

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ESTRUTURAS E*
CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS COM LAJES SEM VIGAS COM A
PRESENÇA DE FUROS E ABERTURAS**

Luis Gustavo Simão de Oliveira

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTUDO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS COM LAJES SEM VIGAS COM A
PRESENÇA DE FUROS E ABERTURAS

Luis Gustavo Simão de Oliveira

Projeto de pesquisa apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de mestre em Estruturas e Construção.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho.

São Carlos
2018

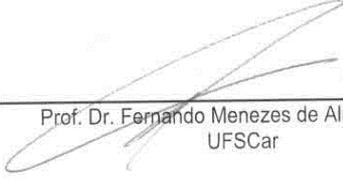


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

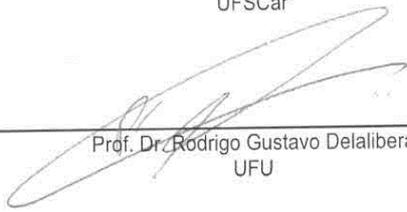
Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Luis Gustavo Simão de Oliveira, realizada em 27/11/2018:



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

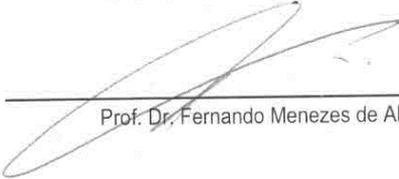


Prof. Dr. Andre Luis Christoforo
UFSCar



Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFU

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Rodrigo Gustavo Delalibera e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

DEDICATÓRIA

A Deus e a minha família
por todo apoio, amor e
carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela proteção e por me manter perseverante na conquista dos meus objetivos.

Aos meus pais Marcelo Aparecido e Ana Maria que foram os alicerces para a construção do meu caráter e que me deram todo o respaldo necessário para superar minhas dificuldades.

Ao meu irmão Marcelo Henrique o qual tenho imenso orgulho e que fora grande exemplo de superação em sua vida, o que me fortalece todos os dias para que eu também consiga superar meus obstáculos.

Aos professores Calyton e João Vicente que fizeram parte não apenas da minha formação técnica durante a graduação, mas também me mostraram a importância e responsabilidade que a profissão exige.

Aos professores Alex Sander e André Luis pelas contribuições feitas em meu Exame de Qualificação.

Ao meu querido professor, orientador e amigo Fernando Menezes de Almeida Filho que me proporcionou um crescimento técnico e pessoal o que fora de fundamental importância durante o meu curso de pós-graduação.

Resumo

SIMÃO DE OLIVEIRA, Luis Gustavo. **Estudo sobre o comportamento estrutural de pavimentos de edifícios com lajes sem vigas com a presença de furos e aberturas.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

Esta pesquisa apresenta uma análise estrutural de lajes sem vigas em concreto armado com a inserção de aberturas em regiões estabelecidas por normas estrangeiras (ACI318:14), visto que a NBR 6118 (ABNT, 2014) não faz nenhuma recomendação sobre as dimensões e posicionamento de possíveis aberturas que poderá existir no sistema estrutural em questão. Em um primeiro momento foram feitas uma análise comparativa de resultados pelos métodos de cálculo analítico (Método Direto e Método dos Pórticos Equivalentes) e o Método dos Elementos Finitos utilizando o software SAP2000® v.16 em lajes sem aberturas. Em consequente, fez-se a introdução das aberturas em acordo com o ACI 318:14 tomando-o como parâmetro inicial para seu dimensionamento e utilizou o software SAP2000® v.16 para a análise. Foram comparadas as reações de momentos fletores e deslocamentos verticais provocados por tais esforços, além de apresentar a quantidade de aço requerida e sua distribuição para toda a estrutura. Foram modeladas 57 lajes com o intuito de verificar a coerência dos métodos de cálculo manuais e analisar a influência das aberturas sobre o sistema de lajes sem vigas, apresentando como variáveis a espessura da laje, dimensões das aberturas e seu posicionamento. Como resultados, o estudo fornece conclusões satisfatórias referentes às lajes com aberturas máximas estipuladas pelo ACI 318:14 ao comparar os esforços de momentos fletores e deslocamentos com lajes sem aberturas, além de poder verificar o comportamento da estrutura ao inserir aberturas que extrapolam tais limites. Para a análise das lajes sem aberturas, fora possível identificar características distintas que cada método de cálculo proporcionou a partir de seus resultados.

Palavras-chave: Lajes sem vigas; Análise Estrutural; Aberturas Máximas.

Abstract

SIMÃO DE OLIVEIRA, Luis Gustavo. **Study about the structural behavior of floors of buildings with flat plates with the presence of holes and openings.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

This research presents a structural analysis of flat plates in reinforced concrete with the introduction of openings in regions established by foreign standards (ACI318: 14), whereas NBR 6118 (ABNT, 2014) doesn't make any recommendations about dimensions and positioning of possible openings that may exist in the structural system. Firstly, a comparative analysis of the results was done using the analitic calculation methods (Direct Method and Equivalent Gate Method) and the Finite Element Method using the SAP2000® v.16 software on flat plates. In a second moment, the openings were introduced in accordance with ACI 318: 14 as the initial parameter for such design and used only SAP2000® v.16 software for analysis. The reactions of bending moments and transversal displacements caused by these efforts were compared, as well as presenting the required amount of steel and its distribution throughout the structure. 57 slabs were modeled with the purpose of verifying the coherence of the manual calculation methods and analyzing the influence of the openings on the flat plates system, presenting as variables the slab thickness, dimensions of the openings and their positioning. As a result, the study provides satisfactory conclusions regarding the maximum openings slab stipulated by ACI 318: 14 when comparing its efforts and displacement reactions with slabs without openings, beyond to be able to verify the behavior of the structure when inserting openings that exceed these limits. For the analysis of slabs without openings, it was possible identify distinct characteristics that each calculation method provided from its results.

Keywords: Flat Plates; Structural Analisis; Maximum openings.

Sumário

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 13 |
| 1.1 OBJETIVOS | 15 |
| 1.2 JUSTIFICATIVA | 15 |
| 1.3 METODOLOGIA..... | 17 |
| 1.3.1 Modelos estruturais a serem utilizados..... | 17 |
| 1.3.2 Métodos de cálculo e etapas de análise..... | 21 |
| 1.3.3 Esforços e deslocamentos analisados..... | 21 |
| 1.4 PROPOSTA DE SUMÁRIO ESTRUTURADO..... | 23 |
| 2. ESTRUTURAS DE LAJES SEM VIGAS | 25 |
| 2.1 BREVE HISTÓRICO DAS LAJES SEM VIGAS..... | 25 |
| 2.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 27 |
| 2.2.1 Trabalhos realizados no Brasil | 28 |
| 2.2.2 Trabalhos realizados no exterior..... | 41 |
| 2.3 DEFINIÇÃO, CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL..... | 48 |
| 2.4 VANTAGENS DAS LAJES SEM VIGAS..... | 51 |
| 2.4.1 Maior facilidade na montagem das fôrmas e do cimbramento..... | 51 |
| 2.4.2 Simplificação na montagem das armaduras | 52 |
| 2.4.3 Simplificação da concretagem..... | 52 |
| 2.4.4 Melhoria do produto final e diminuição de materiais de revestimentos..... | 52 |
| 2.4.5 Redução da altura total do edifício | 53 |
| 2.4.6 Simplificação das instalações prediais | 53 |
| 2.4.7 Projetos arquitetônicos mais flexíveis | 53 |
| 2.5 DESVANTAGENS DAS LAJES SEM VIGAS | 53 |
| 2.5.1 Punção das lajes..... | 53 |
| 2.5.2 Deslocamentos transversais das lajes | 54 |
| 2.5.3 Instabilidade global do edifício | 55 |
| 2.6 considerações finais sobre o capítulo | 55 |
| 3. CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS | 59 |
| 3.1 ACI-318:2014..... | 59 |
| 3.2 NBR 6118 (ABNT, 2014) | 63 |
| 3.3 Deslocamentos..... | 64 |
| 3.3.1 Deslocamentos imediatos | 65 |
| 3.3.2 Deslocamentos diferido e total | 66 |
| 3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 68 |
| 4. MÉTODOS DE CÁLCULO | 70 |
| 4.1 MÉTODO DIRETO DE ACORDO COM ACI-318:14..... | 70 |
| 4.1.1 Cálculo dos esforços..... | 71 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 4.1.2 | Distribuição dos momentos nos vãos | 72 |
| 4.1.3 | Distribuição dos momentos negativos e positivos na faixa dos pilares..... | 73 |
| 4.1.4 | Distribuição dos momentos negativos e positivos nas faixas centrais | 74 |
| 4.1.5 | Limitações impostas pelo Método Direto..... | 75 |
| 4.2 | MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES OU MÚLTIPLOS | 76 |
| 4.2.1 | Modelo estrutural alternativo | 80 |
| 4.3 | ANALOGIA DE GRELHA (GRELHA EQUIVALNTE) | 84 |
| 4.3.1 | Definição da malha..... | 87 |
| 4.3.2 | Propriedades geométricas | 88 |
| 4.3.3 | Características físicas do concreto..... | 90 |
| 4.3.4 | observações sobre o método | 90 |
| 4.4 | MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS | 92 |
| 4.5 | CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO | 93 |
| 5. | ESTUDO COMPARATIVO E ANÁLISE DOS RESULTADOS..... | 95 |
| 5.1 | CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 95 |
| 5.2 | CARREGAMENTOS E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NA ESTRUTURA.... | 95 |
| 5.3 | LAJES..... | 96 |
| 5.4 | MATERIAIS | 96 |
| 5.5 | Pavimento a ser estudado..... | 97 |
| 5.5.1 | Regiões onde serão introduzidas as aberturas | 97 |
| 5.5.2 | Modelos utilizados para análise e projeto estrutural..... | 99 |
| 5.6 | RESULTADOS OBTIDOS..... | 104 |
| 5.6.1 | Análise de resultados entre os métodos de cálculo para lajes sem aberturas | 104 |
| 5.6.2 | Análise de resultados para as lajes com aberturas na região das faixas centrais | 108 |
| 5.6.3 | Análise de resultados para as lajes com aberturas na região de 1 faixa pilar (em Y) e 1 faixa central (em X)..... | 112 |
| 5.6.4 | Análise de resultados para as lajes com aberturas na região de faixas de pilares | 117 |
| 6. | CONCLUSÕES..... | 124 |
| 6.1 | PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS | 127 |
| 7. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 128 |
| | APÊNDICE A | 133 |
| | APÊNDICE B..... | 136 |
| | APÊNDICE C | 141 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1: Edifício de Lajes sem vigas | 13 |
| Figura 1.2: Edifícios de lajes sem vigas com aberturas..... | 14 |
| Figura 1.3: Lajes do Shopping Rio Poty: (a) aberturas nas lajes próximos aos pilares; (b) barras seccionadas próximas as aberturas. | 16 |
| Figura 1.4: Planta baixa da laje L0 a ser estudada (valores em metros)..... | 18 |
| Figura 1.5: Laje sem vigas L1 com indicação de abertura na região 1. | 19 |
| Figura 1.6: Laje sem vigas L2 com indicação de abertura na região 2. | 19 |
| Figura 1.7: Laje sem vigas L3 com indicação de abertura na região 3. | 20 |
| Figura 1.8: Laje Discretizada pelo software SAP2000® v.16. | 20 |
| Figura 2.1: Sistema de lajes "cogumelo" de C. A. Turner..... | 25 |
| Figura 2.2: Testes executados por Maillart. | 26 |
| Figura 2.3: Momento M_{sd} , resultante da excentricidade do perímetro crítico u. | 34 |
| Figura 2.4: Detalhe da utilização do reforço de PRFC..... | 34 |
| Figura 2.5: Lajes a serem analisadas | 35 |
| Figura 2.6: Distribuição concentrados e uniformes..... | 38 |
| Figura 2.7: Características das lajes ensaiadas (mm). | 40 |
| Figura 2.8: Modelos das lajes ensaiadas por MOWRER & VANDERBILT (1967)..... | 41 |
| Figura 2.9: Características principais e cargas últimas das lajes de TENG et al. (1999). | 43 |
| Figura 2.10: Perímetro crítico para o cálculo de lajes sem armadura de cisalhamento e sem furos, recomendado por TENG et al. (1999). | 44 |
| Figura 2.11: Perímetro de controle para o cálculo de lajes sem armadura de cisalhamento e com furos, recomendado por TENG et al. (1999). | 44 |
| Figura 2.12: Lajes ensaiadas por IOANNOU (2001) (mm). | 45 |
| Figura 2.13: Distribuição da amadura de cisalhamento nas lajes de IOANNOU (2001). | 46 |
| Figura 2.14: Detalhe do reforço ao redor da abertura utilizado por Al-Shammari (2011)..... | 47 |
| Figura 2.15: Posição das aberturas nas lajes ensaiadas por Ha et al. (2015). | 48 |
| Figura 2.16: Esquema estrutural convencional (Laje, viga e pilar). | 49 |
| Figura 2.17: Lajes sem vigas (flat plates). | 50 |
| Figura 2.18: Lajes sem vigas e lajes com capitel e/ou "drop panel" | 51 |
| Figura 2.19: Efeito de punção da Laje sem vigas..... | 54 |
| Figura 3.1: Dimensão das aberturas nas faixas das lajes..... | 61 |
| Figura 3.2: Regiões das Lajes sem vigas..... | 62 |
| Figura 3.3: Recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) com relação a aberturas em lajes convencionais. | 64 |
| Figura 3.4: Deslocamento imediato..... | 66 |
| Figura 3.5: Flecha Diferida..... | 67 |
| Figura 3.6: Flecha Final..... | 68 |
| Figura 4.1: Divisão das faixas para a aplicação do Método Direto. | 71 |
| Figura 4.2: Seções quadradas equivalentes para os pilares. | 72 |
| Figura 4.3: Distribuição dos momentos para a laje sem vigas. | 73 |
| Figura 4.4: Distribuição dos momentos para as faixas..... | 74 |
| Figura 4.5: Requisitos referentes a dimensões para a aplicação do método..... | 76 |
| Figura 4.6: Distribuição dos pórticos Equivalentes em X. | 77 |
| Figura 4.7: Distribuição dos Pórticos Equivalentes em Y..... | 77 |
| Figura 4.8: Pórtico Equivalente em uma laje maciça. | 78 |
| Figura 4.9: Divisão das faixas da laje..... | 79 |
| Figura 4.10: Combinações de carregamento no pórtico para determinação dos momentos máximos negativos. | 80 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.11: Combinações de carregamento no pórtico para determinação dos momentos máximos positivos. | 81 |
| Figura 4.12: Área de influência da laje sobre os pilares. | 82 |
| Figura 4.13: Distribuição em % dos momentos em suas respectivas faixas – caso 1. | 83 |
| Figura 4.14: Distribuição em % dos momentos em suas respectivas faixas – caso 2. | 84 |
| Figura 4.15: Laje e grelha equivalente. | 85 |
| Figura 4.16: Variação da superfície dos deslocamentos nas grelhas. | 85 |
| Figura 4.17: Área de influência para cada faixa na analogia por grelha. | 86 |
| Figura 4.18: Esquema de uma laje por analogia de grelha. | 87 |
| Figura 4.19: Distância da barra de borda. | 88 |
| Figura 4.20: Momentos Fletores da Laje e Grelha. | 90 |
| Figura 4.21: Arredondamento dos momentos fletores junto aos apoios. | 91 |
| Figura 4.22: Laje plana discretizada em Elementos Finitos. | 92 |
| Figura 5.1: Abertura na laje sem vigas de concreto armado (Região 1). | 98 |
| Figura 5.2: Abertura na laje sem vigas em concreto armado (região 2). | 98 |
| Figura 5.3: Abertura na laje sem vigas em concreto armado (região 3). | 99 |
| Figura 5.4: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L0=20cm. | 100 |
| Figura 5.5: Laje (L1) em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 1). | 101 |
| Figura 5.6: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L1=16cm; A/L=0,5. | 101 |
| Figura 5.7: Laje em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 2). | 102 |
| Figura 5.8: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L2=20cm; A/L=0,5. | 102 |
| Figura 5.9: Laje em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 3). | 103 |
| Figura 5.10: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L3=20cm; A/L=0,15. | 103 |
| Figura 5.11: Comparativo entre os métodos de cálculo. | 105 |
| Figura 5.12: Comparativo dos valores de Deslocamentos. | 105 |
| Figura 5.13: Diagrama de momentos fletores para os pórticos(KN*m). | 107 |
| Figura 5.14: Diagrama de momentos fletores sem considerar os pilares(KN*m). | 107 |
| Figura 5.15: Aberturas na região 1 (Lajes L1). | 108 |
| Figura 5.16: Deslocamentos na laje L1=20cm; A/L=0,5 (Região 1). | 110 |
| Figura 5.17: Deslocamento na laje sem vigas e sem aberturas L0=20cm. | 110 |
| Figura 5.18: Comparativo entre os deslocamentos das lajes com aberturas Região 1. | 112 |
| Figura 5.19: Aberturas na região 2 (Lajes L2). | 113 |
| Figura 5.20: Distribuição dos momentos fletores e deslocamentos L2=16cm (A/L=0,3) | 115 |
| Figura 5.21: Distribuição dos momentos fletores e deslocamentos L2=16cm (A/L=0,5) | 115 |
| Figura 5.22: Comparativo do deslocamento final entre lajes com aberturas na região 2 | 116 |
| Figura 5.23: Aberturas na região 3 (Lajes L3). | 118 |
| Figura 5.24: Comparativo do deslocamento final entre lajes com aberturas na região 3. | 119 |
| Figura 5.25: Perímetro crítico em pilares internos | 120 |
| Figura 5.26: Perímetro crítico para pilares de borda e canto. | 120 |
| Figura 5.27: Aberturas nas faixas dos pilares. | 121 |
| Figura 5.28: Distribuição de momentos fletores e deslocamentos (L3=20cm). | 121 |
| Figura 5.29: Distribuição de momentos fletores e deslocamentos (L3=20cm). | 122 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1.1: Lajes a serem analisadas..... | 18 |
| Tabela 2.1: Consumo de aço do exemplo 1 (Kg)..... | 29 |
| Tabela 2.2: Consumo de aço do exemplo 2 (Kg)..... | 29 |
| Tabela 2.3: Razão entre os momentos de plastificação negativo e positivo, exemplo 1..... | 30 |
| Tabela 2.4: Razão entre os momentos de plastificação negativo e positivo, exemplo 2..... | 30 |
| Tabela 2.5: Modelos Ensaaiados por AL- SHAMMARI (2011)..... | 47 |
| Tabela 2.6: Autoria, Objetivos e Contribuições (Nacionais)..... | 56 |
| Tabela 2.7: Autoria, Objetivos e Contribuições (Internacionais)..... | 58 |
| Tabela 3.1: Espessura mínima de lajes sem vigas internas (Adaptado ACI 318:14)..... | 60 |
| Tabela 3.2: Regiões das aberturas em Lajes sem Vigas..... | 62 |
| Tabela 3.3: Valores do coeficiente ξ em função do tempo..... | 67 |
| Tabela 4.1- Fatores de Multiplicação para o Momento de referência (Mo)..... | 73 |
| Tabela 4.2- Porcentagem da divisão dos momentos em suas respectivas regiões (lajes sem vigas)..... | 82 |
| Tabela 4.3- Porcentagem da divisão dos momentos em suas respectivas regiões (lajes sem vigas)..... | 83 |
| Tabela 5.1 Características das lajes a serem calculadas..... | 100 |
| Tabela 5.2: Comparativo entre os métodos de cálculo de lajes sem vigas (L0)..... | 104 |
| Tabela 5.3: Comparativo dos Resultados entre os métodos de cálculo (Lajes L0)..... | 106 |
| Tabela 5.4: Espessura da laje L1: 16 cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 109 |
| Tabela 5.5: Espessura da laje L1: 18 cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 109 |
| Tabela 5.6: Espessura da laje L1: 20 cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 109 |
| Tabela 5.7: Espessura da laje L1: 16 cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 111 |
| Tabela 5.8: Espessura da laje L1: 18cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 111 |
| Tabela 5.9: Espessura da laje L1: 20 cm – Abertura Faixa Central/Central..... | 111 |
| Tabela 5.10: Espessura da laje L2: 16 cm - Abertura faixa central/pilar..... | 113 |
| Tabela 5.11: Espessura da laje L2: 18 cm- Abertura faixa central/pilar..... | 114 |
| Tabela 5.12: Espessura da laje L2: 20 cm- Abertura faixa central/pilar..... | 114 |
| Tabela 5.13: Espessura da laje L2: 16 cm- Abertura faixa central/pilar..... | 116 |
| Tabela 5.14: Espessura da laje L2: 18 cm- Abertura faixa central/pilar..... | 116 |
| Tabela 5.15: Espessura da laje L2: 20 cm- Abertura faixa central/pilar..... | 117 |
| Tabela 5.16: Espessura da laje L3: 16 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 118 |
| Tabela 5.17: Espessura da laje L3: 18 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 119 |
| Tabela 5.18: Espessura da laje L3: 20 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 119 |
| Tabela 5.19: Espessura da laje L3: 16 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 122 |
| Tabela 5.20: Espessura da laje L3: 18 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 122 |
| Tabela 5.21: Espessura da laje L3: 20 cm- Abertura faixa pilar/pilar..... | 123 |

1. INTRODUÇÃO

Lajes sem vigas em concreto armado são sistemas estruturais que apresentam uma significativa viabilidade econômica quando comparado ao método convencional, além de ser percebido uma flexibilidade arquitetônica proporcionando grandes benefícios ao projeto arquitetônico. Por causa da formação de tetos lisos pela ausência das vigas, tem-se uma flexibilidade arquitetônica que proporciona um aumento nas opções para o *layout* do pavimento. Com relação à redução de custos, mais uma vez a ausência das vigas propicia facilidades na execução das fôrmas, armação da estrutura, nas instalações prediais e redução de materiais e mão de obra para a confecção de seu revestimento além de proporcionar uma diminuição de recortes que facilita todo o processo.

Por outro lado, com a eliminação das vigas surgem algumas dificuldades estruturais como a diminuição da estabilidade global do edifício, aumento nos deslocamentos transversais das lajes e efeito de punção na ligação laje-pilar. Além dos possíveis problemas que possam desenvolver neste método, algumas exigências para a sua aplicação devem ser levadas em consideração para que se tenha uma estrutura exequível e que atenda todos os parâmetros funcionais e de segurança.

A Figura 1.1 apresenta um edifício de lajes sem vigas em fase de execução onde em seus andares superiores ainda não foram retirados todo o escoramento.

Figura 1.1: Edifício de Lajes sem vigas



Fonte: <http://www.promecon.com.br> apud Rabello 2016¹.

A partir da Figura 1.1, percebe-se que o sistema estrutural de lajes sem vigas possibilita uma ampla utilização devido à formação de tetos lisos tanto para edifícios residenciais quanto comerciais pela flexibilidade arquitetônica.

Com um mercado extremamente competitivo e exigente se faz necessário conciliar questões arquitetônicas e econômicas fazendo com que em diversas situações de projetos, o método convencional de laje-viga-pilar seja substituído pelo sistema estrutural composto por laje-pilar. Com isso, o aumento da utilização do sistema estrutural de lajes sem vigas em concreto armado proporcionará situações onde haverá a necessidade de inserir aberturas nas lajes em pontos que podem afetar a estrutura de maneira negativa, com relação a sua deslocabilidade e transferência de esforços.

A Figura 1.2 apresenta uma estrutura de lajes maciças com a inserção de uma abertura que possibilita o acesso do pavimento térreo ao pavimento superior valorizando a parte arquitetônica do edifício.

Figura 1.2: Edifícios de lajes sem vigas com aberturas.



Fonte: <https://www.archdaily.com.br/br/889035> MMBB Arquitetos 2018.

A partir da figura acima se percebe a importância de conhecer o sistema estrutural de lajes sem vigas em concreto armado e a possibilidade de introduzir possíveis aberturas sem afetar a segurança e funcionamento da estrutura.

¹ RABELLO, F. T. **Estudo de Lajes Lisas de Concreto com Visão Integrada de Flexão e Punção**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- PPGEC- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

1.1 OBJETIVOS

Este trabalho consiste em um estudo da influência de aberturas no comportamento estrutural de lajes sem vigas em concreto armado, tendo destaque os seus esforços de flexão e os seus deslocamentos transversais. Com isso, foi desenvolvida uma análise estrutural do pavimento a partir de métodos recomendados pelas normas nacionais e estrangeiras vigentes, além de recomendações presentes na literatura técnica e, dessa maneira pretende-se:

- Avaliar a influência da posição e dimensão da abertura no sistema;
- Correlacionar às recomendações de projeto da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) com a literatura técnica e normas estrangeiras;

Como parâmetro inicial para a modelagem das lajes e a inserção das aberturas, utilizou-se o ACI 318:14 que define as regiões das lajes e as dimensões máximas das aberturas para cada região. O intuito de modelar e analisar as lajes a partir da utilização das recomendações nacionais NBR 6118 (ABNT, 2014) e estrangeiras ACI318:14 é a obtenção de resultados que possam complementar a norma nacional e literatura técnica atual.

A partir da interação das normas (NBR 6118:14 e ACI 318:14), espera-se contribuir com a norma nacional no que diz respeito a suas recomendações e limitações sobre o assunto.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ferreira (2005) afirma que as lajes sem vigas têm apresentado um considerável crescimento graças à evolução dos métodos tradicionais de cálculo e o surgimento de diversos programas computacionais. Diante de várias opções de aplicação, surgiram também dúvidas quanto ao seu comportamento, possibilidade de utilização e escolha do método de cálculo mais favorável para o seu melhor aproveitamento.

Percebe-se também que o sistema de lajes sem vigas possui uma série de vantagens com relação ao método convencional (lajes, vigas, pilares e elementos de fundação) não deixando de citar algumas desvantagens, contudo este método será capaz de proporcionar um sistema mais viável em um mercado extremamente competitivo podendo ser percebidas no aspecto construtivo, econômico, arquitetônico e funcional (BRANCO, 1989).

Outra consideração que se faz necessária está relacionada às normas brasileiras, onde estas não limitam possíveis aberturas das lajes sem vigas em concreto armado, sendo que o ACI 318:14 faz as recomendações referentes aos limites de aberturas em cada região

da laje, ponto relevante a ser estudado e testado mediante a análise de esforços gerados por estas modificações.

Tem-se o exemplo do desabamento da obra do Shopping Rio Poty em Teresina, Piauí em setembro de 2013 onde o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Piauí (CREA-PI) analisaram e concluíram que, a presença de aberturas próximas aos pilares utilizadas para a passagem de tubulações proporcionou uma diminuição da seção de concreto além de seccionar as barras de armadura de flexão, tornando-se um fator determinante para que ocorresse o acidente conforme mostrado na Figura 1.3.

Figura 1.3: Lajes do Shopping Rio Poty: (a) aberturas nas lajes próximas aos pilares; (b) barras seccionadas próximas as aberturas.



(a)



(b)

Fonte: CREA-PI, 2003 ²apud Lourenço 2018.

Com isso, mais uma vez destaca-se a importância do desenvolvimento do sistema estrutural e da introdução de recomendações normativas para que se tenham melhores parâmetros que possam ser adotados e seguidos.

² CREA-PI, Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura de Piauí, 2003.

Assim, pela carência de trabalhos técnicos e recomendações normativas sobre lajes sem vigas, faz com que em certas situações o sistema estrutural convencional ainda seja a principal opção por se tratar de um método difundido, consagrado e bem definido pelas normas vigentes. Dessa forma, este trabalho se concentra no estudo da influência de aberturas no projeto de lajes sem vigas em concreto armado, analisando as dimensões e posicionamento dos furos e/ou aberturas inseridas no sistema estrutural, verificando os esforços de flexão, distribuição das tensões no pavimento e os deslocamentos verticais gerados em cada situação. Visto que a NBR 6118 (ABNT, 2014) não faz nenhuma referência sobre a posição e dimensão de aberturas para este sistema, citando apenas que qualquer tipo de abertura deverá ser calculada e verificada tanto no Estado Limite de Serviço (ELS) quanto no Estado Limite Último (ELU).

1.3 METODOLOGIA

Os métodos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa consistem na revisão de trabalhos anteriores servindo de complementação teórica. Dessa maneira, se fez possível destacar assuntos que ainda não foram abordados e/ou não se mostrou o principal ponto de análise, o que fez com que nosso foco estivesse voltado para tais questões com certa deficiência de material e recomendações. Para isso, foi realizada uma ampla revisão bibliográfica com trabalhos nacionais e internacionais sobre o tema, além de expor as características do sistema estrutural, suas vantagens e desvantagens quando comparados com um sistema estrutural convencional e, fez-se também a análise das recomendações existentes nas normas nacionais, estrangeiras e bibliografias renomadas. Para finalizar a primeira etapa da pesquisa, foram apresentados os métodos de cálculos e suas considerações.

Em um segundo momento, foram desenvolvidas as etapas de análise para a obtenção dos resultados. Nos subitens seguintes, fez-se toda a explanação relacionada às aplicações dos métodos de cálculo utilizados e suas limitações, número de elementos estruturais modelados (o caso em questão se trata de lajes sem vigas em concreto armado), o que fora analisado, como se desenvolveu os cálculos e suas devidas considerações. O Apêndice C mostra como foram inseridos todas as informações no software SAP2000® v.16 além apresentar as etapas para a resolução dos cálculos.

1.3.1 MODELOS ESTRUTURAIS A SEREM UTILIZADOS.

Foram modeladas 57 lajes sem vigas em concreto armado, onde todas as lajes são quadradas com três vãos em cada direção (X e Y) possuindo 5,0 metros medidos de face a face em pilares quadrados de 40 x 40 cm. As variações a serem consideradas envolvem a espessura da laje com valores de 16, 18 e 20 cm, as dimensões das aberturas inseridas na

laje e seu posicionamento. Utilizaram-se como parâmetros iniciais, no que diz respeito às aberturas, as recomendações feitas pelo ACI 318:14 que define dimensões máximas em regiões específicas apresentadas pelo mesmo. A Tabela 1.1 apresenta os modelos utilizados, suas espessuras e os métodos de cálculo aplicados em cada sistema estrutural.

Tabela 1.1: Modelos de lajes a serem analisadas.

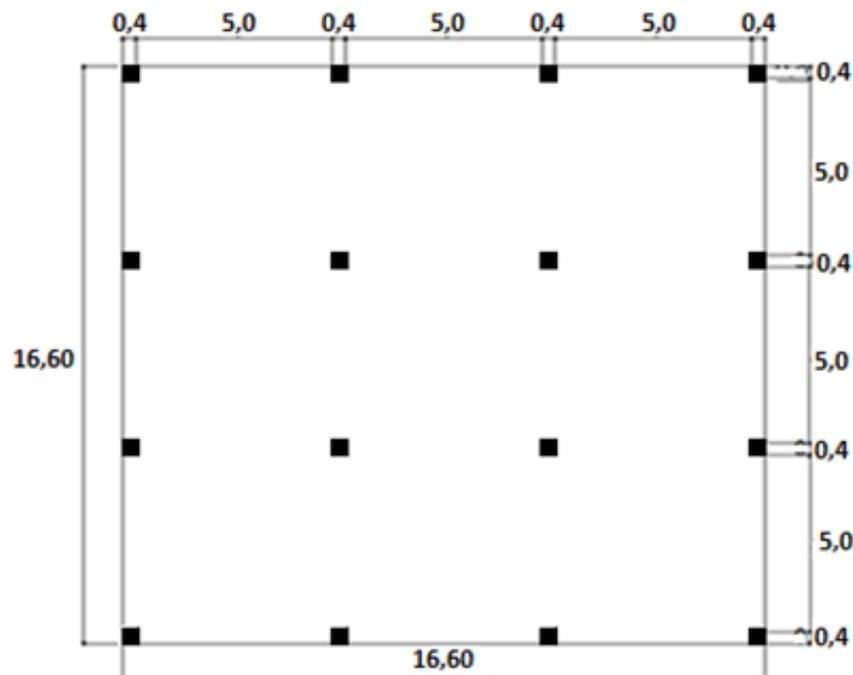
| Lajes modeladas | Espessuras (cm) | Possui aberturas | Métodos de Cálculo Aplicados |
|-----------------|-----------------|------------------|------------------------------|
| L0 | 16, 18 e 20 | Não | MPE, MD e MEF |
| L1 | 16, 18 e 20 | Sim | MEF |
| L2 | 16, 18 e 20 | Sim | MEF |
| L3 | 16, 18 e 20 | Sim | MEF |

MPE: Método dos Pórticos Equivalentes;
 MD: Método Direto;
 MEF: Método dos Elementos Finitos utilizando o software SAP2000 v.16

Fonte: próprio autor.

O modelo L0 refere-se às lajes sem aberturas apresentando apenas sua espessura como variável a ser considerada. Desse modo fora possível utilizar três métodos de cálculo modelando 9 lajes sem vigas em concreto armado. A Figura 1.4 apresenta uma vista em planta da laje sem vigas e sem aberturas, com o intuito de melhor entendimento das informações supracitadas.

Figura 1.4: Planta baixa da laje L0 a ser estudada (valores em metros).

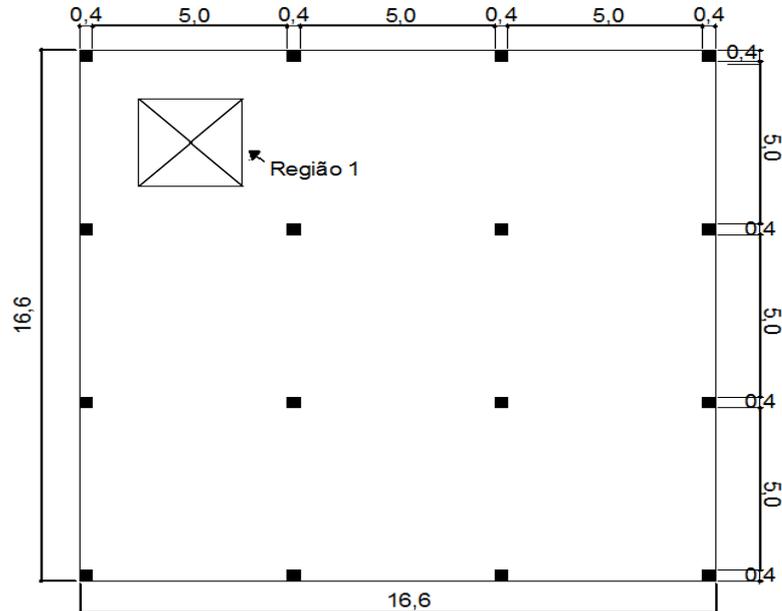


Fonte: próprio autor.

O modelo L1 refere-se às lajes com aberturas na região 1 em acordo com o ACI 318:14 apresentando como variáveis sua espessura e dimensão das aberturas. A Figura 1.5 mostra a laje sem vigas destacando o local onde será introduzida a abertura (Região 1).

Foram modeladas 15 lajes com aberturas quadradas de 1; 1,5; 2; 2,5 e 2,7 metros e espessuras variando em 16, 18 e 20 cm.

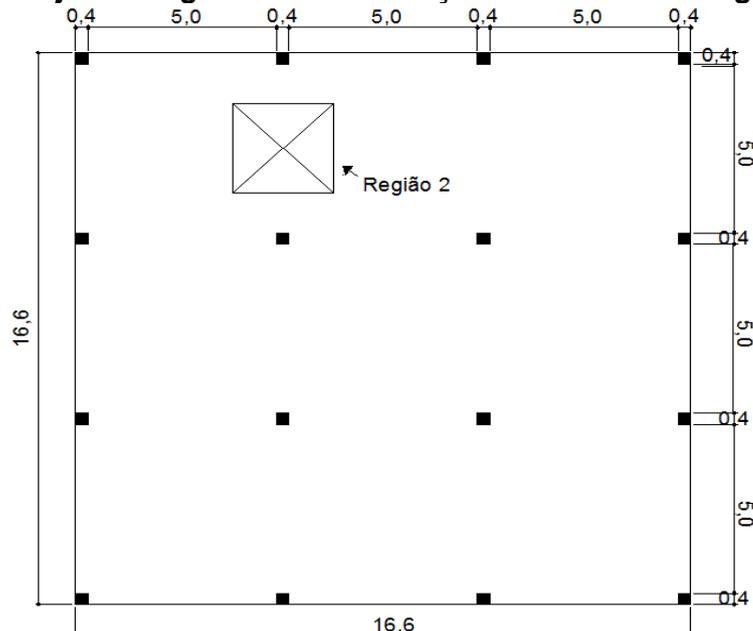
Figura 1.5: Laje sem vigas L1 com indicação de abertura na região 1.



Fonte: próprio autor.

O modelo L2 refere-se às lajes com aberturas na região 2 em acordo com o ACI 318:14 apresentando como variáveis sua espessura e dimensão das aberturas. A Figura 1.6 ilustra a laje sem vigas destacando o local onde será introduzida a abertura (região 2). Foram modeladas 21 lajes com aberturas quadradas com relação Comprimento da abertura/Vão da laje: 0,125; 0,15; 0,2; 0,3; 0,35; 0,45 e 0,5 e espessura variando em 16, 18 e 20 cm.

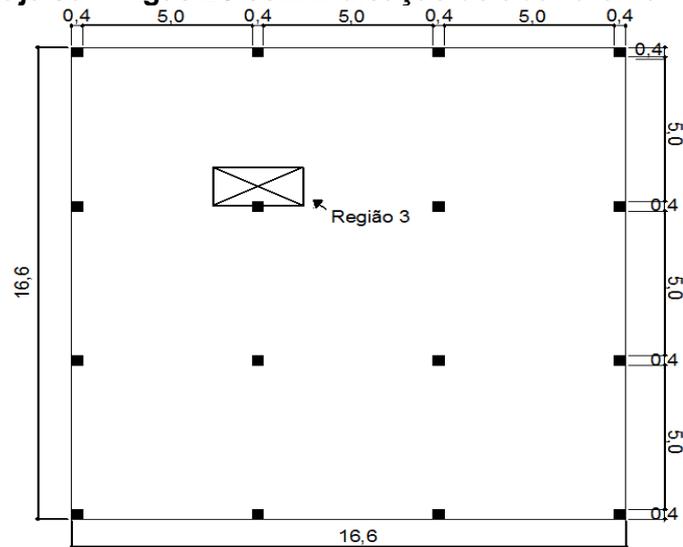
Figura 1.6: Laje sem vigas L2 com indicação de abertura na região 2.



Fonte: próprio autor.

O modelo L3 refere-se às lajes com aberturas na região 3 em acordo com o ACI 318:14, suas variáveis foram a espessura e dimensão das aberturas. É visto na Figura 1.7 a laje sem vigas e a localização onde será introduzida a abertura (região 3). Foram modeladas 12 lajes com aberturas quadradas com relação Comprimento da abertura/Vão da laje: 0,0625; 0,10; 0,15 e 0,20 e espessuras variando em 16, 18 e 20 cm.

Figura 1.7: Laje sem vigas L3 com indicação de abertura na região 3.

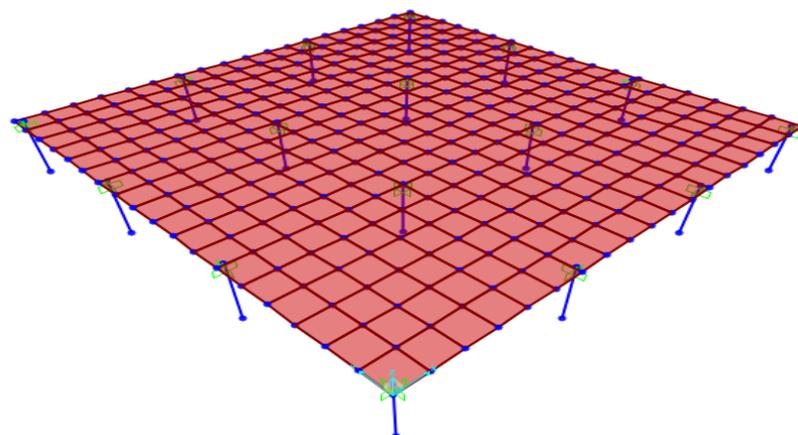


Fonte: próprio autor.

Uma observação que deve ser destacada é que todas as aberturas tem seu ponto de referência o centro da região onde será introduzida a abertura, apenas as aberturas inseridas na região 3 onde as aberturas começaram no limite da faixa dos pilares fazendo com que as aberturas ficassem o mais longe possível do pilar e do perímetro crítico causado pela ligação laje-pilar do elemento estrutural.

A Figura 1.8 ilustra a estrutura de lajes sem vigas em concreto armado modelada e discretizada pelo software Sap2000® v. 16.

Figura 1.8: Laje Discretizada pelo software SAP2000® v.16.



Fonte: próprio autor.

A figura acima apresenta em três dimensões o plano da laje discretizada com seus apoios (pilares) a serem considerados. O elemento estrutural a ser calculado (laje sem viga em concreto armado) fora discretizado em polígonos quadrados, pois a estrutura tem as mesmas dimensões em X e Y possibilitando tal divisão o que torna os cálculos mais precisos. Com relação aos apoios, foram consideradas as áreas reais dos pilares na ligação laje-pilar, fator de suma importância e que pode proporcionar uma grande variação de resultados se for considerado apenas apoios pontuais no sistema.

1.3.2 MÉTODOS DE CÁLCULO E ETAPAS DE ANÁLISE.

Esta pesquisa apresenta seu desenvolvimento, aplicação de métodos de cálculos e comparação de resultados que podem ser divididos em duas etapas:

- 1ª etapa: Foram modeladas 9 lajes sem vigas em concreto armado sem aberturas utilizando os métodos de cálculo manuais (Método dos Pórticos Equivalentes e Método Direto) e o Método dos Elementos Finitos a partir do software SAP2000® v.16. Nesta primeira etapa, a única variável a ser considerada fora a espessura da laje apresentando espessuras de 16, 18 e 20 cm.
- 2ª etapa: Tem-se 48 lajes sem vigas em concreto armado com aberturas inseridas nas regiões recomendadas pelo ACI318:14. Com a introdução das aberturas os métodos de cálculos manuais (Método dos Pórticos Equivalentes e Método Direto) não proporcionam resultados coerentes devido às limitações que apresentam (vide capítulo 4), por isso nesta seção utilizou-se apenas o Método dos Elementos Finitos aplicado pelo software SAP2000® v.16. As variáveis apresentadas nesta seção estão relacionadas com a espessura da laje (16, 18 e 20 cm), as dimensões e posições das aberturas feitas na laje.

1.3.3 ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS ANALISADOS.

O trabalho teve como foco analisar os momentos fletores e deslocamentos verticais comparando os resultados obtidos pelos métodos de cálculo para uma laje sem abertura e em um segundo instante, o comparativo foi feito para as lajes que possuem aberturas de tamanhos e posições variadas, verificando assim sua influência. A seguir é apresentado o passo a passo necessário para a obtenção dos resultados:

- a) Faz-se a definição das dimensões do elemento estrutural a ser modelado, levando em consideração as limitações impostas pelos métodos de cálculo manuais (Método dos Pórticos Equivalentes e Método Direto), com o intuito de englobar todas as possíveis dúvidas que possam ocorrer;
- b) Definem-se as cargas a serem aplicadas e suas considerações;

- c) São inseridas as aberturas na estrutura a partir das recomendações feitas pelo ACI 318:14.

Com a introdução das aberturas e a explanação dos métodos de cálculos manuais foi perceptível a ineficácia de tais métodos para estas lajes, por isso é necessário à divisão dos resultados em duas etapas como fora citado anteriormente no subitem 1.3.2. Com a resolução dos cálculos e a obtenção dos esforços de momentos fletores, ocorrem as seguintes verificações:

- a) Em qual estágio de deformação a estrutura se encontra (Estádio I, II e III), tal verificação é feita a partir da comparação de resultados do momento fletor máximo positivo e momento de fissuração da estrutura que utiliza a seguinte equação:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ctm} * I_o}{\gamma_t} \text{ (momento de fissuração do concreto)} \quad (1.1)$$

Sendo:

α : coeficiente referente à forma do elemento estrutural;

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ (resistência do concreto à tração direta)} \quad (1.2)$$

$$I_o = \frac{b * h^3}{12} \text{ (momento de inércia da seção bruta)} \quad (1.3)$$

Se o momento fletor máximo for menor que o momento de fissuração da estrutura $M_{m\acute{a}x} < M_r$, a estrutura estará no Estádio I (sem fissuras) por isso não ocorrerá um decréscimo do momento de inércia da seção bruta da peça, caso $M_{m\acute{a}x} > M_r$ a estrutura estará no Estádio II (com fissuras) e por isso ocorrerá um decréscimo do momento de inércia da seção bruta da peça proporcionando um momento de inércia efetivo dado pela seguinte equação:

$$I_e = \left(\frac{M_r}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_o + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] * I_2 \leq I_o \text{ (momento de inércia efetivo)} \quad (1.4)$$

Sendo:

$$I_2 = \frac{b * X^3}{3} + \alpha e * A_s (d - X)^2 \text{ (momento de inércia no Estádio II)} \quad (1.5)$$

Se a estrutura estiver no Estádio II o momento de inércia efetivo da seção proporcionará uma redução na espessura da laje que deverá ser alterada no software SAP2000® v.16 para que se possa ter o valor correto do deslocamento real da estrutura.

- b) Com os valores dos momentos fletores são feitos os cálculos para obter a quantidade de aço necessária para combater tais esforços. A área de aço encontrada é distribuída em barras nas duas direções ortogonais da laje (X e Y) e tais informações são inseridas ao software, pois a área de aço necessária e sua distribuição influenciam nos deslocamentos da estrutura.

Ao se fazer as considerações supracitadas e inseridas todas as informações ao software é necessário recalcular a estrutura com as modificações feitas para que se possam encontrar os deslocamentos imediatos. Para a parcela dos deslocamentos diferido e final, as considerações utilizadas foram apresentadas no item 3.3.2.

1.4 PROPOSTA DE SUMÁRIO ESTRUTURADO

O presente trabalho foi dividido em 6 capítulos.

O capítulo 1 consiste na introdução ao tema da influência de aberturas em lajes sem vigas em concreto armado, bem como a descrição dos objetivos, a justificativa, apresentação do trabalho e metodologia descrevendo como fora desenvolvido toda parte teórica e de modelagem dos elementos estruturais.

O capítulo 2 apresenta um breve histórico sobre a evolução do método de lajes sem vigas, seguido de uma revisão bibliográfica que aborda trabalhos realizados no Brasil e no exterior que serviram como parâmetros iniciais para o desenvolvimento da pesquisa. Para finalizar, tem-se a definição, classificação, tipologia do sistema estrutural em estudo, citando também as exigências, vantagens e desvantagens das lajes sem vigas em concreto armado.

O capítulo 3 mostra as recomendações do ACI 318:14 e NBR 6118 (ABNT, 2014), além de fazer a distinção dos deslocamentos imediato, diferido e final extraídos das normas e literaturas nacionais.

O capítulo 4 faz um detalhamento dos métodos de cálculos aplicados, analisando seus procedimentos e sua possibilidade de aplicação para cada situação. São apresentados os seguintes métodos: Método Direto de acordo com o ACI 318:14; Método dos Pórticos Equivalentes de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014); Analogia de Grelha; e o Método dos Elementos Finitos que utilizou o software SAP2000® v.16 em sua modelagem e desenvolvimento dos cálculos.

No capítulo 5 são feitas as considerações gerais sobre os carregamentos das lajes, materiais utilizados, suas dimensões e apresentação do pavimento a ser modelado. Em seguida, os resultados foram expostos e comentados através de gráficos, tabelas e diagramas, com o intuito de se ter um melhor entendimento e visualização dos resultados.

Por fim, no capítulo 6 serão apresentados os comentários finais sobre os resultados obtidos no capítulo anterior, as conclusões do trabalho e algumas propostas para futuros trabalhos.

O apêndice A traz os critérios adotados para a caracterização dos materiais envolvidos que são o concreto e aço, além de definir a equação de deslocamento. Tem-se o

desenvolvimento dos cálculos e os resultados a serem considerados para a análise estrutural.

O apêndice B apresenta um detalhe importante para a resolução da malha aplicada à laje quando os nós e elementos “*frame*” não são coincidentes, sendo necessária a utilização da ferramenta “*Edge Constraints*” para que a estrutura funcione de maneira monolítica.

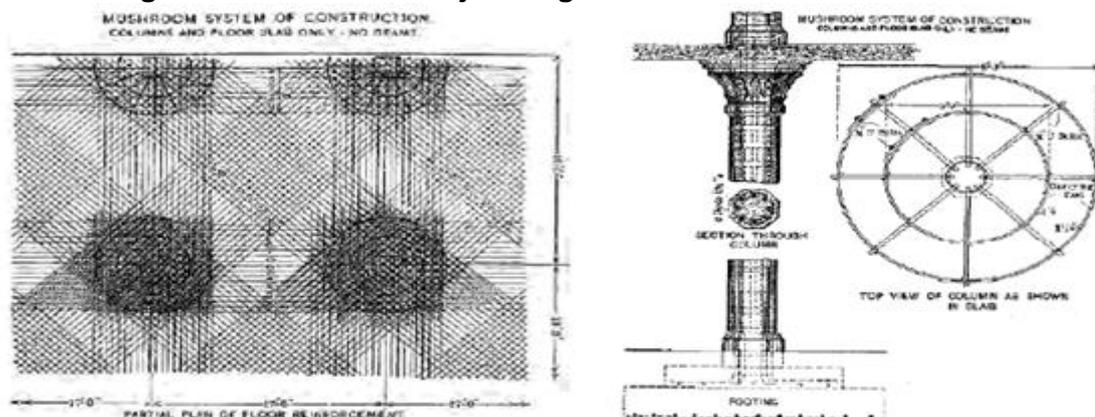
2. ESTRUTURAS DE LAJES SEM VIGAS

2.1 BREVE HISTÓRICO DAS LAJES SEM VIGAS

Existe uma grande discussão no que diz respeito sobre quem foi o inventor do sistema estrutural de lajes lisas. GASPARINI (2002) afirma que o crédito com relação ao desenvolvimento deste sistema deve ser dado ao engenheiro George M. Hill, que teria construído edifícios de lajes lisas em regiões distintas dos EUA entre 1899 e 1901. Contudo, o responsável por demonstrar que este sistema de lajes era confiável e eficiente tanto para edifícios quanto para pontes fora o engenheiro e inventor C. A. Turner que em 1905 utilizou o sistema de lajes cogumelo, construindo o edifício C. A. *Bovey Building* em Mineapolis, Minnesota, que causou grande polêmica entre os engenheiros, sendo cegamente endossado por uns e selvagemente combatidas por outros.

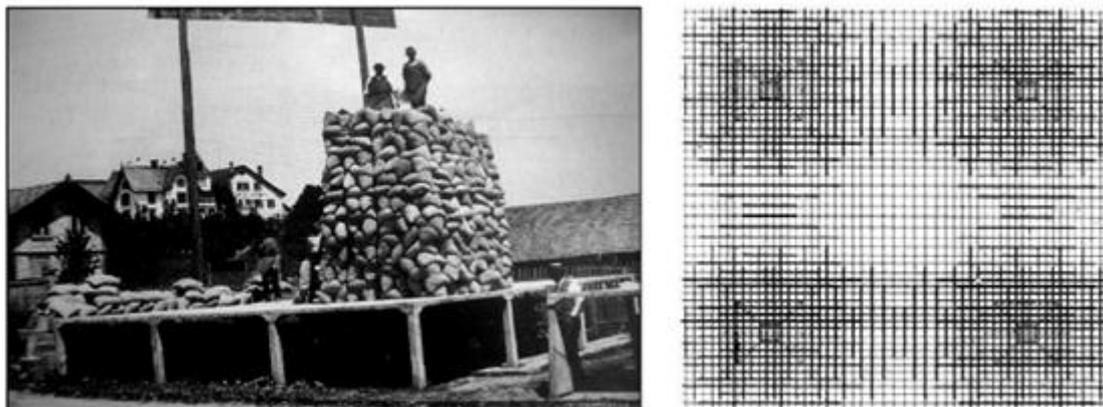
As lajes de Turner, por ele nomeadas de lajes “cogumelo”, tinham como características a presença de capitéis na ligação laje-pilar e pelo uso de uma gaiola composta de barras de 32 mm de diâmetro, responsáveis para resistir ao cisalhamento. Entretanto FURST e MARTI (1997) atribuem a invenção deste sistema ao engenheiro suíço Robert Maillart, mais famoso por seus trabalhos com pontes do que pelo desenvolvimento deste sistema propriamente dito. De acordo com estes pesquisadores, Maillart teria concebido o sistema em 1900, mas só teria terminado seus ensaios em 1908, conseguindo sua patente em 1909. Detalhes do sistema de lajes “cogumelo” idealizado por Turner e Maillart podem ser verificados nas respectivas figuras obtidas por GASPARINI (2002) e JONES e MORRISON (2004).

Figura 2.1: Sistema de lajes "cogumelo" de C. A. Turner.



Fonte: Adaptado Gasparini (2002).

Figura 2.2: Testes executados por Maillart.



Fonte: Adaptado Furst & Marti (1997)

Nas primeiras lajes-cogumelo, era comum o uso de capiteis, fazendo com que o sistema estrutural composto por lajes, capiteis e pilares se assemelhasse aos cogumelos, muito utilizado na culinária europeia. Por essa semelhança, nasceu a denominação laje-cogumelo, largamente utilizada nos idiomas europeus (BRANCO, 1989):

- Plancher champignon, em francês;
- Losa fungiforme, em espanhol;
- Solai a fungo, em italiano e
- Pilzdecke, em alemão.

Na União Soviética, em 1908, o engenheiro A. F. Loleyt projetou, calculou e construiu um edifício de quatro pavimentos para o depósito de produtos lácteos em Moscou, nos demais países da Europa o primeiro exemplar deste tipo de construção se deu graças a Maillart, que em 1910 construiu um edifício em Zurique. A partir do pioneirismo de Turner, a prática deste método se espalhou que até 1913 mais de mil edifícios sem vigas tinham sido erguidos em todo o mundo.

Contudo, os resultados apresentados nos trabalhos de MacMILLAN (1910) e BRAYTON (1910), mostraram variações de até 400% na quantidade de armadura requerida por vários processos de cálculo para a mesma laje e o mesmo carregamento. Sendo assim, houve a necessidade de se conhecer melhor o comportamento da estrutura formulando processos de cálculo eficientes e seguros, fazendo com que pesquisadores estudassem este novo sistema estrutural.

Por isso, FURST e MARTI (1997) fazem um breve histórico do desenvolvimento dos métodos de análise dos esforços em lajes lisas, destacando o trabalho de Westergaard e Slater 1921, que através do método das diferenças finitas conseguiram tratar diferentes casos de carregamento, considerando a influência da rigidez dos pilares e dos capitéis. Seus resultados foram validados através de comparações com resultados experimentais da

época, conseguindo assim, formar a primeira teoria bem fundamentada para o cálculo dos esforços das lajes lisas de concreto.

Além de ser necessário ter uma teoria para a resolução dos cálculos confiável e eficiente era de fundamental importância a regulamentação do uso do sistema de lajes lisas que se tornavam progressivamente mais populares. Teve-se ainda como agravante para a urgência das recomendações normativas, quando em 1924 a patente de Maillart expirou. Visto que em 1925 foi publicada a norma americana ACI para estruturas de concreto armado que apresentava recomendações para sistemas com lajes lisas.

Em 1924, Marcus estudou lajes-cogumelo pela Teoria da Elasticidade, resultando na formulação do Processo dos Pórticos Múltiplos. Em 1943, Johansen publicou sua tese de doutorado sobre a formulação da Teoria das Linhas de Ruptura, que deu substancial contribuição ao conhecimento do cálculo das lajes-cogumelo.

Na década de 60 com a revolução digital, o surgimento dos computadores proporcionou através de softwares, cálculos mais detalhados e com uma rapidez considerável em sua execução. A partir da aplicação do método dos elementos finitos, principal método utilizado pelos softwares, analisando as lajes de concreto armado no comportamento elastoplástico propiciou uma representação mais próxima da real.

No Brasil, em 1972, por sugestão do Prof. Dr. Telêmaco H. M. Van Langendonck, no laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, um amplo projeto de pesquisa com objetivo principal o ensaio, até a ruptura, de ligações laje-pilar, para os casos de canto e de borda de lajes-cogumelo, sendo assim, publicadas mais de uma dezena de trabalhos no que diz respeito a lajes sem vigas. (BRANCO, 1989)

No final da década de 70 no Brasil, pesquisaram-se na Escola de Engenharia de São Carlos e posteriormente na Universidade Federal de São Carlos, processos de cálculo mais simples e que também produzissem resultados satisfatórios. Durante essas pesquisas foram ensaiadas numericamente pelo método Analogia de Grelha, apresentando, em muitos casos, resultados com precisão superior à do Método dos Elementos Finitos, para malhas com densidade de nós até oito vezes menores (BRANCO 1989).

2.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com base nos estudos de diversos autores, percebe-se que a utilização de lajes sem vigas se mostra um método seguro, eficaz e econômico podendo ser comprovado com suas aplicações ao passar dos anos, e conseqüentemente proporcionaram um aprimoramento de cálculo, projeto e execução da estrutura em questão.

A seguir, são apresentadas as contribuições de alguns trabalhos sobre lajes lisas, envolvendo a utilização de lajes sem vigas em concreto armado realizados no Brasil e no

exterior. E para finalizar o capítulo, são apresentadas a definição, classificação, tipologia, vantagens e desvantagens das lajes sem vigas em concreto armado.

2.2.1 TRABALHOS REALIZADOS NO BRASIL

Em 1989, FIGUEIREDO FILHO fez sua tese relacionada a sistemas estruturais de lajes sem vigas, proporcionando subsídios para o projeto e execução do método. Neste trabalho, foi feito um amplo estudo que abordou as vantagens e desvantagens das lajes sem vigas sobre o método convencional, mostrando todas suas características e exigências para sua correta aplicação. Em continuidade, seu estudo destacou assuntos como flexão e seus métodos de cálculo, verificação do efeito de punção, deslocamentos transversais e seus métodos de avaliação, efeito de ações laterais e sua influência sobre a estrutura como um todo. Após a realização de todos os cálculos e verificações citados acima, fez-se uma análise comparativa de custos entre os sistemas estruturais de lajes sem vigas e o convencional para algumas situações representativas. Os resultados de FIGUEIREDO FILHO (1989) trouxeram várias recomendações para a aplicação em projeto e execução dos sistemas sem vigas, além de mostrar seus benefícios econômicos, arquitetônicos e executivos. Tem-se nas recomendações de projeto toda a definição da estrutura, com as recomendações que cada método de cálculo exige somado às orientações que possam tornar a estrutura viável e segura para sua elaboração.

Os métodos de cálculo à flexão e punção das lajes sem vigas em concreto armado foram discutidos detalhadamente verificando suas características, limitações e possibilidades de utilização. Fez-se também, recomendações sobre aberturas nas lajes, espessuras, deslocamentos transversais, além de apresentar um detalhamento das armaduras no que se refere à armadura de flexão e armadura de cisalhamento. Todo o processo executivo referente à montagem das formas, armaduras, concretagem e desforma foram apresentadas, eliminando assim, possíveis dúvidas sobre este quesito. Visto isso, a tese apresentada por FIGUEIREDO FILHO (1989), foi de grande importância para sanar possíveis dúvidas existentes sobre o método naquela época.

CASTELO BRANCO (1989) elaborou um manual para o projeto de edifícios em lajes-cogumelo. Em sua pesquisa foram analisados aspectos relativos à punção e os processos de cálculo elástico: Método Direto, Processo dos Pórticos Múltiplos e Analogia de Grelha. Desenvolvendo um pré-dimensionamento, baseado no Método Direto e sugestões para detalhamento das armaduras inclusive de punção junto aos pilares, e de torção junto às bordas livres. Percebe-se com isso, a necessidade de clarificar o método de lajes sem vigas, solucionando pontos de difícil análise tanto em projeto como na execução.

Em suas considerações finais, houve uma grande preocupação com relação à verificação da punção, entendendo que as normas NB-1:1980 e ACI-318:83 necessitavam

de um estudo adicional, pois os dados encontrados nas referidas normas eram insuficientes ou incompatíveis com os dados utilizados no Brasil. O Código-Modelo CEB-FIP 1978, deixa claro sua proposta, contudo suas prescrições não foram satisfatórias segundo os ensaios de FIGUEIREDO (1981) e as recomendações feitas por REGAN (1985), por levarem a valores baixos para a resistência das lajes à punção, principalmente para ligações com pilares de canto. Porém, desde que as lajes estejam corretamente armadas à flexão, os valores obtidos para os casos de pilares de canto são seguros. Uma grande contribuição da pesquisa foi à indicação de procedimentos estruturais, arquitetônicos e construtivos quando as ligações laje-pilar não apresentarem resistência suficiente, além de desenvolver um comparativo entre os métodos de cálculo (método direto, pórticos múltiplos e analogia de grelha), podendo verificar a característica que cada método possui, determinando qual método melhor condiz com a realidade.

GUARDA (1995), desenvolveu o cálculo de lajes-cogumelo pela teoria das charneiras plásticas, com objetivo principal de associar os cálculos elástico e plástico, na análise de lajes-cogumelo. O cálculo elástico foi feito a partir do Processo dos Pórticos Equivalentes, enquanto que o cálculo plástico utilizou a Teoria das Charneiras Plásticas; com isso, comparou os resultados entre os métodos analisando as vantagens e desvantagens de cada método. Em suas considerações finais, foram apresentadas as Tabelas 2.1 e 2.2 que fizeram um comparativo do consumo de aço entre o cálculo elástico e plástico, onde fora detalhado o consumo de aço para as armaduras negativas, positivas e o total de aço utilizado por cada método.

Tabela 2.1: Consumo de aço do exemplo 1 (Kg).

| Armadura | Cálculo Elástico | Cálculo Plástico | | |
|--------------|------------------|------------------|-------------|-------------|
| | | R=1,0 | R=1,1 | R=1,2 |
| Positiva | 1310 | 1175 | 1243 | 1311 |
| Negativa | 1164 | 1187 | 1071 | 1005 |
| Total | 2474 | 2362 | 2314 | 2316 |

Fonte: Guarda (1995)

Tabela 2.2: Consumo de aço do exemplo 2 (Kg).

| Armadura | Cálculo Elástico | Cálculo Plástico | | |
|--------------|------------------|------------------|-------------|-------------|
| | | R=1,0 | R=1,1 | R=1,2 |
| Positiva | 1713 | 1922 | 2047 | 2159 |
| Negativa | 1747 | 1769 | 1662 | 1546 |
| Total | 3460 | 3691 | 3709 | 3705 |

Fonte: Guarda (1995)

Com os resultados apresentados, GUARDA (1995) concluiu que não há uma diferença significativa entre os valores obtidos com o cálculo elástico e o cálculo plástico. No exemplo 1 (Tabela 2.1), há uma pequena redução no consumo de aço no cálculo plástico, com maior redução para os momentos negativos divididos por R=1,1. Enquanto que para o exemplo 2 (Tabela 2.2), percebe-se que para o cálculo de lajes-cogumelo pela Teoria das

Charneiras Plásticas houve de maneira unânime um aumento no consumo da armadura positiva devido à sua forma de distribuição e uma redução no consumo da armadura negativa exceto em $R=1,0$. As Tabelas 2.3 e 2.4 mostram a relação entre os momentos de plastificação negativo e positivo.

Tabela 2.3: Razão entre os momentos de plastificação negativo e positivo, exemplo 1

| Painel | Direção | R=1,0 | R=1,1 | R=1,2 |
|-----------------|---------|-------|-------|-------|
| Painel de Canto | X | 3,3 | 2,8 | 2,3 |
| | Y | 3,3 | 2,8 | 2,3 |
| Painel Lateral | X | 1,7 | 1,3 | 1,1 |
| | Y | 2,3 | 2,0 | 1,7 |
| Painel Interno | X | 1,1 | 0,9 | 0,8 |
| | Y | 1,1 | 0,9 | 0,8 |

Fonte: Guarda (1995)

Tabela 2.4: Razão entre os momentos de plastificação negativo e positivo, exemplo 2

| Painel | Direção | R=1,0 | R=1,1 | R=1,2 |
|-------------------|---------|-------|-------|-------|
| Painel de Canto | X | 1,3 | 1,1 | 1,0 |
| | Y | 1,2 | 1,0 | 0,9 |
| Painel Lateral I | X | 3,2 | 2,3 | 1,8 |
| | | 3,1 | 1,8 | 1,7 |
| | Y | 1,1 | 0,9 | 0,8 |
| Painel Lateral II | X | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| | Y | 5,4 | 3,3 | 2,4 |
| Painel Interno | X | 2,2 | 1,7 | 1,3 |
| | | 2,1 | 1,6 | 1,3 |
| | Y | 7,4 | 4,0 | 2,8 |

Fonte: Guarda (1995)

Ao analisar os valores das razões entre os momentos de plastificação negativo e positivo, para cada painel, observou-se que em alguns casos, estes valores se afastaram dos valores recomendados de 1,0 a 1,5, como é o caso do painel de canto do exemplo 1, que apresentou $\phi = 3,3$; do painel lateral I, do painel lateral II e do painel interno do exemplo 2, que apresentaram $\phi = 3,2$; $\phi = 5,4$; $\phi = 7,4$, respectivamente. Notou-se que os valores mais próximos dos recomendados são os obtidos para os momentos de plastificação negativos reduzidos em 16,7% ($R=1,2$) em relação ao cálculo elástico.

A partir dos cálculos aplicados e resultados obtidos, percebeu-se que no cálculo elástico a distribuição dos momentos fletores é exagerada nas faixas centrais dos painéis, pois os valores provenientes do cálculo elástico são menores do que acontece na distribuição dessas faixas.

A análise dos resultados dos exemplos viu-se que, com a fixação dos momentos de plastificação negativos deve reduzir os momentos provenientes do cálculo elástico em torno de 16,7% ($R = 1,2$), apesar do consumo de aço ser bastante parecido com os dos outros detalhamentos do cálculo plástico, as razões entre os momentos negativo e positivo foram mais compatíveis com os valores recomendados.

Em 1996, SILVANY concentrou seus estudos nos deslocamentos transversais das lajes-cogumelo, comparando os deslocamentos adquiridos por diferentes processos: processo das vigas cruzadas, processo de Rangan (1976) e o dos Elementos Finitos. Foram abordados vários parâmetros que influenciam o cálculo desses deslocamentos, podendo citar o estado de fissuração adotado na determinação da rigidez, os efeitos da fluência e da retração do concreto, fatores que foram baseados no ACI 209R-92 (1992). O propósito do trabalho era avaliar e comparar os diversos métodos de cálculo através da elaboração de três exemplos de aplicação, mostrando os valores de deslocamentos obtidos e apontando quais fatores são de grande influência no deslocamento da laje.

Observado os resultados dos exemplos propostos, SILVANY (1996) destacou que a proximidade dos deslocamentos calculados por diferentes processos depende da rigidez considerada. Como o processo de Rangan adota uma única configuração de fissuração; então, quando são consideradas condições que permitem uma maior fissuração da peça (resistência à tração menor, como por exemplo), os resultados obtidos com o programa de elementos finitos e com o processo das vigas cruzadas se aproximam dos resultados de Rangan 1976 (Processo de Rangan).

Destaques importantes feitos pelo autor e que necessitam de mais estudos para que se possam ter resultados plausíveis, fazem alusão à fase de construção, onde nos prédios de vários pavimentos é utilizado o processo construtivo composto por fôrmas e escoras que podem influenciar de maneira negativa no deslocamento da estrutura. Outro aspecto importante foi o efeito do tempo nos deslocamentos, sendo que foram colocadas as recomendações do ACI 209R-92 para a estimativa do deslocamento gerado pela fluência e pela retração, fazendo necessários mais estudos nessa área, pois este quesito representou uma grande parcela do deslocamento final (Silvany, 1996).

HENNRICHS (2003) desenvolveu a modelagem de lajes planas de concreto armado a partir da utilização de métodos computacionais, modelando exemplos através da Teoria das Placas, Método dos Elementos Finitos e da Analogia de Grelha. Desse modo, para o cálculo de lajes planas foi levado em consideração os principais fatores de influência na estrutura para sua modelagem, merecendo atenção especial na modelagem do pilar e da malha da laje em suas proximidades. Por fim, comparou os procedimentos teóricos e numéricos, fazendo também recomendações para a modelagem das lajes planas por Analogia de Grelha e Elementos Finitos.

Por este trabalho apresentar a modelagem de lajes planas, apontando como uma de suas variáveis as diversas seções de pilares e considerando uma aplicação de carga pontual, obtiveram-se parâmetros para que pudessem ser feitas afirmações sobre como as reações se desenvolvem e como são influenciadas. Afirmando assim que as dimensões dos pilares alteram significativamente os esforços da laje, principalmente os momentos

negativos, os quais aumentam com a redução da seção do pilar. Outro fator que proporcionou o aumento dos momentos negativos está relacionado à medida que é feito um maior refinamento da malha da laje, sendo verificados para os dois métodos numéricos estudados, onde, para o mesmo modelo em elementos finitos, o momento negativo foi quase cinco vezes maior para uma malha mais refinada do que para uma menos refinada.

Como solução para o problema dos momentos negativos da laje sobre o pilar, sugeriu-se a adoção de um momento atuante na face do pilar, fazendo um incremento no seu valor, como propõem a solução de Szilard (1974).

FERREIRA (2005) analisou a punção e flechas em lajes maciças sem vigas levando em consideração as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2003), apresentando as evoluções que a norma sofreu em relação à apresentada em 1980. O foco do trabalho foi estudar, analisar e discutir aspectos referentes à determinação de esforços para a verificação à punção, detalhamento da armadura para combatê-la e aos deslocamentos verticais (flecha) nos sistemas de lajes sem vigas. Analisando os resultados obtidos pelo software CYPECAD® comparando com a análise feita a partir das recomendações de cálculo feita pela norma brasileira.

Referente às alterações encontradas na norma de 1980 para a sua versão atualizada da NBR 6118 (ABNT, 2003), tem-se:

- Na versão de 1980, tratava de pilares centrais sem atuação de momentos, agora são tratados os casos de pilares centrais, de borda e de cantos, com ou sem momentos nas ligações das lajes com os pilares;
- A versão de 2003 apresenta procedimentos para detalhamento da armadura de punção quando necessária e trata também da prevenção contra colapso progressivo;
- Outro aspecto que foi alterado e propiciou maior facilidade em sua determinação é o cálculo da flecha final no tempo infinito, que passou a utilizar um coeficiente multiplicador dos deslocamentos iniciais, não dependendo, portanto da relação entre as curvaturas final e inicial, conforme prescrevia a NB-1 (ABNT, 1980).

Além de identificar as mudanças ocorridas entre a NB-1 (ABNT, 1980) e NBR 6118(ABNT, 2003) foram apresentados os resultados dos cálculos das lajes planas desenvolvidos pelo software CYPECAD® e pelas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2003), destacando assim, suas características:

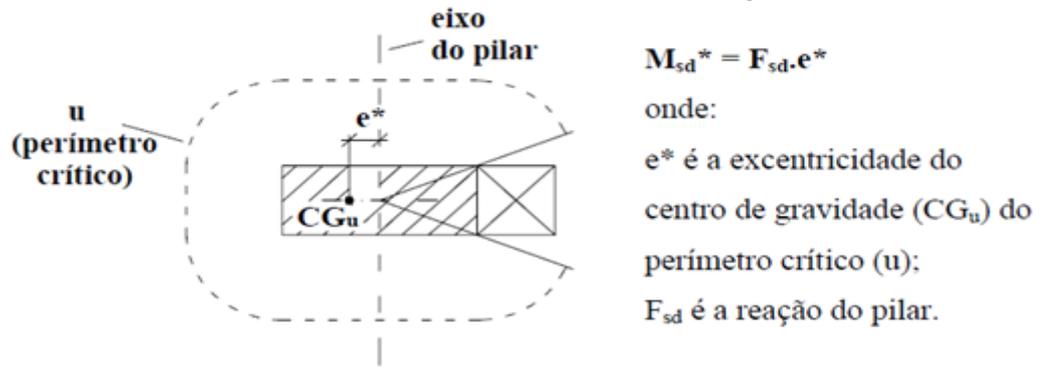
- Com a necessidade de armadura transversal, o programa de cálculo estrutural CYPECAD® foi muito superior à encontrada, para o mesmo caso, pela NBR 6118 (ABNT, 2003);
- Em relação à taxa de armadura, as prescrições da Norma apresentam uma sensível diferença para um resultado menor, em comparação às obtidas pelo programa CYPECAD®.

A partir da pesquisa apresentada por FERREIRA (2005), é notória a preocupação que se tem com a parte estrutural de lajes sem vigas, justificado com as evoluções encontradas na norma, onde são mais detalhados e especificados alguns pontos de difícil análise e resolução. Percebeu-se também, a necessidade de se comparar os métodos de cálculo, avaliando suas características e justificando sua discrepância de resultados, podendo assim, evoluir todo o processo.

SOUZA (2008) investigou o comportamento estrutural e a resistência última de ligações laje-pilar de regiões internas das lajes lisas, com um ou dois furos adjacentes ao pilar, em situações com ou sem transferência de momento fletor da laje ao pilar. Em seu estudo foram analisadas as possíveis variáveis que influenciariam no dimensionamento e execução do sistema, podendo citar: o posicionamento e as dimensões dos furos, a taxa e a distribuição da armadura de flexão, armadura de cisalhamento e a excentricidade de carga na ligação. Foram ensaiadas 19 ligações internas laje-pilar em diversas situações, analisando os resultados de cargas últimas, fissuração, deslocamento vertical, deformações das armaduras de flexão, de cisalhamento e no concreto. Com os resultados obtidos, desenvolveu uma análise comparativa entre as normas estrangeiras e nacionais, apontando se suas estimativas foram conservadoras contra ou a favor da segurança.

Com a análise dos resultados obtidos pelos vários ensaios realizados, têm-se parâmetros para que fossem feitas sugestões para as normas de cálculo para lajes com furo, sem e com transferência de momento fletor, onde se fez a indicação da adição ao carregamento solicitante para o momento fletor de cálculo (M_{Sd}), resultante da excentricidade (e^*), do perímetro crítico (u) da laje com furo em relação ao centro do pilar apresentado na Figura 2.3.

Figura 2.3: Momento M_{sd} , resultante da excentricidade do perímetro crítico u .



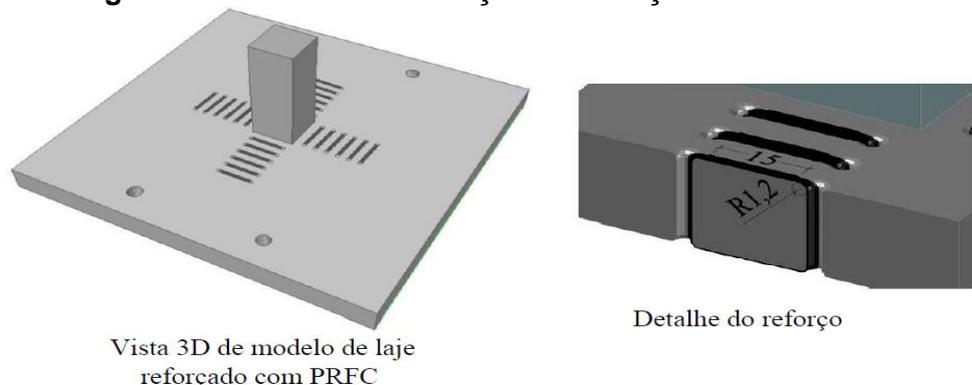
Fonte: Souza (2008)

Além dessa consideração, quando se tratar da situação de furo em que a dimensão do furo adjacente ao pilar é maior que o lado ao qual o mesmo é adjacente, devem-se utilizar as seguintes limitações para a taxa de armadura de flexão:

- Para a NBR 6118 (ABNT, 2003): $\rho \leq 0,5\%$;
- Para o EUROCODE 2/2004: $\rho \leq 0,90\%$.

Lima (2012) desenvolveu um estudo experimental e analítico de lajes lisas de concreto armado reforçadas à punção com a utilização de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como armadura transversal. Ressaltando que a utilização de laminados de PRFC como alternativa no combate à punção em lajes lisas é simples, requer pouco tempo para aplicação e não altera a estética da laje. Foram utilizadas fitas fabricadas com manta de PRFC através de furos verticais nas lajes, de modo a se formar um laço completo entre dois furos subsequentes como “pontos de costura” na região próxima ao pilar como mostra a Figura 2.4.

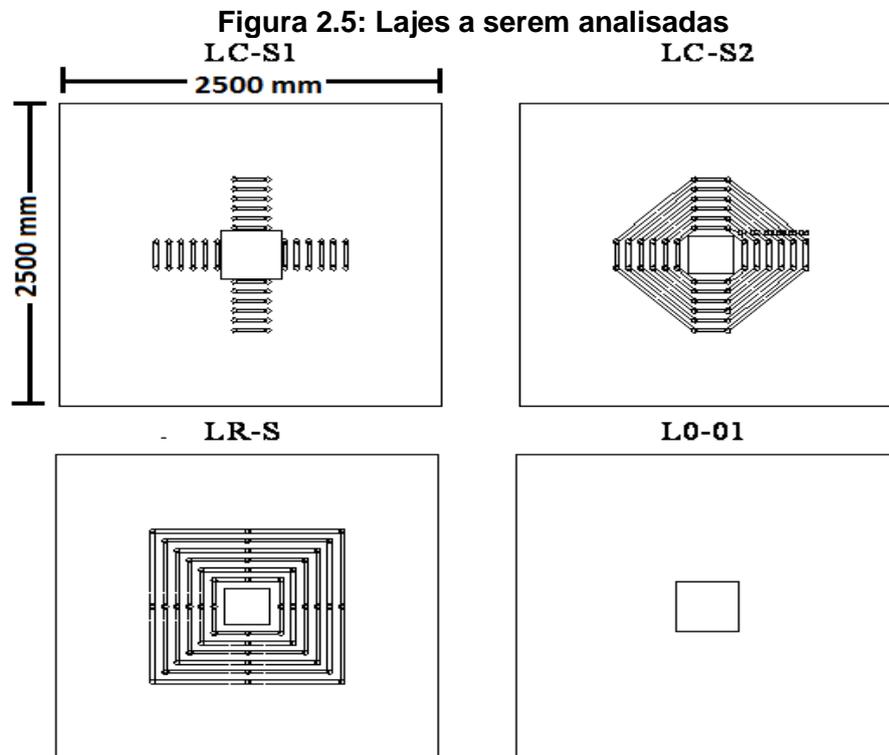
Figura 2.4: Detalhe da utilização do reforço de PRFC.



Fonte: Lima (2012)

Em seguida foram modelados 4 lajes com dimensões de 2500 mm x 2500 mm x 180 mm e pilares centrados quadrados de 300 mm x 300 mm. Um dos modelos não fora

reforçado para comparação com os outros três, que tiveram variações com relação a distribuição dos furos e o padrão de ancoragem, mantendo-se constante a área de reforço por perímetro de reforço como mostra a Figura 2.5.



Fonte: adaptado de Lima (2012)

De acordo com os ensaios realizados por Lima (2012), os resultados mostraram que as lajes reforçadas tiveram um aumento na resistência à força cortante de 41% para o modelo LC-S1, 56% para o modelo LC-S2 e de 52% para o modelo LR-S, quando comparados ao modelo de controle que não tivera nenhum tipo de reforço. Ainda, a técnica empregada nesta pesquisa aumentou consideravelmente a ductilidade dos modelos reforçados. Com isso, surgiu uma alternativa promissora para o combate do efeito de punção em lajes sem vigas que não altere a estética das edificações como ocorre ao utilizar capitel nos pilares e/ou engrossamento da laje na região dos apoios “*drop panel*”.

Kuster (2014) apresentou conceitos fundamentais para o entendimento do sistema de lajes sem vigas protendidas, bem como métodos de dimensionamento. Também é feita uma comparação de esforços nas lajes, envolvendo o Método dos Pórticos Equivalentes, o Método dos Elementos Finitos e Analogia de grelhas. Foram apresentados pavimentos sem vigas protendidos e soluções estruturais dos mesmos, utilizando armadura aderente e não aderente com protensão parcial e protensão limitada. Em suas conclusões foram apresentadas soluções estruturais para problemas específicos que ocorrem com frequência na construção civil. Ao finalizar sua pesquisa foram listadas algumas recomendações a

serem seguidas para as diversas situações que possam vir a surgir durante o projeto e execução da estrutura em questão.

Desta forma, pode-se aplicar o sistema de lajes sem vigas protendidas em diversas situações. Contudo, para que o consumo de material não seja tão elevado e a segurança da estrutura não seja comprometida, deve-se atentar para alguns aspectos (KUSTER, 2014):

- Em pavimentos onde se tem vãos diferenciados, fugindo de um padrão de vão médio, talvez a solução de lajes sem vigas protendidas não seja tão econômico, porém o seu dimensionamento e execução continuam sendo validados;
- Mediante a classe de agressividade ambiental, deve-se atentar aos parâmetros normativos, referentes ao f_{ck} , fissuração e combinações de ações em serviço a utilizar.
- Deve-se evitar ao máximo *shafts* em volta dos pilares, principalmente os que mais recebem carga, para que a transmissão de esforços nessa região seja adequada, assim, necessitando de elementos estruturais contínuos;
- Deve-se atentar para o dimensionamento de punção. Como não existem vigas no pavimento, os esforços de cortante não serão combatidos com os estribos das mesmas, sendo importante a colocação de armadura de punção em todos os pilares que ajudam a estabilidade da edificação, muitas vezes também sendo necessária a colocação de um capitel, aumentando assim a espessura da laje na região do pilar;
- Deve-se tomar cuidado com pilares com pequenas seções e pilares de borda no dimensionamento a punção. Se necessário, deve-se aumentar a seção do pilar para a segurança da edificação;
- Sempre que possível, deve-se evitar pilares de borda nas lajes sem vigas protendidas. Quando se tem trechos em balanço, o momento positivo nos vãos internos é menos expressivo, gerando uma economia na edificação;
- Sempre que possível, deve-se ter cordoalhas de protensão passando por cima de todos os pilares nas duas direções principais. Isso ajudará a combater o colapso progressivo.

Em uma edificação, com um único sistema estrutural pode-se adotar diversas soluções estruturais. A seguir estão algumas sugestões para a resolução de alguns problemas comuns em pavimentos sem vigas protendidos.

- Em pavimentos que se tenha uma deformação excessiva em um único vão, colocar capitéis em um ou alguns pilares em volta dessa deformação pode

solucionar o problema. Geralmente esta solução é usada para combater a punção, porém, o fato de aumentar a rigidez da laje na região do pilar faz com que a mesma deforme menos. Utilizando-se desta solução, pode-se evitar o aumento da espessura do pavimento inteiro por conta de um único trecho;

- Em pilares de borda, colocar vigas pode se apresentar como uma solução interessante, tanto no ponto de vista de punção quanto em deformação, pois como a viga possui muito mais rigidez, deformará menos do que a própria laje;
- Em relação às elevações dos cabos, sempre que possível trabalhar com o limite. Ao deslocar a cordoalha para longe do centro de gravidade da laje, a mesma tem mais eficiência;
- Deve-se atentar para as alterações de inclinação nas elevações dos cabos. Mudanças bruscas podem gerar patologias nas estruturas.
- Deve-se evitar ancorar os cabos fora do centro de gravidade da peça. Caso isso ocorra, existirá um momento aplicado no início do trajeto do cabo, devendo o mesmo ser analisado com cautela;

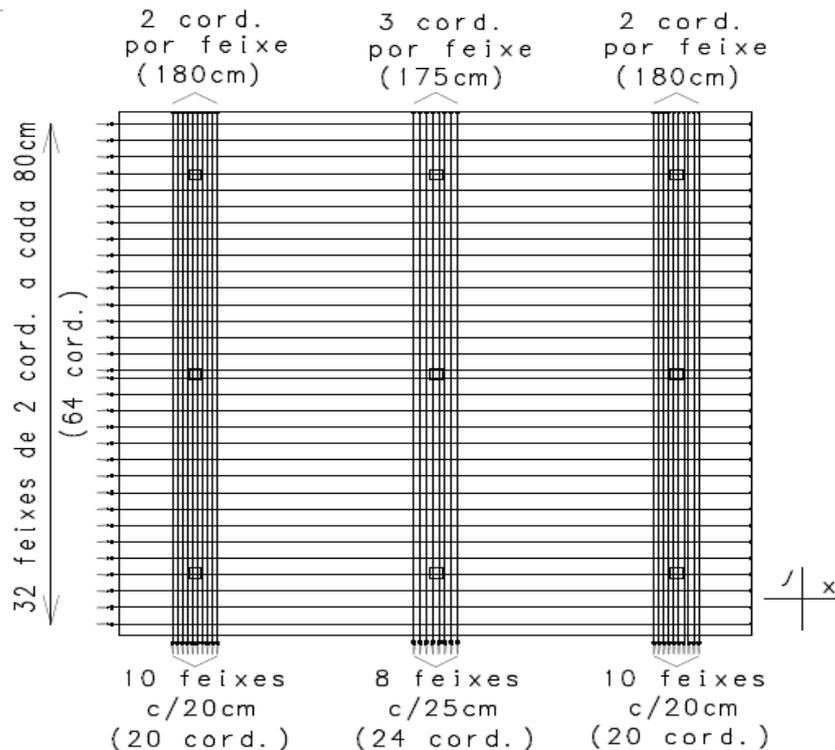
As recomendações feitas por Kuster (2014) são de grande importância para esclarecer possíveis pontos de difícil análise e que em muitos casos fazem com que o método estrutural não seja aplicado adequadamente. Suas considerações também podem trazer economia de materiais e mão de obra melhorando os resultados da produção como um todo.

Carneiro (2015) apresentou a resolução de uma laje lisa protendida com cordoalhas não aderentes, abordando principalmente modos de distribuição das cordoalhas na laje, modelos de cálculo (Analogia de grelha utilizando o CAD/TQS® e o Método dos Pórticos Múltiplos desenvolvendo seus pelos pelo programa FTOOL®) e opções de faixas de projeto para análise do pavimento. O dimensionamento ficou restrito à flexão, não sendo analisado o esforço cortante na ligação laje-pilar (efeito de punção).

Suas conclusões e sugestões foram divididas em 4 partes:

- Armadura ativa: observou-se que a distribuição de feixes de cordoalhas do modo “concentrados e uniformes” apresentou benefícios construtivos e vantagens em relação à distribuição dos momentos fletores e deslocamentos da laje (Figura 2.6);

Figura 2.6: Distribuição concentrados e uniformes.



Fonte: Carneiro (2015).

- Opções de análise e armadura passiva: o Método dos Pórticos Múltiplos, apesar de divergências para os valores de momentos fletores em relação à analogia de grelha, apresentou um detalhamento de armadura passiva coerente e conservador comparado com o detalhamento da grelha equivalente segundo propostas por Aalami e Kelley (2001);
- Determinação dos deslocamentos: os deslocamentos máximos de 1,2 cm para o balanço e 2, cm para o vão obtidos pelo Método dos Pórticos Múltiplos se mostraram menores quando comparados com os deslocamentos máximos obtidos pelo método da analogia de grelha (1,8 cm no balanço e 3,1 cm no vão);
- Perdas da força de protensão: o índice estimado de 20% para as perdas totais foi suficiente, para as perdas imediatas, em média, teve-se um índice de 6% e perdas progressivas aproximadamente 14%.

As considerações mostraram as vantagens sobre a forma da distribuição das armaduras ativas que proporcionou benefícios construtivos e melhorias na distribuição dos momentos fletores e deslocamentos. Observaram-se também, as características de cálculo para os sistemas com armaduras passivas apresentando suas vantagens por meio dos resultados obtidos. Por fim, foram feitas considerações sobre as perdas de protensão e suas parcelas imediata e progressiva.

Rabello (2016) desenvolveu uma análise do efeito de punção na ligação laje-pilar em lajes lisas de concreto armado considerando as verificações de flexão da laje. Por meio de diferentes métodos de análise, obtiveram-se os esforços e as tensões solicitantes em lajes lisas de concreto armado. A análise dos resultados foi dividida em duas abordagens: a primeira estuda a variabilidade dos resultados dos modelos de flexão que são aplicados na verificação da punção pela NBR 6118 (ABNT, 2014); a segunda estuda as tensões de cisalhamento no perímetro crítico c' da norma brasileira, obtidas por meio de modelos numéricos.

Seus resultados foram que:

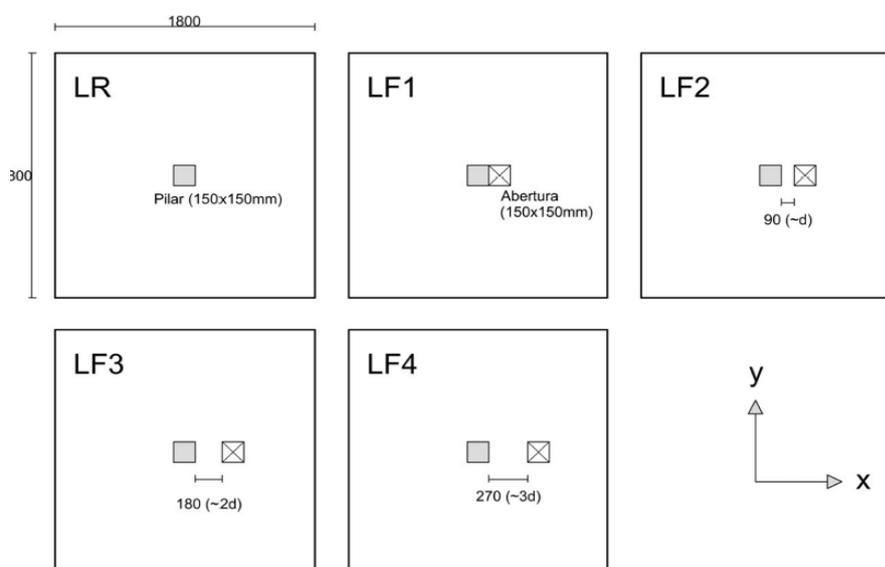
- ✓ Para a primeira abordagem, foram analisados 16 modelos de lajes lisas utilizando as recomendações de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014). Ao modelar os pilares como apoios pontuais, os resultados de momentos desbalanceados foram os mais distantes quando comparado com os demais (considerando a área dos pilares). A variação das forças de reação do pilar foi pequena, independentemente do modelo de análise. Através dos modelos analisados percebe-se que a participação dos momentos desbalanceados na tensão total de punção determina o impacto das suas variabilidades na segurança da punção;
- ✓ A segunda abordagem foi verificada as tensões de cisalhamento no perímetro crítico c' por análises no regime elástico linear usando o método dos elementos finitos. Foram consideradas seis modelagens de pilar e quatro refinamentos de malha em cada análise, como variáveis teve-se a espessura da laje, os esforços aplicados e a relação entre os lados do pilar, totalizando 778 modelos. Com isso, a segunda abordagem fora dividida em três etapas: 1ª análise qualitativa da distribuição das tensões de cisalhamento no perímetro c' observando que, o refinamento da malha tem grande influência nos valores de tensões máxima observadas nos modelos numéricos; 2ª fora analisado o impacto na segurança ao se fazer a verificação da punção usando os esforços cortantes dos modelos numéricos sem se preocupar com o refinamento da malha ou a modelagem do pilar, percebendo que, para as tensões médias quanto tensões máximas, os resultados apresentaram uma variabilidade muito grande, resultando em índices de confiabilidade baixos; 3ª teve como objetivo selecionar modelagens de pilar e refinamento de malha que fornecessem tensões de cisalhamento no perímetro crítico c' que melhor se ajustam às tensões fornecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os resultados para a segunda abordagem da pesquisa mostraram que algumas modelagens forneceram valores de esforços cortantes no perímetro crítico, obtidos de um

modelo numérico em regime elástico linear, bem próximo dos valores obtidos pelas equações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Dessa maneira, poderia indicar a possibilidade em se usar as tensões obtidas de um modelo numérico para a verificação da punção pela norma brasileira, desde que sejam definidas as modelagens adequadas.

Lourenço (2018) ensaiou cinco lajes quadradas (1800 x 1800 mm) com altura de 130 mm apoiadas em pilares quadrados (150x150 mm), para investigar a influência da posição de aberturas em relação à face do pilar na carga última de punção e no comportamento estrutural das lajes lisas. A Figura 2.7 apresenta as lajes a serem ensaiadas onde LR consiste na laje de referência sem aberturas seguidas por LF1, LF2, LF3, LF4 com as suas aberturas indicadas.

Figura 2.7: Características das lajes ensaiadas (mm).



Fonte: Lourenço (2018).

Os resultados das lajes ensaiadas mostraram que o maior decréscimo na carga de ruptura última foi para a laje com abertura adjacente ao pilar. Conforme a abertura se afasta do pilar, a carga de ruptura tende a aumentar e se aproximar da laje de referência LR, exceto para a laje LF3 que apresentou uma carga menor que a esperada.

Todas as lajes romperam de maneira brusca e com carga experimental abaixo da resistência prevista para a ruptura por flexão. A partir dos resultados obtidos por Lourenço (2018) percebeu-se a influência das aberturas próximas às regiões de apoios das lajes. Além disso, destacou as recomendações da NBR 6118 (2014) e EC (2004) que ao adaptar o procedimento da norma nacional no que se refere às dimensões recomendadas, os resultados de ambas as normas foram idênticos. O ACI 318 (2014) foi o mais conservador dentre todos, com cargas de rupturas previstas 32% maiores que as cargas de rupturas experimentais.

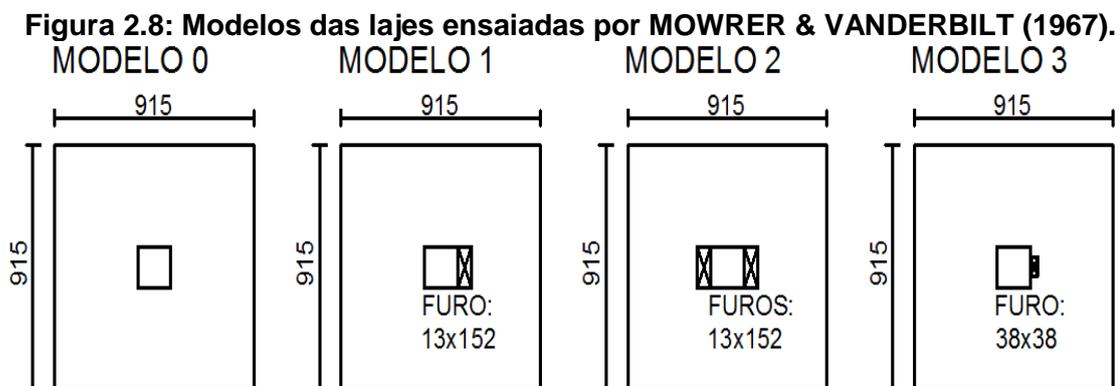
A partir dos resultados obtidos pode-se indicar que no cálculo da taxa de armadura a ser considerada nos modelos destas normas não se deve considerar as barras seccionadas localizadas dentro da região de punção, mas manter constante o volume de concreto.

Os trabalhos citados referem, em sua maioria, a experimentos e modelagens de lajes sem vigas, usando diversos métodos de cálculo para analisar da melhor maneira a estrutura. Nota-se que as pesquisas visam o desenvolvimento do método comparando e verificando as recomendações normativas para que se tenha uma estrutura de fácil compreensão, tornando o método mais difundido e eliminando possíveis erros de dimensionamento e execução. Além de mostrar as vantagens, desvantagens, recomendações e/ou exigências que o método proporcionou em comparação ao método convencional.

2.2.2 TRABALHOS REALIZADOS NO EXTERIOR

MOWRER & VANDERBILT (1967) desenvolveram uma pesquisa com o intuito de analisar, em lajes lisas com furos, a utilização de concreto de agregado de massa leve. Foram ensaiadas dezessete lajes em concreto de agregado de massa leve e oito lajes com concreto de agregado de massa normal. Os modelos das lajes foram os mesmos utilizados em ensaios realizados anteriormente por MOE (1961).

As lajes de dimensões quadradas, com 915 mm de lado e 76 mm de espessura, foram ensaiadas simplesmente apoiadas nas quatro bordas e moldadas monoliticamente com o pilar quadrado de 152 mm de lado, localizado na superfície superior da laje. As principais variáveis entre os modelos ensaiados nesta série foram a forma e a quantidade dos furos, a taxa de armadura e a resistência do concreto à compressão. Os modelos das lajes são mostrados na Figura 2.8.



Fonte: Adaptado de Mowrer & Vanderbilt (1967)

A partir dos ensaios e da equação proposta por MOE (1961), os autores propuseram a seguinte equação a ser utilizada quando há utilização de concreto de agregado de massa leve:

$$V_u = \frac{9,7\left(1 + \frac{d}{r}\right)bd\sqrt{f'_c}}{1 + \frac{5,25bd\sqrt{f'_c}}{V_{flex}}} \quad (2.1)$$

Sendo:

V_u é a carga de ruptura, em libras (lb);

b é o perímetro da área carregada, em polegadas (in);

d é a altura efetiva da laje, em in;

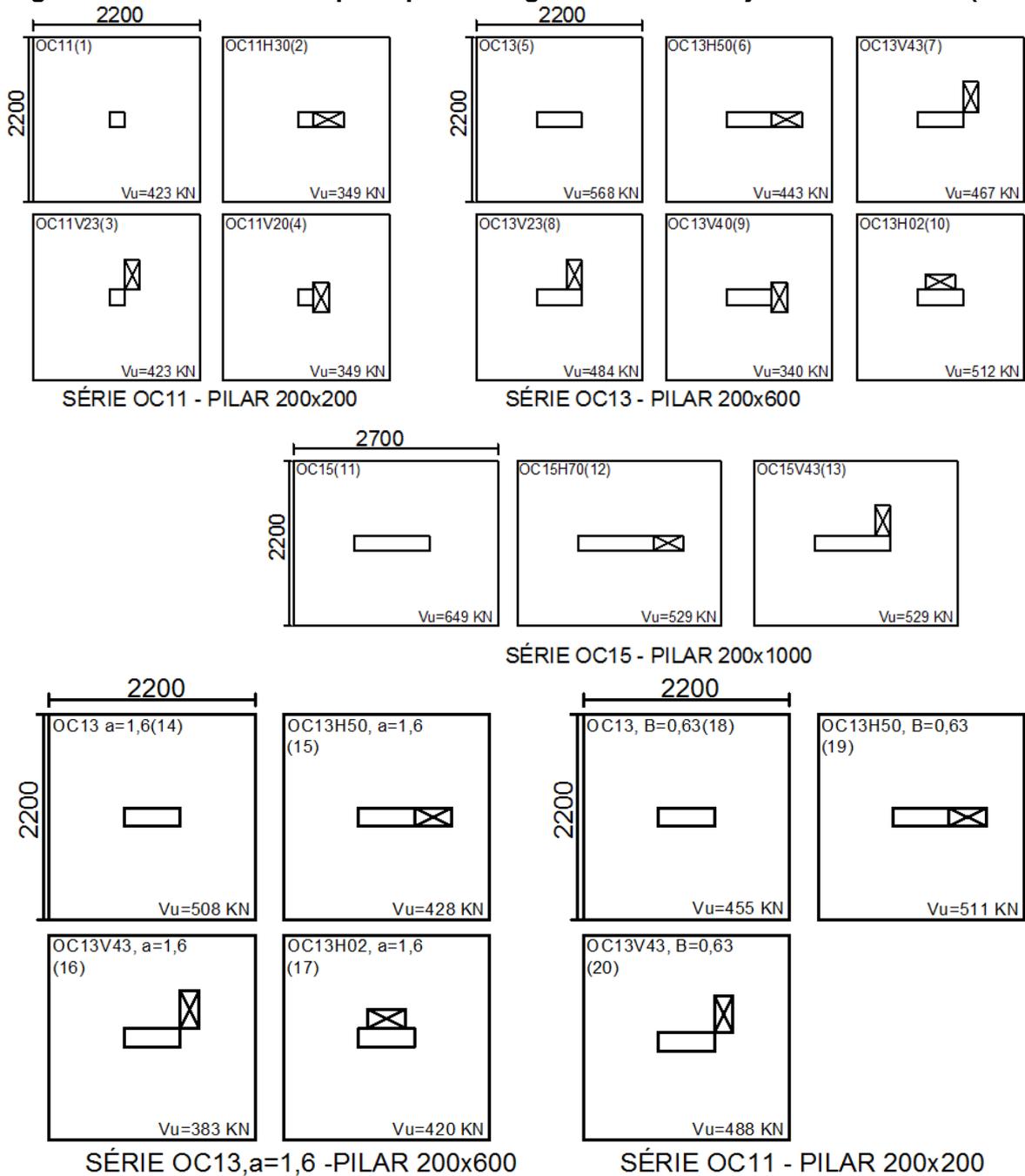
f'_c é a resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos, em psi (lb/in²);

r é o comprimento o lado da área quadrada carregada, em in;

V_{flex} é a carga correspondente à ruptura de uma laje monolítica, em lb.

TENG, KUANG & CHEONG (1999) desenvolveram uma pesquisa experimental sobre lajes lisas de concreto armado, analisando a influência de furos adjacentes ao pilar, propondo variáveis como carregamento diferenciado nas direções “x” e “y” da laje e pilares apresentando diferentes dimensões. Foram ensaiadas, até a ruptura, 20 lajes quadradas de dimensões 2200 mm x 2200 x 150 mm, apoiadas em pilares de dimensões: 200 x 200 mm, 200 x 600 mm e 200 x 1000 mm, apresentando as relações entre os lados de 1, 3 e 5. Os furos existentes em algumas lajes eram retangulares com 200 x 400 mm. Na Figura 2.9 é mostrado um desenho com as dimensões utilizadas nas lajes e pilares, posicionamento dos furos e cargas últimas obtidas.

Figura 2.9: Características principais e cargas últimas das lajes de TENG et al. (1999).

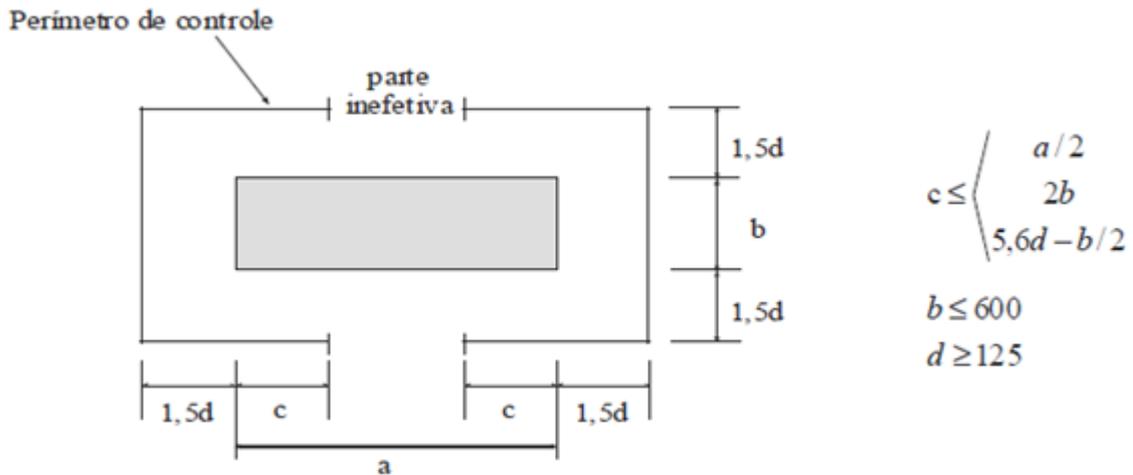


Fonte: Teng et al. (1999)

Com os resultados obtidos, os pesquisadores sugeriram algumas recomendações ao cálculo da resistência à punção pela BS8110 (1985):

- A capacidade resistente de uma laje sem furos e sem armadura de cisalhamento deveria ser verificada em um perímetro localizado a $1,5d$ da face do pilar. No caso de lajes apoiadas em colunas retangulares, uma parte do perímetro de controle, na região central de maior lado, considerou-se não efetiva de acordo com a Figura 2.10.

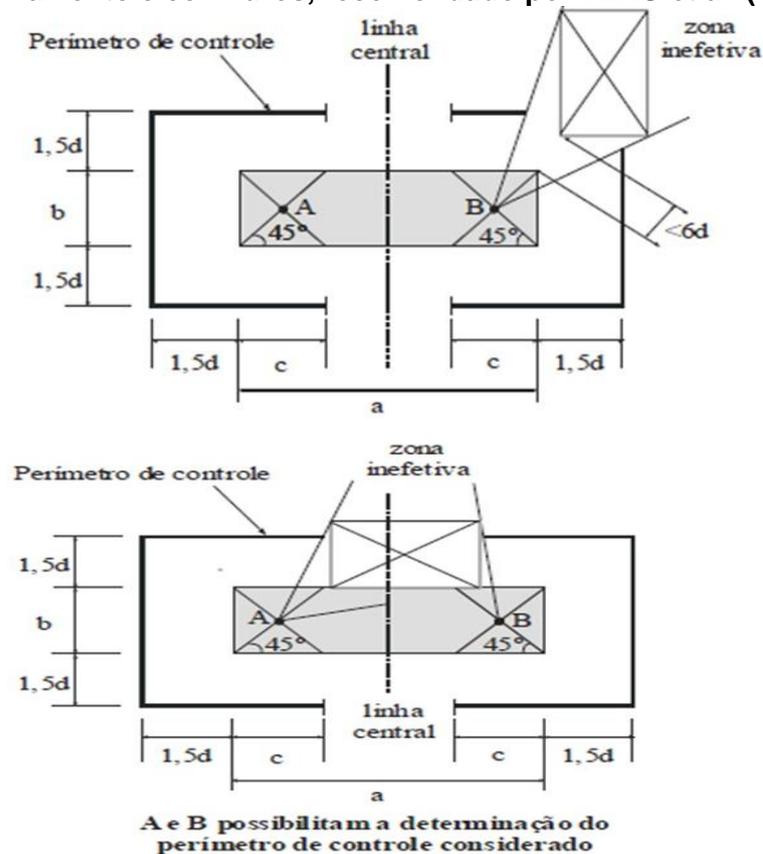
Figura 2.10: Perímetro crítico para o cálculo de lajes sem armadura de cisalhamento e sem furos, recomendado por TENG et al. (1999).



Fonte: Teng et al. (1999)

- Na existência de furos, localizados a uma distância menor que $6d$ da face do pilar, parte do perímetro crítico (região entre as linhas de projeção de um ponto, adotado pela interseção, entre as bissetrizes da extremidade ao furo) também foi considerada não efetiva para a resistência à punção. (Figura 2.11).

Figura 2.11: Perímetro de controle para o cálculo de lajes sem armadura de cisalhamento e com furos, recomendado por TENG et al. (1999).

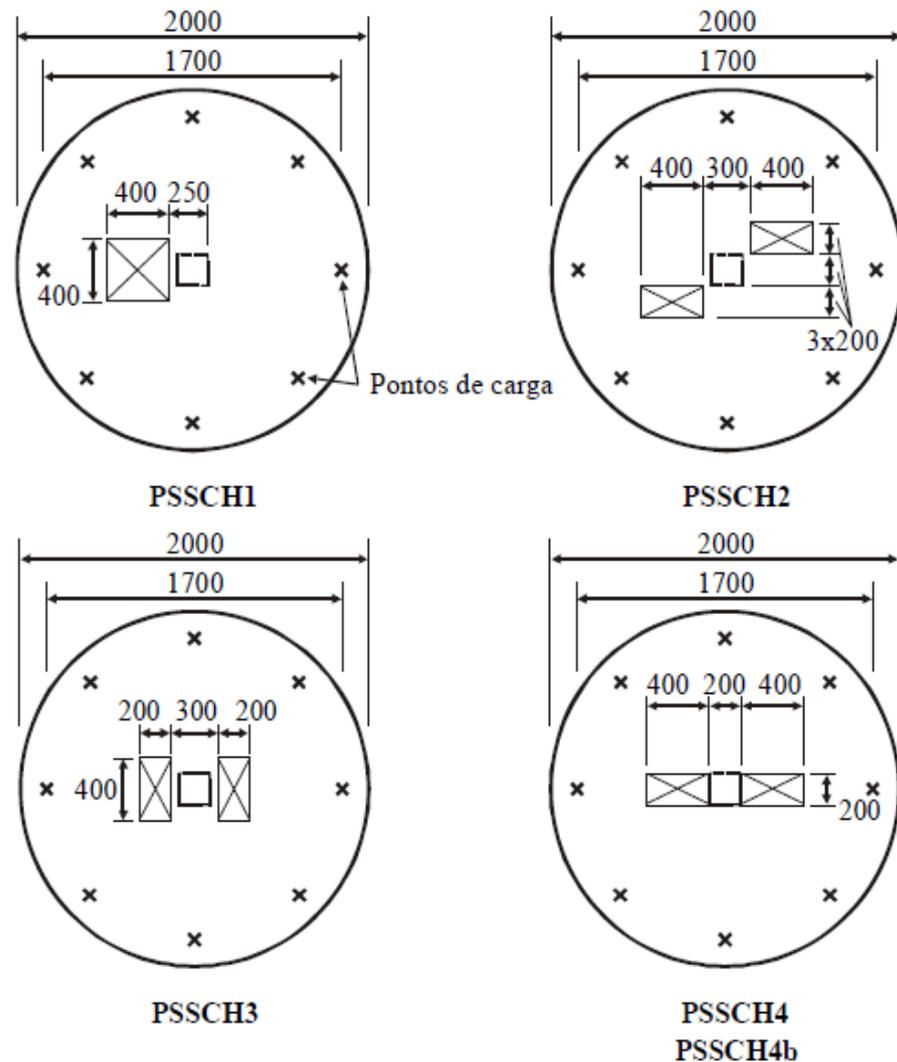


Fonte: Teng et al. (1999)

Com os resultados das 20 lajes pesquisadas, os autores realizaram uma comparação entre os resultados experimentais e as previsões feitas pelo ACI318:95, EC2/92 e BS8110 estendido (código britânico de 1985 com as sugestões em relação ao perímetro de controle). De acordo com a comparação, a norma BS8110-estendido apresentou melhores resultados que os do ACI/95 e o do EC2/92.

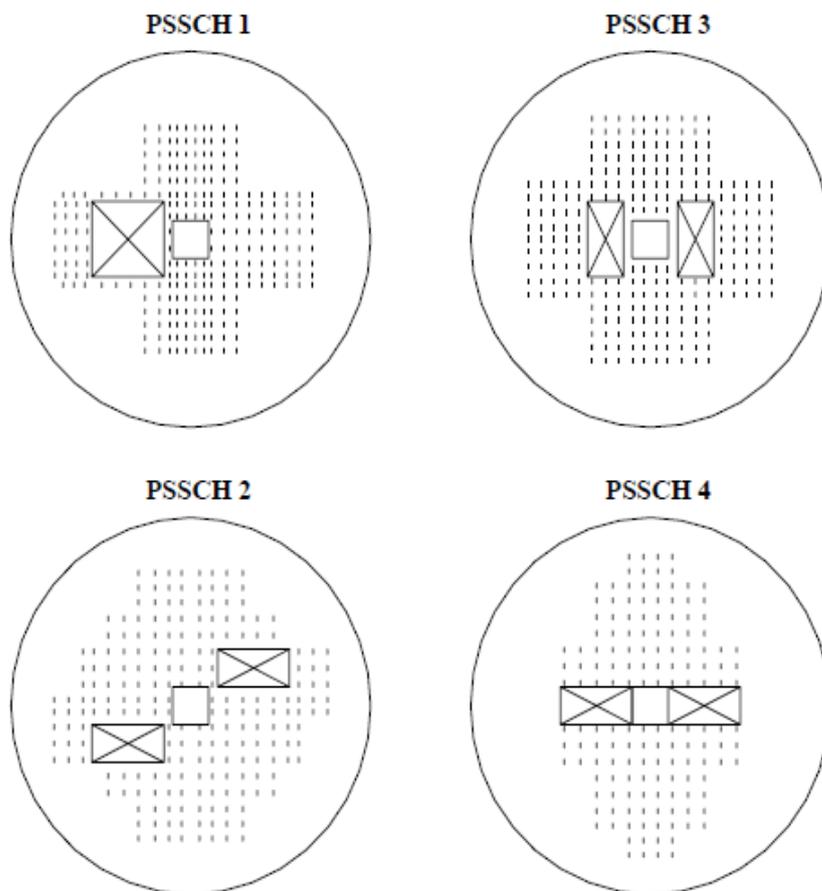
IOANNOU (2001) ensaiou lajes sem vigas circulares de 2000 mm de diâmetro e 170 mm de espessura, utilizou no centro da laje um pilar de 200 x 200 mm. Aplicou-se um carregamento distribuído em oito pontos, posicionados em distâncias iguais entre eles, com uma circunferência de 1700 mm de diâmetro. As Figuras 2.12 e 2.13 apresentam as dimensões e posicionamento dos furos, a distribuição da armadura de cisalhamento e seu detalhamento.

Figura 2.12: Lajes ensaiadas por IOANNOU (2001) (mm).



Fonte: IOANNOU (2001).

Figura 2.13: Distribuição da amadura de cisalhamento nas lajes de IOANNOU (2001).



Fonte: IOANNOU (2001).

IOANNOU (2001) analisou as cargas de ruptura com base no CEB-FIP MC90, contudo utilizou uma aproximação diferente quanto ao tratamento do efeito de aberturas.

Para a laje PSSCH1 ao ser tratado como pilar de borda, perímetro “b”, apresentou um melhor resultado que ao se tomar um perímetro de controle adotando um furo fictício para restaurar a simetria, embora a aproximação do furo fictício forneça bons resultados para furos menores. Foram obtidos resultados satisfatórios para as lajes PSSCH3, PSSCH4 e PSSCH4b, considerando a dificuldade na estimativa do somatório da área de armadura transversal a ser adotada como efetiva.

Al-Shammari (2011) ensaiou nove lajes suportadas por um pilar central e uma única abertura em cada um dos modelos. As lajes tinham a mesma dimensão: 850 x 40 mm e altura de 50 mm. Como variáveis do estudo tiveram o tipo de abertura, com ou sem reforço na região da abertura, e a distância entre a face do pilar e a abertura na laje. A Tabela 2.5 apresenta os detalhes dos modelos ensaiados.

Tabela 2.5: Modelos Ensaaiados por AL- SHAMMARI (2011).

| Grupo | Modelo | Dimensão do pilar (mm) | Dimensão da abertura (mm) | X |
|------------|--------|------------------------|---------------------------|--------------|
| A | A1 | 75 X 75 | 75 X 75 | 0d* |
| | A2 | | | 2d |
| | A3 | | | 4,5d |
| | A4 | | | 7d |
| B | B1 | | | 0d |
| | B2 | | | 2d |
| | B3 | | | 4,5d |
| | B4 | | | 7d |
| Referência | R | | | Sem abertura |

*d- altura útil das lajes
X – distância entre a face do pilar e a face da abertura

Fonte: Al-Shammari (2011).

Os modelos do grupo A não receberam reforço ao redor da abertura, enquanto os modelos do grupo B foram reforçados com placas de aço quadradas ao redor da abertura (75 mm de comprimento e espessura de 3 mm), além da introdução de dois parafusos de 17 mm de diâmetro em cada lado (Figura 2.14).

Figura 2.14: Detalhe do reforço ao redor da abertura utilizado por Al-Shammari (2011)



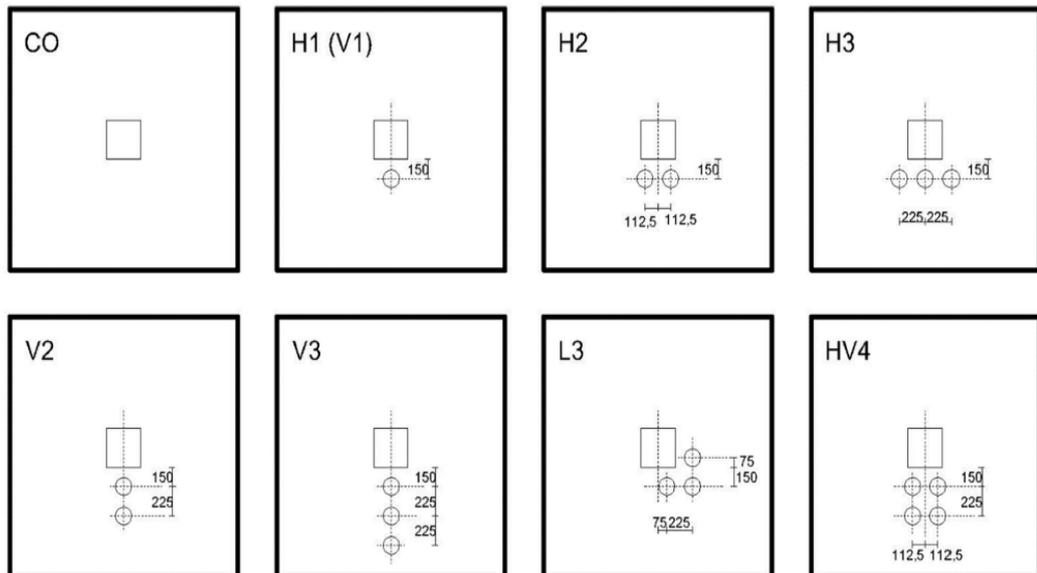
Fonte: Al-Shammari (2011).

Com os resultados obtidos, Al-Shammari (2011) concluiu que a carga de ruptura aumenta com o distanciamento da abertura da face do pilar, exceto para o modelo

posicionado na região de ruptura a punção (distância de $4,5d$). Os modelos com reforço na região da abertura, a carga de ruptura obtida é superior com valores de 13,46% a 35,13% quando comparados com as lajes sem reforços.

Ha et al. (2015) ensaiaram 8 lajes lisas em concreto armado quadradas com 2000 mm de lado, apoiadas por um único pilar situado no centro da laje com dimensões de 300 x 300 mm. Tiveram-se como variáveis: o posicionamento e sua a quantidade de aberturas no elemento estrutural. A Figura 2.15 apresenta as aberturas inseridas nas lajes, a laje identificada com as letras “CO” significa sem aberturas ou laje de referência, letra “H” abertura horizontal, “V” aberturas verticais, “L” aberturas que formam um “L” e “HV” que são aberturas na horizontal e vertical.

Figura 2.15: Posição das aberturas nas lajes ensaiadas por Ha et al. (2015).



Fonte: Ha, et al. (2015).

Com os resultados dos ensaios, os autores observaram que todas as lajes com aberturas, exceto a que tinha aberturas que formavam um “L”, várias faixas de fissuras apareceram principalmente na direção X, onde as cargas deveriam ser transferidas nas duas direções até a ruptura da laje. Com isso, pode-se chegar a conclusão que a inserção de aberturas nas lajes pode alterar o comportamento da mesma, prejudicando a distribuição dos esforços para todo o sistema alterando seu comportamento, formação de fissuras, deslocamentos verticais entre outros.

2.3 DEFINIÇÃO, CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.

Denominado como placas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) as lajes são elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. São elementos em

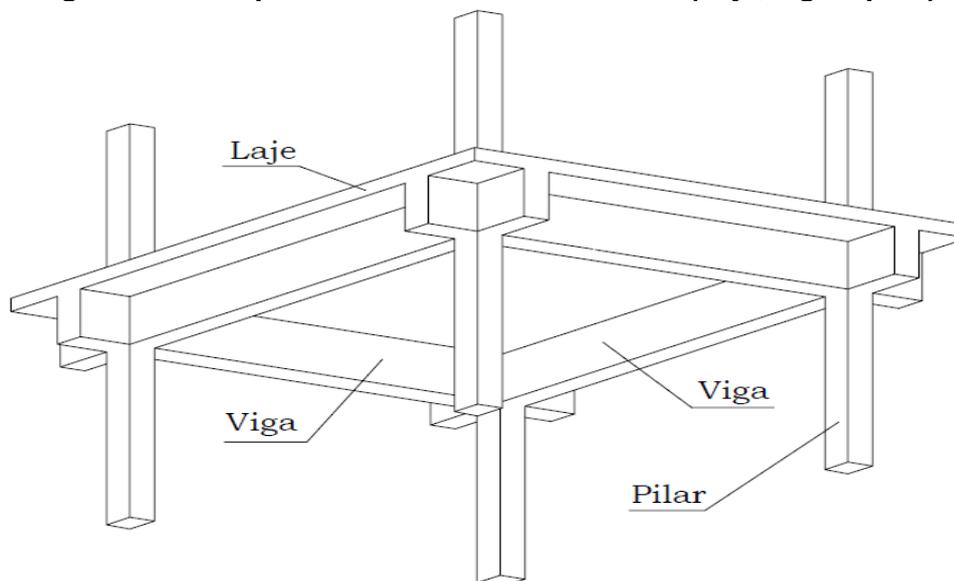
que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena comparada as demais. As placas com espessura maior que $1/3$ do vão devem ser estudadas como placas espessas.

Conforme Dutra (2005) as lajes de concreto armado podem ser classificadas quanto ao tipo de apoio, sua forma, tipo de armação e com relação a sua natureza.

- As lajes podem ter apoio contínuo sobre uma linha (alvenaria estrutural, vigas ou paredes de concreto), apoio discreto (lajes sem vigas, onde a laje se apoia diretamente sobre o pilar) e apoio em toda sua área, (no caso de lajes que estejam em contato com o solo, denominado radiers);
- Quanto à forma, estas podem apresentar várias geometrias, podendo ser poligonais (quadradas, retangulares, triangulares, em T, em L, etc.) ou elípticas (circulares e anelares).
- A armação a ser utilizada pode ser em cruz (armada em duas direções) e armada em uma direção;
- Sua natureza estará ligada ao sistema construtivo a ser adotado, podendo ser lajes maciças, nervuradas, mistas, em grelha, duplas, cogumelo, pré-moldadas, entre outras.

Laje convencional: sistema estrutural composto por lajes, vigas, pilares e elementos de fundação (Figura 2.16). Pelo nome convencional deste sistema, tem-se a noção de que é o mais utilizado na construção atual, sua grande utilização tem como alicerces sua confiabilidade estrutural por ser um sistema bastante estudado e difundido facilitando seu desenvolvimento.

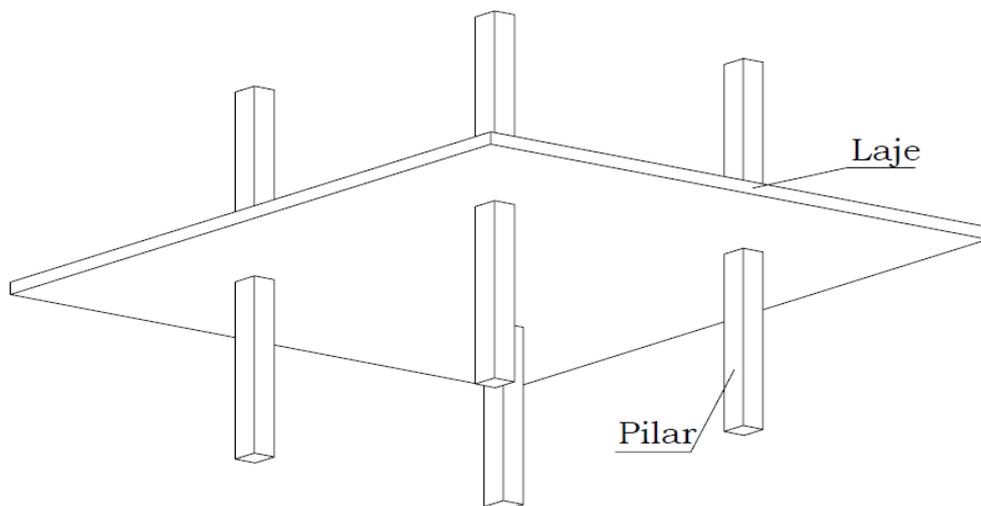
Figura 2.16: Esquema estrutural convencional (Laje, viga e pilar).



Fonte: Almeida Filho (2002).

Lajes sem vigas (*flat plates* em inglês): sistema estrutural composto por lajes, pilares e elementos de fundação, onde há ausência de vigas além de não possuir capitel nos pilares nem engrossamento na laje nas regiões dos pilares denominada em vários trabalhos técnicos como “*drop panel*”. Geralmente, esta tipologia estrutural possui vãos variando em torno de 5 a 6 metros, com carregamento acidental uniforme usual em torno de 1,0 a 3,0 KN/m², podendo ser projetadas com altura constante inclusive na região dos pilares excluindo o uso de capitel nos pilares e/ou engrossamento na laje (SOUZA, 1998). Este método possibilita a vantagem de se ter uma superfície do teto plana em sua totalidade, melhorando assim, o layout do pavimento. A Figura 2.17 mostra uma laje sem vigas e sem capitel nos pilares e/ou engrossamento na região de apoio da laje com o pilar “*drop panel*”.

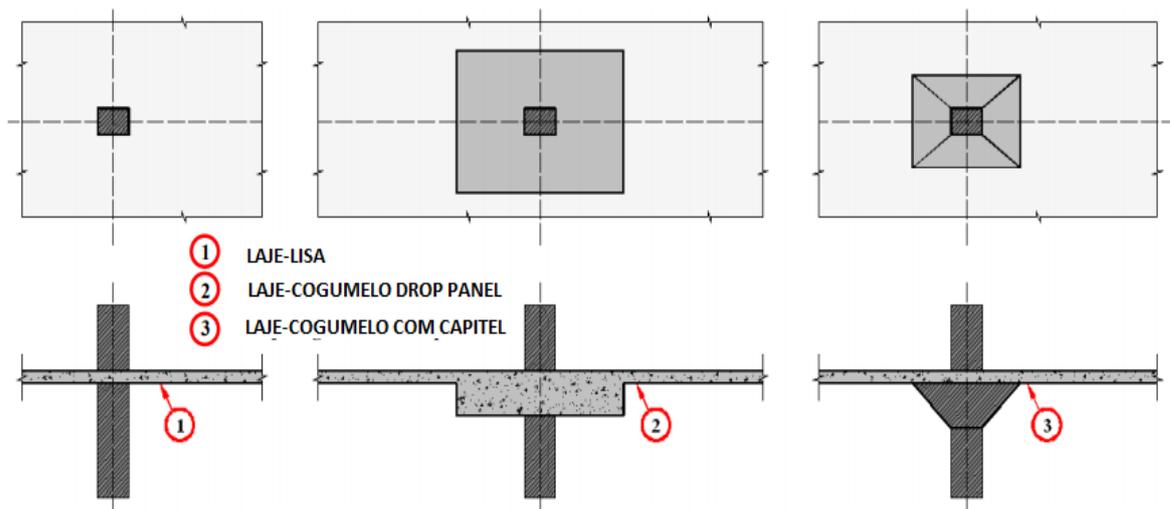
Figura 2.17: Lajes sem vigas (flat plates).



Fonte: Almeida Filho (2002).

Laje cogumelo (*flat slab* em inglês): sistema estrutural composto por lajes, pilares e elementos de fundação, onde há ausência de vigas, porém possui capitel nos pilares e/ou engrossamento na laje nas regiões dos pilares denominado como “*drop panel*” para resistir principalmente às tensões de cisalhamento nesta região. A Figura 33 e 34 mostram lajes com a presença de capitel e com engrossamento da laje na região dos pilares “*drop panel*” respectivamente.

Figura 2.18: Lajes sem vigas e lajes com capitel e/ou "drop panel"



Fonte: Adaptado de Albuquerque, 2009.

Com a evolução dos processos de cálculo e dimensionamento aliado à melhoria na qualidade e desempenho dos materiais (concretos de alto desempenho, com adições de fibras, aditivos entre outros) o uso de capitel e “*drop panel*” se faz necessário apenas em casos especiais, pois sua utilização compromete duas das principais vantagens do sistema que são a simplicidade das fôrmas por possuir recortes apenas nos pilares e pela obtenção de tetos lisos.

2.4 VANTAGENS DAS LAJES SEM VIGAS

Os sistemas de lajes sem vigas apresentam algumas vantagens comparadas ao sistema convencional onde as lajes se apoiam nas vigas. Dentre as vantagens, tem-se:

- Diminuição do tempo de execução e no consumo de material;
- Redução no custo da estrutura e redução de forma indireta na obra como um todo;
- Melhoria na qualidade do edifício;

Uma série de fatores condicionam as vantagens supracitadas que, por conseguinte serão explanadas.

2.4.1 MAIOR FACILIDADE NA MONTAGEM DAS FÔRMAS E DO CIMBRAMENTO

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009) uma das vantagens no sistema das lajes sem vigas é a simplificação das fôrmas e a redução por metro quadrado de piso, enumerando os seguintes requisitos:

- Menor consumo de fôrmas em relação aos métodos convencionais, devido à ausência das vigas;

- Como as lajes apresentam um plano contínuo sem obstáculos, com recortes apenas na ligação com os pilares, proporciona um menor desperdício de material;
- São montadas e desmontadas mais facilmente, com menos estragos do que acontece na desforma de vigas aumentando a vida útil do material, reaproveitando mais vezes;
- Pela ausência das vigas, os trabalhos de corte e dobras são limitados apenas às lajes, ocasionando menor incidência de mão-de-obra na execução;
- Uma produção organizada permite a racionalização e padronização do cimbramento, gerando economia de mão-de-obra.

2.4.2 SIMPLIFICAÇÃO NA MONTAGEM DAS ARMADURAS

Com a ausência das vigas as etapas para a sua confecção são eliminadas, podendo citar o corte, dobra e montagem da armadura no sistema estrutural convencional. Por outro lado, o sistema de lajes sem vigas utiliza a colocação de armaduras de punção junto aos pilares quando necessárias, porém sua execução é simplificada juntamente com o restante de toda a armadura da laje, que em alguns casos são usados telas soldadas como armadura de flexão, facilitando ainda mais a sua execução.

Percebe-se que com a racionalização das tarefas de corte, dobra e montagem, reduz significativamente os desperdícios e a mão-de-obra, além de uma melhoria na qualidade do sistema, pois aumenta a garantia do correto posicionamento das armaduras por se tratar de operações mais simples e repetitivas.

2.4.3 SIMPLIFICAÇÃO DA CONCRETAGEM

A concretagem é facilitada por existirem poucos recortes graças à ausência de vigas, onde nos sistemas convencionais surgem certos pontos onde se tem uma dificuldade na concretagem e adensamento no concreto devido a uma alta densidade de armadura citando o encontro de vigas, lajes e pilares, que formam vazios e má aderência no concreto, podendo comprometer a durabilidade e segurança estrutural da construção.

2.4.4 MELHORIA DO PRODUTO FINAL E DIMINUIÇÃO DE MATERIAIS DE REVESTIMENTOS

Por se ter uma simplificação no emprego das fôrmas e melhor execução na concretagem torna possível obter uma estrutura com melhor acabamento, facilitando ou até mesmo dispensando o revestimento. Quando este se faz necessário, a superfície a ser revestida é menor e sua preparação facilitada, pois a dificuldade de execução de revestimento em superfícies planas é menor. Com isso há uma redução do consumo de materiais e de mão-de-obra, o que proporciona uma redução nos custos da obra de maneira indireta, pois afeta o custo final da obra não se relacionando apenas diretamente com o custo final da estrutural do edifício.

2.4.5 REDUÇÃO DA ALTURA TOTAL DO EDIFÍCIO

Como o sistema não utiliza vigas, muitas vezes o pé direito pode ser reduzido, pois não haverá a interferência de nenhuma viga. Dessa maneira, se em uma região houver a limitação de altura dos edifícios, as lajes sem vigas possibilitaram um melhor aproveitamento do prédio com relação à altura e números de pavimentos, além de proporcionar um menor consumo de materiais necessários para a execução e acabamento.

2.4.6 SIMPLIFICAÇÃO DAS INSTALAÇÕES PREDIAIS

O projeto e execução de instalações prediais elétricas e hidráulicas são facilitados devido à diminuição da quantidade de curvas e a necessidade de contornar vigas ou perfurá-las. Dessa maneira, tem-se uma menor incidência de cortes e emendas permitindo a utilização de “kits” hidráulicos e elétricos melhorando a produtividade. Além do sistema de lajes sem vigas possibilitar a perfuração da laje (em posições pré-definidas no projeto), pois o sistema possui uma ótima capacidade de redistribuição de esforços.

2.4.7 PROJETOS ARQUITETÔNICOS MAIS FLEXÍVEIS

Por apresentar tetos lisos (sem interrupção de vigas) as distribuições das paredes não ficam limitadas ao posicionamento das vigas do piso e do teto. Visto isso, este sistema propicia grande flexibilidade no layout do pavimento, permitindo também a execução de fachadas com maior liberdade, não se preocupando com o posicionamento das vigas que existem no sistema convencional.

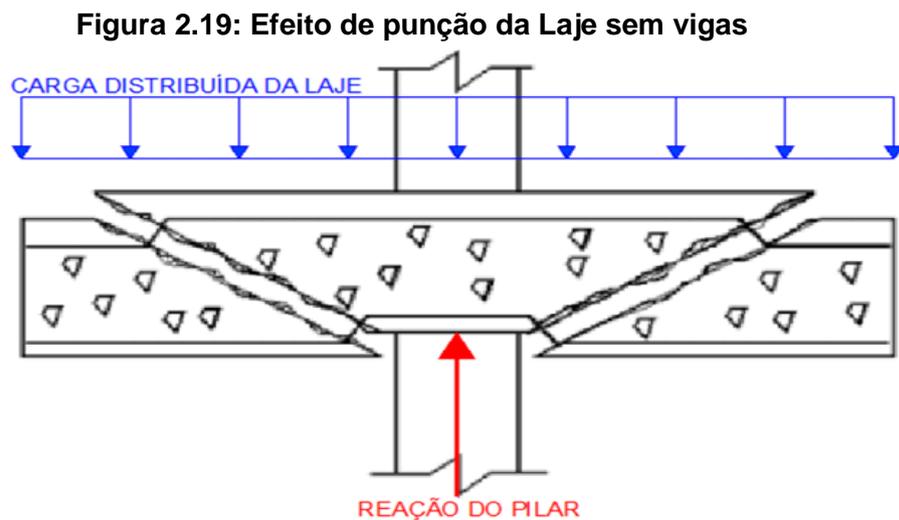
2.5 DESVANTAGENS DAS LAJES SEM VIGAS

Apesar de todas as vantagens relacionadas ao sistema de lajes sem vigas, algumas desvantagens devem ser analisadas para que se possa clarificar sua viabilidade. Pela ausência das vigas, problemas como punção, deformação e deslocamento transversal da laje devem ser verificados, pois sua ocorrência poderá proporcionar o desenvolvimento de uma série de manifestações patológicas, podendo estar relacionadas aos elementos estruturais ou as partes não estruturais do edifício.

2.5.1 PUNÇÃO DAS LAJES

É o principal problema encontrado nesse sistema, pode ser combatido com um correto dimensionamento e posicionamento das armaduras, usando se necessário uma armadura específica de combate à punção. Outras soluções seriam o engrossamento da laje na região dos pilares denominado como “*drop panel*”, ou colocação de capitel no pilar para aumentar sua superfície de contato em relação à laje, diminuindo assim, as tensões de cisalhamento existentes nessa região. A aplicação do “*drop panel*” na laje e a colocação de

capitel no pilar pode ocorrer de maneira simultânea na região. Contudo, sua utilização deve ser evitada devido ao aumento de recortes que conseqüentemente, aumentaria gastos com mão de obra e fôrmas, além de prejudicar o layout do edifício com o surgimento dessas saliências no teto da edificação. A Figura 2.19 apresenta a formação de fissuras e o colapso da laje devido a um elevado esforço cortante na ligação da laje ao pilar causando o efeito de punção da laje.



Fonte: Melges, 1995.

2.5.2 DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS DAS LAJES

Para uma mesma rigidez e mesmos vãos, o deslocamento central de lajes sem vigas é maior do que o sistema convencional. De acordo com Ferreira (2005), mesmo existindo limites relacionados ao vão/espessura que dispensam o cálculo ou a verificação dos deslocamentos, nas situações em que estes não são atendidos, ou ainda, nos casos em que se deseja fazer essa verificação, a maioria dos processos de cálculo utilizados é bastante complexa, pois envolvem um vasto número de variáveis.

Por se ter um deslocamento maior neste tipo de estrutura, algumas manifestações patológicas podem surgir devido sua inobservância, podendo citar:

- Paredes com fissuras e trincas, devido a uma sobrecarga não prevista a ser suportada pela vedação;
- Esquadrias, portas e janelas com mau funcionamento ou danificadas;
- Prejuízo à própria estrutura, podendo surgir ações inesperadas nos elementos estruturais;
- Vibrações excessivas no piso, causando desconforto ao usuário.

Devido à complexidade de verificação e a falta de trabalhos técnicos que aprofundam a análise do estudo dos deslocamentos, este ponto pode se tornar um grande empecilho na utilização deste método estrutural.

2.5.3 INSTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO

Quando comparadas com estruturas convencionais, as estruturas de lajes sem vigas possuem uma menor rigidez em relação às ações laterais quando comparadas com o sistema convencional. Em edifícios muito altos, se faz necessário a vinculação das lajes em paredes estruturais ou em núcleos rígidos, como caixa de escada ou poços de elevador.

Por causa da ausência das vigas, o sistema estrutural apresenta pequena rigidez às ações laterais, desenvolvendo um problema que pode comprometer sua utilização em determinadas situações (edifícios muito esbeltos, regiões sujeitas a ventos fortes e terremotos). Outra questão importante relacionada à instabilidade global dos edifícios e análise das forças horizontais que incidem na estrutura são que as forças verticais (peso próprio, sobrecarga, cargas acidentais entre outras) podem ser definidas com razoável grau de certeza, o mesmo não pode ser feito com as ações laterais, por terem origem principalmente dos fenômenos da natureza, ocorrendo de forma aleatória, tanto na condição de intensidade como de frequência.

Percebe-se então, uma maior dificuldade de mensurar a magnitude das ações laterais e por ter uma estrutura que apresenta um déficit em sua rigidez comparada aos métodos convencionais, o que mais uma vez influencia de maneira negativa para a escolha do método de lajes sem vigas em concreto armado.

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO

A Tabela 2.6 apresenta a literatura técnica nacional dos últimos 30 anos onde foram destacados os objetivos e contribuições dos autores. Vale ressaltar que estas pesquisas foram de suma importância para o desenvolvimento e aprimoramento de técnicas construtivas e de projeto, melhor entendimento do funcionamento da estrutura, suas limitações, vantagens e desvantagens.

Tabela 2.6: Autoria, Objetivos e Contribuições (Nacionais).

| Autor | Objetivos/estudo/ensaios | Contribuições |
|--------------------------------|---|--|
| FIGUEIREDO FILHO (1989) | Apresentar todas as características do sistema de lajes sem vigas em concreto armado, além de solucionar pontos de difícil análise estrutural. | Seus resultados proporcionaram várias recomendações para a aplicação em projeto e execução do sistema estrutural. |
| CASTELO BRANCO (1989) | Análise de aspectos relativos à punção a partir dos métodos de cálculo elástico | Destacar a falta de recomendações técnicas por parte das normas nacionais e estrangeiras. Além desse alerta, sua pesquisa contribuiu indicando procedimentos estruturais, arquitetônicos e construtivos quando as ligações laje-pilar não apresentarem resistência suficiente. |
| GUARDA (1995) | Associar os métodos de cálculo elástico e plástico na análise de lajes cogumelo. Com o intuito de comparar seus resultados e verificar o melhor procedimento | Ao analisar seus resultados, percebe-se que não ocorre uma grande variação entre os métodos no que diz respeito ao consumo de aço. Contudo, é destacada as características de cada método que proporciona algumas variações pontuais de esforços. |
| SILVANY (1996) | Avaliar e comparar a partir dos diversos métodos de cálculo aplicados em três exemplos mostrando os valores dos deslocamentos obtidos e os fatores que o influenciam. | Citou o processo construtivo composto por fôrmas e escoras como grande influência nos deslocamentos da estrutura. Propôs também, um aprofundamento dos estudos para os deslocamentos que ocorrem durante a vida útil da estrutura. |
| HENNRICHS (2003) | Verificar a influência das dimensões dos pilares para as distribuições dos esforços sobre a laje. | Chegaram-se-se a conclusão que as dimensões dos pilares alteram significativamente os esforços da laje, principalmente os momentos negativos que aumentam com a redução da seção do pilar. |
| FERREIRA (2005) | Estudo comparativo entre as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2003) com sua versão anterior de 1980. Fez-se também uma análise de resultados entre a NBR 6118 (ABNT, 2003) e o CypeCad®. | Mostrou a preocupação que se tem com a parte estrutural de lajes sem vigas devido a evolução da norma e a necessidade de evolução dos métodos de cálculo devido a discrepância de resultados obtidos entre eles. |
| SOUZA (2008) | Verificar o comportamento estrutural e resistência última da ligação laje-pilar com um ou dois furos adjacentes ao pilar com e sem a transferência de momento fletor da laje ao pilar. | Os resultados proporcionaram parâmetros para que fossem feitas sugestões para as normas de cálculo para lajes com furos adjacentes ao pilar. |
| LIMA (2012) | Utilizar Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como armadura transversal para combater o cisalhamento que ocorre na ligação laje-pilar | Os resultados apresentaram grande melhoria na resistência de cisalhamento, teve-se também uma melhoria na ductilidade dos modelos que utilizaram PRFC. Proporcionando uma opção de aumento de resistência sem alterar a estética da edificação. |

| | | |
|----------------------------|---|--|
| KUSTER (2014) | Apresentar soluções estruturais para problemas específicos que ocorrem com frequência em lajes sem vigas com a utilização da protensão. | Destacou situações e características para que seja utilizado o melhor método estrutural possível. |
| CARNEIRO (2015) | Apresentar a distribuição das cordoalhas na laje, modelos de cálculo e opções de faixas de projeto. | Apresentou as vantagens sobre a forma da distribuição das armaduras ativas que proporcionou benefícios construtivos e melhorias na distribuição dos momentos fletores e deslocamentos. |
| RABELLO (2016) | Verificar a contribuição das verificações de flexão da laje sobre o efeito de punção na ligação laje-pilar. | Modelar pilares como apoios pontuais proporcionam grandes variações de resultados prejudicando a segurança a punção. Indicar a possibilidade de usar as tensões obtidas para a verificação da punção pela norma brasileira desde que sejam definidas as modelagens adequadas. |
| LOURENÇO (2018) | Investigar a influência da posição de aberturas em relação à face do pilar na carga última de punção e no comportamento estrutural das lajes lisas. | Conforme a abertura se afasta do pilar, a carga de ruptura tende a aumentar e se aproximar da laje de referência, exceto em apenas um caso. Destacou que não se deve considerar a taxa de armadura, para as barras seccionadas localizadas dentro da região de punção. |

As pesquisas nacionais mostradas na revisão bibliográfica e apresentadas de forma sucinta na tabela acima deixa claro que, o principal objetivo dos trabalhos foram comparar os métodos de cálculos utilizados no sistema estrutural de lajes sem vigas e, analisar a influência do efeito de punção na ligação laje-pilar com e sem aberturas adjacentes ao pilar.

A Tabela 2.7 apresenta a literatura técnica internacional dos últimos 20 anos acrescentando apenas o trabalho de MOWRER & VANDERBILT (1967).

Tabela 2.7: Autoria, Objetivos e Contribuições (Internacionais).

| Autor | Objetivos | Contribuições |
|--|---|---|
| MOWRER & VANDERBILT (1967) | Analisar em lajes lisas com furos, a utilização de concreto de agregado de massa leve e verificar a carga de ruptura do elemento estrutural. | Propuseram a equação para a carga de ruptura quando utilizar concreto com agregado de massa leve. |
| TENG, KUANG & CHEONG (1999) | Analisar a influência de furos adjacentes ao pilar, apresentando como variáveis: carregamento diferenciado nas direções X e Y da laje; pilares apresentando diferentes dimensões. | Fora possível comparar os resultados obtidos com as previsões feitas pelas normas e a partir desta comparação verificar qual norma apresenta melhores resultados. |
| IOANNOU (2001) | Analisar a influência da posição de um ou dois furos próximos aos pilares e a distribuição da armadura de cisalhamento. | Quando um dos modelos analisados fora tratado como pilar de borda tivera um resultado melhor do que ao tomar um perímetro de controle adotando um furo fictício. |
| AL-SHAMARI (2011) | Comparar a influência da estrutura que utiliza reforço ao redor de sua abertura com uma estrutura que não utiliza tal reforço. | Pode-se concluir que a carga de ruptura aumenta com o distanciamento da abertura da face do pilar. Os modelos que tiveram o reforço na região da abertura, a carga de ruptura obtida fora superior entre 13,46% e 35,13%. |
| HA et al. (2015) | Analisar e comparar a influência das aberturas nas lajes sem vigas, verificando o comportamento da laje com relação à distribuição dos esforços e o surgimento de fissuras de maneira não uniforme. | Os autores concluíram que a presença de aberturas influencia na distribuição dos esforços e no surgimento não uniforme das fissuras, visto que as fissuras dos exemplos utilizados se deram em sua maioria na direção X. |

Os trabalhos internacionais apresentados na revisão bibliográfica e de forma resumida na Tabela 2.7 foram ensaios desenvolvendo modelos de lajes com situações distintas com o intuito de analisar seu comportamento estrutural. Utilizaram como variáveis: agregado de massa leve; carregamento diferenciado em X e Y; variação na distribuição das armaduras de cisalhamento; reforços metálicos ao redor das aberturas; posicionamento e quantidade de armadura utilizada para conter os esforços cortantes.

Como as pesquisas se limitaram aos aspectos supracitados, tal falta servira de incentivo para desenvolver um trabalho que esclarece alguns aspectos (influência das aberturas sobre os esforços fletores, momentos fletores e deslocamentos) não muito comentados e difundidos pela literatura técnica nacional, estrangeira e normas atuais.

3. CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS

Neste capítulo são apresentadas as recomendações feitas pelo ACI 318:14 e NBR 6118 (ABNT,2014) relacionadas ao sistema estrutural de lajes sem vigas em concreto armado. O intuito destes tópicos são formar recomendações mais consistentes e detalhadas do sistema estrutural a partir de uma complementação de ideias que cada norma fornece atualmente.

Como um dos objetivos da pesquisa é apresentar a influência das aberturas nos deslocamentos transversais das lajes sem vigas em concreto armado, este capítulo além de apresentar as recomendações nacionais e estrangeiras sobre o sistema estrutural, caracteriza os deslocamentos imediato, diferido e final para que se tenha um melhor entendimento dos parâmetros adotados.

3.1 ACI-318:2014

Ao se fazer uma comparação entre o método ACI 318:14 com a NBR 6118 (ABNT, 2014) percebe-se que a norma estrangeira traz importantes recomendações sobre posicionamento e dimensões de aberturas em lajes sem vigas em concreto armado, o que não ocorre na norma brasileira. Por isso fora analisado a norma americana para que tenha parâmetros para o desenvolvimento dos cálculos, a *American Concrete Institute* (ACI 318-14) indica possibilidades destas aberturas, além de outras limitações e recomendações impostas pelo método.

O ACI 318:14 recomenda que a relação entre o maior e o menor vão não seja maior que 2, a espessura mínima deve ser de acordo com as disposições da Tabela 3.1 e não deve ser inferior aos seguintes valores:

- Lajes sem engrossamento da laje na região dos pilares (*drop panel*) ou o uso de capitel nos pilares: 125mm;
- Lajes com engrossamento da laje na região dos pilares (*drop panel*) ou o uso de capitel nos pilares: 100mm.

Tabela 3.1: Espessura mínima de lajes sem vigas internas (Adaptado ACI 318:14).

| fy, MPa ^a | Sem “drop panels” ^b | | | Com “drop panels” ^b | | |
|----------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------|
| | Painel Exterior | | Painel Interior | Painel Exterior | | Painel Interior |
| | Sem vigas de borda | Com vigas de borda ^c | | Sem vigas de borda | Com vigas de bordas ^c | |
| 280 | Ln/33 | Ln/36 | Ln/36 | Ln/36 | Ln/40 | Ln/40 |
| 420 | Ln/30 | Ln/33 | Ln/33 | Ln/33 | Ln/36 | Ln/36 |
| 520 | Ln/28 | Ln/31 | Ln/31 | Ln/31 | Ln/34 | Ln/34 |

-Para a construção bidirecional, Ln é o comprimento do vão livre na maior direção, medido face a face dos apoios das lajes sem vigas e face a face de vigas ou outros suportes em outros casos.
^a Para fy entre os valores indicados na tabela, a espessura mínima deve ser determinada por interpolação linear.
^b Drop panels são definidos como aumento na espessura da laje nas regiões de apoio dos pilares.
^c Lajes com vigas entre colunas ao longo das bordas exteriores. O valor de α_i para a viga de bordo não deve ser inferior a 0,8.

Fonte: Adaptado de ACI-318 (2014)

Da mesma forma que é encontrada nas normas nacionais, as limitações para as deflexões máximas permitidas são encontradas no ACI 318:14 na Tabela 9.5(b) ‘Deflexões computadas máximas permitidas’, indicando seus limites para cada tipo de projeto.

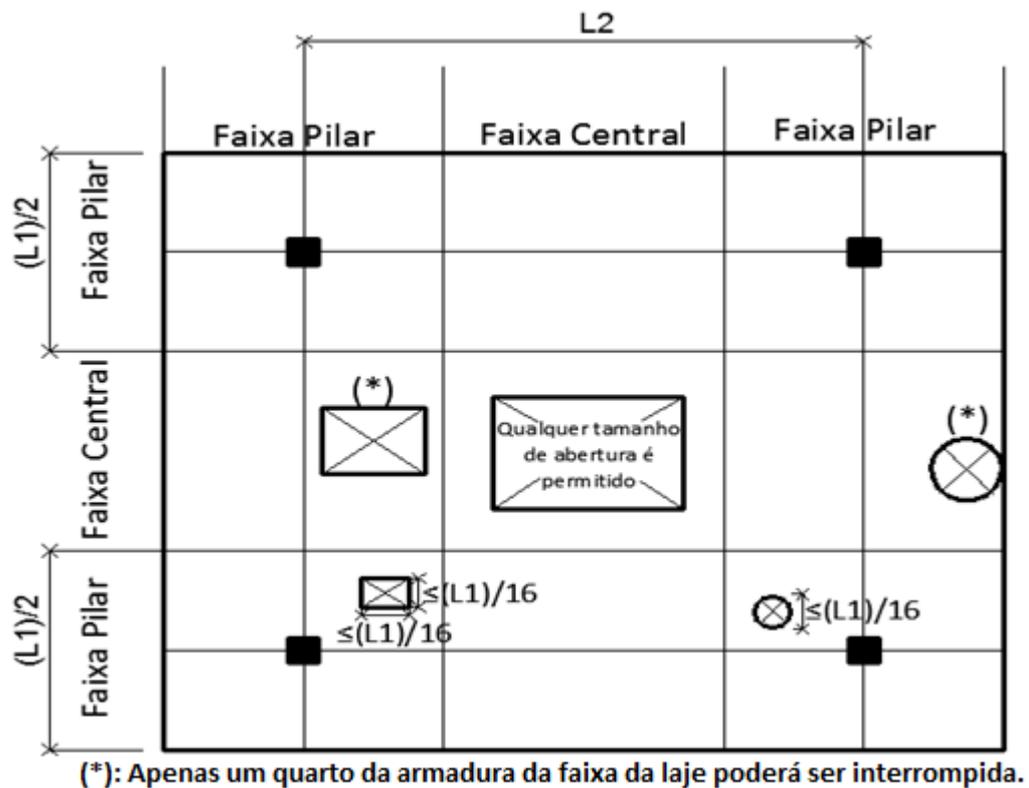
Como alternativa à análise detalhada para lajes sem vigas com aberturas, o ACI 318:14 fornece as seguintes diretrizes para o tamanho e o posicionamento das aberturas para lajes sem vigas:

- Na área comum às faixas do meio de intersecção são permitidas aberturas de qualquer tamanho;
- Na área comum às faixas de colunas que se cruzam, o tamanho de abertura máximo permitido é um oitavo da largura da faixa de coluna em qualquer intervalo;
- Na área comum a uma faixa de coluna e uma faixa do meio, o tamanho de abertura máximo permitido é limitado, de modo que apenas o máximo de um quarto de reforço de laje em qualquer faixa pode ser interrompido.

Para aplicar esta abordagem simplificada, o ACI 318:14 exige que a quantidade total de reforço calculada para o painel sem aberturas em ambos os sentidos deve ser mantida, portanto, o reforço interrompido pela abertura deve ser substituído em cada lado da abertura.

A Figura 3.1 ilustra as disposições das lajes com $L2 > L1$:

Figura 3.1: Dimensão das aberturas nas faixas das lajes.



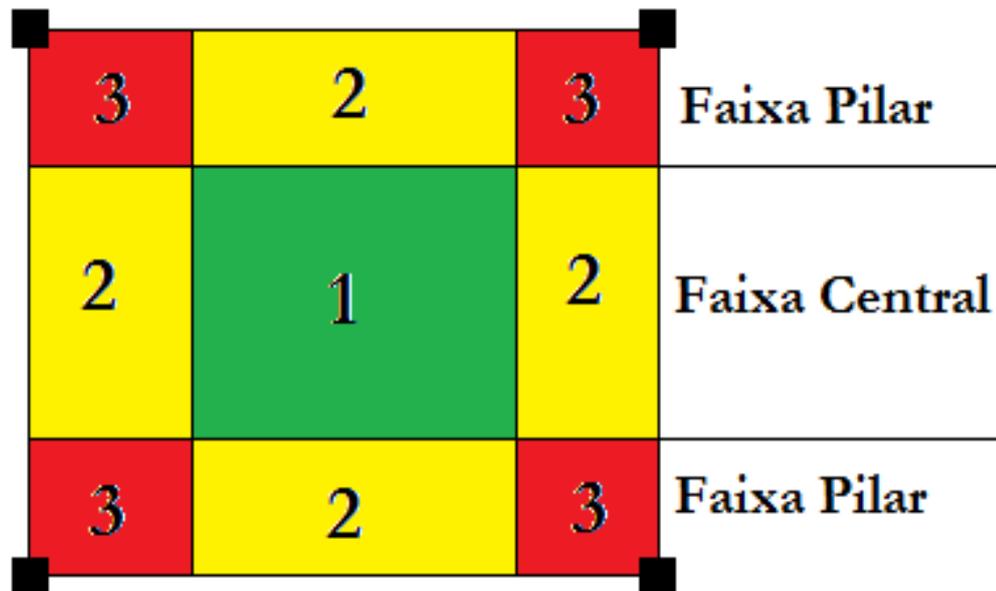
Fonte: Adaptado de ACI 318:14

A Figura 3.2 também ilustra as áreas sugeridas onde as aberturas podem ser feitas. Como a capacidade da punção do piso em torno do pilar normalmente guia o projeto de lajes lisas, qualquer abertura na área 3 conforme a figura 3.2 deve ser evitada o máximo possível. Se as aberturas forem feitas nesta área, por exemplo, para instalar um tubo de drenagem, o tamanho sugerido da abertura não deve ser maior do que 12 polegadas (aproximadamente 30 cm). Deve notar-se que as aberturas feitas nesta área poderiam reduzir a seção crítica considerada para resistir à punção o que causará um aumento de tensões de cisalhamento, conforme explicado na seção 11.12.5 da ACI 318-02.

A área 2, localizada na interseção das faixas do pilar e do meio é menos crítica do que a área 3. As pequenas aberturas sugeridas com uma largura inferior a 15% do comprimento da extensão podem ser feitas nesta área.

Como foi ilustrado anteriormente, a área 1 não existe um limite para possíveis aberturas nesses locais, porém deve ser feito o devido reforço pois a abertura interrompe as armaduras que existiriam nesta região.

Figura 3.2: Regiões das Lajes sem vigas.



Fonte: Adaptado ACI 318:14

Com base nas regiões 1, 2 e 3 apresentadas na Figura 3.2, a Tabela 3.2 resume as características de cada região.

Tabela 3.2: Regiões das aberturas em Lajes sem Vigas

| Região da Laje | Abertura Máxima | Posição da abertura com relação às faixas das lajes | Esforços (Momentos Fletores) predominantes |
|----------------|--|--|---|
| 1 | Não existe limite para a dimensão da abertura nessa região | Está entre duas faixas centrais | Têm-se apenas momentos fletores positivos |
| 2 | Abertura máxima de $\frac{1}{8}$ (um oitavo) da faixa do pilar a ser considerado | Está entre: <ul style="list-style-type: none"> • 1 faixa de pilar; • 1 faixa central | Predominam-se os momentos fletores positivos, contudo existem momentos fletores negativos. |
| 3 | Abertura máxima de $\frac{1}{4}$ (um quarto) da faixa do pilar a ser considerado | Está entre duas faixas de pilares | Por se tratar de uma região próxima dos apoios, formam-se apenas momentos fletores negativos. |

Fonte: próprio autor.

A partir das divisões em faixas centrais e de pilares apresentadas na Figura 3.1 e a de delimitação das regiões visto na Figura 3.2, fica claro como deve proceder à análise e projeto estrutural para lajes sem vigas em concreto armado quando se tem a necessidade de inserir aberturas com tamanhos e posições variadas. A Tabela 3.2 define de forma sucinta a região e dimensão máxima da abertura, além de caracterizar quais esforços (momentos fletores positivos ou negativos) são predominantes para a região referida.

3.2 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) no que diz respeito a lajes lisas, não levando em consideração as lajes-cogumelo, recomenda uma espessura mínima de 16 cm. Ainda, na norma brasileira classificam-se os deslocamentos-limites em quatro grupos básicos: aceitabilidade sensorial; efeitos específicos; efeitos em elementos não estruturais; efeitos em elementos estruturais. Os deslocamentos limites recomendados são encontrados na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde é especificado o deslocamento máximo permissível para cada situação.

Com relação a aberturas em lajes lisas ou lajes-cogumelo, a verificação de resistência e deformação deve ser analisada e não podem ultrapassar os limites previstos pela norma, contudo não é especificada nenhuma relação entre os vãos e as possíveis aberturas inseridas. Tem-se apenas, que devem ser calculadas e detalhadas considerando as perturbações das tensões que se concentram em torno dessas aberturas, prevendo, além das armaduras para resistir às forças de tração já mencionadas, também armaduras complementares dispostas no contorno e nos cantos das aberturas.

Ainda a NBR 6118 (ABNT, 2014) nas lajes lisas ou lajes-cogumelos recomenda que a verificação de resistência e deformação deva ser sempre realizada, respeitando as seguintes situações:

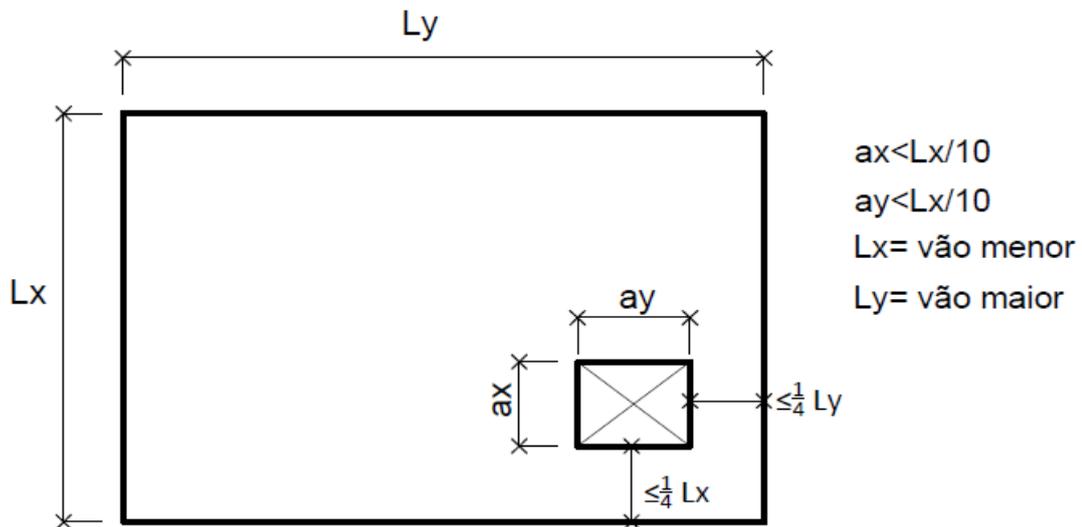
- A seção do concreto remanescente da parte central ou sobre o apoio da laje deve ser capaz de equilibrar os esforços no estado-limite último, correspondentes a essa seção sem aberturas;
- As seções das armaduras interrompidas devem ser substituídas por seções equivalentes de reforço, devidamente ancoradas;
- No caso de aberturas em regiões próximas a pilares, nas lajes lisas ou cogumelo, o modelo de cálculo deve prever o equilíbrio das forças cortantes atuantes nessas regiões.

Para os outros tipos de lajes (lajes convencionais) podem ser dispensadas dessa verificação, quando armadas em duas direções e sendo verificadas, simultaneamente, as seguintes condições:

- As dimensões da abertura devem corresponder no máximo a 1/10 do vão menor (l_x);
- A distância entre a face de uma abertura e o eixo teórico de apoio da laje deve ser igual ou maior que $\frac{1}{4}$ do vão, na direção considerada; e
- A distância entre faces de aberturas deve ser maior que a metade do menor vão.

A Figura 3.3 mostram as recomendações feitas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) com relação às dimensões máximas e posicionamento para as aberturas nas lajes em um sistema estrutural convencional (lajes, vigas, pilares e elementos de fundação).

Figura 3.3: Recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) com relação a aberturas em lajes convencionais.



Fonte: Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

Assim, os deslocamentos limites são divididos em quatro grupos básicos, que englobam as possíveis manifestações patológicas provenientes de deslocamentos excessivos. O limite da aceitabilidade sensorial é percebido quando se tem vibrações indesejáveis e/ou possa causar um efeito visual que prejudique o morador; os efeitos específicos podem impedir a utilização adequada da construção proporcionando reparos e manutenções antes do período estimado; ao se referir aos efeitos em elementos não estruturais, o deslocamento excessivo da estrutura pode causar o mau funcionamento de elementos não estruturais (portas, janelas, esquadrias, drenagem e etc...) que, de alguma forma estejam ligados aos elementos estruturais. Por fim, os deslocamentos em elementos estruturais podem causar esforços à estrutura que não estavam previstos nas hipóteses de cálculo adotadas podendo prejudicar toda a estrutura NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3 DESLOCAMENTOS

O deslocamento imediato é função, principalmente, do tipo e da natureza do carregamento aplicado, do nível de fissuração, do comprimento do vão, das condições de apoio, das propriedades geométricas da seção transversal e das propriedades dos materiais, aço e concreto (GUARDA, 2005). Além disso, é calculado de formas diferentes para elementos lineares, como vigas e lajes armadas em uma direção, e elementos bidimensionais, como lajes armadas em duas direções.

Nossa pesquisa em questão trata-se de lajes sem vigas armadas em duas direções, sendo este o foco do nosso de estudo, serão apresentados suas características e métodos para o cálculo. Será feito uma introdução dos procedimentos de cálculo dos deslocamentos, iniciais e ao longo do tempo, e dos critérios de aceitação desses deslocamentos.

3.3.1 DESLOCAMENTOS IMEDIATOS

Para o cálculo dos deslocamentos imediatos ou instantâneos, mesmo existindo vários métodos de cálculo que possam ser utilizados, poucos conduzem a expressões simples. O método clássico apresentado baseado na Teoria da Elasticidade utiliza a equação diferencial das placas (equação de Lagrange), que correlaciona força aplicada com os deslocamentos das placas e pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (3.1)$$

Sendo:

x, y: os eixos coordenados;

δ : o deslocamento da placa;

P: ação transversal por unidade de área;

D: rigidez à flexão por unidade de largura, dada por:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3.2)$$

E: o módulo de elasticidade do concreto;

h: espessura da placa;

ν : coeficiente de Poisson.

Para lajes retangulares com carregamento uniformemente distribuído, por exemplo, sua solução é dada por:

$$a = C \frac{pl^4}{D} = C \frac{12(1-\nu^2) pl^4}{Eh^3} \quad (3.3)$$

Onde C é um coeficiente que depende das condições de contorno e da relação entre os vãos da laje.

Com os valores do coeficiente de Poisson para o concreto varia de 0,15 a 0,25, o termo $(1-\nu^2)$ vale de 0,94 a 0,98. Portanto, a influência deste parâmetro é muito pequena e a sua desconsideração acarreta um erro final de 2 a 6%, podendo ser desprezado (GUARDA, 2005).

$$a = \alpha \frac{pl^4}{Eh^3} \quad (3.4)$$

Sendo que “ α ” é um coeficiente semelhante a C, onde este depende das condições de contorno e da relação entre os vãos da laje, cujos valores são encontrados em trabalhos como PINHEIRO (2007). A expressão pode ser escrita em função da rigidez à flexão, da seguinte maneira:

$$a = \alpha \frac{bpl^4}{12EI} \quad (3.5)$$

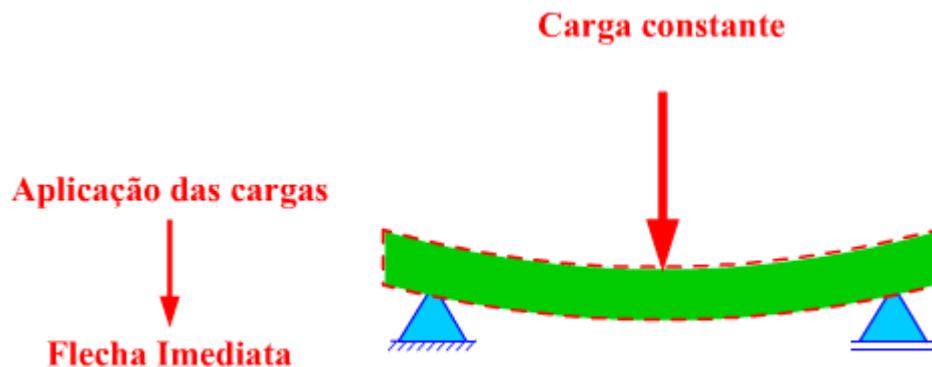
Sendo:

b: a largura da base da seção transversal;

l: o momento de inércia da seção transversal;

A Figura 3.4 ilustra a deformação de um elemento estrutural ao ser aplicado as cargas constantes proporcionando assim, a flecha imediata originária de tal carregamento.

Figura 3.4: Deslocamento imediato.



Fonte: BITTENCOURT & ASSIS (2003).

3.3.2 DESLOCAMENTOS DIFERIDO E TOTAL

A parcela dos deslocamentos diferidos no tempo é de grande importância para obter o deslocamento final da estrutura, pois representa um resultado maior do que a parcela do deslocamento imediato e ocorrem principalmente pela retração e fluência do concreto.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (3.6)$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{bd} \quad (3.7)$$

A_s' : área de aço da segunda camada (quando houver)

b: largura da peça a ser analisada.

d: altura útil

ξ : é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 3.3 ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (3.8)$$

$$\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

Tabela 3.3: Valores do coeficiente ξ em função do tempo.

| Tempo (t) meses | 0 | 0,5 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 10 | 20 | 40 | ≥ 70 |
|-------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| Coeficiente $\xi(t)$ | 0 | 0,54 | 0,68 | 0,84 | 0,95 | 1,04 | 1,12 | 1,36 | 1,64 | 1,89 | 2,00 |

Fonte: adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014).

Sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\sum P_i t_{0i}}{\sum P_i} \quad (3.9)$$

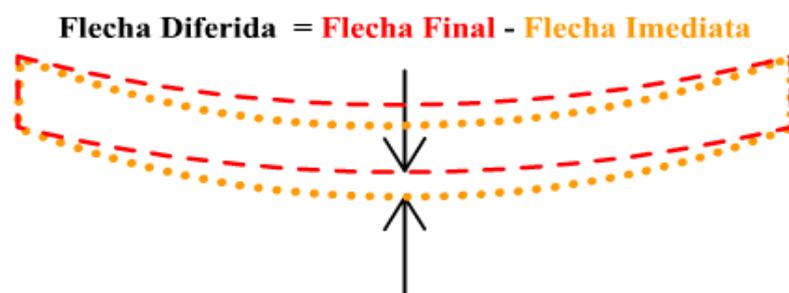
Sendo:

P_i : representa as parcelas de carga;

t_{0i} : é a idade em que se aplicou cada parcela P_i , expressa em meses.

A Figura 3.5 ilustra a flecha diferida que nada mais é do que a diferença da flecha final pela flecha inicial.

Figura 3.5: Flecha Diferida.



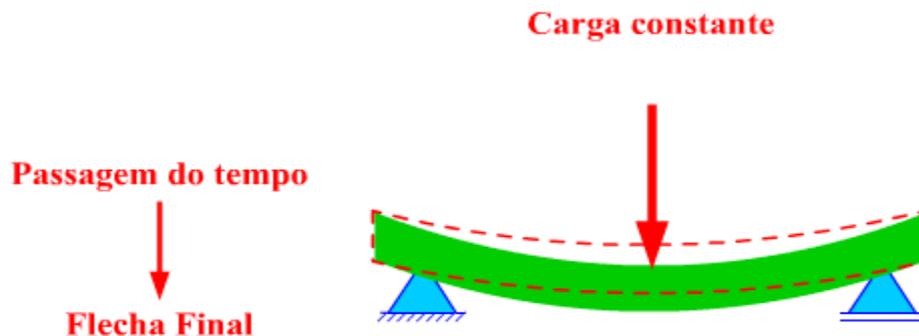
Fonte: BITTENCOURT & ASSIS (2003).

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1+\alpha_{dif})$.

$$\alpha f = \alpha i * (1 + \alpha dif) \quad (3.10)$$

A Figura 3.6 ilustra a flecha final que ocorre devido a uma carga aplicada com o passar do tempo.

Figura 3.6: Flecha Final.



Fonte: BITTENCOURT & ASSIS (2003).

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos subitens citados anteriormente percebe-se que a norma nacional NBR 6118 (ABNT, 2014) necessita de uma complementação no que diz respeito à limitação de aberturas, definição de regiões do sistema estrutural destacando a importância de cada região sobre a sua capacidade de carga. Visto que a norma estrangeira ACI 318: 14 apresentam tais aspectos o que pode facilitar o projeto e execução do sistema de lajes sem vigas em concreto armado.

Dessa maneira um dos objetivos desta pesquisa fora poder comprovar as recomendações dos limites e posicionamento das aberturas proposto pelo ACI 318:14 para que se torne possível complementar à norma nacional, tornando o sistema estrutural mais difundido. Para a modelagem das lajes foram utilizadas recomendações da seguinte maneira:

ACI 318:14

- ✓ Tiveram-se como parâmetro inicial para as recomendações dos limites máximos de aberturas em cada região específica;
- ✓ Limitações geométricas relacionadas à quantidade de vãos em cada direção, alinhamento de pilares, diferença entre os tamanhos dos vãos subsequentes.

NBR 6118 (ABNT, 2014)

- ✓ Espessura da laje, adotando a espessura mínima de 16 cm para lajes lisas sem capitel e/ou engrossamento da laje na região da ligação da laje-pilar;
- ✓ Classificação dos Estádios de comportamento que a estrutura se encontra (I, II e III);
- ✓ Considerações sobre o deslocamento imediato, diferido e final da estrutura.

A utilização de ambas as normas em um mesmo elemento estrutural tem como objetivo poder acrescentar a norma nacional a partir da análise e comparação dos resultados obtidos.

4. MÉTODOS DE CÁLCULO

Neste capítulo são apresentados os métodos de cálculo utilizados para a elaboração de lajes sem vigas em concreto armado expondo as particularidades de cada método, suas recomendações e limitações impostas pelas normas e trabalhos técnicos consagrados.

4.1 MÉTODO DIRETO DE ACORDO COM ACI-318:14

Este método permite a determinação dos esforços das lajes cogumelos conforme a norma ACI-318:14, feito de maneira simples e rápida dividindo as lajes em faixas desconsiderando assim, os carregamentos e dimensões restantes da mesma.

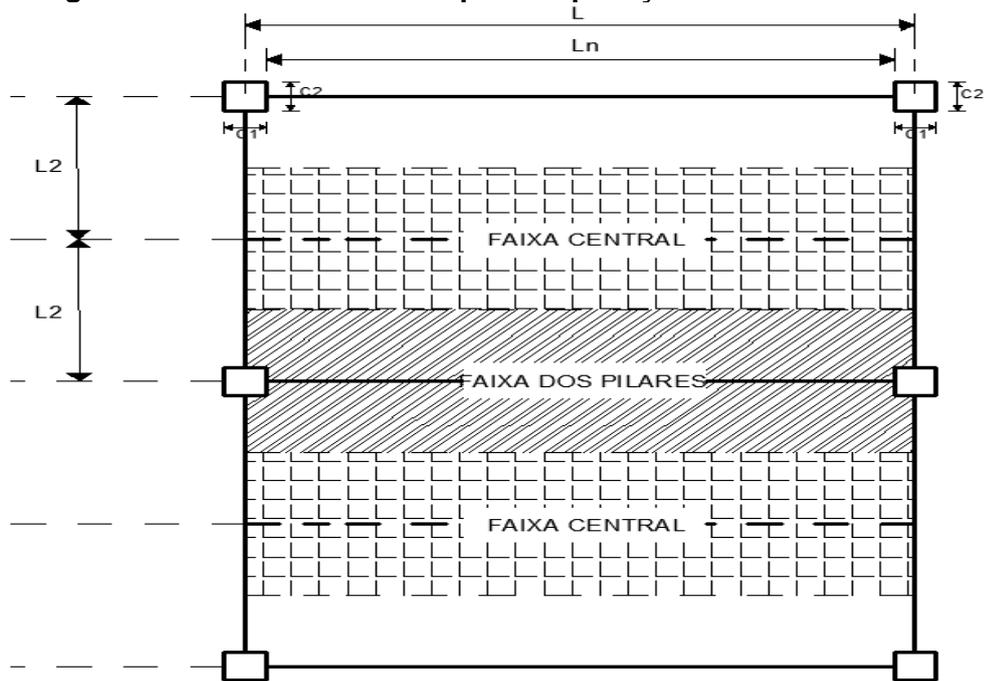
Variações com relação a dimensões dos vãos, condições de equilíbrio e compatibilidade geométrica são permitidas desde que seja provado por análise técnica que a força requerida seja menor ou igual à força suportada pela estrutura.

Para que se faça uma correta elaboração do projeto estrutural de lajes sem vigas a partir do método direto, algumas recomendações devem ser levadas em consideração para que se tenha uma análise de cálculo que possa ser realizada sem o auxílio de softwares e não ocorram esforços discrepantes de uma região para outra, dificultando assim a execução da estrutura. Para a utilização do método recomenda-se seguir três passos fundamentais:

- a) Determinação de um momento total de referência M_o ;
- b) Transformação do momento de referência M_o em momentos negativos A e C nas faces dos apoios e momento positivo B no meio do vão;
- c) Distribuição dos momentos A, B e C para as faixas dos pilares e faixas centrais da laje;

A Figura 4.1 mostra a divisão da laje em faixas de pilares e centrais para que se torne possível à distribuição de esforços entre elas.

Figura 4.1: Divisão das faixas para a aplicação do Método Direto.



Fonte: próprio autor

Sendo que:

C1, C2: dimensão dos pilares;

Ln: comprimento do vão livre, medido na direção em que se estiver calculando os esforços;

L: comprimento do vão teórico, medido na mesma direção de Ln;

L2: comprimento do vão teórico, medido segundo a direção perpendicular a Ln;

Mo: Momento total de referência para o vão;

Mc: Momento positivo máximo no centro do vão;

Ma, Mb: momentos negativos nas extremidades dos vãos livres.

4.1.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

O momento de referência total M_o deve ser determinado a partir de uma faixa de influência dos pilares que estão em um mesmo alinhamento, aplicando assim a seguinte equação:

$$M_o = \frac{(g+q) \cdot L_2 \cdot L_n^2}{8} \quad (4.1)$$

Sendo:

Mo: Momento de referência total;

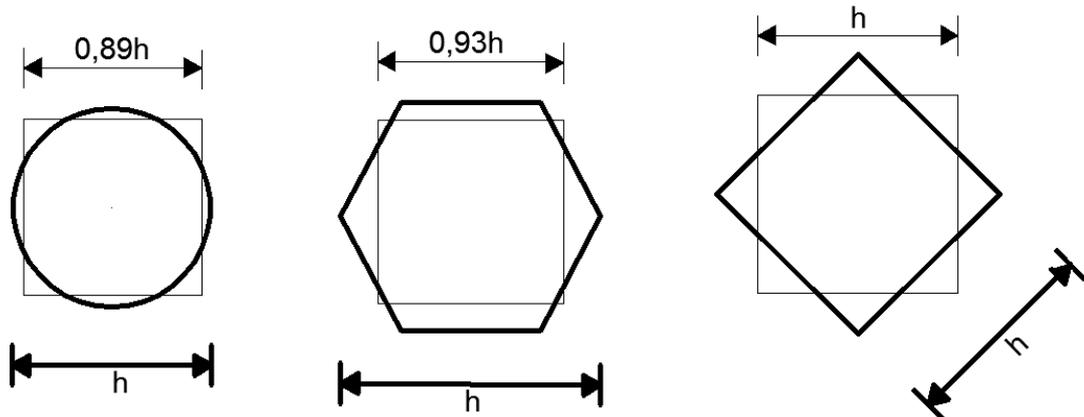
(g+q): é a carga total (permanente+acidental) por unidade de área;

L_2 : comprimento do vão teórico, medido segundo a direção perpendicular a L_n ;

L_n : é a distância entre os pilares na direção que o momento será considerado, medidos face a face dos pilares.

Os pilares devem ser ajustados em seções quadradas de mesma área para facilitar a localização do seu eixo teórico. A Figura 4.2 ilustra como devem ser feitos esses ajustes.

Figura 4.2: Seções quadradas equivalentes para os pilares.



Fonte: adaptado ACI 318:14

Observando a Figura 4.1, percebe-se que o momento de referência é obtido a partir da delimitação de uma área de influência ao longo do vão a ser considerado nos cálculos. Em seguida é aplicada a equação 4.1 que modifica a carga em KN/m^2 , que representa a área de influência supracitada, para uma carga linear em KN/m , com isso a equação do momento de referência se apresenta com as mesmas considerações que os valores máximos de momentos fletores obtidos em uma viga bi apoiada.

O ajuste dos pilares em seções quadradas apresentadas na Figura 4.2 é necessário para que se possa fazer a consideração exata do comprimento do vão a ser utilizado para a resolução dos cálculos do momento de referência.

4.1.2 DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS NOS VÃOS

Após desenvolver o cálculo do momento de referência, segue-se com a distribuição dos momentos negativos e positivos a partir dos resultados encontrados. A Figura 4.3 ilustra a distribuição dos esforços sobre a laje.

a) Vãos internos: o momento de referência total M_o deve ser distribuído da seguinte forma:

- Momentos negativos (seções A e C) $M_a = M_c = 0,65M_o$
- Momentos positivos (seção B) $M_b = 0,35M_o$

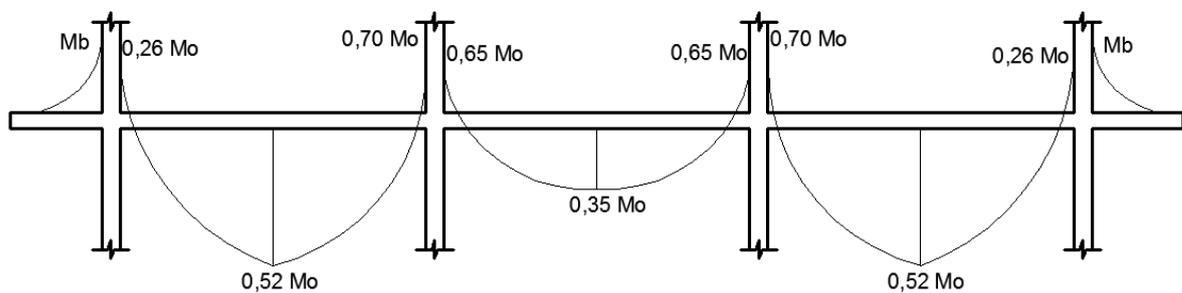
b) Vãos extremos: a ordem dos valores segue da extremidade da estrutura para o seu interior:

- Momento negativo (seção A) $M_a = 0,26M_o$
- Momento positivo (seção B) $M_b = 0,52M_o$
- Momento negativo (seção C) $M_c = 0,70M_o$

Se houver balanço na laje aplica o seguinte cálculo:

$$M_b = \frac{(g+q) \cdot L_2 \cdot L_n^2}{2} \quad (4.2)$$

Figura 4.3: Distribuição dos momentos para a laje sem vigas.



Fonte: adaptado de Carvalho e Pinheiro (2013).

Após uma série de ajustes com relação aos coeficientes de distribuição dos momentos nas faixas dos pilares, o ACI-318:2014 apresenta uma tabela com os valores para cada tipo de situação. A Tabela 4.1 apresenta os fatores de multiplicação do momento de referência a ser considerado.

Tabela 4.1- Fatores de Multiplicação para o Momento de referência (M_o).

| | Borda exterior simplesmente apoiada | Laje com vigas entre pilares | Lajes sem vigas entre os pilares | | Borda Exterior engastada |
|----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-------------------|--------------------------|
| | | | Sem viga de borda | Com viga de borda | |
| Momento negativo interior | 0,75 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,65 |
| Momento positivo | 0,63 | 0,57 | 0,52 | 0,50 | 0,35 |
| Momento negativo exterior | 0,00 | 0,16 | 0,26 | 0,30 | 0,65 |

Fonte: adaptado ACI 318:14

4.1.3 DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS E POSITIVOS NA FAIXA DOS PILARES

Nas faixas dos pilares, a distribuição dos momentos de acordo com CARVALHO e PINHEIRO (2013) se faz da seguinte maneira:

- a) Momento negativo interno: na região da faixa dos pilares deve resistir a 75% do momento de referência negativo interno (M_a e M_c para vãos internos e extremos);

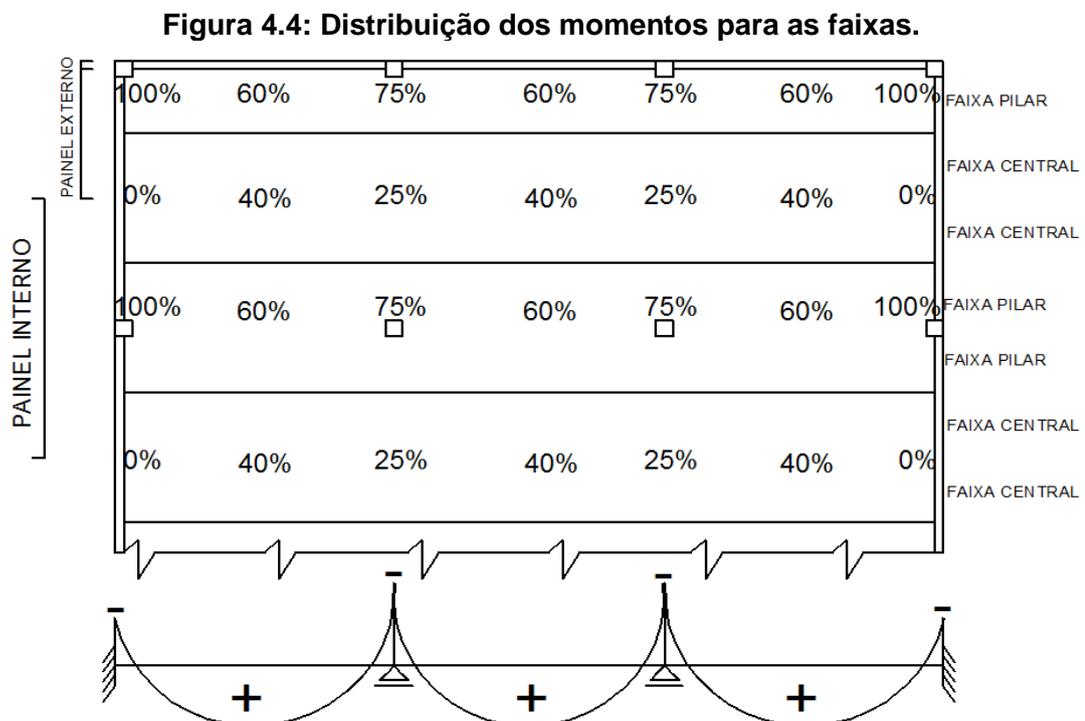
- b) Momento negativo externo: a faixa dos pilares deve resistir a 100% do momento de referência negativo externo, com possibilidades de momentos provenientes de lajes em balanço;
- c) Momento positivo: a faixa dos pilares deve resistir 60% do momento de referência positivo (M_b para vãos internos e extremos).

4.1.4 DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS E POSITIVOS NAS FAIXAS CENTRAIS

Nas faixas centrais das lajes, a distribuição dos momentos de acordo com CARVALHO e PINHEIRO (2013) ocorrem da seguinte maneira:

- a) A parcela dos momentos de referência positiva e negativa não resistida pela faixa dos pilares deve ser distribuída para as correspondentes meias faixas central;
- b) Cada faixa central deve resistir à soma dos momentos distribuídos para cada uma de suas meias faixas;
- c) A faixa central adjacente e paralela a uma borda apoiada em parede deve resistir ao dobro do momento transmitido para a meia faixa central vizinha à faixa dos pilares correspondente à primeira linha de pilares interiores

A Figura 4.4 ilustra a divisão das reações de momentos fletores pelas faixas dos pilares e faixas centrais da laje:



Fonte: Próprio autor

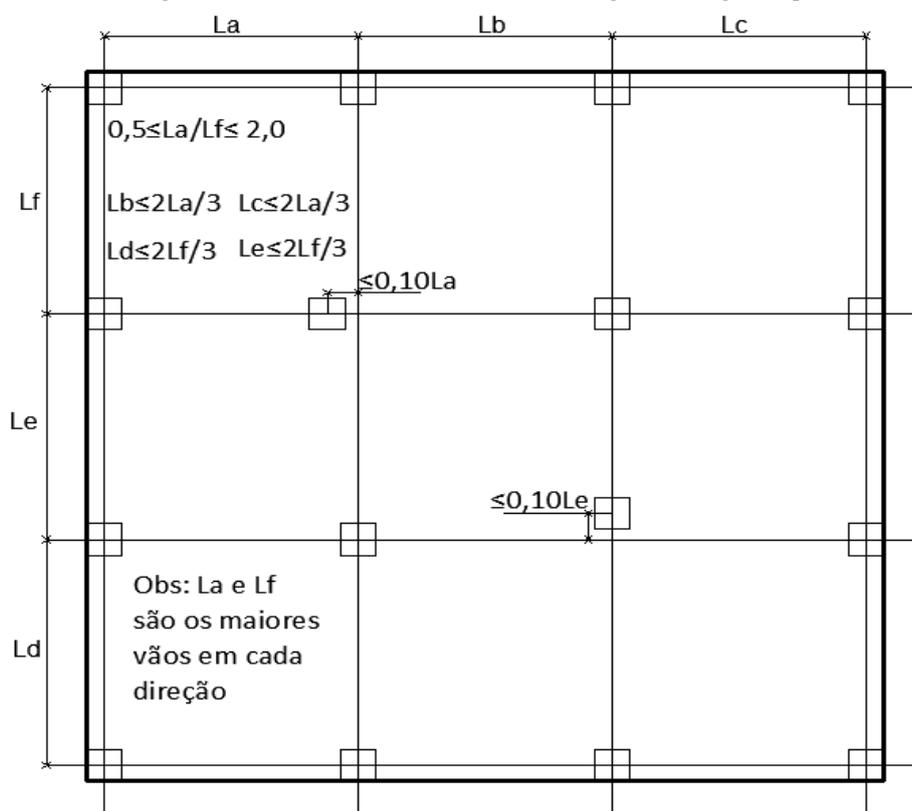
4.1.5 LIMITAÇÕES IMPOSTAS PELO MÉTODO DIRETO

Por se tratar de um método de cálculo aproximado onde não se tem toda a precisão quando comparado aos desenvolvidos a partir de softwares, são feitas algumas limitações quanto ao seu uso:

- a) Deve haver pelo menos três vãos contínuos em cada direção, como razão para essa recomendação os altos valores dos momentos negativos em estruturas com apenas dois apoios mostrando inviável a sua aplicação;
- b) O comprimento dos vãos sucessivos das lajes não deve diferir em mais de um terço das outras lajes, tem-se esta limitação devido à possibilidade de desenvolver momentos negativos além do ponto em que termina o reforço do momento negativo especificado;
- c) As dimensões das lajes não devem ser maiores que 2 quando se divide o maior vão pelo menor, pois se isso ocorrer a laje trabalhará predominantemente em uma direção;
- d) Os pilares podem estar desalinhados não mais que dez por cento com relação ao seu eixo teórico;
- e) Todas as cargas devem ser exclusivamente gravitacionais e estar uniformemente distribuídas em todo o painel, excluindo assim as ações laterais oriundas do vento ou de efeitos sísmicos;
- f) A carga acidental não majorada não pode exceder a duas vezes a carga permanente não majorada da estrutura;

Como esta pesquisa se limita na análise de lajes sem vigas e que não foram utilizados vigas de borda, não serão feitas considerações com relação à mesma. A Figura 4.5 ilustra as recomendações geométricas supracitadas feitas pelo Método Direto para a sua aplicação.

Figura 4.5: Requisitos referentes a dimensões para a aplicação do método.



Fonte: Adaptado ACI 318:02

Por se tratar de um método desenvolvido manualmente sem o auxílio de softwares surgem diversas limitações relacionadas com a geometria do elemento estrutural (quantidade e comprimento dos vãos, dimensões das lajes nos eixos X e Y), alinhamento dos pilares e as cargas a serem aplicadas à estrutura como fora definidos nos itens anteriores e ilustrados na Figura 4.5.

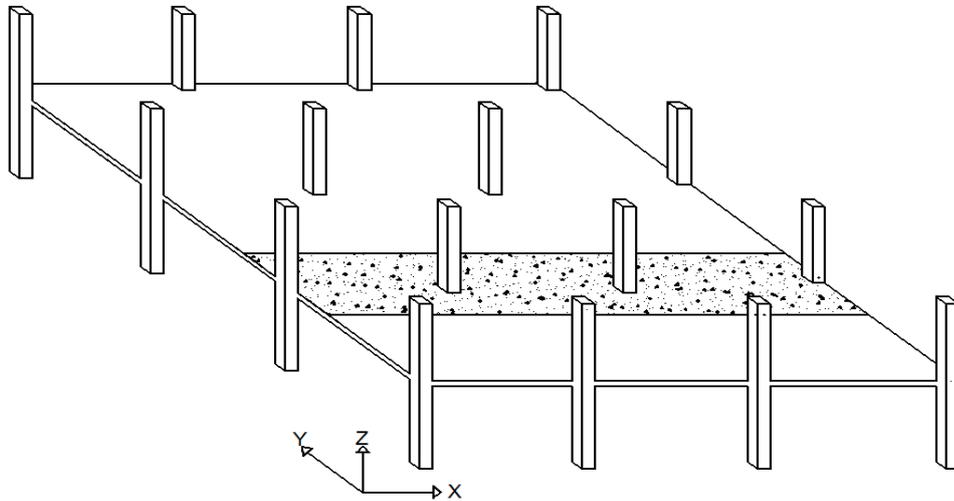
4.2 MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES OU MÚLTIPLOS

Na década de 30 na Alemanha e nos Estados Unidos surgiu a proposta de cálculo pelo método dos pórticos equivalentes. Em 1948, Peabody apresentou um detalhado método para a análise dos pórticos equivalentes que foi incorporado na edição subsequente do ACI da época como “Projeto por Análise Elástica” (ALMEIDA FILHO, 2002).

O método dos pórticos equivalentes consiste na montagem de um sistema de lajes e pilares, formando pórticos que serão analisados nas duas direções dos planos ortogonais às bordas da laje. Em cada direção deve ser considerada a totalidade da carga a ser suportada pela laje considerando sua devida área de influência, com isso são calculadas as ações verticais nas respectivas áreas de influência da laje sobre o pilar. As Figuras 4.6 e 4.7

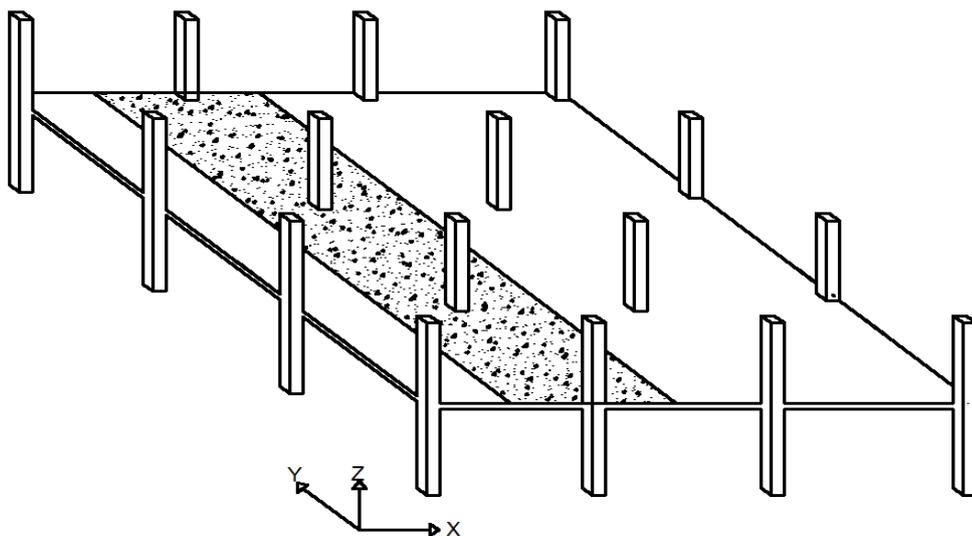
mostram as áreas de influência das cargas da laje sobre os pilares nas direções X e Y do plano cartesiano respectivamente.

Figura 4.6: Distribuição dos pórticos Equivalentes em X.



Fonte: adaptado de Almeida Filho (2002).

Figura 4.7: Distribuição dos Pórticos Equivalentes em Y.



Fonte: adaptado de Almeida Filho (2002).

Os momentos encontrados são utilizados para o dimensionamento no estado limite último. Deve-se atentar para as forças axiais resistidas nos pilares, pois a carga aplicada no pavimento foi considerada duas vezes na análise dos pórticos (uma vez em cada direção); aconselha-se que para a obtenção das ações obtidas em um pilar pertencente a dois pórticos distintos seja dividida por dois (VANDERBILT e CORLEY, 1983).

Ainda sobre os pilares, ALMEIDA FILHO (2002) comenta que os pilares internos estão sujeitos à flexão, a menos que, os momentos fletores dos dois lados sejam

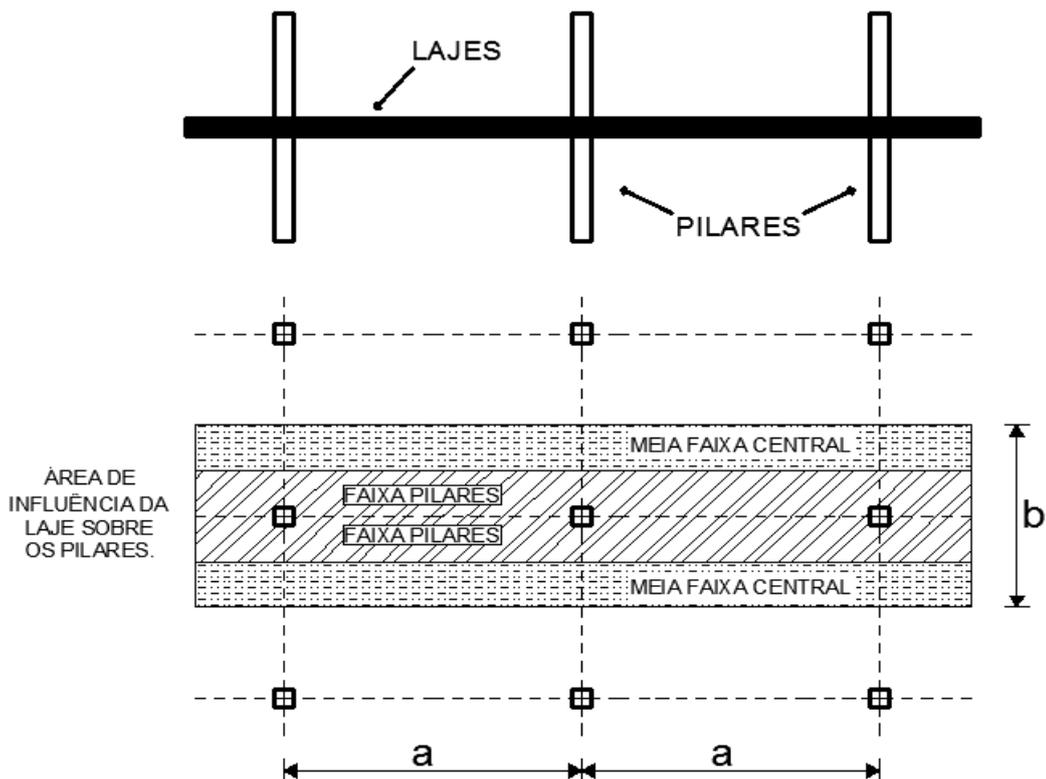
exatamente iguais. Os pilares externos sempre apresentarão flexão, a não ser que esta ligação apresente rotação intencional livre.

A Figura 4.8 mostra a área de influência de um pórtico e suas respectivas faixas.

Para análise das cargas verticais, pode-se admitir cada pórtico como apenas em um piso, com as extremidades dos pilares engastadas nos pavimentos superior e inferior. Com isso, cada pórtico é composto pelas seguintes partes:

- A faixa da laje horizontal na direção em que os momentos estão sendo calculados;
- Os pilares e/ou outros apoios verticais, acima e abaixo da laje;
- Elementos pertencentes à estrutura que possibilitem a transferência de momentos entre as partes vertical e horizontal.

Figura 4.8: Pórtico Equivalente em uma laje maciça.



Fonte: Adaptado de Henrichs (2003)

Os momentos positivos e negativos obtidos a partir do cálculo de cada pórtico segundo os códigos do ACI devem ser distribuídos para as faixas dos pilares e para as faixas centrais com os mesmos coeficientes do método direto (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

Entretanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica o conjunto laje-pilar seja calculado como pórticos se os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e

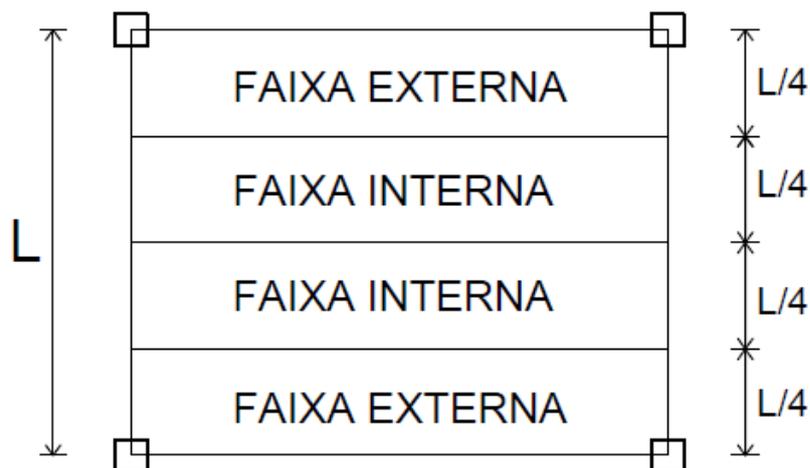
com vãos pouco diferentes. O cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição que consiste adotar em cada direção os pórticos múltiplos para obtenção dos esforços solicitantes.

Em cada pórtico deve ser considerada a carga total e a distribuição dos momentos deverá ser feita da seguinte maneira:

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

A Figura 4.9 ilustra como são feitas as divisões das faixas de pilares e centrais sobre a laje.

Figura 4.9: Divisão das faixas da laje.



Fonte: Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) alerta que deve ser cuidadosamente estudada as ligações das lajes com os pilares, com especial atenção aos casos em que não haja simetria de forma ou de carregamento da laje em relação ao apoio.

4.2.1 MODELO ESTRUTURAL ALTERNATIVO

Um modelo estrutural alternativo para o Processo dos Pórticos Múltiplos é proposto por MONTTOYA et. al (1976) e baseado nas prescrições do código do ACI.

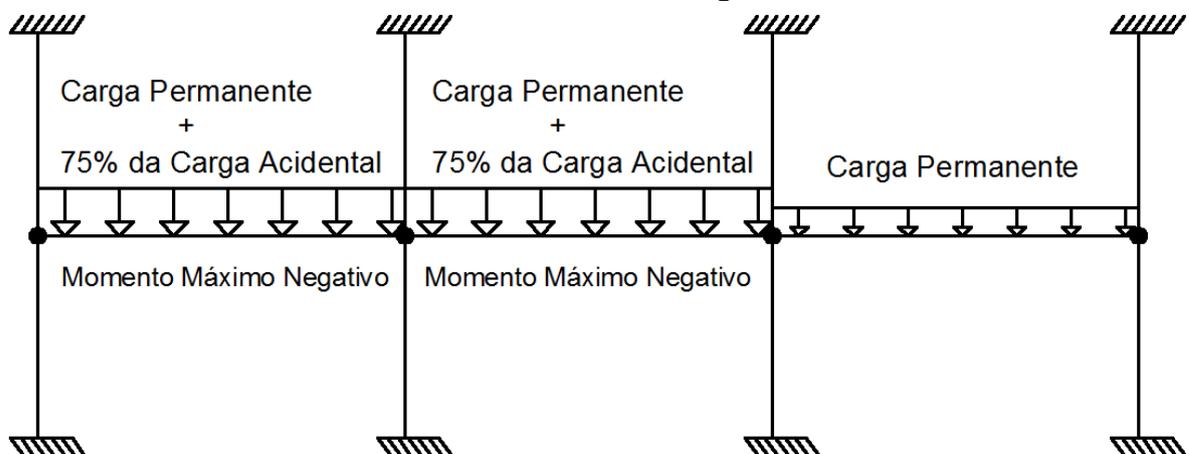
Da mesma forma que é feita a divisão da laje em faixas, segundo as direções ortogonais X e Y, formando duas séries de pórticos de vários pisos. Esses pórticos seriam constituídos por linhas de pilares e vigas, que são as mesmas faixas de laje do Método Direto.

Para o cálculo dos momentos, desde que a soma das cargas acidentais não ultrapasse a 75% da carga permanente, pode-se considerar como única hipótese de carregamento. No entanto, se essa condição não for atendida, as seguintes hipóteses deverão ser estudadas:

- Carga permanente em todos os vãos e 75% da carga acidental em vãos adjacentes para se determinar os momentos negativos;
- Carga permanente em todos os vãos e 75% da carga acidental em vão alternado para se determinar os momentos positivos.

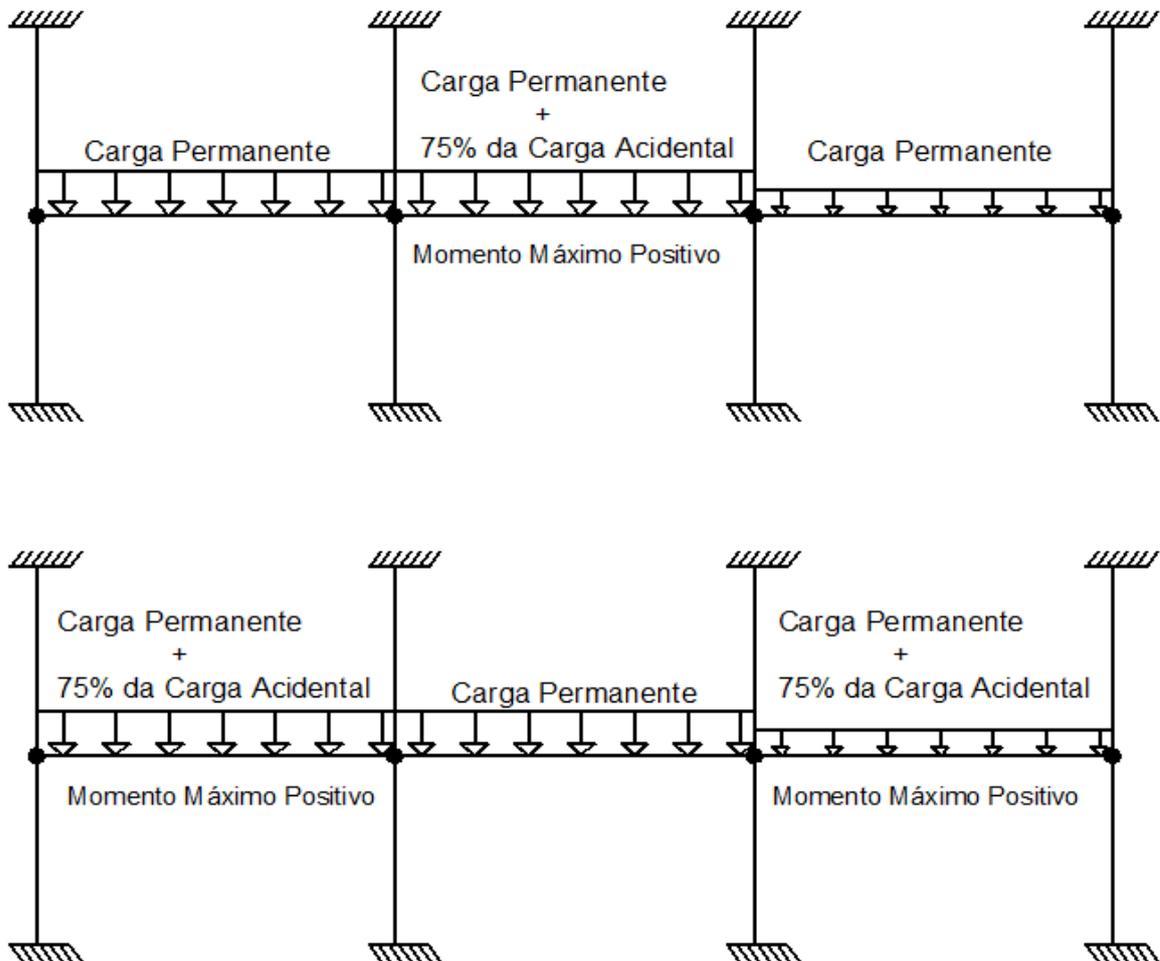
As Figuras 4.10 e 4.11 mostram as considerações das cargas para que se possam encontrar os valores de momentos máximos negativos e positivos.

Figura 4.10: Combinações de carregamento no pórtico para determinação dos momentos máximos negativos.



Fonte: Adaptado de Almeida Filho (2002)

Figura 4.11: Combinações de carregamento no pórtico para determinação dos momentos máximos positivos.



Fonte: Adaptado de Almeida Filho (2002)

Se os vãos não forem muito diferentes entre si e forem consideradas apenas cargas verticais, pode-se calcular cada pórtico piso a piso como se os pilares estivessem engastados em pisos contíguos (CASTELO BRANCO, 1989).

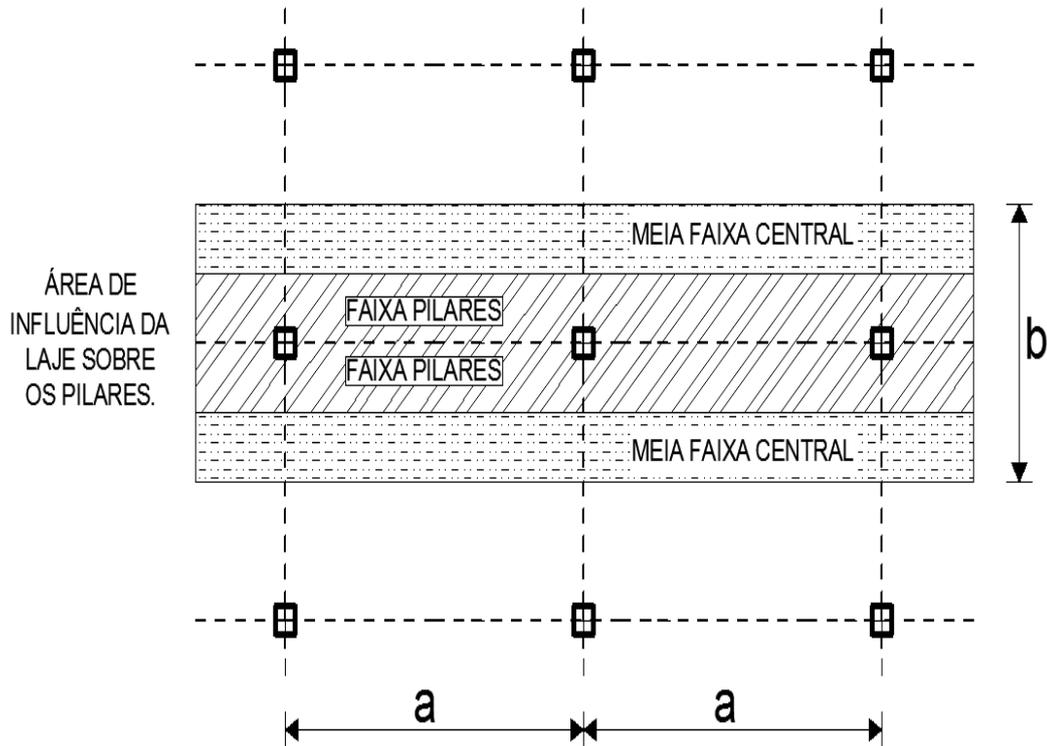
Com as considerações de cargas apresentadas por MONTOYA et al. (1976) e ilustradas nas Figuras 4.10 e 4.11, segue-se então com as distribuições dos esforços de momentos fletores para as faixas das lajes onde são feitas algumas relações que envolvem o comprimento do vão a ser calculado com a sua largura, o que define as porcentagens para a divisão dos momentos fletores em suas respectivas faixas.

4.2.1.1 DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES ENTRE AS FAIXAS

Segundo MONTOYA (1976) a distribuição dos momentos fletores, entre as quatro faixas de laje de cada pórtico, deve ser feita conforme os critérios descritos a seguir.

A Figura 4.12 apresenta as áreas de influência da laje sobre o pilar e, mostra também as dimensões do comprimento (a) e largura (b) a ser considerada nos cálculos.

Figura 4.12: Área de influência da laje sobre os pilares.



Fonte: próprio autor

No que diz respeito às dimensões dos vãos das lajes, de acordo com HENNRICHS (2003) a relação entre o comprimento a na direção em que se calculam os momentos e a largura b normal à mesma, é menor ou igual a $4/3$ no pano considerado.

A Tabela 4.2 apresenta a distribuição em porcentagem dos valores a serem considerados quando se tem $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$ calculada na direção de a e $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ se calculada na direção de b .

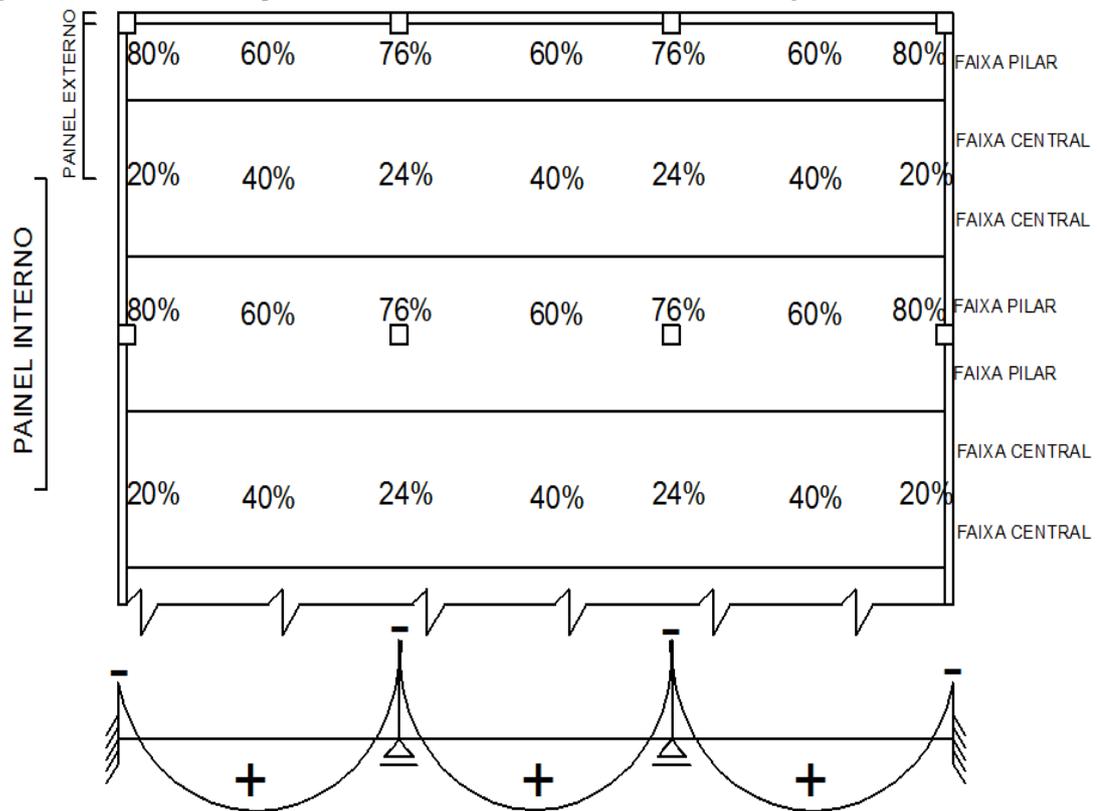
Tabela 4.2- Porcentagem da divisão dos momentos em suas respectivas regiões (lajes sem vigas).

| Para $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$ e se calculada na direção de a Para $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ e se calculada na direção de b | Faixas internas | | Faixas externas (Momento negativo sobre o último apoio) |
|---|------------------|------------------|---|
| | Momento negativo | Momento positivo | |
| Faixa dos pilares | 76 | 60 | 80 |
| Faixa central | 24 | 40 | 20 |

Fonte: Adaptado de Hennrichs, 2003.

A Figura 4.13 ilustra a distribuição das reações de momentos fletores para a situação apresentada na Tabela 4.2.

Figura 4.13: Distribuição em % dos momentos em suas respectivas faixas – caso 1.



Fonte: próprio autor.

A Tabela 4.3 apresenta a distribuição em porcentagem dos valores a serem considerados quando se tem $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ calculada na direção de \underline{a} .

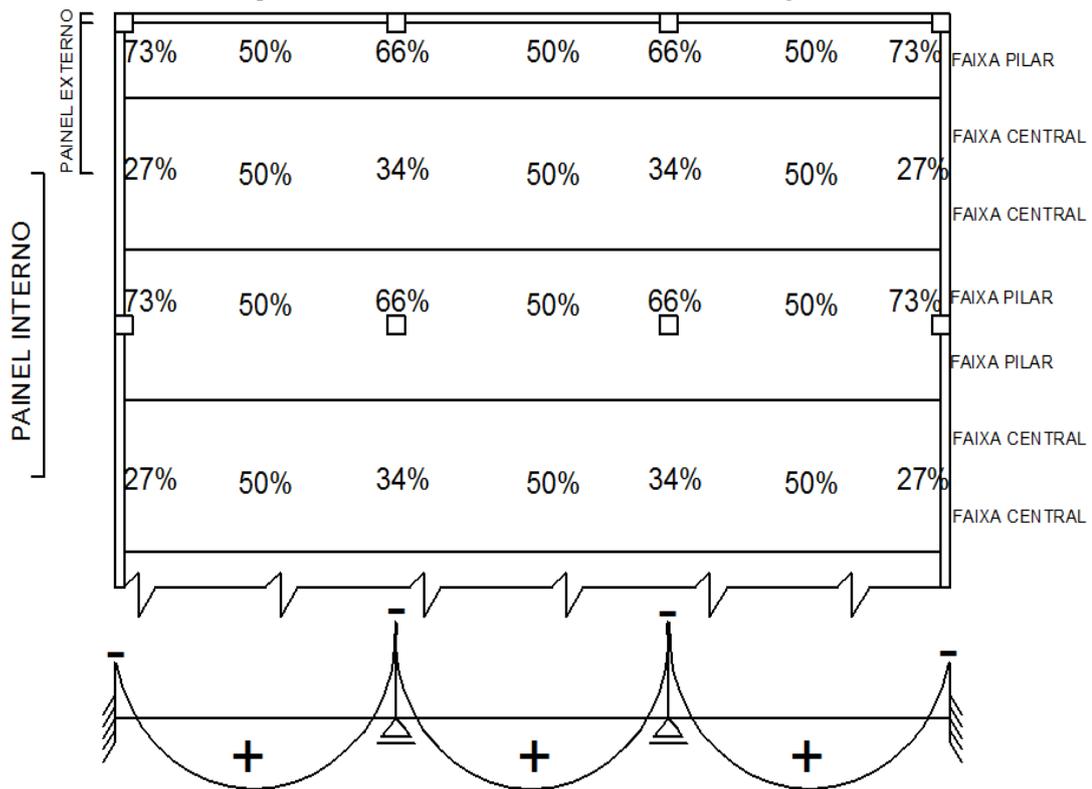
Tabela 4.3- Porcentagem da divisão dos momentos em suas respectivas regiões (lajes sem vigas).

| Para $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ e se calculada na direção de \underline{a} | Faixas internas | | Faixas externas (Momento negativo sobre o último apoio) |
|---|------------------|------------------|---|
| | Momento negativo | Momento positivo | |
| Faixa dos pilares | 66 | 50 | 73 |
| Faixa central | 34 | 50 | 27 |

Fonte: Adaptado de Hennrichs, 2003

A Figura 4.14 ilustra a distribuição das reações de momentos fletores para a situação apresentada na Tabela 4.3.

Figura 4.14: Distribuição em % dos momentos em suas respectivas faixas – caso 2.



Fonte: próprio autor

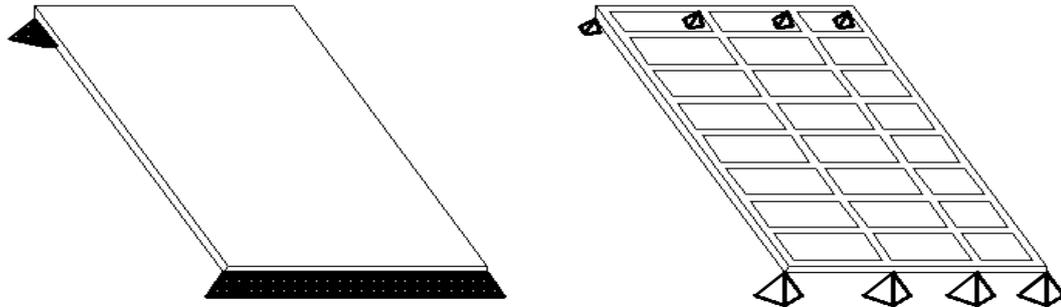
De forma sucinta, a proposta apresentada por MONTROYA et al. (1976) no que diz respeito a geometria da estrutura, relação entre o comprimento do vão a ser calculado (a) e a sua largura (b), é que quanto menor for a diferença fazendo com que se tenha uma área de influência se aproximando de um quadrado, maior será a carga a ser suportada pela faixa dos pilares como mostra a Figura 4.13, caso contrário, ocorrerá um aumento na contribuição das faixas centrais relacionadas ao suporte das cargas apresentado na Figura 4.14.

4.3 ANALOGIA DE GRELHA (GRELHA EQUIVALENTE)

A analogia de grelha é um processo bem difundido entre os projetistas de estruturas por ser de fácil compreensão, aplicação e com baixos custos de processamento. No caso de estruturas de lajes sem vigas tem se obtido resultados satisfatórios e coerentes quando comparado com o Método dos Elementos finitos que utiliza programas computacionais para a resolução de seus cálculos. O método consiste em substituir a placa (laje) por uma malha equivalente de vigas, onde cada viga representa uma faixa da laje. As cargas distribuídas se dividem entre as vigas de acordo com a sua área de influência sobre a laje, por outro lado às cargas concentradas que não possam ser consideradas como distribuídas

devem ser aplicadas diretamente às vigas ou aos nós, adequando-se a malha. A Figura 4.15 apresenta uma laje e em seguida sua grelha equivalente.

Figura 4.15: Laje e grelha equivalente.

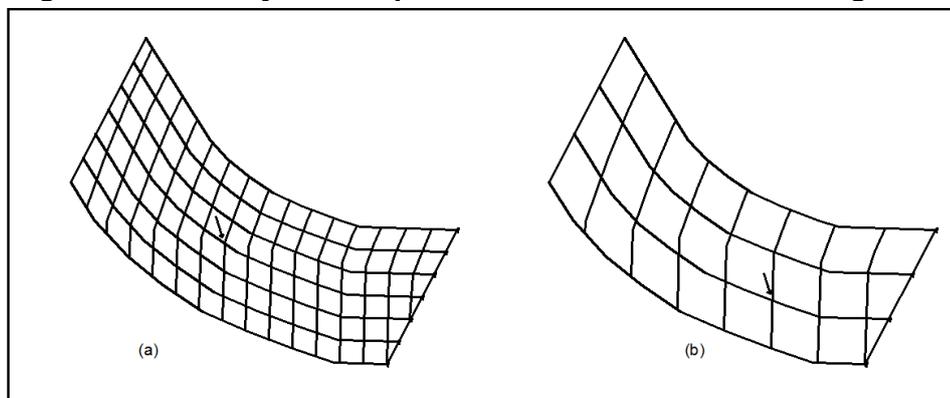


Fonte: adaptado (GUARDA,1995)

A rigidez longitudinal da laje é concentrada em barras longitudinais da peça, enquanto a rigidez transversal é concentrada nas barras transversais. Segundo LIGHTFOOT & SAWKO (1959)³ apud ALMEIDA FILHO (2002) a rigidez da barra tem de ser tal que quando a laje maciça e a grelha equivalente estão sujeitas a ações idênticas, as duas deverão deslocar identicamente, e os momentos fletores, momentos torçores e forças cortantes em qualquer que seja a malha da grelha, sejam iguais as resultantes de tensão na seção transversal da parte da laje representada pela barra.

Encontram-se valores dos deslocamentos mais próximos da realidade ao melhorar o refino da malha, ou seja, quanto mais discretizada estiver à grelha com barras, mais regular será a superfície deslocada, com as torções sendo praticamente iguais afirma ALMEIDA FILHO (2002). Tem-se na Figura 4.16 dois elementos estruturais com diferentes discretizações.

Figura 4.16: Variação da superfície dos deslocamentos nas grelhas.



Fonte: Adaptado de Hambly (1976)

³ LIGHTFOOT, E.; SAWKO, F. **Construções de Concreto – Concreto Protendido**. Vol. 5, Editora Interciência Ltda., Rio de Janeiro, RJ, 316p.

As cargas distribuídas são aplicadas entre os elementos de grelha equivalente de acordo com sua área de influência, utilizando para a distribuição, por exemplo, critérios das linhas de plastificação. Podem ser distribuídas ao longo dos elementos ou concentradas nos nós quando houver um grande refinamento da discretização (ALMEIDA FILHO, 2002). Geralmente utiliza-se o processo das áreas de influência mostrado na Figura 4.17, onde a carga da região limitada por uma distância menor ou igual a metade do comprimento da barra, é levada diretamente ao nó, desenvolvendo a seguinte equação:

$$Q_i = (g + q) * A_i \quad (4.3)$$

Sendo:

g: é a carga permanente aplicada na laje por metro quadrado;

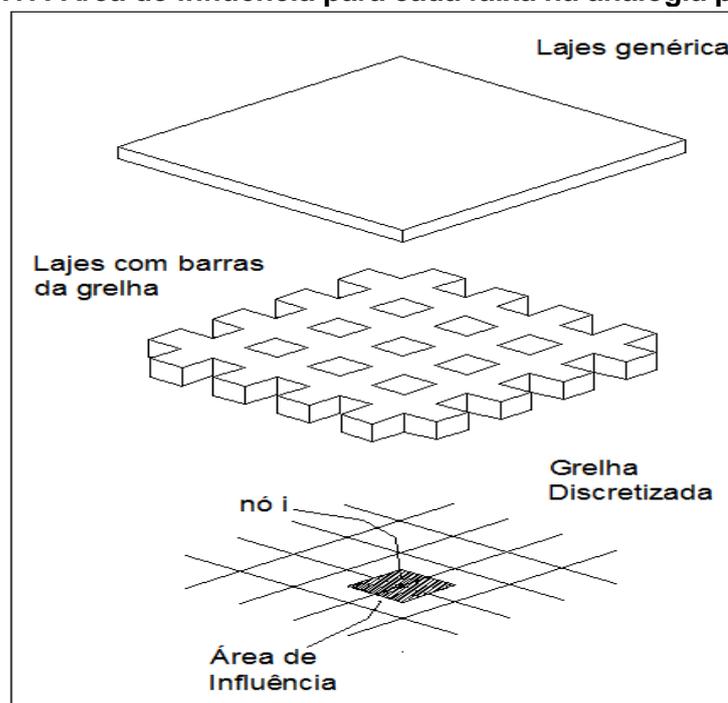
q: é a carga acidental aplicada na laje, por metro quadrado;

A_i: é a área de influência do nó i;

Q_i: é a carga aplicada no nó i da grelha.

Quando se tratar de cargas concentradas e regiões de apoio da laje (pilares), estas devem ser aplicadas diretamente sobre os nós. A Figura 4.17 mostra as modificações que a laje deve sofrer para que seja desenvolvido o cálculo pelo método de analogia da grelha equivalente.

Figura 4.17: Área de influência para cada faixa na analogia por grelha.



Fonte: Adaptado de Almeida Filho (2002).

4.3.1 DEFINIÇÃO DA MALHA

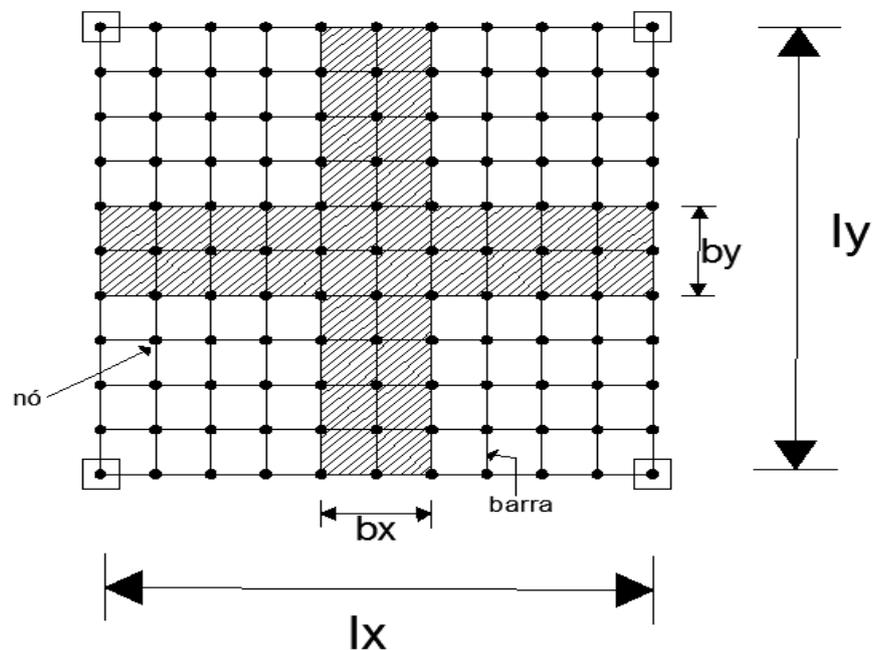
Em razão da variedade de formas, dimensões e condições de apoio da placa original, é difícil estabelecer regras rígidas para a definição da malha mais adequada, entretanto as regras abaixo contidas em HAMBLY (1976) e TAKEYA et alii (1985) devem ser seguidas e adaptadas para cada situação de projeto:

- Procurar colocar vigas da grelha equivalente em posições pré-determinadas pelo projeto, tais como em linhas de apoio, ao longo de vigas de borda ou de outras que existirem, que contenham uma ação específica, etc.
- Para placas isotrópicas, o espaçamento entre os elementos da grelha equivalente não deve ser superior a $\frac{1}{4}$ do vão transversal a seu eixo (Figura 4.18),

$$b_x \leq \frac{l_x}{4} \quad b_y \leq \frac{l_y}{4}$$

Sendo a placa isotrópica aquela que possui as mesmas características elásticas, segundo todas as direções no seu plano. A Figura 4.18 mostra a divisão das lajes nos elementos de grelha equivalente e seus espaçamentos.

Figura 4.18: Esquema de uma laje por analogia de grelha.

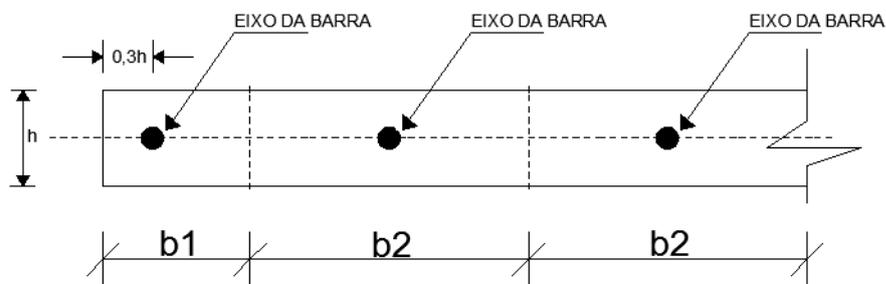


Fonte: Adaptado (GUARDA, 1995).

- Para placas ortótropas, ou seja, aquelas que possuem diferentes propriedades elásticas em duas direções ortogonais no seu plano, na direção da menor inércia, deve-se considerar a largura das barras no máximo igual a 40% do vão transversal ao seu eixo.

- Quanto menores a largura e o comprimento das barras e, portanto, mais densa a malha, melhores serão os resultados. Entretanto, essa melhora cessará quando as larguras das barras forem menores que 2 ou 3 vezes a espessura da placa.
- Para as partes de laje em balanço, será necessário colocar pelo menos duas barras transversais ao seu vão.
- Deve-se sempre colocar uma barra no contorno livre da laje, cuja largura para o cálculo do momento de inércia à torção deve ser diminuída de $0,3h$, pois é aproximadamente nessa distância a partir da borda que atua a força cortante vertical, resultante das tensões verticais de cisalhamento devidas à torção; h é a espessura da laje na região (Figura 4.19).

Figura 4.19: Distância da barra de borda.



Fonte: próprio autor.

- Junto às regiões de grandes concentrações de esforços, tais como apoios ou cargas concentradas, é recomendável dispor-se uma malha, cuja largura das barras não seja superior a 3 ou 4 vezes a espessura das lajes.
- Orifícios na laje cuja maior dimensão não exceda $3h$ não precisam ser considerados, a não ser que estejam muito próximos dos pilares.
- Aberturas na laje de grande dimensão devem ser tratadas como borda livre, valendo as recomendações anteriores.
- Os espaçamentos das barras, em cada uma das direções, não devem ser muito diferentes, para permitir uma distribuição uniforme de cargas.

4.3.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Na utilização do processo de analogia de grelhas, as características geométricas a considerar devem ser determinadas a partir de uma faixa de largura b , representada pela soma da metade dos espaços entre os elementos vizinhos, e da espessura (altura) h da placa. Também conforme HAMBLY (1976) e TAKEYA et alii (1985), as seguintes propriedades geométricas devem ser consideradas:

- Momento de inércia a flexão:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.4)$$

- Momento de inércia à torção por unidade de largura de uma placa:

$$C = \frac{h^3}{6} \quad (4.5)$$

- Momento de inércia à torção para uma largura b da placa:

$$C = \frac{b \cdot h^3}{6} \quad (4.6)$$

Com isso, tem-se que o momento de inércia à torção para um elemento (viga) da grelha equivale:

$$C = 2 * I \quad (4.7)$$

Quando a placa (laje) é ortótropa, proporcionando momentos de inércia à torção diferente em cada direção (I_x e I_y), deve-se fazer uma equivalência entre eles, podendo ser tomado como:

$$C = 2 * \sqrt{(I_x * I_y)} \quad (4.8)$$

Sendo:

I : Momento de inércia à flexão;

I_x : momento de inércia à flexão das barras na direção X;

I_y : momento de inércia à flexão das barras na direção Y;

b : base do elemento estrutural a se calculado;

h : altura do elemento estrutural a se calculado;

c : momento de inércia a torção;

No caso das barras junto ao contorno livre da placa (extremidade da estrutura e/ou aberturas) deve-se considerar a largura de cálculo igual a $b-0,3h$, e então:

$$C_x = (b_y - 0,3h) * c,$$

$$C_x = (b_y - 0,3h) * c, \text{ para borda paralela ao eixo X;}$$

$$C_y = (b_x - 0,3h) * c, \text{ para borda paralela ao eixo Y.}$$

4.3.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO CONCRETO

As características físicas do concreto que influenciam no desenvolvimento do cálculo, verificação dos deslocamentos e flechas que surgem na estrutura deve ser levada em consideração para o correto dimensionamento da peça. Como parte da laje trabalha no Estádio I e parte no Estádio II, a fixação desses parâmetros torna-se uma tarefa difícil. Os parâmetros elásticos equivalentes para o concreto pertencente à classe I (C20 à C50) definidos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 são:

- Módulo de deformação longitudinal:

$$E_{ci} = \alpha * 5600\sqrt{fck} \quad (4.9)$$

- Módulo de deformação secante:

$$E_{cs} = 0,85 * 5600\sqrt{fck} \quad (4.10)$$

- Módulo secante de deformação transversal:

$$G_c = 0,4E_{cs} \quad (4.11)$$

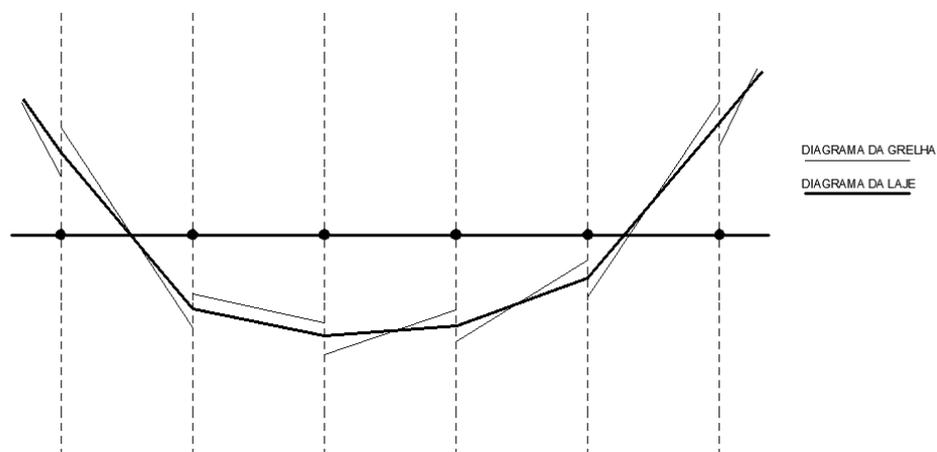
- Coeficiente de Poisson:

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad (4.12)$$

4.3.4 OBSERVAÇÕES SOBRE O MÉTODO

Percebe-se que os diagramas de momentos fletores da grelha apresentam descontinuidades junto aos nós, como pode ser observado na Figura 4.20. Isso ocorre devido ao efeito do momento torçor das barras transversais à linha de barras considerada. Para obter o diagrama de momentos fletores da laje, deve-se considerar o momento fletor médio nos pontos de descontinuidade.

Figura 4.20: Momentos Fletores da Laje e Grelha.



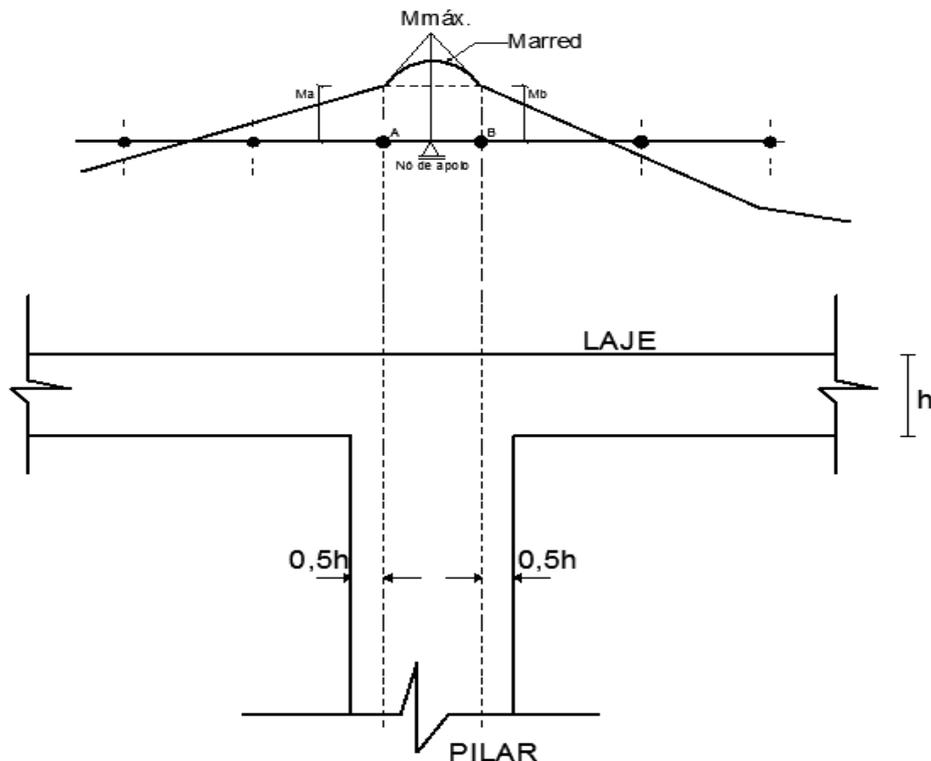
Fonte: Guarda (1995).

A grelha é calculada considerando apoios pontuais, diferentemente do que ocorre na laje. Sendo assim, de acordo com CASTELO BRANCO (1989), o diagrama de momentos fletores da laje pode ser arredondado da seguinte maneira:

Sejam M_a e M_b os momentos fletores que atuam nos nós A e B, como mostrado na Figura 4.21, e $M_{m\acute{a}x}$ o momento no nó do apoio. No dimensionamento usa-se:

$$M_{arred} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{2} + \frac{M_a + M_b}{4} \quad (4.13)$$

Figura 4.21: Arredondamento dos momentos fletores junto aos apoios.



Fonte: Guarda, 1995.

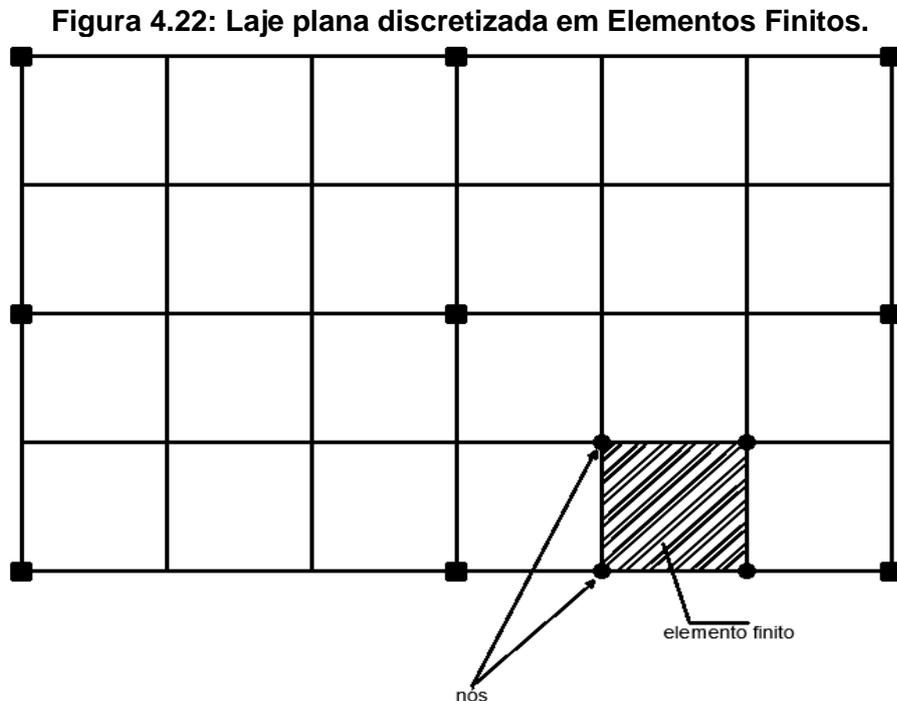
O método de cálculo analogia de grelha consiste em uma discretização do elemento estrutural, que no caso em questão se refere a um elemento de placa (laje sem vigas), onde tal divisão pode ser feita de maneira manual sem o auxílio de computadores para a resolução dos cálculos. Contudo, por se tratar de um método de simples resolução e consideração surgem algumas limitações em sua análise como fora apresentado em 4.3.1 “Definição da malha”. Percebe-se também que, a necessidade de ajustes para os valores dos esforços obtidos como mostra a Figura 4.20, onde ocorre um desvio no diagrama de esforços da grelha quando comparado com o diagrama da laje e, na Figura 4.21 há uma necessidade de arredondamento dos valores de momentos fletores junto aos apoios (pilares).

4.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores (AZEVEDO, 2003). Esta metodologia de cálculo tem a função genérica de análise de estruturas como edifícios, pontes, barragens e etc.

Azevedo (2003) citou que a formulação do MEF pode ser baseada no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio, ou em métodos híbridos e mistos. De todos estes métodos, aquele que apresenta maior simplicidade e, conseqüentemente, uma maior versatilidade é o método dos deslocamentos.

Como o software SAP2000® v.16 utiliza o método dos elementos finitos para a elaboração dos cálculos, serão percorridas de forma sucinta as características do método em questão. O Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste na discretização (subdivisão) de uma estrutura em uma série de elementos que mantêm as propriedades da peça a qual fora originada e, quando submetidos a ações horizontais e/ou verticais apresentará uma resposta mais próxima possível do comportamento real da estrutura. A Figura 4.22 apresenta a discretização de um elemento estrutural (o caso em questão se trata de uma laje) para que seja possível o processamento dos cálculos pelo MEF.



Fonte: Hennrichs (2003).

Grande parte dos elementos finitos consiste em campos de deslocamentos e campos definidos ou a combinação de ambos (método híbrido de tensões). Quase todas as recentes formulações do MEF para programas de análise de lajes (AALAMI & BOMMER, 1999), utilizam o método híbrido de tensões, pois este conduz a resultados geralmente melhores na

análise da flexão em lajes. A discretização do elemento estrutural, o correto refinamento da malha e a redução dos elementos em tamanhos infinitesimais proporcionam resultados que convergem para um valor exato (próximo do funcionamento real da estrutura).

Em linhas gerais, o MEF pode ser definido como um modelo matemático, no qual um meio ou elemento contínuo é discretizado (subdividido) em elementos que mantêm as propriedades de quem os originou. Tais elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos para que obtenham resultados desejáveis (LOTTI et al. 2006).

O método se desenvolve ao se fazer a substituição da placa por uma série de elementos de forma quadrilátera ou triangular, podendo variar as dimensões e características de um elemento para outro. Têm-se como incógnitas os deslocamentos (w) e os esforços (m), com suas derivadas nos vértices dos elementos.

As condições de equilíbrio de forças da estrutura (ou o que é equivalente, a condição de mínimo da energia potencial total, função das incógnitas escolhidas) proporcionam um sistema de equações lineares, que uma vez resolvido, fornece deslocamentos e permite o cálculo imediato dos esforços na placa (HENNRICHS, 2003).

Por se ter um grande refinamento dos cálculos o Método dos Elementos Finitos proporciona uma série de vantagens quando comparada aos demais métodos de cálculo (CORRÊA, 2001), podendo citar:

- Tratamento mais realista do pavimento, pois carregamentos referentes a outros elementos do piso podem ser considerados em sua posição real;
- Facilidade em modelar aberturas em lajes e de formatos irregulares;
- Possibilidade de trabalhar com elementos de espessuras e características variadas;
- Grande saída de dados com informações sobre deslocamentos e esforços solicitantes de todo o sistema estrutural.
- Representação da rigidez relativa laje-viga-pilar, com influência significativa no fluxo de cargas pelo sistema estrutural, onde, cargas oriundas das lajes são transferidas para as regiões mais rígidas das vigas com uma parte sendo lançada diretamente sobre os pilares.

4.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO

Os métodos de cálculo descritos acima tinham por objetivo apresentar suas características de aplicação e suas limitações. Para isso, foram modeladas lajes que possuem geometrias e carregamentos aceitáveis para a utilização dos métodos analíticos (Método Direto e Método dos Pórticos Equivalentes). Utilizou-se também, o Método dos Elementos Finitos aplicado pelo software SAP2000® v.16 onde seus resultados foram

tomados como referência. A partir dos resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, fez-se uma análise comparativa com os resultados apresentados pelos métodos analíticos avaliando as características que cada método proporciona e sua proximidade de valores com relação ao método de referência.

O método de Analogia da grelha não fora utilizado, pois com a aplicação do Método dos Elementos Finitos sua aplicação não se fez necessária. Visto que a malha utilizada no software SAP2000®v.16 para o desenvolvimento de cálculo seria substituída por uma grelha equivalente e, ao manter o mesmo refinamento da malha e da grelha não haveria grandes alterações.

Como o Método dos Elementos Finitos tem facilidade em calcular aberturas em lajes e elementos com formatos irregulares, tal método se mostrou ideal para a resolução das lajes sem vigas com introdução das aberturas.

5. ESTUDO COMPARATIVO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o modelo arquitetônico definido e apresentado em 1.3.1 “Modelos Estruturais a serem analisados”, inicia-se o estudo das modificações estruturais a serem adotadas, que na presente pesquisa trata da inserção das aberturas nas lajes sem vigas em concreto armado.

Na análise do modelo estrutural foram desenvolvidos os métodos de cálculos manuscritos (Método Direto e Método dos Pórticos Equivalentes) e o Método dos Elementos Finitos desenvolvido pelo software SAP2000® v.16 para que se possa comparar os resultados obtidos. Nesta primeira análise comparativa teve-se a espessura da laje como variável, pois ao inserir aberturas no elemento estrutural os métodos de cálculo que não possuem o auxílio de softwares se tornam incapazes de executá-lo.

Em um segundo momento, utilizou apenas o software SAP2000® v.16, programa computacional registrado na Universidade Federal de São Carlos (UFSCAR-SP), para a resolução das lajes sem vigas em concreto armado considerou aplicação do elemento *Shell* e como variáveis tem-se: espessura da laje; posição e dimensão das aberturas.

5.2 CARREGAMENTOS E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NA ESTRUTURA

As cargas aplicadas ao elemento estrutural foram consideradas as mesmas utilizadas em pavimentos de edifícios comerciais que sejam flexíveis às mudanças de layout, de acordo com as recomendações da NBR 6120 (ABNT, 1980). Podendo ser definidas da seguinte forma:

- Carga permanente devida ao revestimento (2,0 cm de espessura) e sua regularização (3,0 cm de espessura), com um valor a ser considerado de 1,0 KN/m²;
- Carga permanente devida ao peso próprio da estrutura (espessuras da laje 16, 18 e 20 cm);

- Carga acidental, de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980) – “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento”, igual a 3,0 KN/m², para galerias de lojas.

Com relação ao deslocamento máximo permitido para as lajes sem vigas em concreto armado que foram modeladas, fora adotado o limite recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) extraído da Tabela 13.3 “Limites para Deslocamentos”. Onde se apresenta a relação $L/250$, sendo L o comprimento do vão da estrutura a ser considerada, como o sistema estrutural apresenta vãos de 5,4 metros medidos eixo a eixo dos pilares, tem-se que o deslocamento máximo permissível será:

$$\alpha = \frac{L}{250} = \frac{540}{250} = 2,16cm \quad (5.1)$$

5.3 LAJES

Foram modeladas lajes a partir da espessura mínima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que são 16 cm de espessura em lajes maciças sem a presença de capitel nos pilares e/ou engrossamento da laje na região de apoio dos pilares “*drop panel*”. Foram desenvolvidas lajes com espessuras de 16, 18 e 20 cm, para que se possa tornar perceptível possíveis melhorias que o aumento da espessura possa proporcionar ao sistema. Com relação às aberturas, tomaram-se as recomendações do ACI 318:14 como referência.

5.4 MATERIAIS

Os materiais utilizados para a modelagem numérica do elemento estrutural possuem características usuais das construções de edifícios comerciais e residenciais executados no país. Dentre os materiais envolvidos, tem-se o concreto e aço indicados a seguir:

Concreto

- Resistência do concreto a compressão: 25 MPa;
- Peso específico: 24 KN/m³;
- Módulo de Elasticidade: $E = 2380$ MPa;
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,20$;
- Módulo de Cisalhamento: $G = 991,66$ MPa;

Aço

- Resistência característica de escoamento: $F_{yt} = 500$ MPa;
- Limite de resistência: $1,08F_{yt} = 540$ MPa;

- Peso específico: 78,50 KN/m³
- Módulo de Elasticidade: E = 200 GPa;
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,30$;
- Módulo de Cisalhamento: G = 76,90 GPa.

5.5 PAVIMENTO A SER ESTUDADO

Fora analisada uma laje sem vigas em concreto armado quadrada com 3 vãos de 5,0 metros medidos face a face de pilares quadrados de 40 x 40 cm. Em 5.1 nas Considerações Gerais foram citadas as variáveis utilizadas para o cálculo. No que diz respeito ao posicionamento e dimensões das aberturas, o ACI 318:14 indica três regiões específicas e suas considerações para cada região, sendo apresentadas:

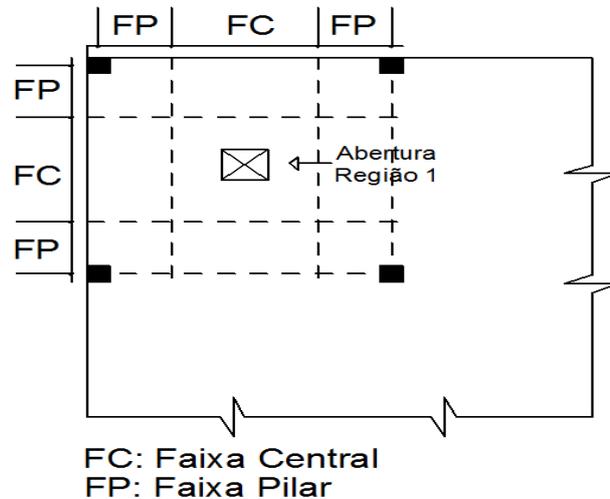
- As regiões onde serão introduzidas as aberturas e o número de lajes moldadas em cada região;
- A vista em planta da laje e sua discretização feita pelo SAP2000® v.16 e seus respectivos diagramas de tensão e deslocamentos mostrando os pontos de momentos fletores positivos e deslocamentos máximos.

5.5.1 REGIÕES ONDE SERÃO INTRODUZIDAS AS ABERTURAS

A seguir serão indicadas as 3 regiões onde serão introduzidas as aberturas e a quantidade de lajes a serem modeladas em cada região com sua respectiva abertura.

Na Região 1, as aberturas situadas na região de cruzamento das faixas centrais (Figura 5.1). Para esta região foram modeladas 15 lajes com aberturas quadradas de 1; 1,5; 2,0; 2,5 e 2,7 metros, sendo que para esta região o ACI 318:14 não limita uma dimensão máxima de abertura, por isso utilizou a abertura de 2,7 metros que ocupa toda esta região, verificando assim se as recomendações de aberturas indicadas pela norma estrangeira não extrapolam os limites de deslocamento máximo permitido, discrepância nos momentos fletores e na distribuição das armaduras.

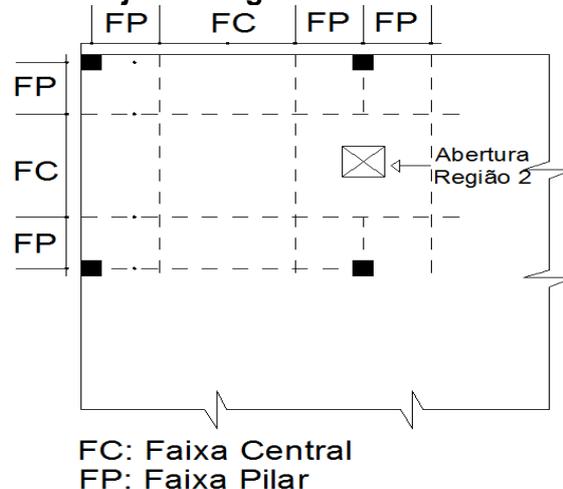
Figura 5.1: Abertura na laje sem vigas de concreto armado (Região 1).



Fonte: próprio autor.

Na Região 2, as aberturas situadas na região de cruzamento de 1 faixa central e 1 faixa de pilar (Figura 5.2). Para esta região foram modeladas 21 lajes com aberturas quadradas que fazem uma correlação entre o comprimento da abertura (A) pelo comprimento do vão da laje (L). A primeira abertura possui uma relação $\frac{A}{L} = 0,125$, onde este valor se refere ao limite máximo estipulado pelo ACI 318:14. As lajes subsequentes possuem uma relação $\frac{A}{L}$ de 0,15; 0,20; 0,30; 0,35; 0,45; 0,50. O intuito do aumento das aberturas nas lajes é verificar como será seu comportamento estrutural analisando as reações de momentos fletores, deslocamentos e a possibilidade de execução da estrutura (distribuição das armaduras).

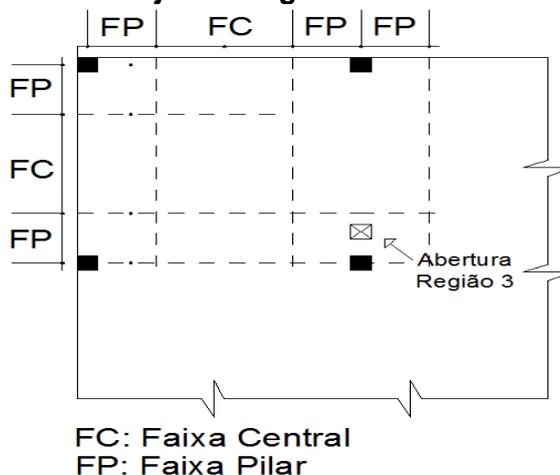
Figura 5.2: Abertura na laje sem vigas em concreto armado (região 2).



Fonte: próprio autor.

Na região 3, as aberturas situadas na região de cruzamento das faixas de pilares (Figura 5.3). Para esta região foram modeladas 12 lajes com aberturas quadradas que fazem uma correlação entre o comprimento da abertura (A) pelo comprimento do vão da laje (L). A primeira abertura possui uma relação $\frac{A}{L} = 0,0625$, onde este valor se refere ao limite máximo estipulado pelo ACI 318:14. As lajes subsequentes possuem uma relação $\frac{A}{L}$ de 0,10; 0,15; 0,20. Mais uma vez, o intuito de aumentar as dimensões das aberturas é analisar como será seu comportamento estrutural, verificando as reações de momentos fletores, deslocamentos e a possibilidade de execução da estrutura (distribuição das armaduras).

Figura 5.3: Abertura na laje sem vigas em concreto armado (região 3).



Fonte: próprio autor.

Outro ponto relevante nesta região está relacionado com a proximidade das aberturas com a ligação laje/pilar, podendo proporcionar uma diminuição no perímetro crítico que se forma ao redor dos pilares devido à presença das aberturas que influencia a distribuição das reações sobre a laje.

5.5.2 MODELOS UTILIZADOS PARA ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL

Este tópico apresenta as lajes a serem modeladas indicando o posicionamento e dimensão das aberturas inseridas nas lajes sem vigas em concreto armado. Além de ilustrar a parte arquitetônica do elemento estrutural (dimensões, quantidades de vãos, posicionamento dos pilares e das aberturas), faz-se também a ilustração da malha aplicada à laje pelo software para que seja possível o desenvolvimento dos cálculos pelo Método dos Elementos Finitos.

A Tabela 5.1 apresenta de forma sucinta a nomenclatura das lajes utilizadas, suas aberturas e posicionamento, quantidade de lajes modeladas e os métodos de cálculo utilizados.

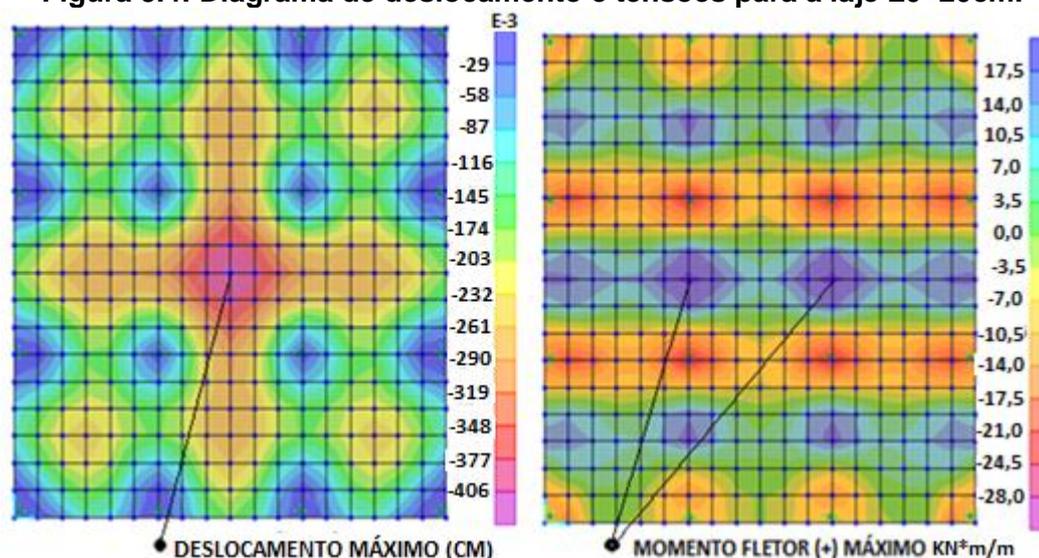
Tabela 5.1 Características das lajes a serem calculadas

| Lajes | Possui abertura | Região da Abertura (ACI 318:14) | Número de Lajes modeladas | Métodos de Cálculo |
|-------|-----------------|---------------------------------|---------------------------|--------------------|
| L0 | Não | - | 9 | MPE, MD e MEF |
| L1 | Sim | 1 | 15 | MEF |
| L2 | Sim | 2 | 21 | MEF |
| L3 | Sim | 3 | 12 | MEF |

MPE: Método dos Pórticos Equivalentes
MD: Método Direto
MEF: Método dos Elementos Finitos

Fonte: próprio autor.

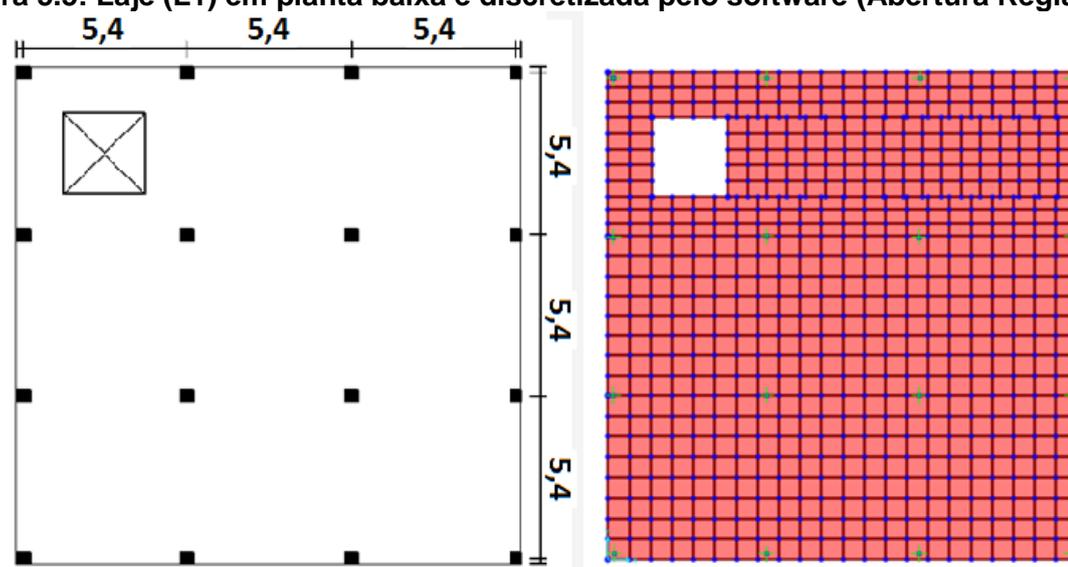
A Figura 5.4 apresenta o diagrama de momentos fletores e deslocamentos para uma laje sem aberturas, além de sinalizar os pontos com as maiores deformações e esforços de momentos fletores que foram utilizados para se fazer a análise comparativa.

Figura 5.4: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L0=20cm.

Fonte: próprio autor.

A Figura 5.9 mostra as lajes sem vigas com aberturas inseridas na região 1 (faixas centrais) em acordo com o que recomenda o ACI 318:14 para uma abertura máxima nesta posição.

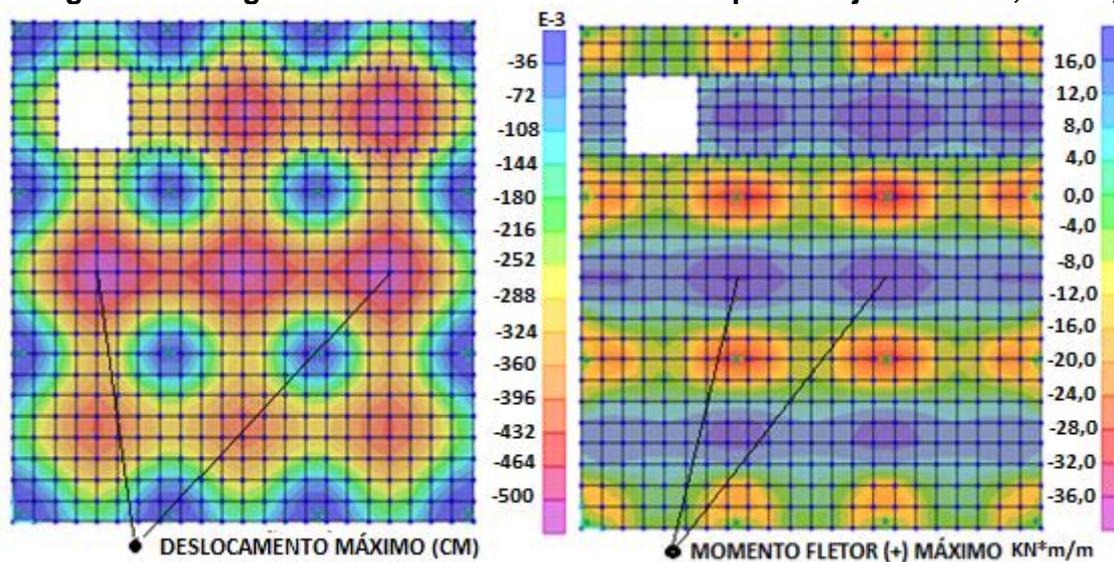
Figura 5.5: Laje (L1) em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 1).



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.6 ilustra o diagrama de momentos fletores e deslocamentos sinalizando os pontos de momentos fletores positivos e deslocamentos máximos.

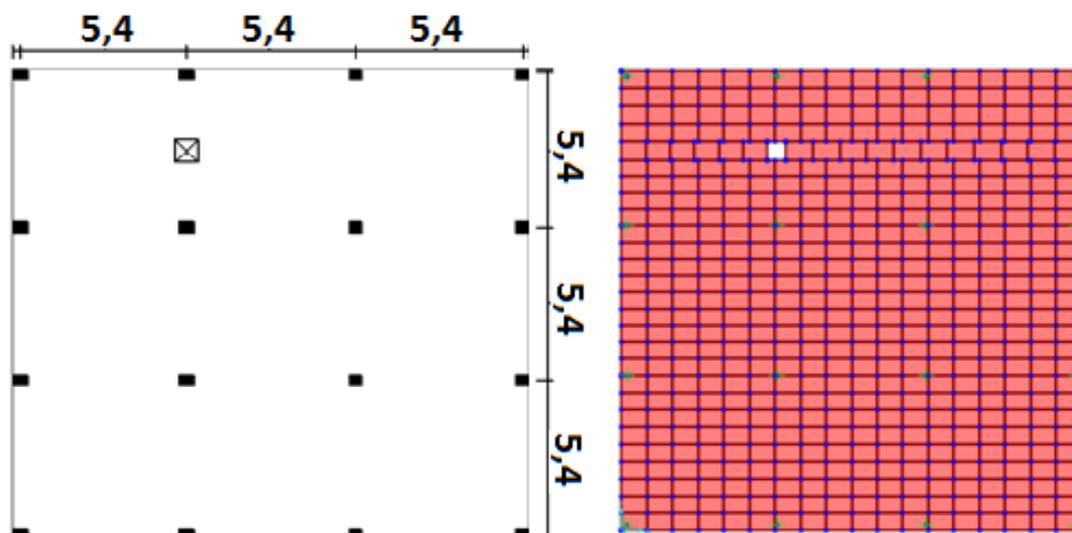
Figura 5.6: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje L1=16cm; A/L=0,5.



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.7 mostra a imagem de uma laje com aberturas inseridas na região 2 (1 faixa central e 1 faixa de pilar) em acordo com o ACI 318:14.

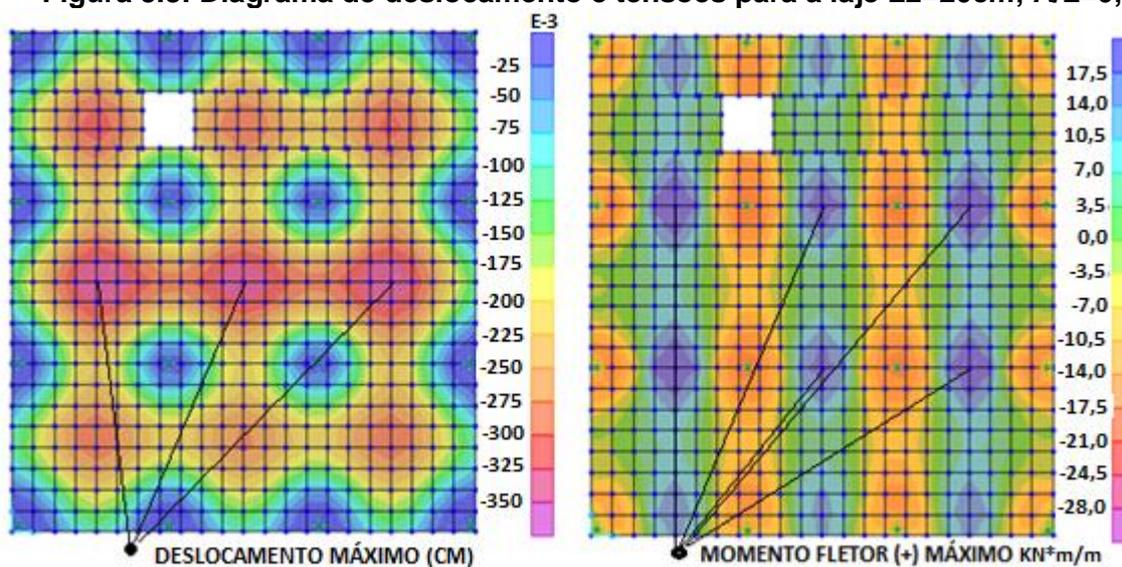
Figura 5.7: Laje em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 2).



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.8 ilustra os diagramas de deformações e momentos fletores para a laje com abertura inserida na região 2.

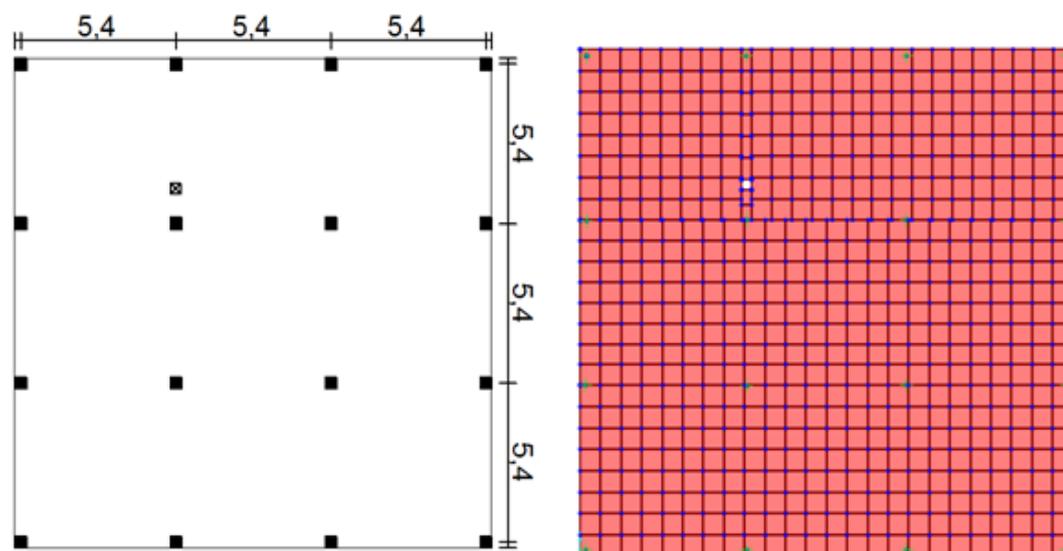
Figura 5.8: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje $L_2=20\text{cm}$; $A/L=0,5$.



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.9 refere-se a imagem de uma laje com abertura na região 3 (faixas de pilares) em acordo com o ACI 318:14.

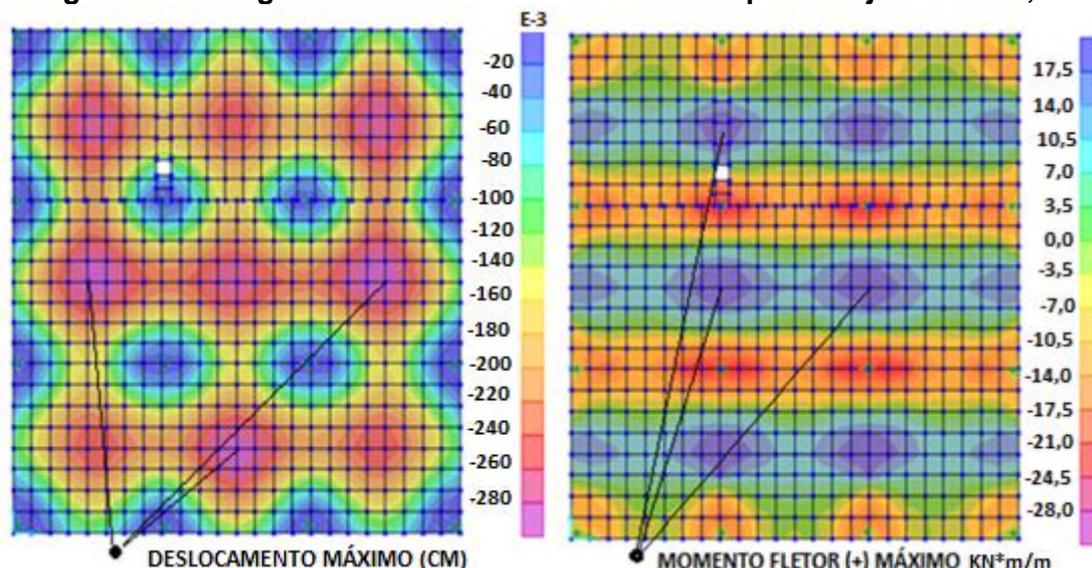
Figura 5.9: Laje em planta baixa e discretizada pelo software (Abertura Região 3).



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.10 apresenta o diagrama de deformações e tensões para a laje com abertura máxima estipulada pelo ACI 318:14 para a região 3.

Figura 5.10: Diagrama de deslocamento e tensões para a laje $L_3=20\text{cm}$; $A/L=0,15$.



Fonte: próprio autor.

Vale ressaltar que as Figuras 5.4, 5.6, 5.8 e 5.10 ilustram os diagramas de deslocamentos e momentos fletores para a laje sem aberturas e lajes com aberturas nas regiões especificadas indicando os pontos com maiores valores. Observa-se que não são apresentados os diagramas de todos os exemplos, contudo pode-se afirmar que existe uma tendência relacionada à distribuição dos esforços e deslocamentos, por isso foram expostos apenas uma imagem para cada região de aberturas. Lembrando que são considerados os maiores valores de cada diagrama para o estudo comparativo dos resultados obtidos.

5.6 RESULTADOS OBTIDOS

Em um primeiro momento serão apresentados os resultados dos cálculos pelos métodos manuais (Método Direto e Pórtico Equivalente) e o Método dos Elementos Finitos aplicados pelo software SAP2000® v.16, comparando seus valores e identificando suas características relacionadas à distribuição das reações de momentos fletores e deslocamentos transversais sofridos pela estrutura. Em seguida, apresentam-se os resultados gerados pelo software para as lajes com aberturas, analisando seus resultados e as possíveis influências que a posição e dimensão das aberturas proporcionam a estrutura.

5.6.1 ANÁLISE DE RESULTADOS ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LAJES SEM ABERTURAS

Para as lajes sem vigas em concreto armado e sem aberturas, as Tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os resultados dos cálculos manuais e aplicados pelo software, indicando as reações de momentos fletores, deslocamentos imediato e final da estrutura, distribuição das armaduras e se o cálculo fora desenvolvido no Estádio I (sem fissuras) ou Estádio II (com fissuras).

Tabela 5.2: Comparativo entre os métodos de cálculo de lajes sem vigas (L0).

| Método de Cálculo | Espessura da Laje (cm) | $M_{m\acute{a}x(+)}$ (KNm/m) | M_r (KNm/m) | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------|------------------------|------------------------------|---------------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| MEF | 16 | 17,38 | 16,48 | Sim | 29576 | 0,81 | 1,88 |
| Pórticos Equivalentes | 16 | 13,50 | 16,48 | Não | - | 0,599 | 1,38 |
| Método Direto | 16 | 18,15 | 16,48 | Sim | 26412 | 0,657 | 1,52 |
| MEF | 18 | 18,49 | 20,70 | Não | -- | 0,535 | 1,24 |
| Pórticos Equivalentes | 18 | 14,70 | 20,70 | Não | -- | 0,425 | 0,986 |
| Método Direto | 18 | 19,00 | 20,70 | Não | -- | 0,549 | 1,27 |
| MEF | 20 | 19,56 | 25,60 | Não | -- | 0,418 | 0,97 |
| Pórticos Equivalentes | 20 | 15,50 | 25,60 | Não | -- | 0,331 | 0,77 |
| Método Direto | 20 | 20,47 | 25,60 | Não | -- | 0,437 | 1,01 |

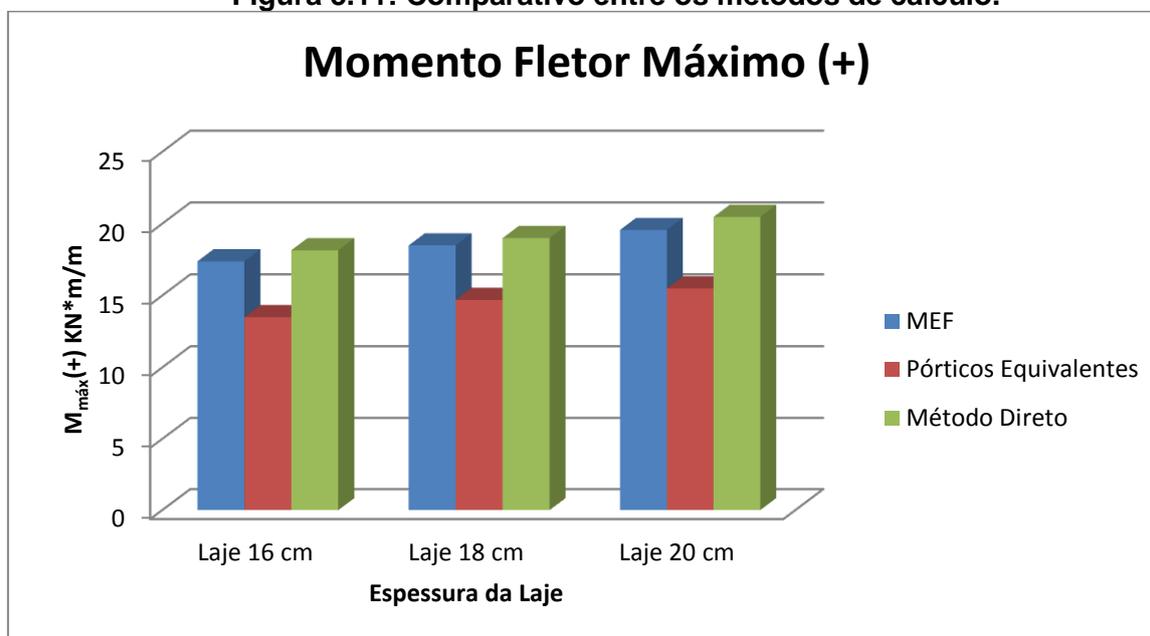
Fonte: próprio autor.

O Método Direto ACI-318:14 têm seus valores de momentos fletores positivos similares aos resultados proporcionados pelo software com uma variação de aproximadamente 4%. Enquanto que, o Método dos Pórticos Equivalentes obteve uma variação superior a 20%, números bem significativos e que podem interferir de maneira negativa no que diz respeito ao projeto e execução do elemento estrutural.

Em seguida as Figuras 5.11 e 5.12 ilustram estes valores para que se possa fazer uma melhor comparação de resultados, identificando qual dos métodos numéricos recomendados pelas normas mais se aproxima do método aplicado pelo software, pois as considerações feitas pelo programa e o método de cálculo utilizado fazem com que seus

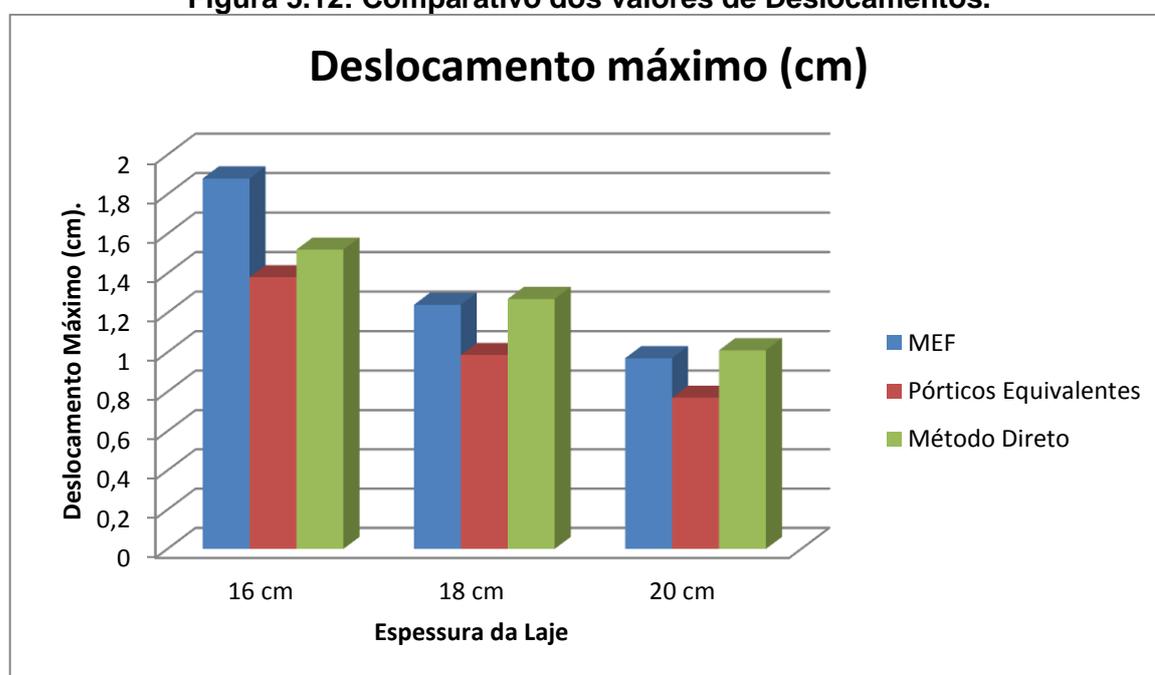
resultados estejam muito próximos ao comportamento real da estrutura tomando como referência.

Figura 5.11: Comparativo entre os métodos de cálculo.



Fonte: próprio autor.

Figura 5.12: Comparativo dos valores de Deslocamentos.



Fonte: próprio autor.

Na parte de projeto estrutural, a Tabela 5.3 apresenta os resultados dos momentos fletores positivos e negativos máximos encontrados por cada método de cálculo. Com o

objetivo de indicar a quantidade de aço e sua distribuição na laje para combater tais esforços, além de comparar os resultados entre os métodos e verificar a sua diferença.

Tabela 5.3: Comparativo dos Resultados entre os métodos de cálculo (Lajes L0).

| Método de Cálculo | Espessura da Laje (cm) | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/Espaçamento das barras |
|-----------------------|------------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|--|
| MEF | 16 | 17,38 | 4,35; Ø 8mm/11cm | 24,50 | 6,26; Ø 10mm/12,5cm |
| Pórticos Equivalentes | 16 | 13,50 | 3,34; Ø 8mm/14cm | 21,50 | 5,44 Ø 10mm/14cm |
| Método Direto | 16 | 18,15 | 4,55; Ø 8mm/10cm | 40,00 | 10,77 Ø 10mm/7cm |
| MEF | 18 | 18,49 | 3,99; Ø8mm/12,5cm | 26,00 | 5,70 Ø 10mm/12,5cm |
| Pórticos Equivalentes | 18 | 14,70 | 3,15; Ø 8mm/14cm | 23,60 | 5,15 Ø 10mm/14cm |
| Método Direto | 18 | 19,00 | 4,10; 8mm/11cm | 41,50 | 9,45 Ø 10mm/ 7,5cm |
| MEF | 20 | 19,56 | 3,71; Ø8mm/12,5cm | 27,50 | 5,29 Ø 10mm/14cm |
| Pórticos Equivalentes | 20 | 15,50 | 3,00; Ø 8mm/16cm | 24,70 | 4,73 Ø 10mm/14cm |
| Método Direto | 20 | 20,47 | 3,89; Ø8mm/12,5cm | 45,00 | 8,93 Ø 10mm/8cm |

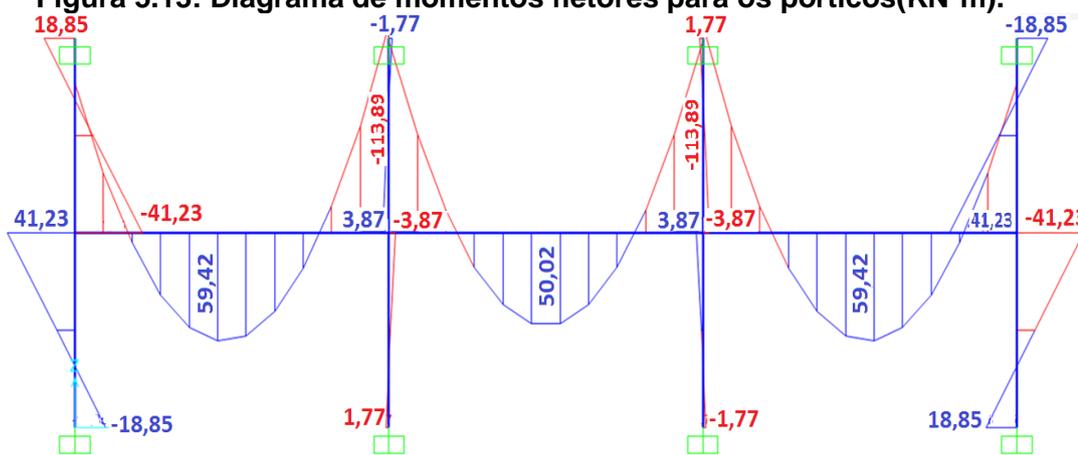
Fonte: próprio autor.

Os valores dos momentos fletores positivos do Método Direto foram similares aos encontrados pelo software SAP2000® v.16. Contudo, ao se comparar os momentos fletores negativos, ocorreu uma diferença de valores de aproximadamente 40%. Como possível justificativa, tem-se que o Método Direto em suas recomendações sobre distribuição dos momentos fletores negativos não considera nenhuma parcela de tais esforços para as regiões das faixas centrais situadas na borda das lajes, sobrecarregando assim, as regiões das faixas de pilares internos.

Observou-se também que, para os esforços de momentos fletores negativos, o Método dos Pórticos Equivalentes se aproximou dos resultados obtidos pelo SAP2000® v.16, com resultados inferiores em aproximadamente 10%, podendo ser justificado pelo fato de uma melhor distribuição de tais esforços e pela influência dos pilares para os cálculos das reações dos momentos fletores negativos.

Ao analisar o diagrama de momentos fletores proporcionado pelo software SAP2000® v.16 relacionado ao desenvolvimento do cálculo dos pórticos equivalentes, ficaram claras a influência dos pilares sobre a distribuição das reações sobre a laje. A Figura 5.13 ilustra os valores dos momentos fletores ao calcular a laje como recomenda o Método dos Pórticos Equivalentes, considerando os pilares em sua análise.

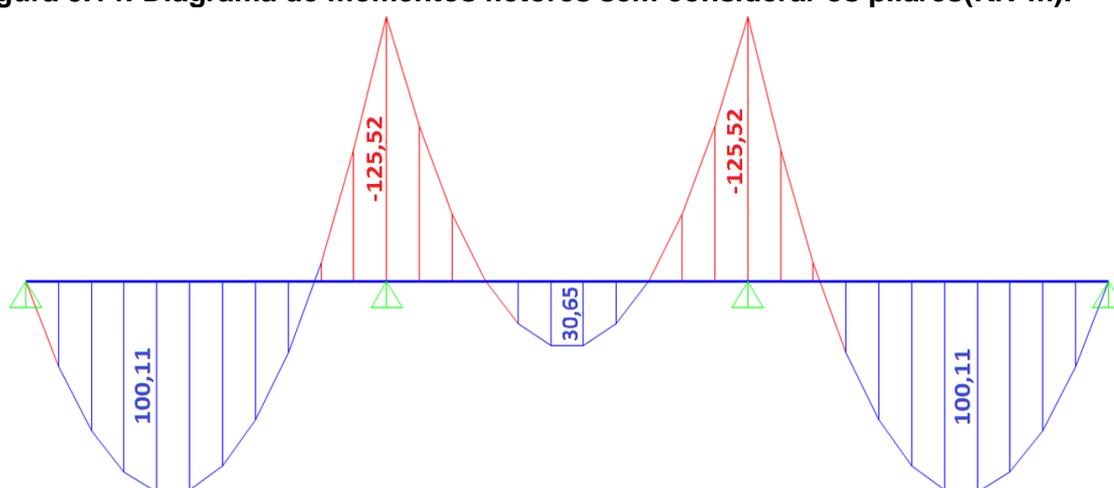
Figura 5.13: Diagrama de momentos fletores para os pórticos(KN*m).



Fonte: próprio autor.

Em seguida na Figura 5.14 apresenta os valores das reações de momentos fletores sem a influência dos pilares considerando apenas apoios de segunda ordem, similar o que recomenda o Método Direto.

Figura 5.14: Diagrama de momentos fletores sem considerar os pilares(KN*m).



Fonte: próprio autor.

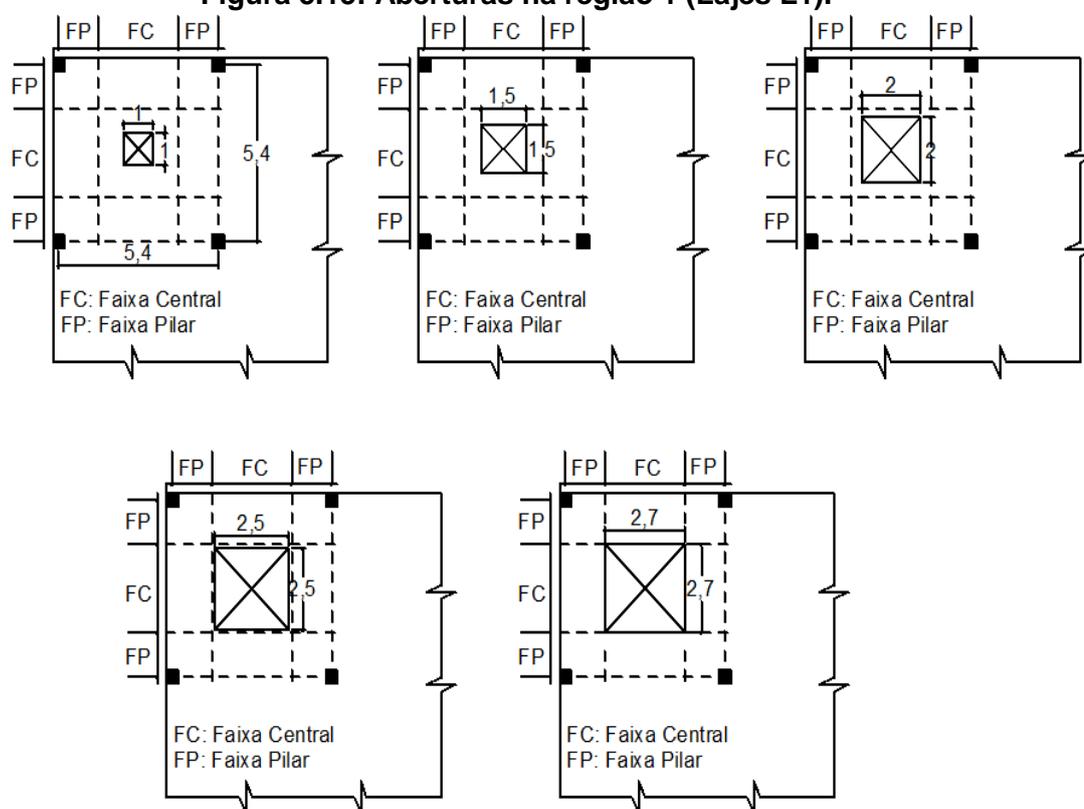
A partir das Figuras 5.13 e 5.14, pode-se afirmar que ao considerar os pilares que formam os pórticos para o cálculo da laje pelo Método dos Pórticos Equivalentes, tem-se uma considerável redução do momento fletor positivo sobre a laje, o que proporcionou tal discrepância nos resultados apresentados na Tabela 5.2.

Para o momento fletor negativo a diferença de valores ao comparar o Método dos Pórticos Equivalentes com o Método dos Elementos Finitos aplicados pelo software SAP2000® v.16 foram baixos, pois a pouca influência dos pilares sobre os momentos fletores negativos e uma boa distribuição dos esforços indicadas pelo método propiciaram tais resultados.

5.6.2 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA AS LAJES COM ABERTURAS NA REGIÃO DAS FAIXAS CENTRAIS

Antes de apresentar os resultados obtidos pelos métodos de cálculo, a Figura 5.15 ilustra as lajes a serem calculadas e suas respectivas aberturas. Como se trata de uma região onde o ACI 318:14 não faz nenhuma restrição sobre as dimensões das aberturas, iniciou-se com uma abertura quadrada com 1 metro seguida de aberturas com 1,5; 2,0; 2,5 e 2,7 metros, onde a abertura de 2,7 metros ocupa toda a região das faixas centrais da laje e ao fazer a relação comprimento da abertura/vão da laje (A/L), têm-se respectivamente os seguintes valores 0,185; 0,277; 0,370; 0,462; 0,50.

Figura 5.15: Aberturas na região 1 (Lajes L1).



Fonte: próprio autor.

As tabelas 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam os esforços de momentos fletores positivos, seus deslocamentos e se o cálculo fora desenvolvido no Estádio I (sem fissuras) ou no estágio II (com fissuras).

Tabela 5.4: Espessura da laje L1: 16 cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------------------|---------------------------|-------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| -- | 17,38 | 16,48 | Sim | 29576 | 0,810 | 1,88 |
| 0,185 | 16,30 | 16,48 | Não | -- | 0,499 | 1,157 |
| 0,277 | 16,20 | 16,48 | Não | -- | 0,503 | 1,167 |
| 0,370 | 16,70 | 16,48 | Sim | 32931 | 0,516 | 1,197 |
| 0,462 | 16,40 | 16,48 | Não | -- | 0,505 | 1,171 |
| 0,50 | 16,50 | 16,48 | Sim | 34020 | 0,510 | 1,183 |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.5: Espessura da laje L1: 18 cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------------------|---------------------------|-------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| -- | 18,49 | 20,70 | Não | -- | 0,535 | 1,24 |
| 0,185 | 17,50 | 20,70 | Não | -- | 0,377 | 0,874 |
| 0,277 | 17,30 | 20,70 | Não | -- | 0,380 | 0,881 |
| 0,370 | 17,75 | 20,70 | Não | -- | 0,376 | 0,872 |
| 0,462 | 17,50 | 20,70 | Não | -- | 0,381 | 0,883 |
| 0,50 | 17,30 | 20,70 | Não | -- | 0,354 | 0,821 |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.6: Espessura da laje L1: 20 cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------------------|---------------------------|-------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| -- | 19,56 | 25,60 | Não | -- | 0,418 | 0,97 |
| 0,185 | 18,40 | 25,60 | Não | -- | 0,294 | 0,682 |
| 0,277 | 18,30 | 25,60 | Não | -- | 0,296 | 0,686 |
| 0,370 | 18,80 | 25,60 | Não | -- | 0,294 | 0,682 |
| 0,462 | 18,50 | 25,60 | Não | -- | 0,301 | 0,698 |
| 0,50 | 17,50 | 25,60 | Não | -- | 0,298 | 0,691 |

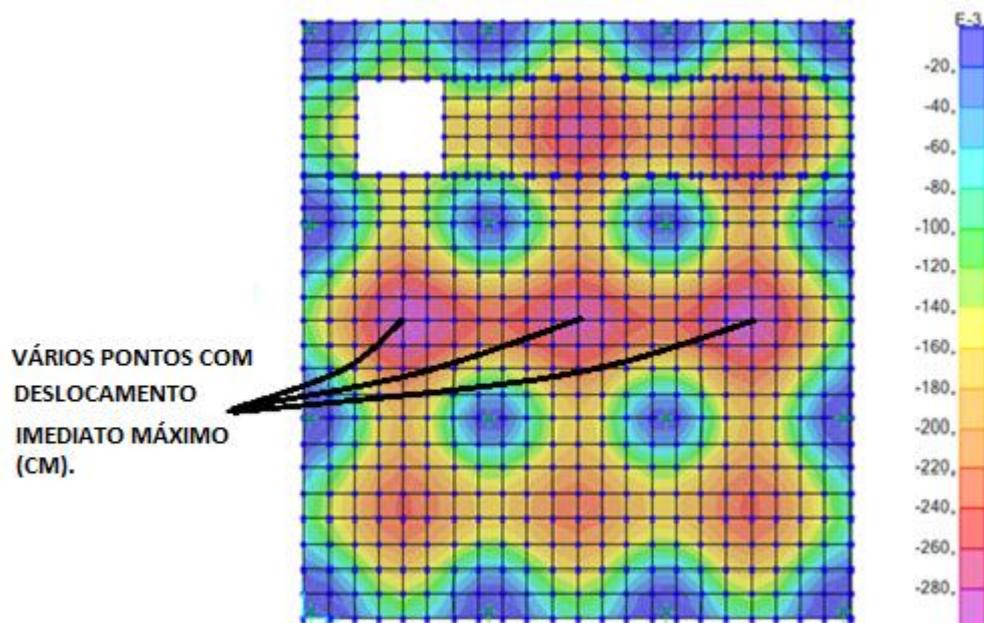
Fonte: próprio autor.

A partir dos resultados apresentados acima, as aberturas inseridas nesta região proporcionaram menores deslocamentos e momentos fletores positivos quando comparado com as lajes sem aberturas, mostrando que o alívio do carregamento da laje (peso próprio + sobrecarga) pela inserção de aberturas tem mais influência positiva à laje do que uma possível distribuição e absorção das reações na região destas aberturas. Percebeu-se que há uma falta de linearidade nos resultados, pois o aumento da abertura não apresentou nenhum tipo de proporcionalidade com os esforços e deslocamentos gerados sobre a estrutura.

Outra questão a ser considerada está relacionada ao diagrama de deslocamento gerado pelo software SAP2000® v.16, deixando claro que ao inserir a abertura na laje teve-se uma distribuição do deslocamento máximo para mais de um ponto como mostra a Figura 5.16. Em contrapartida, a laje sem abertura proporcionou uma distribuição do deslocamento

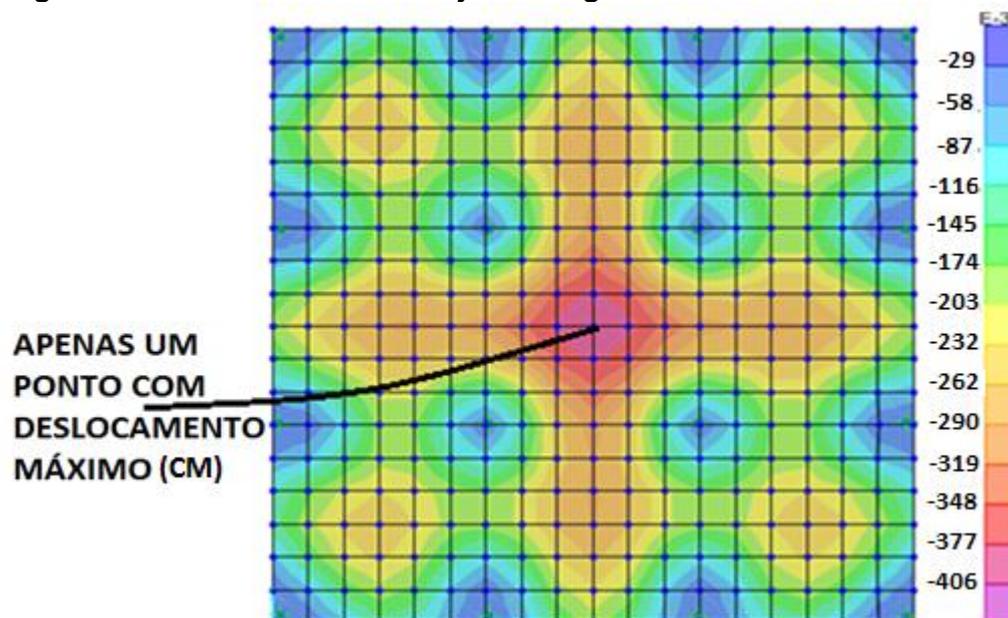
apenas para um ponto (Figura 5.17), exatamente no centro da laje fazendo com que seus valores fossem maiores quando comparado à laje com abertura.

Figura 5.16: Deslocamentos na laje L1=20cm; A/L=0,5 (Região 1).



Fonte: Próprio autor.

Figura 5.17: Deslocamento na laje sem vigas e sem aberturas L0=20cm.



Fonte: Próprio autor.

As tabelas 5.7, 5.8 e 5.9 mostram as reações de momentos fletores positivos e negativos sofridos pelas lajes, a área de aço e a distribuição necessária para combater tais esforços.

Tabela 5.7: Espessura da laje L1: 16 cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 17,38 | 4,35; Ø 8mm/ 11cm | 24,50 | 6,26; Ø10mm/12,5cm |
| 0,185 | 16,30 | 4,06; Ø 8mm/ 11cm | 26,40 | 6,79; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,277 | 16,20 | 4,04; Ø 8mm/ 11cm | 28,20 | 7,29; Ø 10mm/ 10cm |
| 0,370 | 16,70 | 4,17; Ø 8mm/ 11cm | 28,50 | 7,37; Ø 10mm/ 10cm |
| 0,462 | 16,40 | 4,09; Ø 8mm/ 11cm | 27,50 | 7,09; Ø 10mm/ 10cm |
| 0,500 | 16,50 | 4,12; Ø 8mm/ 11cm | 28,00 | 7,23; Ø 10mm/ 10cm |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.8: Espessura da laje L1: 18cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 18,49 | 3,99; Ø8mm/ 12,5cm | 26,00 | 5,70; Ø 10mm/ 12,5cm |
| 0,185 | 17,50 | 3,77; Ø 8mm/ 12,5cm | 28,00 | 6,17; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,277 | 17,30 | 3,72; Ø 8mm/ 12,5cm | 30,00 | 6,64; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,370 | 17,75 | 3,82; Ø 8mm/ 12,5cm | 30,40 | 6,73; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,462 | 17,50 | 3,77; Ø 8mm/ 12,5cm | 29,15 | 6,44; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,500 | 17,30 | 3,72; Ø 8mm/ 12,5cm | 32,75 | 7,30; Ø 10mm/ 10cm |

Fonte: próprio autor.

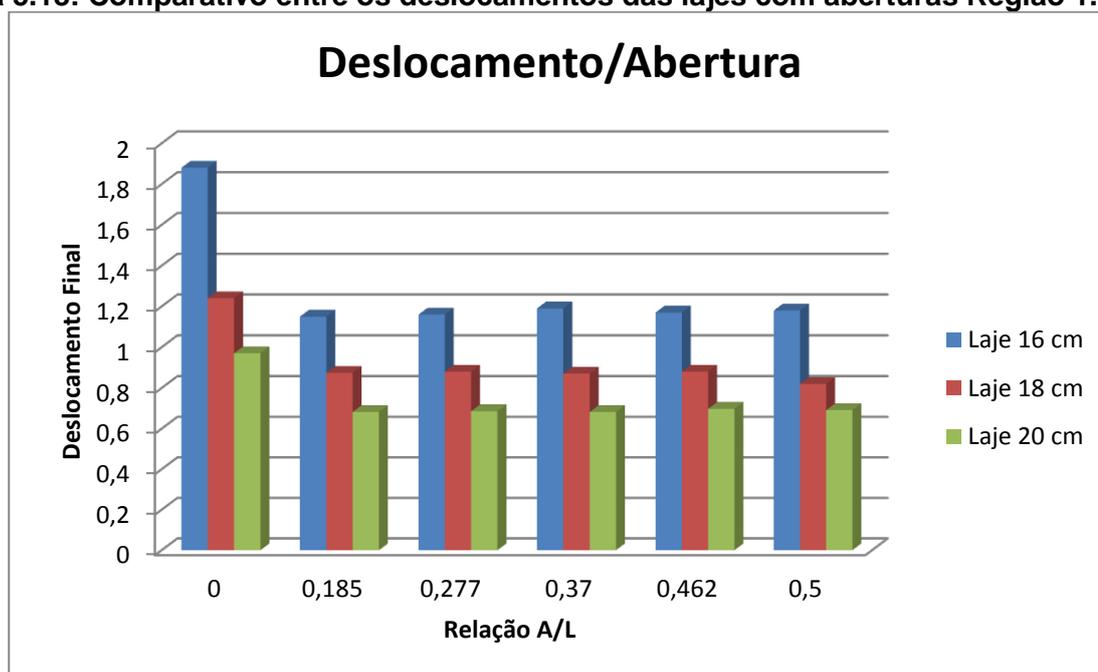
Tabela 5.9: Espessura da laje L1: 20 cm – Abertura Faixa Central/Central.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 19,56 | 3,71; Ø8mm/ 12,5cm | 27,50 | 5,29; Ø 10mm/ 14cm |
| 0,185 | 18,40 | 3,48; Ø 8mm/ 14cm | 29,65 | 5,72; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,277 | 18,30 | 3,47; Ø 8mm/ 14cm | 31,70 | 6,14; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,370 | 18,80 | 3,56; Ø 8mm/ 12,5cm | 32,00 | 6,20; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,462 | 18,50 | 3,50; Ø 8mm/ 14cm | 30,90 | 5,98; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,500 | 17,50 | 3,31; Ø 8mm/ 14cm | 31,40 | 6,08; Ø10mm/ 12,5cm |

Fonte: próprio autor.

A Figura 5.18 mostra os deslocamentos finais obtidos nas lajes com aberturas nas faixas centrais facilitando a visualização da discrepância e a falta de linearidade dos resultados obtidos.

Figura 5.18: Comparativo entre os deslocamentos das lajes com aberturas Região 1.



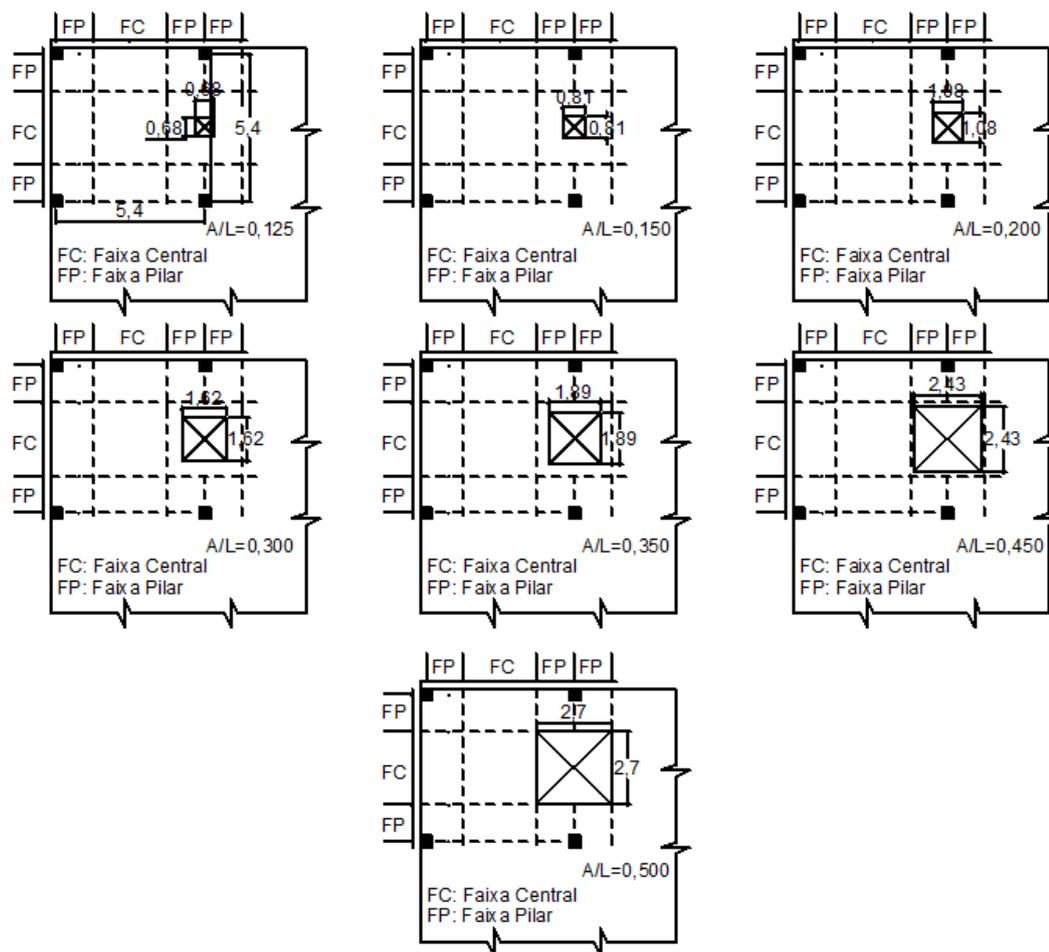
Fonte: próprio autor.

De certa forma, as aberturas influenciaram de maneira positiva sobre os momentos fletores positivos e os deslocamentos finais quando comparados com as lajes sem aberturas. Por outro lado, os momentos fletores negativos foram maiores para as lajes com a presença de aberturas, ficando perceptível uma pior distribuição destas reações nas regiões de ligação laje/pilar onde ocorrem tais esforços.

5.6.3 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA AS LAJES COM ABERTURAS NA REGIÃO DE 1 FAIXA PILAR (EM Y) E 1 FAIXA CENTRAL (EM X).

A Figura 5.19 ilustra 7 lajes sem vigas em concreto armado iniciando com uma abertura com relação comprimento da abertura/Vão da laje $A/L=0,125$ o que representa a interrupção de um quarto da faixa a ser considerada sendo o limite máximo estabelecido pelo ACI318:14. Em sequência, modelou lajes com aberturas com relação de 0,150 à 0,500, com o intuito de analisar o comportamento estrutural das lajes sem vigas em concreto armado (deslocamentos, reações de momentos fletores e consideração de cálculo no Estádio II).

Figura 5.19: Aberturas na região 2 (Lajes L2).



Fonte: próprio autor.

As Tabelas 5.10, 5.11 e 5.12 mostram os resultados dos cálculos desenvolvidos pelo SAP2000v.16 referente a laje com 16, 18 e 20 cm de espessura respectivamente.

Tabela 5.10: Espessura da laje L2: 16 cm - Abertura faixa central/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{máx}$ (kNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediateo}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|--|----------------------|-------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| -- | 17,38 | 16,48 | Sim | 29576 | 0,81 | 1,88 |
| 0,125* | 18,48 | 16,48 | Sim | 25228 | 0,669 | 1,55 |
| 0,150 | 20,76 | 16,48 | Sim | 19117 | 0,843 | 1,95 |
| 0,200 | 19,15 | 16,48 | Sim | 23087 | 0,475 | 1,102 |
| 0,300 | 21,20 | 16,48 | Sim | 18260 | 0,90 | 2,08 |
| 0,350 | 16,40 | 16,48 | Não | -- | 0,501 | 1,16 |
| 0,450 | 16,30 | 16,48 | Não | -- | 0,500 | 1,16 |
| 0,500 | 16,92 | 16,48 | Sim | 31775 | 0,618 | 1,43 |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.11: Espessura da laje L2: 18 cm- Abertura faixa central/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{máx}$ (KNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediateo}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|--|----------------------|-------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| -- | 18,49 | 20,70 | Não | -- | 0,535 | 1,24 |
| 0,125* | 19,63 | 20,70 | Não | -- | 0,383 | 0,89 |
| 0,150 | 22,07 | 20,70 | Sim | 40940 | 0,437 | 1,01 |
| 0,200 | 20,20 | 20,70 | Não | -- | 0,286 | 0,66 |
| 0,300 | 22,50 | 20,70 | Não | -- | 0,384 | 0,89 |
| 0,350 | 16,50 | 20,70 | Não | -- | 0,378 | 0,87 |
| 0,450 | 17,32 | 20,70 | Não | -- | 0,380 | 0,88 |
| 0,500 | 18,20 | 20,70 | Não | -- | 0,440 | 1,02 |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.12: Espessura da laje L2: 20 cm- Abertura faixa central/pilar.

| Relação dimensão abertura/vãoA/ L | $M_{máx}$ (KNm/m) | M_r | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediateo}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|--|----------------------|-------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| -- | 19,56 | 25,60 | Não | -- | 0,418 | 0,97 |
| 0,125* | 21,16 | 25,60 | Não | -- | 0,298 | 0,69 |
| 0,150 | 23,50 | 25,60 | Não | -- | 0,291 | 0,67 |
| 0,200 | 21,46 | 25,60 | Não | -- | 0,226 | 0,52 |
| 0,300 | 23,82 | 25,60 | Não | -- | 0,298 | 0,69 |
| 0,350 | 18,40 | 25,60 | Não | -- | 0,289 | 0,67 |
| 0,450 | 17,50 | 25,60 | Não | -- | 0,279 | 0,647 |
| 0,500 | 19,00 | 25,60 | Não | -- | 0,35 | 0,742 |

Fonte: próprio autor.

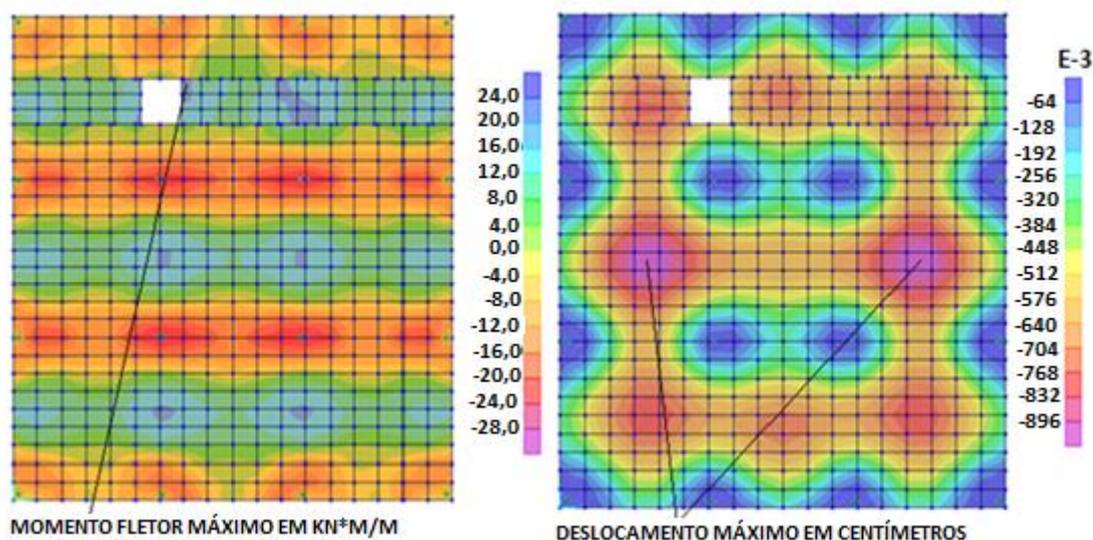
Percebeu-se que não há uma proporcionalidade entre a dimensão da abertura e o seu deslocamento, visto pelos resultados apresentados nas Tabelas 5.10, 5.11 e 5.12, podendo citar duas situações que devem ser destacadas:

- A laje sem abertura possui um deslocamento maior do que a laje com abertura máxima recomendada pelo ACI318:14 ($A/L=0,125$);
- Citando como exemplo, o modelo de laje L2 com a relação $A/L=0,30$ teve os maiores valores de momentos fletores, contudo apenas a laje com 16 cm proporcionou maior deslocamento quando comparado com a laje $A/L=0,5$, destacando assim, a falta de linearidade de resultados.

O aumento da espessura fez com que a laje trabalhasse no estágio I na maioria dos resultados apresentados na Tabela 5.11 e de maneira unânime para a os resultados da laje de 20 cm de espessura.

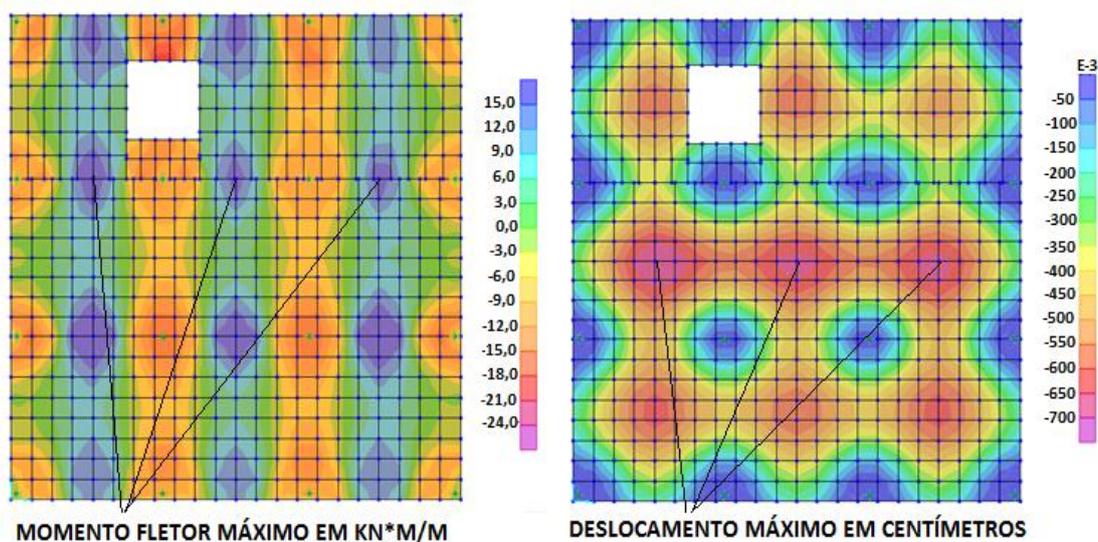
A Figura 5.20 ilustra os diagramas de momentos fletores e deslocamentos da laje L2 de 16 centímetros de espessura com uma abertura $A/L= 0,3$ com valores superiores ao ser comparado com a laje L2 de 16 centímetros de espessura com uma abertura $A/L= 0,5$, como mostra a Figura 5.21.

Figura 5.20: Distribuição dos momentos fletores e deslocamentos L2=16cm (A/L=0,3)



Fonte: próprio autor.

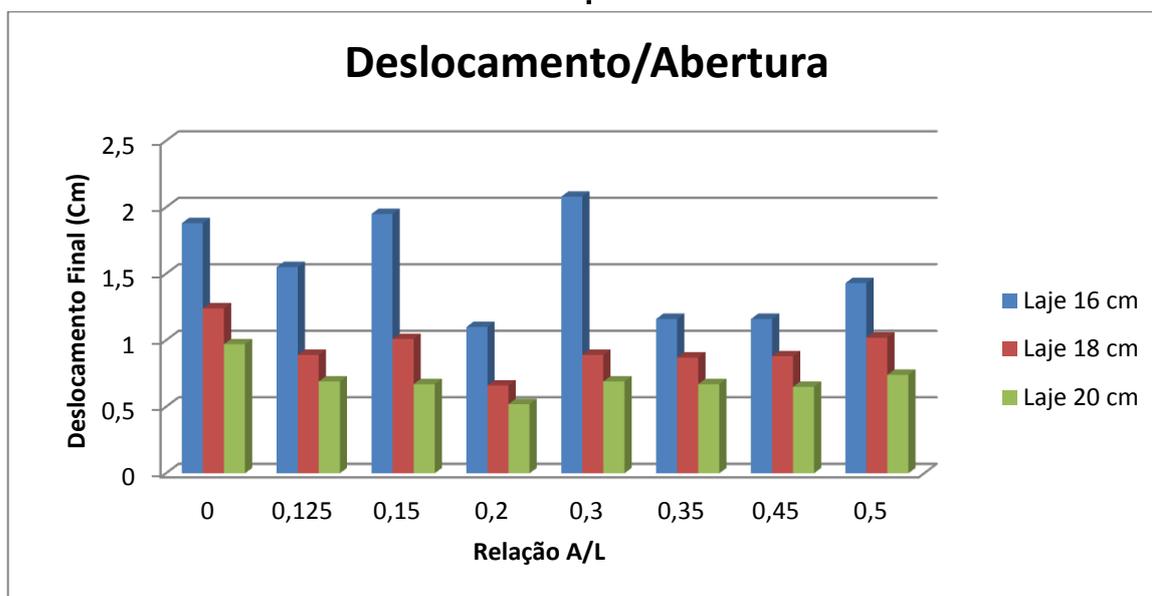
Figura 5.21: Distribuição dos momentos fletores e deslocamentos L2=16cm (A/L=0,5)



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.22 mostra a relação entre o deslocamento e a dimensão da abertura para as lajes de 16, 18 e 20 cm. Com isso, torna-se perceptível que o aumento da espessura proporciona uma diminuição do deslocamento da estrutura e, também a falta de linearidade relacionada entre o deslocamento e as dimensões da abertura.

Figura 5.22: Comparativo do deslocamento final entre lajes com aberturas na região 2



Fonte: próprio autor.

As Tabelas 5.13, 5.14 e 5.15 mostram as reações de momentos fletores positivos e negativos sofridos pelas lajes, a área de aço e a distribuição necessária para combater tais esforços.

Tabela 5.13: Espessura da laje L2: 16 cm- Abertura faixa central/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 17,38 | 4,35; Ø 8mm/11cm | 24,50 | 6,26; Ø 10mm/ 12,5cm |
| 0,125* | 18,48 | 4,64; Ø 8mm/ 10cm | 26,70 | 6,87; Ø10mm/ 11cm |
| 0,150 | 20,76 | 5,24; Ø 8mm/ 9cm | 28,00 | 7,23; Ø10mm/ 10cm |
| 0,200 | 19,15 | 4,81; Ø 8mm/ 10cm | 27,70 | 7,15; Ø10mm/ 10cm |
| 0,300 | 21,20 | 5,36; Ø 8mm/ 9cm | 26,60 | 6,84; Ø10mm/ 11cm |
| 0,350 | 16,40 | 4,09; Ø 8mm/ 11cm | 25,70 | 6,59; Ø10mm/ 11cm |
| 0,450 | 16,30 | 4,06; Ø 8mm/ 11cm | 27,20 | 7,01; Ø10mm/ 11cm |
| 0,500 | 16,92 | 4,23; Ø 8mm/ 11cm | 25,70 | 6,59; Ø10mm/ 11cm |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.14: Espessura da laje L2: 18 cm- Abertura faixa central/pilar

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm /m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|--------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 18,49 | 3,99; Ø8mm/ 12,5cm | 26,00 | 5,70; Ø 10mm/ 12,5cm |
| 0,125* | 19,63 | 4,24; Ø 8mm/ 11cm | 28,40 | 6,26; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,150 | 22,07 | 4,80; Ø 8mm/ 10cm | 29,80 | 6,59; Ø10mm/ 11cm |
| 0,200 | 20,20 | 4,37; Ø 8mm/ 11cm | 29,50 | 6,52; Ø10mm/ 11cm |
| 0,300 | 22,50 | 4,90; Ø 8mm/ 10cm | 28,50 | 6,29; Ø10mm/ 11cm |
| 0,350 | 16,50 | 3,54; Ø8mm/ 12,5cm | 27,30 | 6,00; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,450 | 17,32 | 3,73; Ø8mm/ 12,5cm | 29,00 | 6,40; Ø10mm/ 11cm |
| 0,500 | 18,20 | 3,92; Ø8mm/ 12,5cm | 27,60 | 6,07; Ø10mm/ 12,5cm |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.15: Espessura da laje L2: 20 cm- Abertura faixa central/pilar

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 19,56 | 3,71; Ø8mm/ 12,5cm | 27,50 | 5,29; Ø 10mm/ 14cm |
| 0,125* | 21,16 | 4,03; Ø 8mm/ 11cm | 30,00 | 5,79; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,150 | 23,50 | 4,49; Ø 8mm/ 11cm | 31,50 | 6,10; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,200 | 21,46 | 4,09; Ø 8mm/ 11cm | 31,20 | 6,04; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,300 | 23,82 | 4,55; Ø 8mm/ 10cm | 30,00 | 5,79; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,350 | 18,40 | 3,48; Ø 8mm/ 14cm | 28,90 | 5,57; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,450 | 17,50 | 3,31; Ø 8mm/ 14cm | 29,00 | 5,59; Ø10mm/ 12,5cm |
| 0,500 | 19,00 | 3,60; Ø8mm/ 12,5cm | 29,50 | 5,69; Ø10mm/ 12,5cm |

Fonte: próprio autor.

Na parte relacionada ao projeto estrutural, os momentos fletores positivos e negativos proporcionaram uma área de aço que não causam nenhuma dificuldade com relação à distribuição e armação da laje. É notório que ao aumentar a espessura da laje, consequentemente ocorrerá um aumento do peso próprio da estrutura o que proporciona reações de momentos fletores maiores, contudo a área de aço necessária para combater tais esforços fora menor, pois o ganho de espessura da laje melhorou as propriedades geométricas da peça (momento de inércia, momento de fissuração, altura útil entre outros), fatores que influenciaram diretamente no aumento de rigidez da estrutura. Os resultados apresentados nas tabelas 5.13, 5.14 e 5.15 mostraram que há uma redução da área de aço necessária de aproximadamente 8% entre as tabelas 5.13 e 5.14 e uma redução um pouco menor percebida no comparativo entre as tabelas 5.14 e 5.15 de aproximadamente 6%.

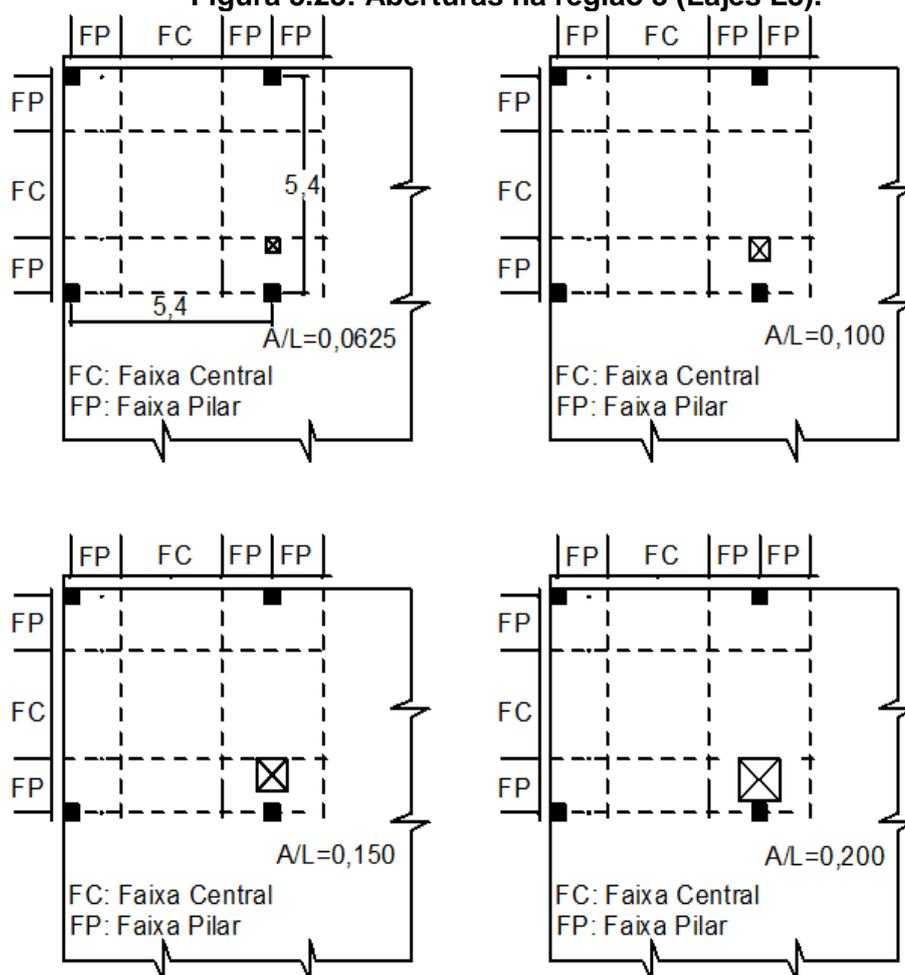
Com relação aos deslocamentos máximos não se pode afirmar que as aberturas diminuem tais reações, pois em duas situações (L2 c/16cm: A/L=0,15 e A/L=0,3) as aberturas obtiveram maiores deslocamentos, enquanto que o restante dos modelos apresentaram menores deslocamentos quando comparados com as lajes sem aberturas.

Para os momentos fletores negativos, as aberturas nas lajes sem vigas em concreto armado proporcionaram de maneira unânime um aumento em seus valores quando comparado com as lajes sem aberturas.

5.6.4 ANÁLISE DE RESULTADOS PARA AS LAJES COM ABERTURAS NA REGIÃO DE FAIXAS DE PILARES

Foram analisadas 4 aberturas nas lajes, sendo a primeira (A/L = 0,0625) a máxima permitida pelo ACI 318:14; outras 2 aberturas (A/L = 0,1 e A/L = 0,15) que não avançam o perímetro crítico proporcionado pela ligação laje/pilar; e a última abertura (A/L=0,2) que além de possuir maior dimensão avança o perímetro crítico da região de apoio da laje ao pilar. A Figura 5.23 mostra as 4 lajes sem vigas em concreto armado e suas respectivas aberturas.

Figura 5.23: Aberturas na região 3 (Lajes L3).



Fonte: próprio autor.

Os resultados dos momentos fletores máximos positivos e os deslocamentos das lajes são apresentados nas tabelas 5.16, 5.17 e 5.18.

Tabela 5.16: Espessura da laje L3: 16 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r (KNm/m) | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediateo}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|--|------------------------------|------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| -- | 17,38 | 16,48 | Sim | 29576 | 0,810 | 1,88 |
| 0,0625 | 16,00 | 16,48 | Não | -- | 0,472 | 1,10 |
| 0,100 | 15,70 | 16,48 | Não | -- | 0,477 | 1,10 |
| 0,150 | 16,25 | 16,48 | Não | -- | 0,501 | 1,16 |
| 0,200 | 30,0 | 16,48 | Sim | 10988 | 5,310 | 12,32 |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.17: Espessura da laje L3: 18 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r (KNm/m) | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| -- | 18,49 | 20,70 | Não | -- | 0,535 | 1,24 |
| 0,0625 | 17,00 | 20,70 | Não | -- | 0,356 | 0,826 |
| 0,100 | 16,70 | 20,70 | Não | -- | 0,358 | 0,830 |
| 0,150 | 17,25 | 20,70 | Não | -- | 0,378 | 0,876 |
| 0,200 | 31,20 | 20,70 | Sim | 19984 | 3,24 | 7,51 |

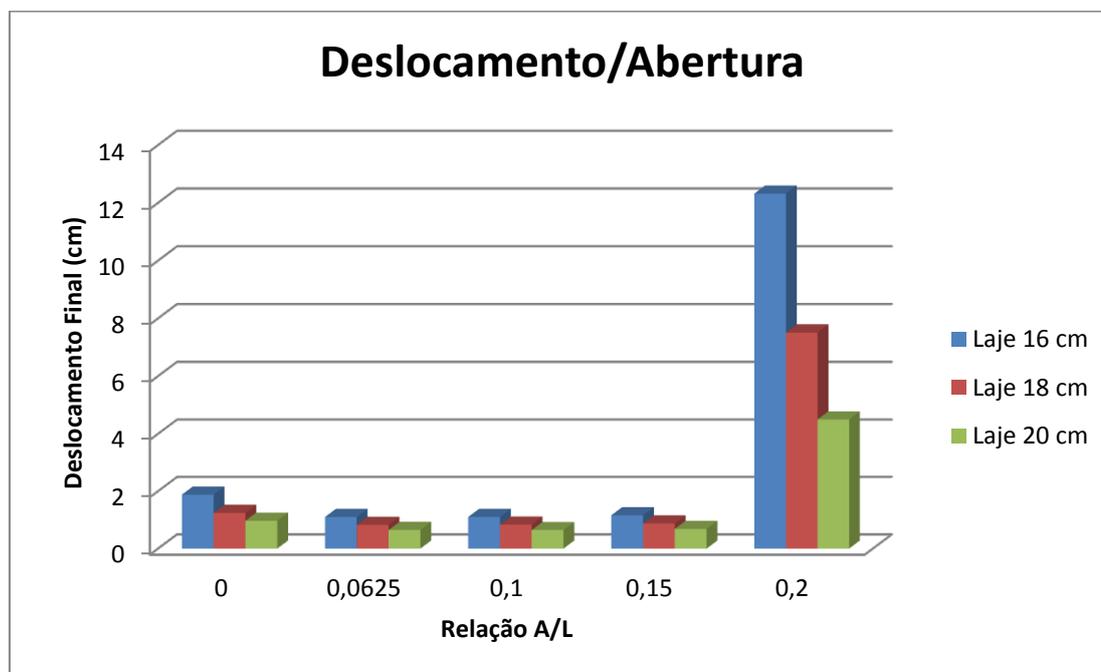
Fonte: próprio autor.

Tabela 5.18: Espessura da laje L3: 20 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x}$ (KNm/m) | M_r (KNm/m) | Cálculo Estádio II | I_e (cm ⁴) | $a_{imediate}$ (cm) | a_{final} (cm) |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------|--------------------|--------------------------|---------------------|------------------|
| -- | 19,56 | 25,60 | Não | -- | 0,418 | 0,97 |
| 0,0625 | 18,00 | 25,60 | Não | -- | 0,279 | 0,647 |
| 0,100 | 17,80 | 25,60 | Não | -- | 0,278 | 0,645 |
| 0,150 | 18,11 | 25,60 | Não | -- | 0,296 | 0,686 |
| 0,200 | 33,00 | 25,60 | Sim | 36074 | 1,94 | 4,50 |

Fonte: próprio autor.

A Figura 5.22 apresenta em forma de gráfico de colunas a relação entre os deslocamentos máximos e as aberturas, mais uma vez com o intuito de se ter uma melhor percepção dos resultados.

Figura 5.24: Comparativo do deslocamento final entre lajes com aberturas na região 3.

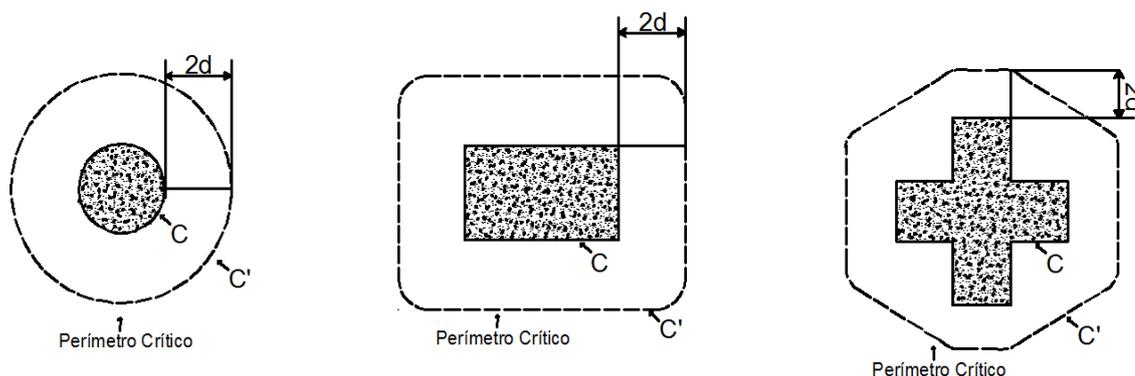
Fonte: próprio autor.

As aberturas inseridas na região das faixas de pilares proporcionaram menores reações de momentos fletores máximos positivos e deslocamentos comparados aos

resultados obtidos para as lajes sem aberturas, com exceção da última abertura ($A/L = 0,2$) que avança o perímetro crítico extrapolando os deslocamentos máximos permissíveis além de gerar esforços muito acima das outras lajes.

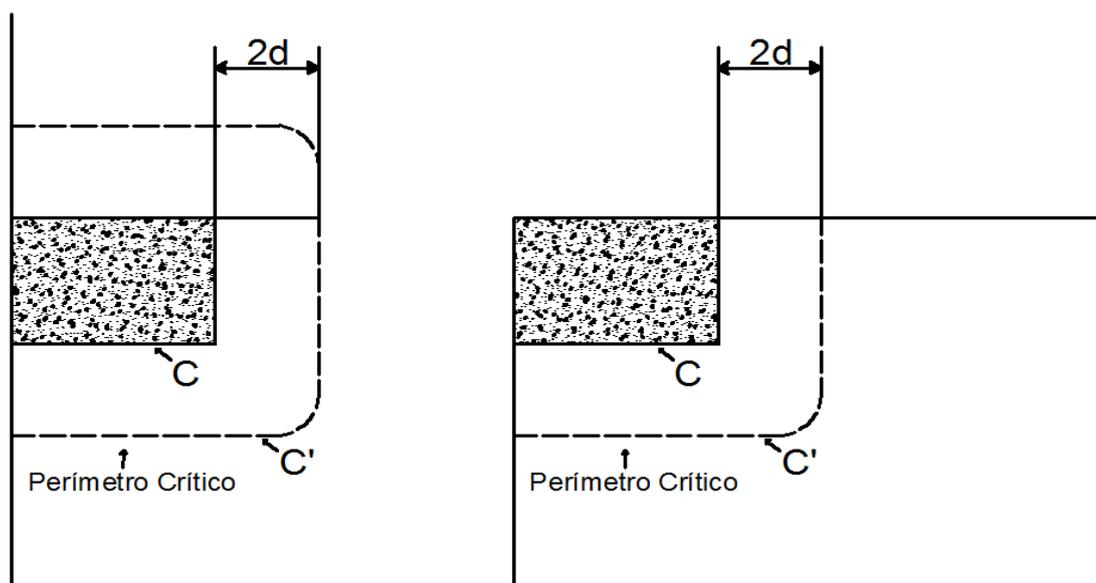
As Figuras 5.25 e 5.26 apresentam o perímetro crítico que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) estipula em suas considerações, além de ilustrar na Figura 5.27 as aberturas feitas para o cálculo das lajes, ficando perceptível o avanço da abertura com a relação $A/L = 0,2$ sobre o perímetro crítico.

Figura 5.25: Perímetro crítico em pilares internos



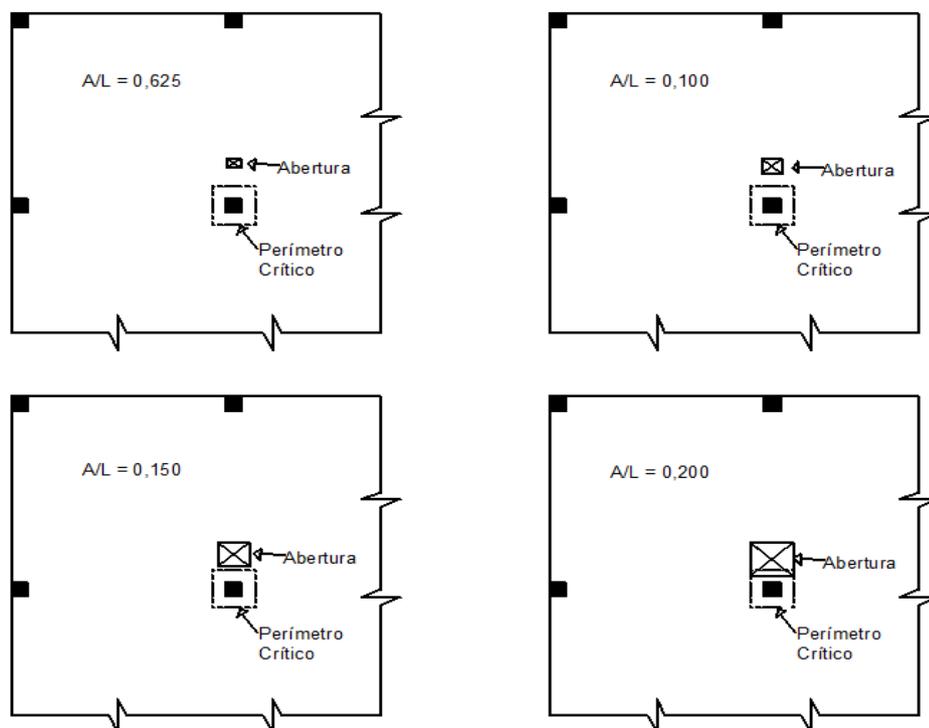
Fonte: Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

Figura 5.26: Perímetro crítico para pilares de borda e canto



Fonte: Adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014)

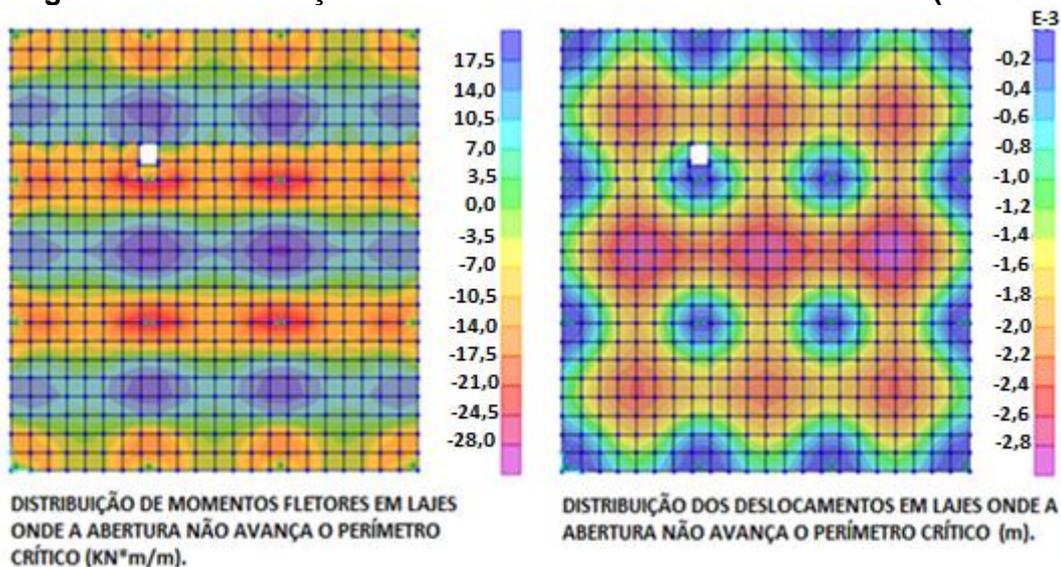
Figura 5.27: Aberturas nas faixas dos pilares



Fonte: próprio autor

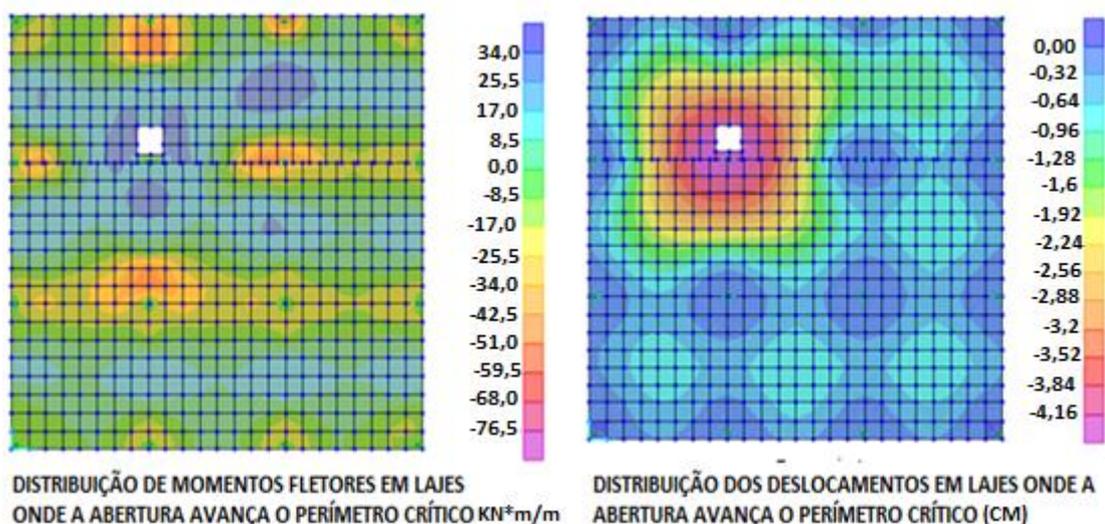
A Figura 5.28 apresenta o diagrama de momentos fletores e deslocamentos de uma laje que possui uma abertura que não avança o perímetro crítico na região 3 (entre duas faixas de pilares) mostrando uma ótima distribuição de valores. Em contrapartida, a Figura 5.29 refere-se à laje $A/L = 0,2$, onde esta abertura avança o perímetro crítico da ligação laje/pilar causando uma perturbação na distribuição dos momentos fletores e deslocamentos da estrutura.

Figura 5.28: Distribuição de momentos fletores e deslocamentos ($L3=20\text{cm}$).



Fonte: próprio autor

Figura 5.29: Distribuição de momentos fletores e deslocamentos (L3=20cm).



Fonte: próprio autor

Em sequência, as Tabelas 5.19, 5.20 e 5.21 apresentam as reações de momentos fletores positivos e negativos, além das áreas de aço e distribuições das armaduras necessárias para cada situação.

Tabela 5.19: Espessura da laje L3: 16 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 17,38 | 4,35; Ø 8mm/ 11cm | 24,50 | 6,26; Ø 10mm/ 12,5cm |
| 0,0625 | 16,00 | 3,98; Ø8mm/ 12,5cm | 28,30 | 7,35; Ø 10mm/ 10cm |
| 0,100 | 15,70 | 3,91; Ø8mm/ 12,5cm | 26,11 | 6,70; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,150 | 16,25 | 4,05; Ø 8mm/ 11cm | 26,90 | 6,92; Ø 10mm/ 11cm |
| 0,200 | 30,0 | 7,80; Ø 8mm/ 6cm | 36,40 | 9,68; Ø10mm/ 7,5cm |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.20: Espessura da laje L3: 18 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | As^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | As^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|---|
| -- | 18,49 | 3,99; Ø8mm/12,5cm | 26,00 | 5,70; Ø10mm/12,5cm |
| 0,0625 | 17,00 | 3,66; Ø8mm/12,5cm | 30,62 | 6,79; Ø10mm/11cm |
| 0,100 | 16,70 | 3,59; Ø8mm/12,5cm | 28,50 | 6,29; Ø10mm/11cm |
| 0,150 | 17,25 | 3,71; Ø8mm/12,5cm | 28,60 | 6,31; Ø10mm/11cm |
| 0,200 | 31,20 | 6,92; Ø8mm/12,5cm | 41,00 | 9,32; Ø10mm/8cm |

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.21: Espessura da laje L3: 20 cm- Abertura faixa pilar/pilar.

| Relação dimensão abertura/vão A/L | $M_{m\acute{a}x (+)}$ (KNm/m) | A_s^+ (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras | $M_{m\acute{a}x (-)}$ (KNm/m) | A_s^- (cm ²); Diâmetro/ Espaçamento das barras |
|---|----------------------------------|--|----------------------------------|---|
| -- | 19,56 | 3,71; Ø8mm/12,5cm | 27,50 | 5,29; Ø 10mm/14cm |
| 0,0625 | 18,00 | 3,41; Ø 8mm/ 14cm | 32,80 | 6,37; Ø10mm/11cm |
| 0,100 | 17,80 | 3,37; Ø 8mm/ 14cm | 30,80 | 5,96; Ø10mm/12,5cm |
| 0,150 | 18,11 | 3,43; Ø 8mm/ 14cm | 29,00 | 5,59; Ø10mm/12,5cm |
| 0,200 | 33,00 | 6,41; Ø 8mm/ 7,5cm | 47,00 | 9,37; Ø10mm/8cm |

Fonte: próprio autor.

Como estas aberturas estão situadas em uma região próxima dos apoios onde se encontram as maiores concentrações de momentos fletores negativos, tal situação contribuiu para que seus valores se tornassem maiores do que as lajes sem aberturas. Pode-se afirmar que a perda de área para a distribuição dos momentos fletores negativos fizeram com que seus valores aumentassem. Contudo, o alívio das cargas devido às aberturas se mostrou uma influência positiva para os momentos fletores positivos e deslocamentos finais das lajes que não possuem aberturas inseridas no perímetro crítico.

6. CONCLUSÕES

Na presente pesquisa foi realizado um estudo sobre o comportamento estrutural das lajes sem vigas em concreto armado ao inserir aberturas em regiões pré-determinadas pela norma internacional ACI 318:14, verificando seus momentos fletores e deslocamentos verticais. Como as recomendações feitas pelas normas nacionais se apresentam limitadas e os trabalhos técnicos desenvolvidos ao longo dos anos não priorizam tal questão (influência de aberturas em diversas regiões de lajes sem vigas em concreto armado), fez-se necessário tal estudo para que possíveis dúvidas pudessem ser sanadas e o método se torne mais difundido aproveitando as suas vantagens.

Como a NBR 6118 (ABNT, 2014) delimita a posição e dimensão máxima para aberturas em lajes convencionais (maciças e nervuradas) para que seja dispensado de verificação, o objetivo é fazer o mesmo para as lajes sem vigas em concreto armado tomando como parâmetros iniciais as recomendações do ACI 318:14.

Foram analisados 57 modelos de lajes sem vigas em concreto armado, englobando uma análise comparativa entre métodos de cálculo (Método Direto, Método dos Pórticos Equivalentes e Método dos Elementos Finitos), além de modelar lajes com a inserção de aberturas nas regiões 1, 2 e 3 utilizando o software SAP2000® v.16 para a análise estrutural.

A primeira análise envolveu os métodos de cálculo utilizando lajes com espessuras de 16, 18 e 20 cm sem a presença de aberturas. O Método dos Elementos Finitos aplicado pelo software SAP2000® v.16 é tomado como referência ao se fazer a comparação com os outros métodos, pois as considerações dos cálculos convergem seus resultados para valores bem próximos da situação real do elemento estrutural.

O Método Direto proporcionou resultados para os momentos fletores positivos bem próximos dos valores obtidos pelo SAP2000® v.16, podendo ser justificado devido as suas considerações de cálculo que não englobam os pilares para tais verificações. Por outro lado, os momentos fletores negativos foram superiores aos valores encontrados tanto pelo MEF e pelo Método dos Pórticos Equivalentes, pois o Método Direto não considera momentos fletores negativos nas faixas centrais localizadas nas bordas das lajes sobrecarregando assim, as faixas de pilares internos.

O Método dos Pórticos Equivalentes teve os menores valores para os momentos fletores máximos positivos e para os deslocamentos, tal resultado deu-se pela consideração dos pilares que formam pórticos, onde é notório que na Figura 5.13 a diferença de valores

para as reações de momentos fletores positivos ao comparar seus resultados com a Figura 5.14 que representa uma viga bi apoiada com apoios de segundo grau como ocorre ao aplicar o Método Direto. Contudo, ao analisar as reações de momentos negativos seus resultados foram semelhantes aos obtidos pelo SAP2000® v.16 e, nesse caso as Figuras 5.13 e 5.14 mostraram a pequena influência dos pilares para os valores destas reações.

Visto que o Método Direto se aproximou dos valores de momentos fletores positivos e o Método dos Pórticos Equivalentes dos momentos negativos ao serem comparados com os resultados do SAP2000® v.16, não foi possível afirmar qual método mais se aproxima do comportamento real da estrutura. Contudo, pode-se ressaltar que o Método Direto teve maior proximidade de valores para os deslocamentos da estrutura quando comparado com os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos aplicado pelo SAP2000® v.16.

Em seguida foram analisadas as lajes com aberturas verificando suas reações, deslocamentos e seu comportamento junto às diversas alterações feitas.

Ao inserir aberturas na região 1 (faixas centrais), percebeu-se que o alívio de cargas ocasionadas pelas aberturas proporcionou menores momentos fletores positivos e deslocamentos comparados a uma laje sem abertura, confirmando que as recomendações feitas pelo ACI 318:14 para esta região onde são permitidas qualquer tamanho de abertura são válidas. Isto ocorre pelo fato de ao introduzir a abertura, o diagrama de momentos fletores apresenta mais de um ponto máximo para o deslocamento (Figura 5.16), ao contrário do que acontece com uma laje sem abertura (Figuras 5.17). Como justificativa para esta situação, tem-se que a introdução da abertura na laje proporciona uma perda de uniformidade e simetria no que diz respeito à distribuição dos esforços e conseqüentemente nos deslocamentos da estrutura, o que para este caso em específico apresentou menores valores de reações de momentos fletores e deslocamentos.

Com relação aos momentos fletores negativos, as lajes com aberturas possuem valores superiores quando comparado com uma laje sem abertura, contudo não ocorre nenhuma discrepância de valores e a estrutura se mantém exequível.

Para aberturas situadas na região 2 (1 faixa central e 1 faixa de pilar), os resultados mostraram mais uma vez que a abertura máxima estipulada pelo ACI 318:14 proporcionou deslocamentos inferiores quando comparado a uma laje sem abertura. As Figuras 5.20 e 5.21 apresentam os pontos de deslocamentos e momentos fletores positivos máximos que foram analisados e, dessa forma percebeu-se a influência da abertura com relação a distribuição e valores dos esforços e deslocamentos, contudo os pontos com os valores extremos não estão próximos as aberturas. Por se tratar de um elemento bidimensional onde são levadas em consideração sua área e espessura, fez-se plausível a falta de linearidade dos resultados, pois não se teve uma proporcionalidade de valores ao aumentar a dimensão da abertura com relação aos esforços e deslocamentos.

Aberturas nas faixas dos pilares (Região 3) proporcionaram deslocamentos menores quando comparados com as lajes sem aberturas, exceto quando a abertura avançou o perímetro crítico da ligação laje/pilar. Ao comparar as Figuras 5.28 e 5.29 que apresentam os diagramas de esforços e deslocamentos para lajes com aberturas que não avançam e aberturas que avançam o perímetro crítico respectivamente, percebe-se que há uma perda relacionada à simetria para a distribuição dos esforços e deslocamentos, o que causa efeitos negativos a estrutura quando ocorrem aberturas inseridas no perímetro crítico da ligação laje-pilar. Dessa maneira, pode-se afirmar que o perímetro crítico não influencia apenas nos esforços que podem causar punção na laje, mas também interfere de maneira negativa na distribuição dos momentos fletores quando a abertura avança tal região proporcionando um aumento significativo em seus deslocamentos.

Como as aberturas nas faixas dos pilares se encontram em uma região próxima dos apoios onde predominam as reações de momentos fletores negativos, ocorre um aumento nestas reações quando comparadas com as lajes sem aberturas.

De um modo geral, com os resultados obtidos algumas afirmações podem ser feitas:

- Os métodos de cálculo (Método Direto e Método dos Pórticos Equivalentes) possuem características específicas e proporcionam resultados onde nenhum dos métodos pode ser considerado mais próximo do funcionamento real da estrutura. Contudo o Método Direto teve melhores resultados para os deslocamentos finais quando comparado com o Método dos Pórticos Equivalentes lembrando que, o MEF aplicado pelo SAP2000@v.16 fora tomado como referência;
- Os resultados relacionados aos deslocamentos apresentados pelas lajes com as máximas aberturas indicadas pelo ACI 318:14 tiveram valores inferiores quando comparadas com as lajes sem aberturas, confirmando assim, que as recomendações feitas pela norma estrangeira são válidas;
- Não se teve uma proporcionalidade entre a dimensão da abertura e o deslocamento transversal da estrutura;
- Houve uma grande perda de padrão ao inserir uma abertura que avança o perímetro crítico da laje extrapolando suas reações de momentos fletores e deslocamentos;
- O aumento da espessura, como era de se esperar, diminuiu os deslocamentos da estrutura devido à melhoria das propriedades geométricas da peça.

De um modo geral, o estudo apresentou o comportamento do sistema de lajes sem vigas em concreto armado ao ser introduzido aberturas em regiões específicas. A partir da análise de tais esforços pode-se concluir que as aberturas indicadas pelo ACI318:14 se mostram válidas e, portanto, aptas a aplicação para o Projeto de Revisão da ABNT NBR 6118.

6.1 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se realizar os seguintes estudos:

- ✓ Modelar lajes com a inserção de várias aberturas em regiões variadas;
- ✓ Comparar resultados de ensaios laboratoriais com os resultados obtidos por programas computacionais;
- ✓ Utilizar protensão nas lajes e verificar suas melhorias quando comparado com as lajes sem vigas em concreto armado;
- ✓ Análise do efeito de punção com diversas situações de introdução de aberturas.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary** – ACI 318/2014. Farmington Hills, Michigan, American Concrete Institute, 2002.

ACI COMMITTEE 435.9R-91. **State-of-the-art report on control of two-way slab deflections**. ACI Structural Journal, v.88, n.4, p.501-514, July-Aug.

AALAMI, B. O. & BOMMER, Allan. **Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors**. PTI – Post-Tensioned Institute, April 1999;

AL-SHAMMARI, A. H. H. **Effect of opening with and without strengthening on punching shear strength for reinforced concrete flat plates**. Journal of Engineering. V-17, N. 2, Baghdad University, pp. 218-264, 2011.

ALMEIDA FILHO, F. M. **Estruturas de Pisos de Edifícios com a Utilização de Cordoalhas Engraxadas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto**, Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas** – Procedimento, Rio de Janeiro, 2003.

ALBUQUERQUE, N. G. B. **Análise experimental de lajes lisas nervuradas de concreto armado com região maciça de geometria variável ao puncionamento**. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, Belém, 2009.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Abril/2003, 1ª Edição, Portugal.

BITTENCOURT & ASSIS. **Verificação dos deslocamentos em vigas de concreto armado – Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF)**. <http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/tecedu/flash/Flecha.html>, EPUSP, 2003.

BRANCO, A.F.V.C. **Contribuição para o projeto de lajes-cogumelo**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da São Carlos, Universidade de São Paulo, 1989.

BREBBIA, C.A. & FERRANTE, A.J. **The finite elemento technique**. Porto Alegre: Ed. Da UFRGS, 1975.

BRAYTON, L. F. **“Methods for the Computation of Reinforced Concrete Flat Slabs”**, Eng. News, Vol. 64, No. 8, August 25, 1910, pp. 210-211.

CARNEIRO, A. L. **Análise e dimensionamento de lajes lisas protendidas sem aderência**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, 2015.

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: vol.2. São Paulo: PINI, 2013.

CASSIMINHO, A.L.F. **Modelização dos convexos representativos das fases de plasticidade em vigas de concreto armado submetidas à flexão composta desviada**. Dissertação de Mestrado, UFSM, Santa Maria, 1999.

CORRÊA, G. S.; MELO, G. S. S. A.; MARTINS, P. C. R. **Comportamento ao Puncionamento em Lajes Cogumelo Protendidas com Cabos Não Aderentes**. Anais do 43º Congresso Brasileiro Concreto – IBRACON – Foz do Iguaçu, PR, 16 p., ANAIS [CD-ROM].

DUTRA, C. **Análise teórica e experimental de lajes cogumelo nervuradas e, escala reduzida**. 2005. 194 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

FERREIRA, A.M. **Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto armado de acordo com as prescrições da NBR 6118:2003**. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal de São Carlos, 2005.

FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Sistemas Estruturais de lajes sem vigas: subsídios para projeto e execução**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1989.

FURST, A., MARTI, D., **Robert Maillart’s design approach for flat slabs**. Journal of Structural Engineering, 1997, No. 123(8), 1102-1110.

GASPARINNI D. A., **Contributions of C. A. P. Turner to development of reinforced concrete flat slabs**. 1905-1999. Journal of Structural Engineering, 2002, 128, No. 10, 1243-1252.

GUARDA, M.C.C. **Cálculo de Lajes-Cogumelo pela Teoria das Charneiras Plásticas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 1995.

HAMBLY, E.C. **Bridge deck behaviour**. Chapman and Hall, London, 1976.

HA, T.; LEE, M. H.; PARK, J.; KIM, D. J. **Effects of opening on the punching shear strength of RC flat-plate slabs without shear reinforcement**. The Structural Design of Tall and Special Buildings, V. 24, Nº 15, 2015. Pp. 895-911.

HENNRICHS, C.A. **Estudos sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2003.

IOANNOU, C. **Behavior of Flat Slabs With Openings**. University of Sheffield, PhD Thesis, 2001.

KUSTER, L. D. **Contribuição ao projeto de pavimentos de lajes sem vigas protendidas**. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, 2014.

LIMA, A. W. **Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento**. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2012.

LOTTI, R.S.; MACHADO, A.W.; MAZZIEIRO, E.T.; LANDRE JÚNOR, J. **Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos**. Maringa, 2006.

LOURENÇO, D. S. **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Aberturas: Análise Experimental**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas, 2018.

MacMillan, A. B. **"A Comparison of Methods of Computing the Strength of Flat Reinforced Plates"**, Eng. News, Vol.63, No.13, March 13, 1910, pp. 364-367.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos- UFSCAR, São Carlos, 1995.

METHA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. New York: McGraw-Hill. 2014.

MONTOYA, J.; MESEGUER, A.; GARCIA E CABRE, F. Moran **Hormigon armado**, Editorial Gustavo Gili, S.A Barcelona, 1973.

MOWRER, R. D; VANDERBILT, M. D. **Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete flat plates**. *ACI Journal*, Sep-Oct 1985, p. 676-683.

PEREYTON, D. **Estudo de tipologias de lajes quanto ao isolamento ao ruído de impacto**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria, 2008.

PINHEIRO, L.M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

RABELLO, F. T. **Estudo de Lajes Lisas de Concreto com Visão Integrada de Flexão e Punção**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- PPGEC- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

SILVA, L.V.P.; TORRES, N.G. **Análise comparativa de laje cogumelo pelo método dos elementos finitos e pelo método das grelhas**. Artigo da Universidade Católica de Brasília, 2016.

SILVANY, T.T. **Deslocamentos transversais em lajes-cogumelo. Dissertação de Mestrado**. Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 1996.

SOUZA, R.M. **Punção em lajes lisas de concreto armado com furos adjacentes ao pilar e transferência de momento**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade de Brasília, 2008.

SZILARD, Rudolph. **Theory and analysis of plates**, Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1974

RANGAN, B. V. **Prediction of long-term deflections of flat plates and slabs**. *ACI Journal*, v.73, n.4, p.223-226, Apr. 1976.

TAKEYA, T. et alii. **Recomendações para o projeto e a execução da estrutura em lajes-cogumelo pertencentes às UBs do plano metropolitano de saúde**. Relatório. São Carlos, EESC-USP, 1985.

TAYLOR, P. J.; HEIMAN, J. L. **Long-term deflection of reinforced concrete flat slabs and plates**. *ACI Journal*, v.74, n.11, p. 556-561, Nov, 1977.

TENG, S.; KUANG, K.L.; CHEONG, H. K. **Concrete Flat Plate Design – Findings of Joint BCA-NTU, R&D Projec**, 1999, 15p.

VANDERBILT, M.D.; CORLEY, W. G. **Frame analysis of concrete buildings.** Concrete International: Design & Construction, 1983.

APÊNDICE A

CRITÉRIOS ADOTADOS PARA ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL NO SOFTWARE SAP2000® v.16

A-1 Resistência à Compressão do Concreto (f_{ck})

Fora adotada uma resistência à compressão do concreto de 25 MPa, valor costumeiro de ser encontrado e trabalhado na construção civil do país. Característica de suma importância para as resoluções de cálculo de estruturas em concreto armado e protendido, pois seus valores servem de parâmetros para definir diversas características do material (Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto, Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto, Coeficiente do Poisson, Resistência à tração do concreto e etc..).

A-2 Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto e Módulo de Elasticidade Secante do Concreto

Com base no valor de 25 MPa adotado para a resistência à compressão do concreto, utilizou-se as recomendações para as formulações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que são:

$$E_c = 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (A.1)$$

Ao substituir o valor de f_{ck} na equação A.1, tem-se que o Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto seja:

$$E_c = 28000 \text{ MPa}$$

Em conseqüente, o Módulo de Elasticidade Secante do Concreto seja apresentado pela seguinte equação:

$$E_{cs} = \alpha * E_c \quad (A.2)$$

Onde $\alpha = 0,85$ e ao substituir a equação:

$$E_{cs} = 23800 \text{ MPa}$$

A-3 Módulo de Elasticidade Transversal ou Cisalhante do concreto (G_c)

De acordo com o item 8.2.9 da NBR 6118 (ABNT, 2014) o Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto pode ser tomado pela seguinte equação:

$$G = \frac{E_{cs}}{2(1+\nu)} \quad (A.3)$$

Lembrando que o Coeficiente de Poisson (ν) tem seu valor igual a 0,2. Com isso, o valor de G será:

$$G = 991,66 \text{ MPa}$$

A-4 Considerações sobre a influência do momento de fissuração sobre o deslocamento imediato da estrutura

A partir das considerações feitas pela teoria de Branson são apresentados os resultados de momento de inércia da seção bruta de concreto, resistência a tração direta do concreto e momento de fissuração do elemento estrutural para as lajes com espessuras de 16, 18 e 20 cm, a partir das seguintes equações:

$$I_o = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{A.4})$$

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{A.5})$$

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ctm} * I_o}{8} \quad (\text{A.6})$$

Para a laje com 16 cm de espessura:

$$I_o = \frac{100 * 16^3}{12} = 34133 \text{ cm}^4$$

$$f_{ctm} = 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 0,256 * 34133}{8} = 16,48 \text{ MPa}$$

Para a laje com 18 cm de espessura:

$$I_o = \frac{100 * 18^3}{12} = 48600 \text{ cm}^4$$

$$f_{ctm} = 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 0,256 * 48600}{9} = 20,70 \text{ MPa}$$

Para a laje com 20 cm de espessura:

$$I_o = \frac{100 * 20^3}{12} = 66666 \text{ cm}^4$$

$$f_{ctm} = 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 0,256 * 66666}{10} = 25,60 \text{ MPa}$$

A-5: Considerações sobre o deslocamento final da estrutura

Com os valores dos deslocamentos imediatos da estrutura proporcionados pelo software SAP2000 v.16, segue-se para a resolução dos deslocamentos diferido e final da estrutura.

Utilizaram-se os critérios recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para estabelecer os valores dos deslocamentos, a partir das seguintes equações, tabelas e considerações feitas:

$$\alpha_{dif} = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \text{ (Deslocamento Diferido)} \quad (\text{A.7})$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \quad (\text{A.8})$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (\text{A.9})$$

$$\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

A_s' : área de aço da segunda camada (quando houver)

b: largura da peça a ser analisada

d: altura útil

ξ : é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela A.1 ou ser calculado pelas expressões seguintes.

Tabela A.1: Valores do coeficiente ξ em função do tempo.

| Tempo (t) meses | 0 | 0,5 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 10 | 20 | 40 | ≥ 70 |
|-------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| Coeficiente $\xi(t)$ | 0 | 0,54 | 0,68 | 0,84 | 0,95 | 1,04 | 1,12 | 1,36 | 1,64 | 1,89 | 2,00 |

Fonte: adaptado NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como não fora necessário a utilização de uma camada dupla de armadura a equação A.9 reduz para seguinte forma:

$$\alpha_{dif} = \frac{\Delta\xi}{1} \quad (\text{A.10})$$

Adotou-se como $\xi(t) = 2$ considerando um tempo final ≥ 70 meses e para $\xi(t_0) = 0,68$ um tempo inicial de 1 mês, desse modo chegou no seguinte resultado para o deslocamento diferido:

$$\alpha_{dif} = \frac{2 - 0,68}{1} = 1,32$$

Para a flecha final:

$$\alpha_f = \alpha_i * (1 + 1,32) \quad (\text{A.11})$$

$$\alpha_f = 2,32 * \alpha_i$$

APÊNDICE B

DETALHAMENTO DA MODELAGEM DO ELEMENTO ESTRUTURAL.

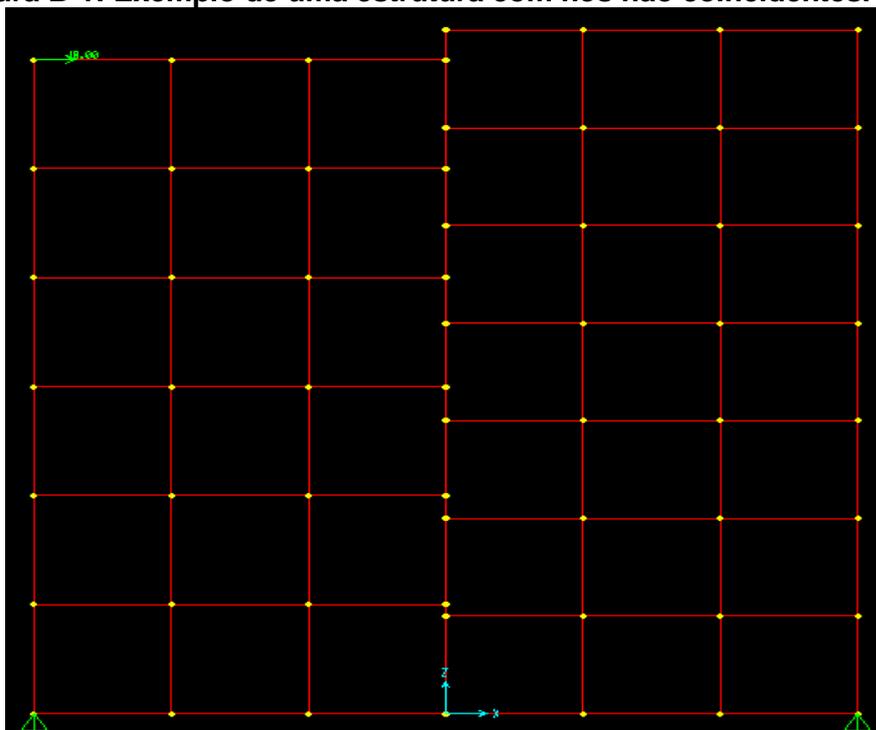
B-1: Considerações sobre a não coincidência da malha no software SAP2000® v.16

Devido à introdução de aberturas nas lajes sem vigas, ao se fazer a discretização do elemento estrutural poderá ocorrer a não coincidência da malha (elementos *frame* e seus nós). Dessa maneira, a distribuição dos esforços e deslocamentos do modelo analisado será negativamente influenciada, contudo o software SAP2000 consegue fazer a consideração da falta de uniformidade entre os nós da malha utilizando a ferramenta “*Edge Constraints*”.

As imagens a seguir foram disponibilizadas durante um curso ministrado pela Dainatex Consultoria ilustrando o comportamento estrutural do exemplo com e sem a utilização da ferramenta “*Edge Constraints*”.

A Figura B-1 ilustra um elemento frame composta por barras, dois apoios e uma força horizontal positiva de 10 Kips.

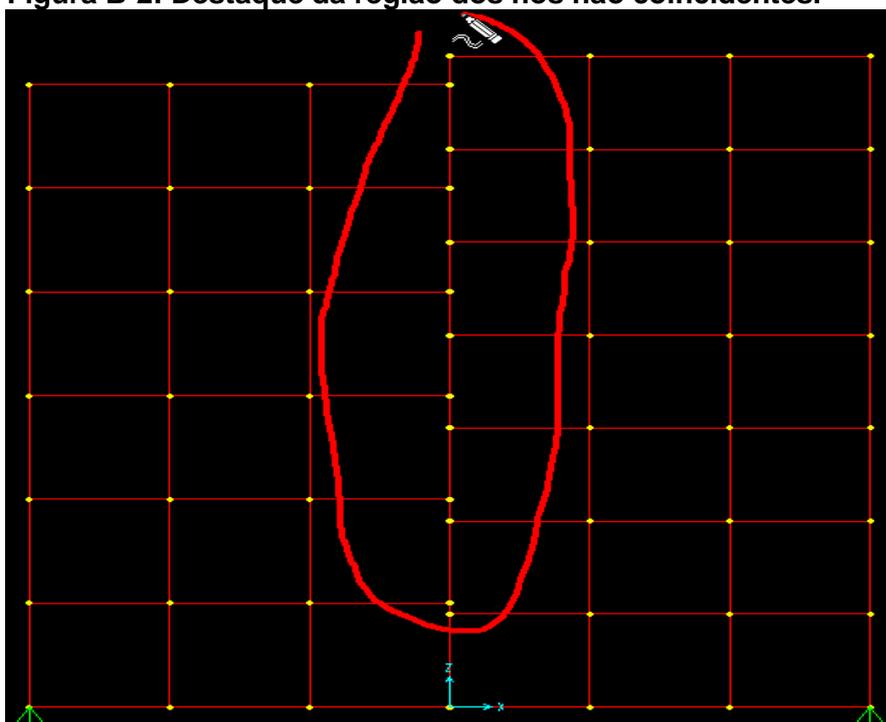
Figura B-1: Exemplo de uma estrutura com nós não coincidentes.



Fonte: próprio autor.

É visto que a primeira parte da estrutura possui uma malha de 3x6, enquanto que a segunda parte tem uma malha 3x7 fazendo com que os nós não fiquem coincidentes e os elementos *Frame* não se alinhem, a Figura B-2 destaca a situação referida.

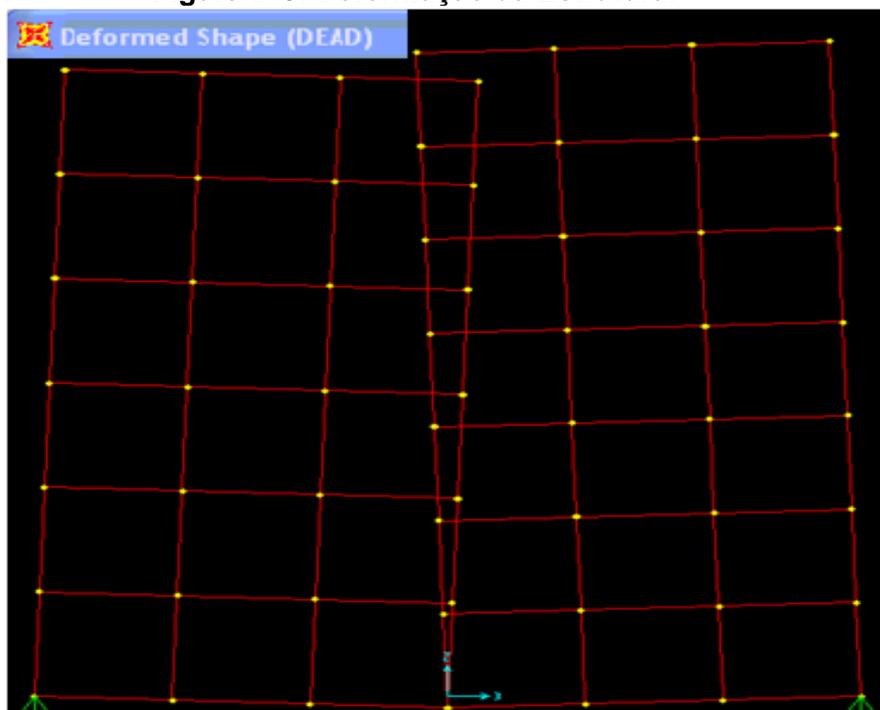
Figura B-2: Destaque da região dos nós não coincidentes.



Fonte: próprio autor.

Em um primeiro momento a estrutura é analisada sem a utilização da ferramenta “*Edge Constraints*” observando a falta de interatividade entre as estruturas a partir da deformação resultante apresentada na Figura B-3.

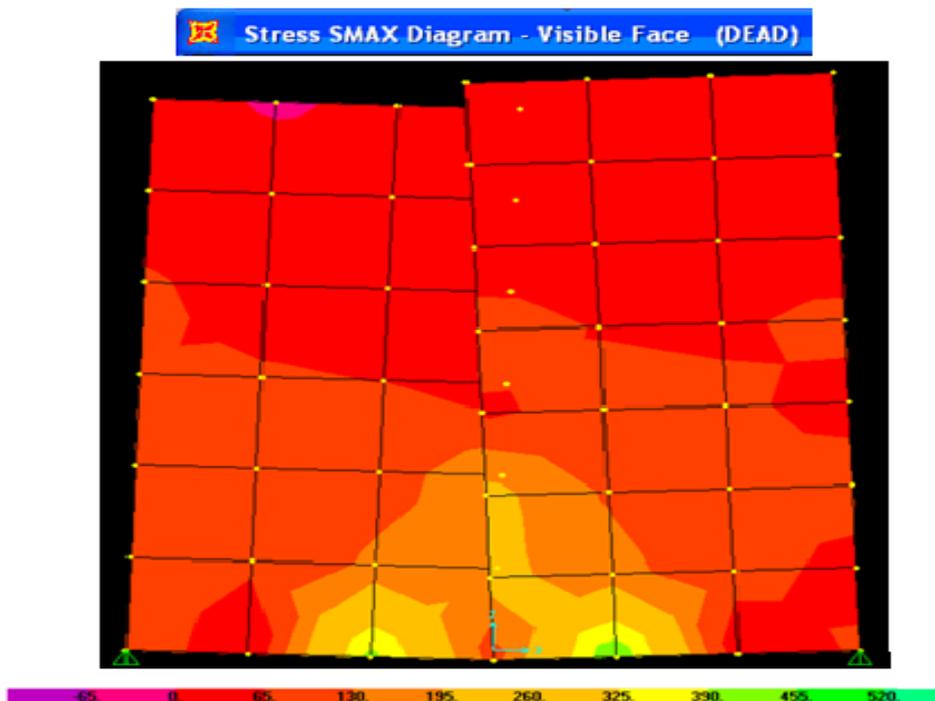
Figura B-3: Deformação da Estrutura.



Fonte: próprio autor.

A Figura B-4 apresenta o diagrama de esforços cortantes máximos ainda sem a utilização da ferramenta “Edge Constraints”.

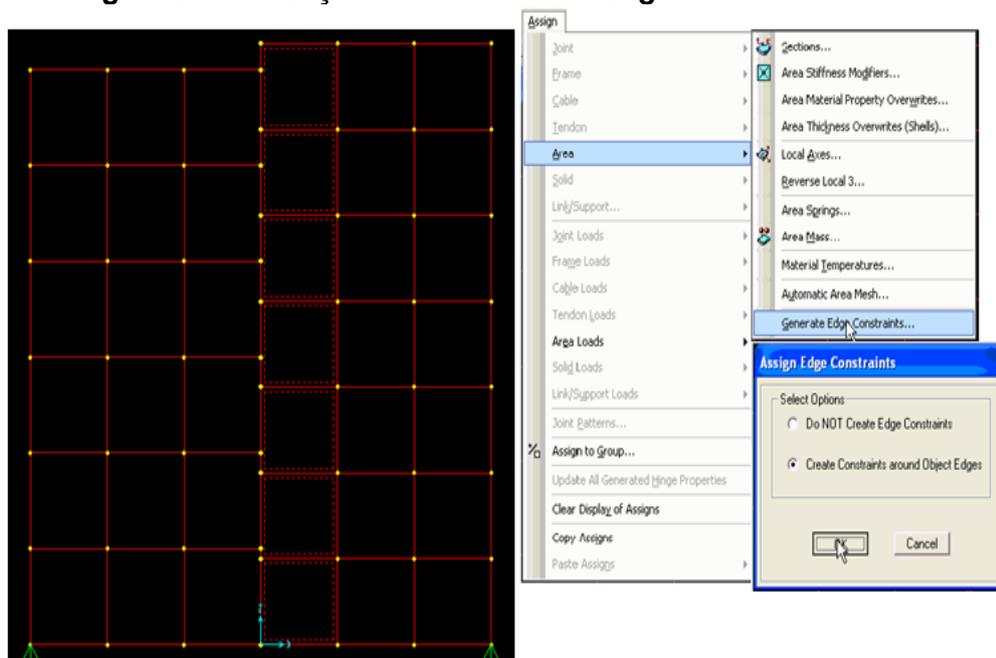
Figura B-4: Diagrama de esforços cortantes.



Fonte: próprio autor.

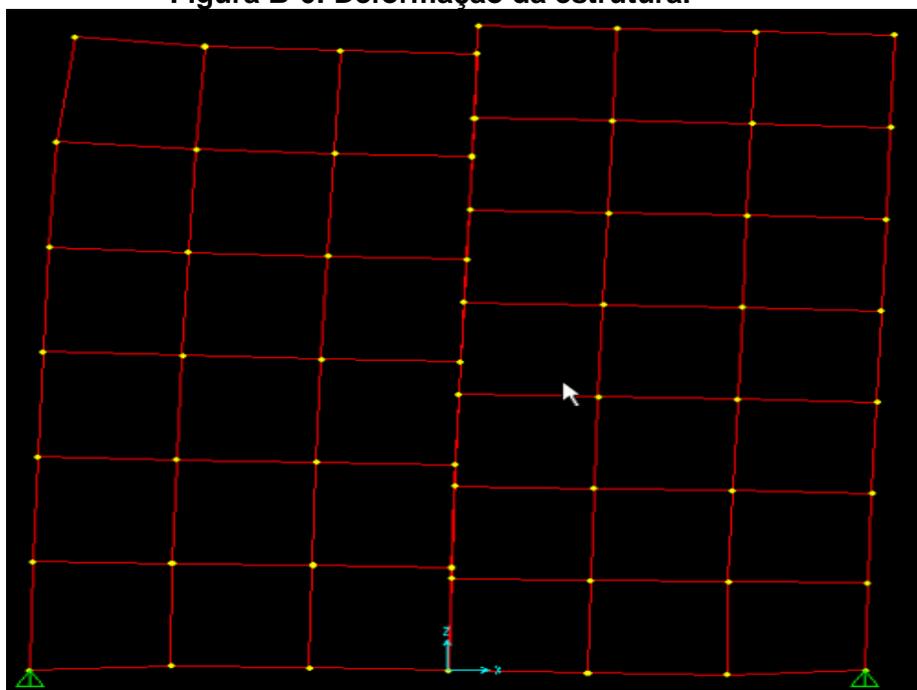
Em um segundo momento utilizou a ferramenta “Edge Constraints” para o cálculo da estrutura. A Figura B-5 apresenta como é aplicado o recurso à estrutura fazendo a partir da lista a seguir:

- Seleciona apenas um lado da malha onde os nós não coincidem;
- Na barra de ferramentas, vá até *Assign > Area > Generate Edge Constraints*;
- Por fim, coloque a opção “*Create Constraints around Object Edges*”.

Figura B5: Utilização da Ferramenta "Edge Constraints".

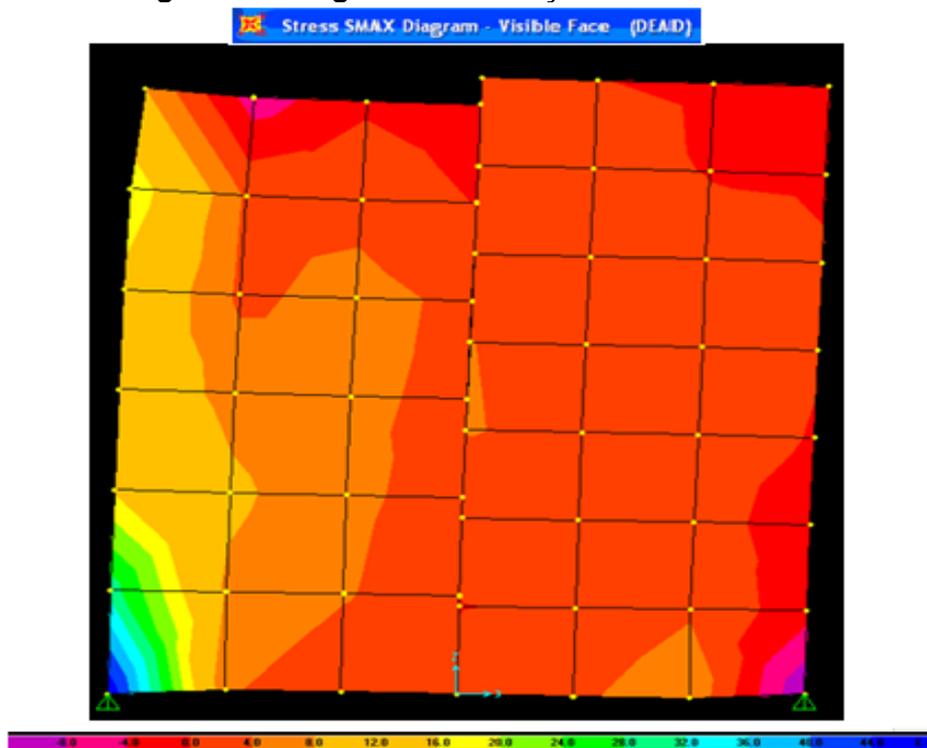
Fonte: próprio autor.

A partir das alterações feitas, a estrutura é recalculada apresentando nas Figuras B-6 e B-7 sua deformação e o diagrama de esforços cortantes máximos respectivamente.

Figura B-6: Deformação da estrutura.

Fonte: próprio autor.

Figura B-7: Diagrama de esforços cortantes.



Fonte: próprio autor.

A Ferramenta “*Edge Constraints*” proporciona malhas que conseguem fazer a transição de esforços e deslocamentos mesmo quando os nós não são coincidentes.

APÊNDICE C

ETAPAS PARA A MODELAGEM DAS LAJES SEM VIGAS EM CONCRETO ARMADO A PARTIR DO SOFTWARE SAP2000® v.16

C-1: Esforços a serem analisados

Ao definir as dimensões do sistema estrutural, suas variáveis, cargas a serem consideradas, restrições e/ou apoios e aplicada à malha sobre o elemento estrutural, segue-se para a resolução dos cálculos que são executados pelo software SAP2000® v.16. A Figura C-1 ilustra a laje discretizada pelo software e apta para iniciar a resolução dos cálculos.

Figura C-1: Laje discretizada pelo software SAP2000®v.16



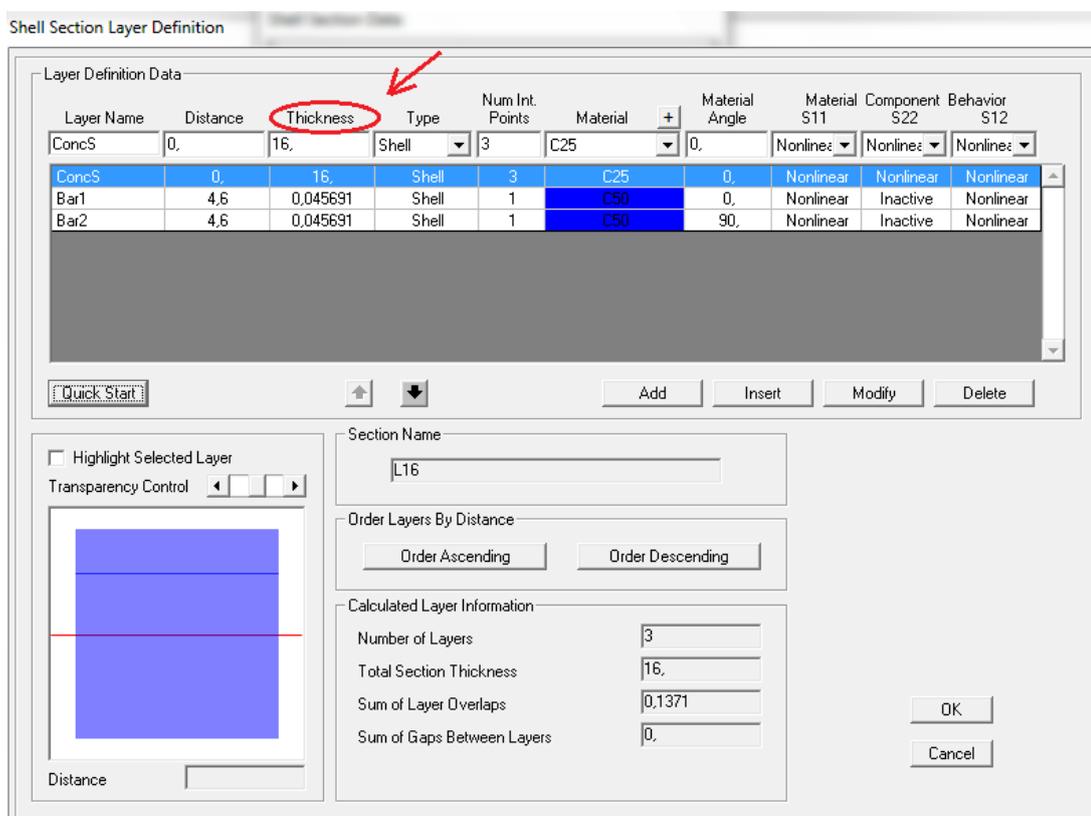
Fonte: próprio autor.

Após a resolução dos cálculos e obtidos os esforços de momentos fletores positivos e negativos, faz-se as seguintes verificações e alterações de informações no software para que se torne possível recalcular a estrutura para a obtenção dos deslocamentos imediatos máximos da estrutura. As verificações e alterações citadas anteriormente são apresentadas a seguir:

- Análise estrutural: é verificada em qual Estádio de comportamento a estrutura se encontra e feito tais alterações no software;

A figura C-2 ilustra a ferramenta utilizada para alterar a espessura da laje caso a estrutura esteja no Estádio II (com a presença de fissuras):

Figura C-2: Alteração da espessura no software



Fonte: próprio autor.

- Projeto estrutural: é calculada a área de aço necessária para combater os esforços de momentos fletores, em posse da área de aço necessária é feita a distribuição da armadura sobre a laje, mais uma vez, tais alterações são introduzidas ao software.

Para a distribuição da armadura necessária para resistir aos esforços de momentos fletores negativos e positivos, utiliza-se a ferramenta apresentada na Figura C-3:

Figura C-3: Distribuição das armaduras sobre a laje

The dialog box is titled "Figura C-3: Distribuição das armaduras sobre a laje". It contains the following sections:

- Section Name:** L16
- Rebar Layers:** One Layer, Two Layers
- Units:** KN, cm, C
- Material Data And Concrete Thickness:**
 - Concrete Material: + C25
 - Rebar Material: + C50
 - Concrete Thickness: 16
- In-Plane Element Component Behavior:**
 - S11 Nonlinear
 - S22 Nonlinear
 - S12 Nonlinear
- Out-of-Plane Element Component Behavior:**
 - Same as In-Plane
 - Linear
- Rebar Size, Spacing and Clear Cover:**
 - Size and Spacing Is the Same For All Rebar
 - Bars - Direction 1: + #5 @ 30, Cover 3
 - Bars - Direction 2: #5 @ 30, Cover 3
- Shell Section Elevation View:**
 - Top
 - Bottom
 - Show Elevation 1-3
 - Show Elevation 2-3
- Shell Section Plan View:**
 - Grid view with coordinate system (1, 2)

Buttons: OK, Cancel

Fonte: próprio autor.

Ao serem feitas as alterações supracitadas, o software refaz os cálculos e, dessa maneira se torna possível obter os deslocamentos imediatos máximos com valores condizentes com a teoria das estruturas de concreto armado.