	15,46	17,65	61,63	41,74
	12 -- 20	Externa	143,10	86,08	60,53	21,59	91,86	49,24	91,86	21,59	60,53	86,08	143,10
	12 -- 20	Interna	47,70	70,43	20,18	17,66	30,62	40,29	30,62	17,66	20,18	70,43	47,70
	12 -- 24	Externa	160,99	96,85	68,08	24,28	103,39	55,39	103,39	24,28	68,08	96,85	160,99
	12 -- 24	Interna	53,66	79,24	22,69	19,87	34,46	45,32	34,46	19,87	22,69	79,24	53,66
	16 -- 16	Externa	125,21	75,32	77,85	18,89	77,23	44,24	77,23	18,89	77,85	75,32	125,21
	16 -- 16	Interna	41,74	61,63	25,95	15,46	25,74	36,20	25,74	15,46	25,95	61,63	41,74
	16 -- 20	Externa	143,10	86,08	88,99	21,59	88,22	50,58	88,22	21,59	88,99	86,08	143,10
	16 -- 20	Interna	47,70	70,43	29,66	17,66	29,41	41,38	29,41	17,66	29,66	70,43	47,70
	16 -- 24	Externa	160,99	96,85	100,10	24,28	99,29	56,89	99,29	24,28	100,10	96,85	160,99
	16 -- 24	Interna	53,66	79,24	33,37	19,87	33,10	46,54	33,10	19,87	33,37	79,24	53,66

Pórtico	H -- e	Faixa	P1	Vão	P7	Vão	P13	Vão	P19	Vão	P25
5	4 -- 16	Externa	113,33	43,83	107,87	19,75	107,87	19,75	107,87	43,83	113,33
	4 -- 16	Interna	37,78	35,86	35,96	16,16	35,96	16,16	35,96	35,86	37,78
	4 -- 20	Externa	129,53	50,09	123,30	22,58	123,30	22,58	123,30	50,09	129,53
	4 -- 20	Interna	43,18	40,98	41,10	18,47	41,10	18,47	41,10	40,98	43,18
	4 -- 24	Externa	145,69	56,36	138,73	25,41	138,73	25,41	138,73	56,36	145,69
	4 -- 24	Interna	48,56	46,11	46,24	20,79	46,24	20,79	46,24	46,11	48,56
	8 -- 16	Externa	113,33	44,61	105,75	19,75	105,75	19,75	105,75	44,61	113,33
	8 -- 16	Interna	37,78	36,50	35,25	16,16	35,25	16,16	35,25	36,50	37,78
	8 -- 20	Externa	145,69	58,03	120,87	25,41	120,87	25,41	120,87	58,36	129,53
	8 -- 20	Interna	48,56	47,48	40,29	20,79	40,29	20,79	40,29	47,75	43,18
	8 -- 24	Externa	145,69	58,03	135,99	25,41	135,99	25,41	135,99	58,36	145,69
	8 -- 24	Interna	48,56	47,48	45,33	20,79	45,33	20,79	45,33	47,75	48,56
	12 -- 16	Externa	113,33	45,13	104,33	19,75	53,89	19,75	103,62	45,39	113,33
	12 -- 16	Interna	37,78	36,92	34,78	16,16	17,96	16,16	34,54	37,13	37,78
	12 -- 20	Externa	129,53	51,58	119,25	22,58	61,58	22,58	118,43	51,88	129,53
	12 -- 20	Interna	43,18	42,20	39,75	18,47	20,53	18,47	39,48	42,44	43,18
	12 -- 24	Externa	145,69	58,03	134,17	25,41	69,30	25,41	133,25	58,36	145,69
	12 -- 24	Interna	48,56	47,48	44,72	20,79	23,10	20,79	44,42	47,75	48,56
	16 -- 16	Externa	113,33	45,65	102,91	19,75	53,89	19,75	102,91	45,65	113,33
	16 -- 16	Interna	37,78	37,35	34,30	16,16	17,96	16,16	34,30	37,35	37,78
	16 -- 20	Externa	129,53	52,17	117,62	22,58	61,58	22,58	117,62	52,17	129,53
	16 -- 20	Interna	43,18	42,69	39,21	18,47	20,53	18,47	39,21	42,69	43,18
	16 -- 24	Externa	145,69	58,70	132,34	25,41	69,30	25,41	132,34	58,70	145,69
	16 -- 24	Interna	48,56	48,02	44,11	20,79	23,10	20,79	44,11	48,02	48,56

Pórtico	H -- e	Faixa	P2	Vão	P8	Vão	P14	Vão	P20	Vão	P26
6	4 -- 16	Externa	188,85	73,91	177,44	32,92	177,44	32,92	177,44	92,99	188,85
	4 -- 16	Interna	62,95	60,47	59,15	26,93	59,15	26,93	59,15	76,08	62,95
	4 -- 20	Externa	215,85	84,49	202,82	37,65	202,82	37,65	202,82	106,29	215,85
	4 -- 20	Interna	71,95	69,12	67,61	30,80	67,61	30,80	67,61	86,97	71,95
	4 -- 24	Externa	242,81	95,03	228,17	42,35	228,17	42,35	228,17	119,56	242,81
	4 -- 24	Interna	80,94	77,75	76,06	34,65	76,06	34,65	76,06	97,82	80,94
	8 -- 16	Externa	188,85	75,21	173,89	32,92	173,89	32,92	173,89	92,99	188,85
	8 -- 16	Interna	62,95	61,54	57,96	26,93	57,96	26,93	57,96	76,08	62,95
	8 -- 20	Externa	242,81	97,82	198,77	42,35	198,77	42,35	198,77	119,56	215,85
	8 -- 20	Interna	80,94	80,03	66,26	34,65	66,26	34,65	66,26	97,82	71,95
	8 -- 24	Externa	242,81	97,82	223,61	42,35	223,61	42,35	223,61	119,56	242,81
	8 -- 24	Interna	80,94	80,03	74,54	34,65	74,54	34,65	74,54	97,82	80,94
	12 -- 16	Externa	188,85	125,78	171,52	32,92	89,81	32,92	125,40	92,99	188,85
	12 -- 16	Interna	62,95	62,25	57,17	26,93	29,94	26,93	41,80	76,08	62,95
	12 -- 20	Externa	215,85	86,96	196,06	37,65	102,64	37,65	143,35	106,29	215,85
	12 -- 20	Interna	71,95	71,15	65,35	30,80	34,21	30,80	47,78	86,97	71,95
	12 -- 24	Externa	242,81	97,82	220,57	42,35	115,46	42,35	161,27	119,56	242,81
	12 -- 24	Interna	80,94	80,03	73,52	34,65	38,49	34,65	53,76	97,82	80,94
	16 -- 16	Externa	188,85	77,81	166,79	32,92	89,81	32,92	166,79	77,81	188,85
	16 -- 16	Interna	62,95	63,67	55,60	26,93	29,94	26,93	55,60	63,67	62,95
	16 -- 20	Externa	215,85	88,95	190,66	37,65	102,64	37,65	190,66	88,95	215,85
	16 -- 20	Interna	71,95	72,77	63,55	30,80	34,21	30,80	63,55	72,77	71,95
	16 -- 24	Externa	242,81	100,05	214,49	42,35	115,46	42,35	214,49	100,05	242,81
	16 -- 24	Interna	80,94	81,86	71,50	34,65	38,49	34,65	71,50	81,86	80,94

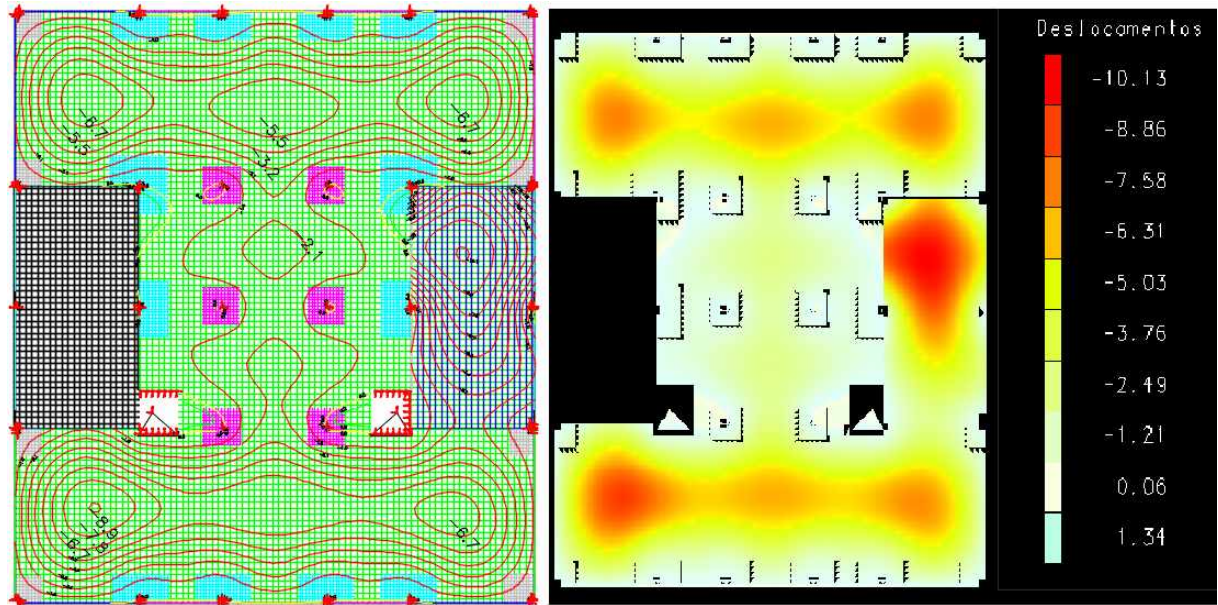
Pórtico	H -- e	Faixa	P3	Vão	P9	Vão	P15	Vão	P21	Vão	P27
7	4 -- 16	Externa	171,56	66,35	163,34	29,92	163,34	29,92	163,34	66,35	171,56
	4 -- 16	Interna	57,19	54,28	54,45	24,48	54,45	24,48	54,45	54,28	57,19
	4 -- 20	Externa	196,05	75,84	186,68	34,18	186,68	34,18	186,68	75,84	196,05
	4 -- 20	Interna	65,35	62,05	62,23	27,97	62,23	27,97	62,23	62,05	65,35
	4 -- 24	Externa	220,58	85,31	210,01	38,45	210,01	38,45	210,01	85,31	220,58
	4 -- 24	Interna	73,53	69,80	70,00	31,46	70,00	31,46	70,00	69,80	73,53
	8 -- 16	Externa	171,56	67,53	160,12	29,92	160,12	29,92	160,12	67,53	171,56
	8 -- 16	Interna	57,19	55,25	53,37	24,48	53,37	24,48	53,37	55,25	57,19
	8 -- 20	Externa	220,58	88,35	183,00	38,45	183,00	38,45	183,00	87,85	196,05
	8 -- 20	Interna	73,53	72,29	61,00	31,46	61,00	31,46	61,00	71,87	65,35
	8 -- 24	Externa	220,58	88,35	205,87	38,45	205,87	38,45	205,87	87,85	220,58
	8 -- 24	Interna	73,53	72,29	68,62	31,46	68,62	31,46	68,62	71,87	73,53
	12 -- 16	Externa	171,56	68,71	156,90	29,92	81,60	29,92	157,97	68,32	171,56
	12 -- 16	Interna	57,19	56,22	52,30	24,48	27,20	24,48	52,66	55,89	57,19
	12 -- 20	Externa	196,05	78,54	179,31	34,18	93,23	34,18	180,54	78,09	196,05
	12 -- 20	Interna	65,35	64,26	59,77	27,97	31,08	27,97	60,18	63,90	65,35
	12 -- 24	Externa	196,05	78,54	179,31	34,18	93,23	34,18	180,54	78,09	196,05
	12 -- 24	Interna	65,35	64,26	59,77	27,97	31,08	27,97	60,18	63,90	65,35
	16 -- 16	Externa	171,56	69,89	153,68	29,92	81,60	29,92	153,68	69,89	171,56
	16 -- 16	Interna	57,19	57,18	51,23	24,48	27,20	24,48	51,23	57,18	57,19
	16 -- 20	Externa	196,05	79,89	175,63	34,18	93,23	34,18	175,63	79,89	196,05
	16 -- 20	Interna	65,35	65,37	58,54	27,97	31,08	27,97	58,54	65,37	65,35
	16 -- 24	Externa	220,58	89,87	197,58	38,45	104,89	38,45	197,58	89,87	220,58
	16 -- 24	Interna	73,53	73,53	65,86	31,46	34,96	31,46	65,86	73,53	73,53

APÊNDICE B - Esforços calculados utilizando o software CAD/TQS

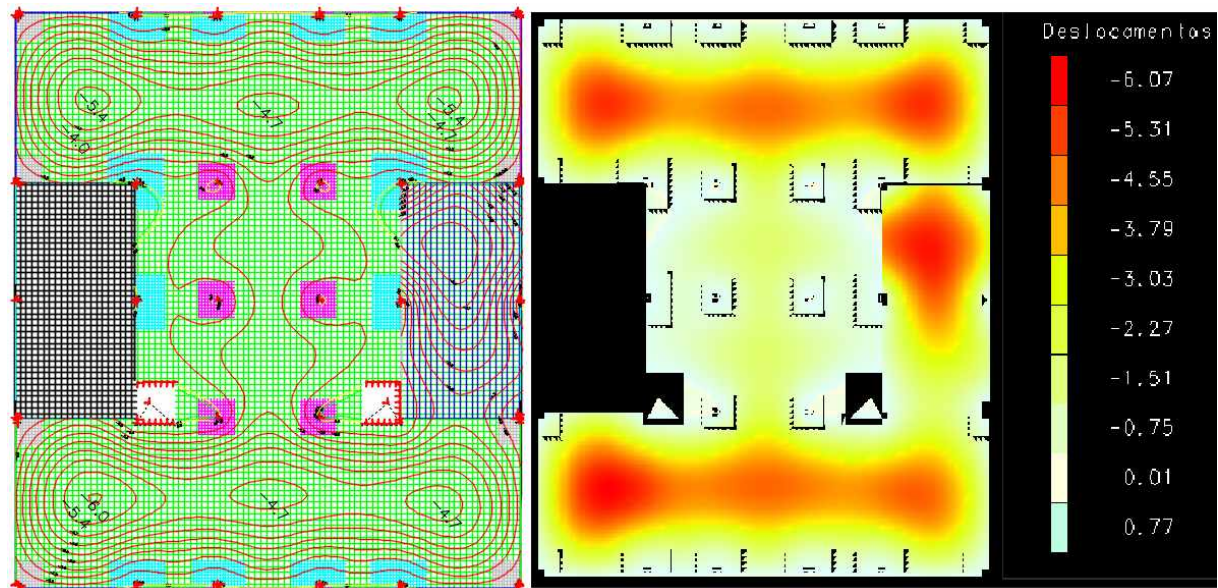
Pórtico	H -- e	Faixa	P1	Vão	P2	Vão	P3	Vão	P4	Vão	P5	Vão	P6
1	4 -- 16	Externa	97,58	20,20	842,50	9,22	820,57	25,10	818,05	14,30	834,69	23,40	92,15
	4 -- 16	Interna	2,53	34,73	13,91	9,27	7,91	12,90	12,40	11,00	13,70	35,00	2,50
	4 -- 20	Externa	99,01	24,40	801,50	15,30	813,80	19,80	809,60	16,51	791,00	32,40	93,93
	4 -- 20	Interna	3,00	41,00	13,10	10,40	11,80	20,50	14,10	10,70	14,50	41,00	3,70
	4 -- 24	Externa	102,90	41,40	731,80	27,80	768,50	32,80	763,30	26,50	720,30	37,50	104,20
	4 -- 24	Interna	2,60	45,30	14,10	11,80	14,10	20,60	13,80	12,00	14,70	45,50	3,30
	8 -- 16	Externa	58,91	150,90	917,50	64,00	815,57	102,70	819,07	73,40	915,45	109,40	62,68
	8 -- 16	Interna	2,60	26,80	17,50	13,20	15,00	21,80	15,90	13,60	23,00	46,10	2,10
	8 -- 20	Externa	57,12	137,90	897,60	66,30	798,60	70,01	802,00	80,40	893,60	81,20	66,40
	8 -- 20	Interna	3,80	38,50	20,30	19,00	15,30	20,70	17,70	15,10	22,00	42,90	3,40
	8 -- 24	Externa	60,10	106,40	851,02	56,70	758,50	64,40	761,40	80,40	845,60	69,20	73,40
	8 -- 24	Interna	2,80	42,50	19,60	18,30	14,90	15,90	15,10	19,30	21,10	46,20	3,00
	12 -- 16	Externa	104,96	207,10	143,46	86,90	50,50	101,90	75,12	98,20	143,77	138,30	101,86
	12 -- 16	Interna	4,00	34,30	18,20	12,30	15,00	20,20	15,20	18,20	19,60	37,10	4,10
	12 -- 20	Externa	99,09	156,00	143,80	68,00	40,18	77,00	54,70	86,10	132,50	102,10	104,50
	12 -- 20	Interna	4,00	38,40	17,40	17,30	14,00	18,30	14,60	17,80	18,70	43,20	3,70
	12 -- 24	Externa	101,70	104,90	148,20	54,80	35,24	59,50	58,17	76,40	126,90	70,10	110,60
	12 -- 24	Interna	3,40	43,20	15,70	16,10	13,30	22,40	15,30	16,50	17,50	45,90	3,10
	16 -- 16	Externa	153,16	223,40	900,90	87,50	813,70	98,20	818,80	83,10	896,60	152,80	175,20
	16 -- 16	Interna	4,40	32,80	18,60	17,90	15,00	18,60	15,50	18,40	19,30	34,60	4,60
	16 -- 20	Externa	139,96	168,80	878,70	67,70	789,20	78,40	796,30	79,80	871,80	111,20	167,20
	16 -- 20	Interna	4,00	37,80	18,70	17,80	14,60	23,20	15,30	18,40	19,00	40,00	4,20
	16 -- 24	Externa	130,50	119,20	830,30	59,90	743,70	59,50	752,00	76,40	821,80	82,50	167,80
	16 -- 24	Interna	3,40	42,70	15,70	16,10	14,20	22,40	15,00	16,50	17,50	45,90	3,10

APÊNDICE C – Flechas: Pavimento 2

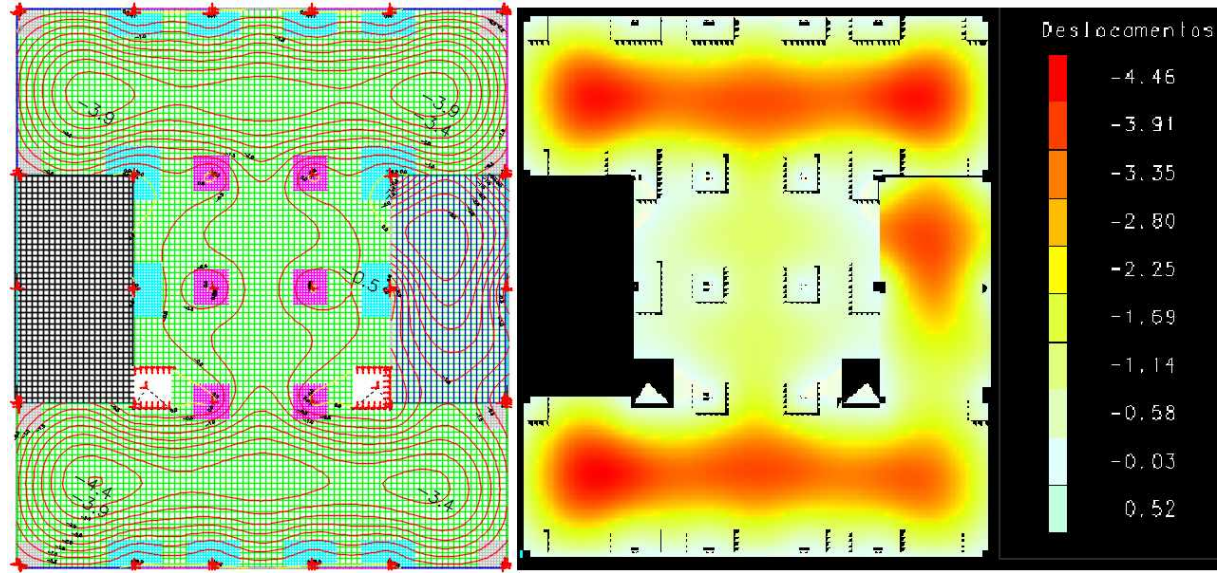
H4E16



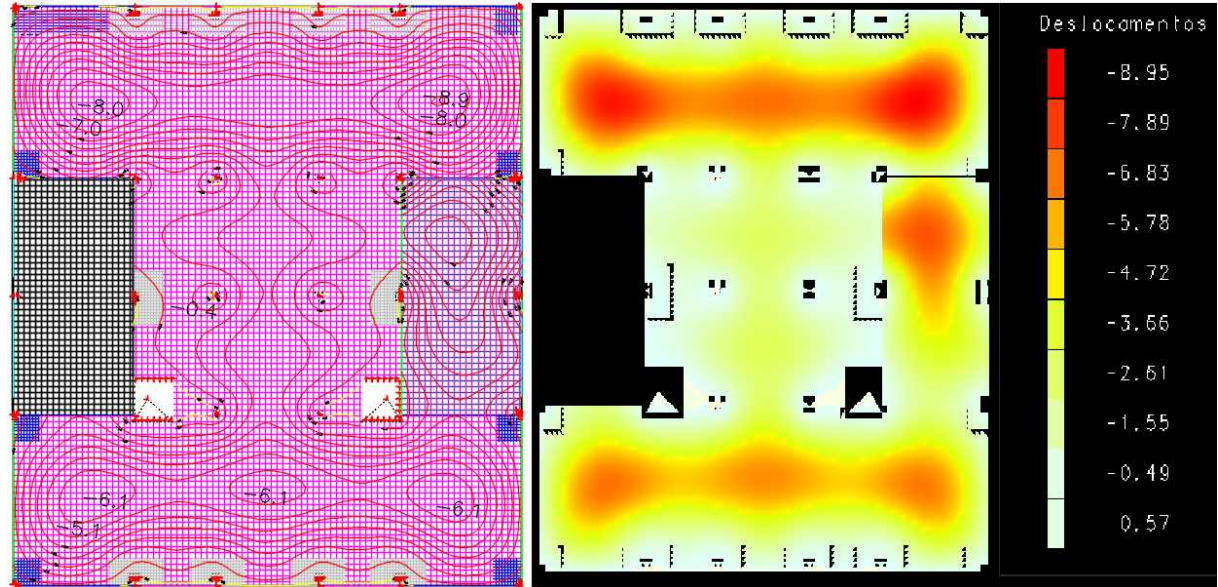
H4E20



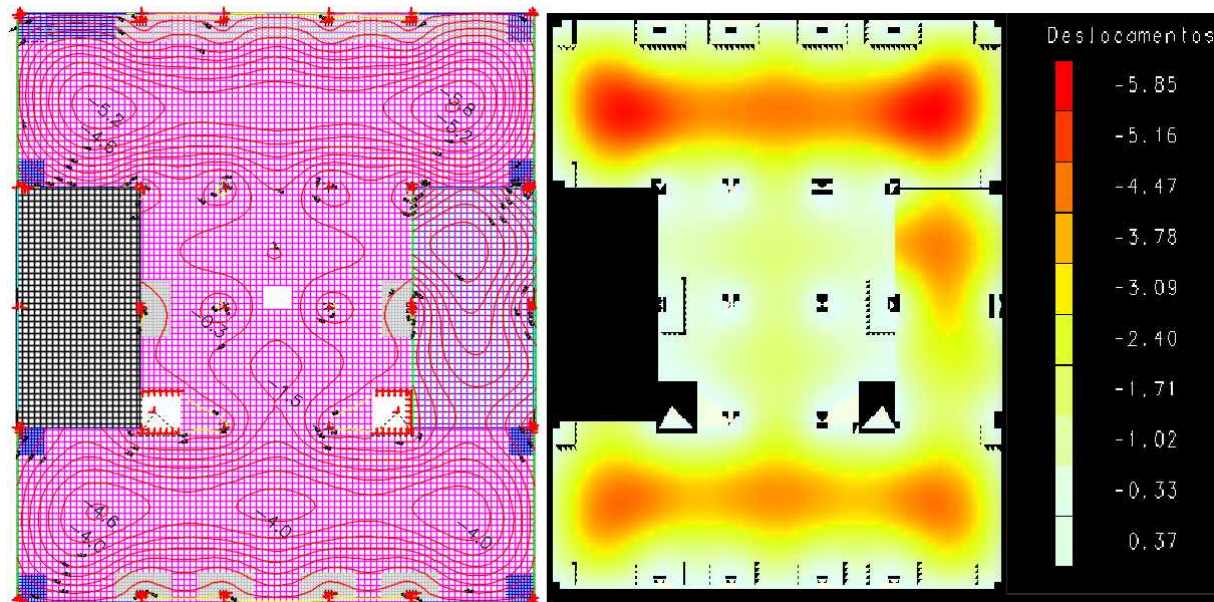
H4E24



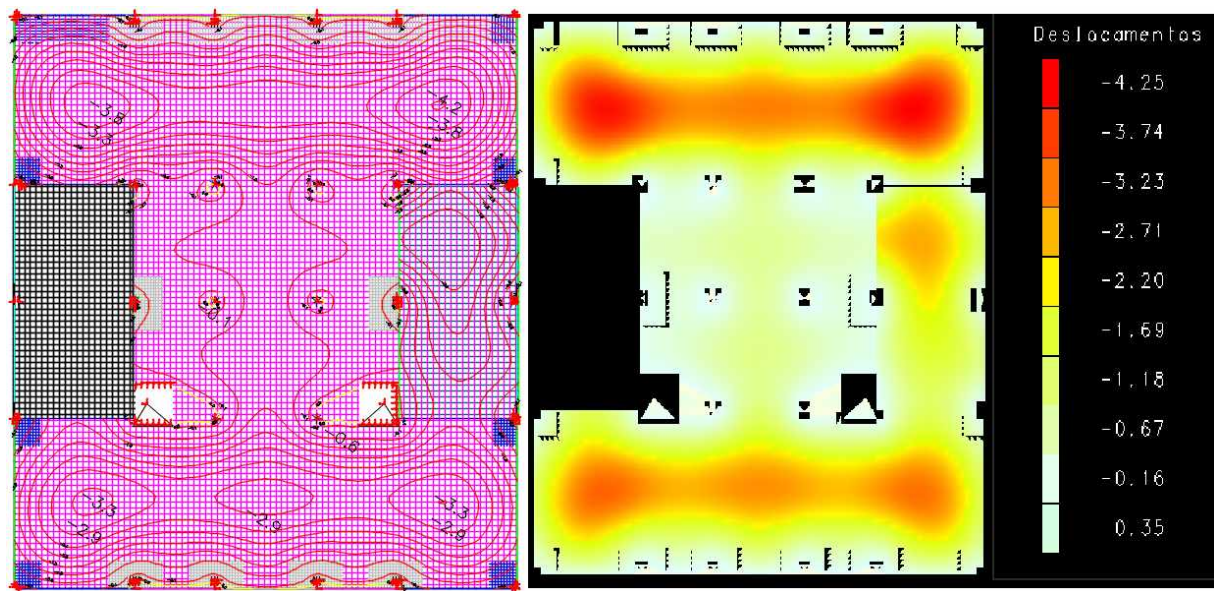
H8E16



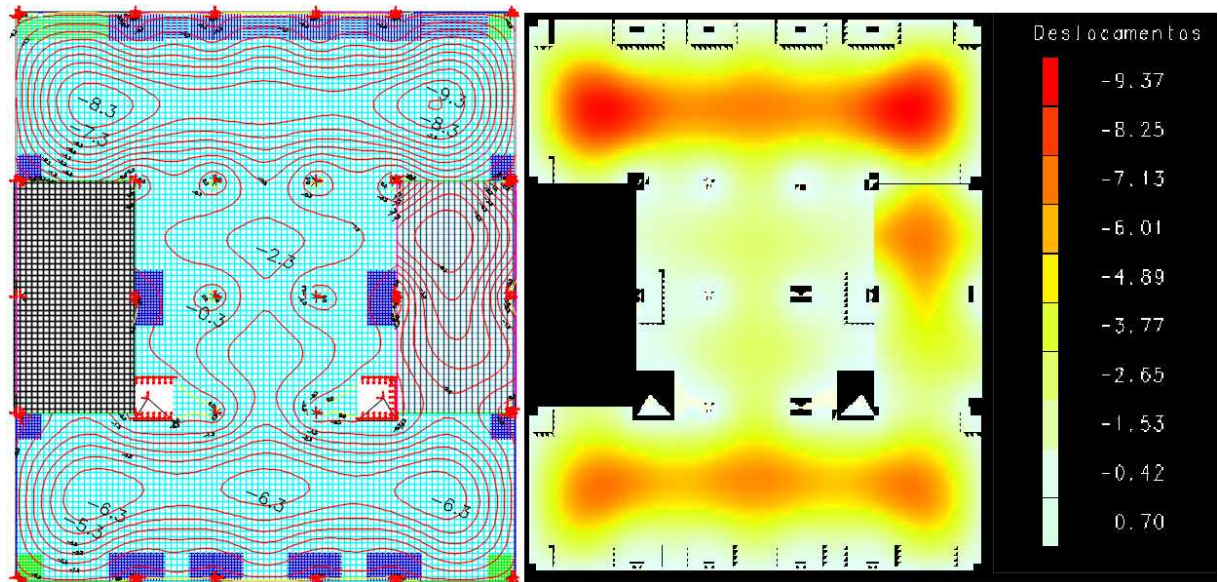
H8E20



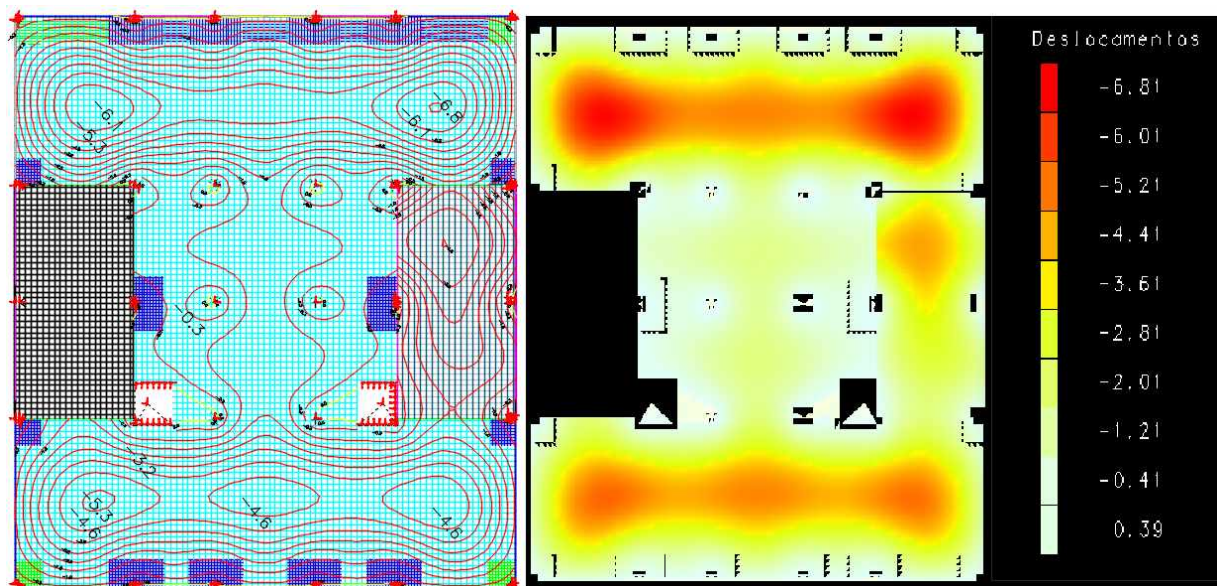
H8E24



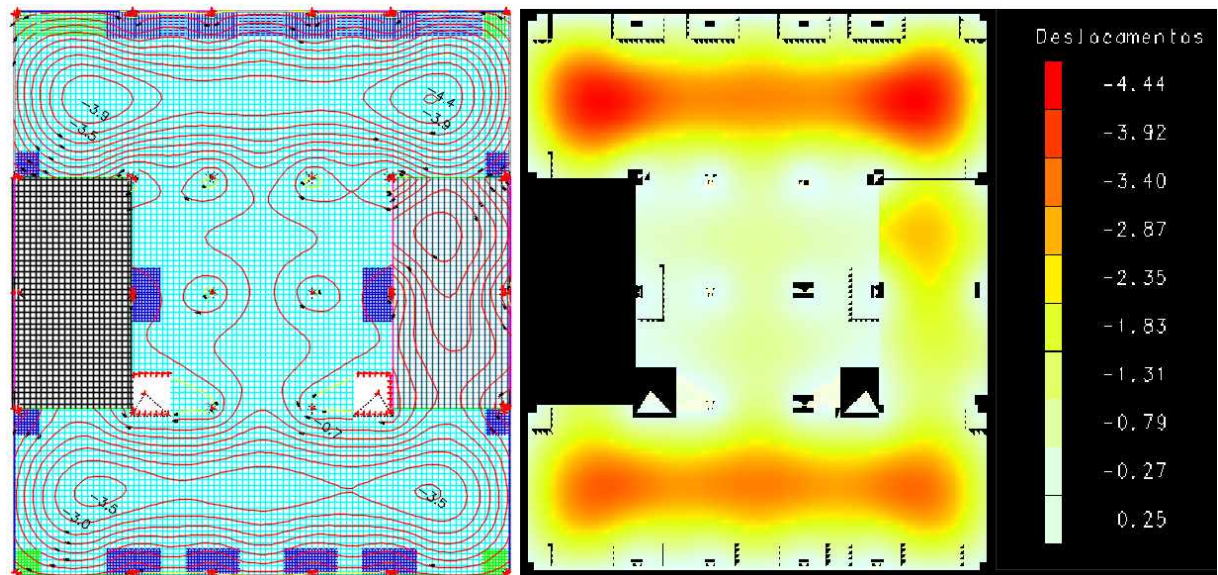
H12E16



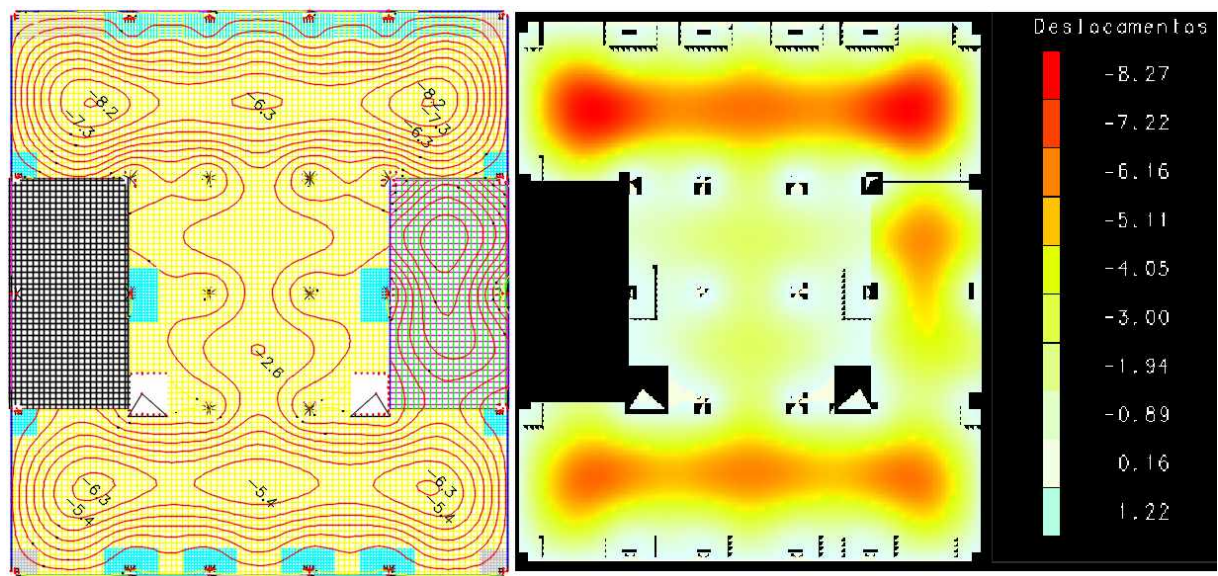
H12E20



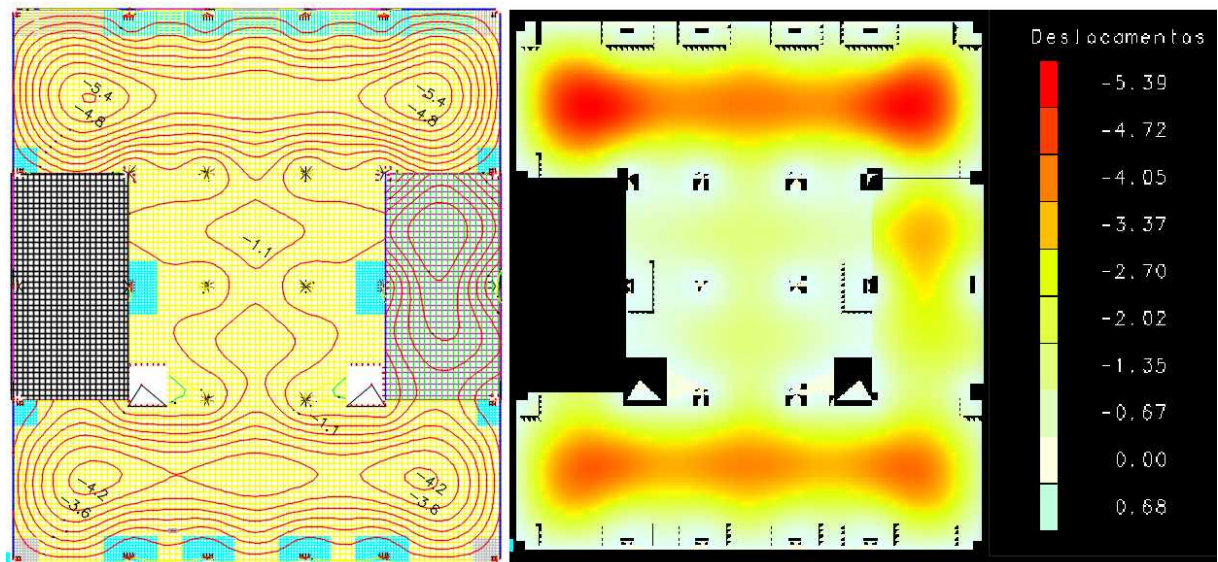
H12E24



H16E16



H16E20



H16E24

