



**WILLIAN HENRIQUE DE SOUZA**

**COMPARAÇÃO DE CUSTO DE DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUTURAIS DE UM PAVIMENTO DE LAJES E ANÁLISE  
ESTRUTURAL DE LAJES MACIÇAS COM A UTILIZAÇÃO DE  
DOIS *SOFTWARES* COMERCIAIS**

**LAVRAS – MG**

**2019**

**WILLIAN HENRIQUE DE SOUZA**

**COMPARAÇÃO DE CUSTO DE DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS DE UM  
PAVIMENTO DE LAJES E ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES MACIÇAS COM A  
UTILIZAÇÃO DE DOIS *SOFTWARES* COMERCIAIS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Me. Wisner Coimbra de Paula  
Orientador

Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes  
Coorientador

**LAVRAS – MG**

**2019**

**WILLIAN HENRIQUE DE SOUZA**

**COMPARAÇÃO DE CUSTO DE DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS DE UM  
PAVIMENTO DE LAJES E ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES MACIÇAS COM A  
UTILIZAÇÃO DE DOIS *SOFTWARES* COMERCIAIS  
COST COMPARISON BETWEEN DIFFERENT STRUCTURAL SYSTEMS OF A  
STOREY AND STRUCTURAL SOLID SLABS ANALYSIS USING TWO COMMERCIAL  
SOFTWARES**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

APROVADA em 2 de julho de 2019  
Me. Wisner Coimbra de Paula UFLA  
Dr. Ígor José Mendes Lemes UFLA  
Dr. André Luiz Zangiácomo UFLA



---

Prof. Me. Wisner Coimbra de Paula  
Orientador

Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes  
Coorientador

**LAVRAS – MG**

**2019**

Dedico esse trabalho à Deus, à minha família, ao meu orientador, ao meu coorientador e aos meus amigos por terem me dado todo apoio necessário para que eu chegasse aqui.

## **AGRADECIMENTOS**

A elaboração do presente Trabalho de Conclusão de Curso não seria possível sem o apoio de alguns intervenientes. Assim sendo, pretendo agradecer a todos os que sempre me apoiaram e contribuíram para a realização e concretização desta etapa final na minha formação.

Primeiramente agradeço a Deus por iluminar o meu caminho e me abençoar durante esse ciclo.

Agradeço ao meu orientador, Wisner Coimbra de Paula, que aceitou o convite de participar desse trabalho, me orientando e contribuindo para sua melhoria.

Aqui presto também o meu agradecimento ao meu coorientador, Ígor José Mendes Lemes, por se mostrar sempre disponível para me ajudar, não apenas no estágio, mas durante todo o período da minha graduação.

Agradeço também ao corpo docente da Universidade Federal de Lavras, em especial o coordenador do curso de Engenharia Civil, Lucas Henrique Pedrozo Abreu, que esteve sempre presente e prestativo durante o desenvolvimento desse trabalho.

Por fim, porém não menos importante, agradeço à minha família e aos meus amigos, em especial Caio Guilherme, Filipe Rodrigues, Fernanda Vilela, Jéssica Soares e Rúbens Boaventura, que sem eles dificilmente conseguiria chegar até aqui. Agradeço por sempre estarem comigo para me amparar, aconselhar e me congratular fazendo-me sentir uma pessoa melhor. Obrigado por vocês serem os pilares da minha vida!

## RESUMO

As lajes são elementos estruturais que necessitam de elevada parcela do consumo de concreto e aço. Devido ao grande número de sistemas estruturais encontrados no mercado da construção civil, torna-se necessário o estudo aprofundado com auxílio de programas estruturais para obter as melhores soluções técnicas e economicamente otimizadas.

O estudo do presente trabalho tem como finalidade comparar a viabilidade de custo de um pavimento de lajes nervuradas moldadas no local de uma edificação já executada na Universidade Federal de Lavras (UFLA) com os custos gerados pelo dimensionamento de lajes maciças realizados pelos *softwares* comerciais Eberick<sup>®</sup> V10 – Versão Demonstrativa e CYPECAD<sup>®</sup> 2019 – Versão de Avaliação. Esse estudo também tem como objetivo comparar a análise estrutural das mesmas lajes maciças dimensionadas pelo Eberick<sup>®</sup>, que utiliza o Método de Analogia de Grelha para o cálculo de lajes, e o CYPECAD<sup>®</sup> que utiliza o Método dos Elementos Finitos.

Desse modo, foram extraídos os resultados orçamentários provenientes das lajes nervuradas e maciças, bem como os momentos fletores positivos e negativos máximos, esforços cortantes máximos e flechas para efetuar as comparações percentuais, gráficas e qualitativas entre as duas tipologias de lajes estudadas e os resultados dos esforços dos métodos de cálculo utilizados por cada um dos *softwares*.

Conforme os dados da extração e análise dos resultados, pode-se constatar que os custos gerados para construção das lajes nervuradas moldadas no local e das lajes maciças do pavimento de lajes em estudo obtiveram pequena diferença monetária, assim para se determinar qual é a melhor tipologia de laje é necessário avaliar, além dos custos, outros parâmetros como aspectos arquitetônicos e tempo de execução. Também foi possível constatar que o CYPECAD<sup>®</sup> apresentou considerações na análise estrutural das lajes maciças que não foram observadas no cálculo realizado pelo Eberick<sup>®</sup>, obtendo assim resultados mais minuciosos.

**Palavras-chaves:** Lajes nervuradas. Eberick. CYPECAD. Orçamento. Concreto

## ABSTRACT

Slabs are structural elements that require a high share of concrete and steel consumption. Due to the large number of structural systems found in the civil construction market, it is necessary to study in depth with the help of structural programs to obtain the best technical and economically optimized solutions.

The purpose of this study is to compare the feasibility of cost of a molded ribbed slab storey at the site of a building already carried out at the Federal University of Lavras (UFLA) with the costs generated by the design of solid slabs made by commercial software Eberick<sup>®</sup> V10 – Demo Version and CYPECAD<sup>®</sup> – Trial Verson. It also aims to compare the structural analysis of the same solid slabs sized by Eberick<sup>®</sup>, which uses the Grid Analogy Method to calculate slabs, and CYPECAD<sup>®</sup> using the Finite Element Method.

In this way, it extracted the budgetary results from the ribbed and solid slabs, as well as the maximum positive and negative bending moments, maximum shear forces and maximum arrows to make the percentage graphical and qualitative comparisons between the two types of slabs studied and the results of the efforts of the calculation methods used by each of the software.

According to data from the extraction and analysis of the results, it can be seen that the costs generated for the construction of molded slabs in the site and of the solid slabs of the storey of study slabs obtained small monetary difference, thus to determine which is the best typology of slab it is necessary to evaluate, besides the costs, other parameters such as architectural aspects and execution time. It was also possible to verify that CYPECAD<sup>®</sup> presented structural considerations in solid slabs that were not observed in the calculation carried out by Eberick<sup>®</sup>, thus obtaining more detailed results.

**Keywords:** Ribbed slabs. Eberick. CYPECAD. Budget. Concrete

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão.....	23
Figura 2 - Concreto de envolvimento da armadura. ....	33
Figura 3 - Viga de borda como apoio simples para a laje. ....	39
Figura 4 - Lajes adjacentes com espessuras muito diferentes. ....	40
Figura 5 - Representação da vinculação das lajes quando não tem continuidade em toda lateral. ....	40
Figura 6 - Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrentes dos momentos fletores negativos diferentes. ....	41
Figura 7 - Laje plana discretizada em uma grelha. ....	55
Figura 8 - Propriedades geométrica das lajes do “Projeto Lajes Nervuradas”.....	63
Figura 9 – Propriedades geométrica das lajes do “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD”. ....	64
Figura 10 - Condições de vinculação dos bordos das lajes maciças. ....	68
Figura 11 - Custo total das lajes. ....	75
Figura 12 – Vista superior da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de momentos fletores.....	77
Figura 13 - Vista tridimensional da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de momentos fletores.....	78
Figura 14 - Vista superior das regiões de momentos fletores no eixo x gerados pelo CYPECAD®. ....	79
Figura 15 – Vista superior das regiões de momentos fletores no eixo y gerados pelo CYPECAD®. ....	80
Figura 16 - Momentos fletores positivos máximos: eixo x. ....	82
Figura 17 - Momentos fletores positivos máximos: eixo y. ....	82
Figura 18 - Momentos fletores negativos máximos: eixo x. ....	84
Figura 19 - Momentos fletores negativos máximos: eixo y. ....	84
Figura 20 - Vista superior da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de esforços cortantes. ....	88
Figura 21 - Vista superior das regiões de esforços cortantes no eixo x gerados pelo CYPECAD®. ....	89
Figura 22 - Vista superior das regiões de esforços cortantes no eixo y gerados pelo CYPECAD®. ....	90

Figura 23 - Esforços cortantes máximos: eixo x. ....	92
Figura 24 - Esforços cortantes máximos no eixo y.....	92
Figura 25 - Flechas.....	95

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais. ....	24
Tabela 2 – Cargas das paredes sobre as vigas do “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD” .....	65
Tabela 3 - Carregamentos atuantes nas lajes. ....	66
Tabela 4 - Coeficientes de Ponderação e Fatores de Combinação .....	67
Tabela 5 - Custos de composição analítico sem desoneração retirados do SINAPI.....	69
Tabela 6 - Volume e custo total de concreto armado.....	72
Tabela 7 - Consumo e Custo total de aço.....	73
Tabela 8 - Custo com montagem e desmontagem das lajes. ....	74
Tabela 9 - Momentos fletores positivos máximos. ....	81
Tabela 10 - Momentos fletores negativos máximos. ....	83
Tabela 11 - Esforços cortantes máximos.....	91
Tabela 12 - Flechas em cada laje. ....	94

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	26
Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. ...	27
Quadro 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm. ....	28
Quadro 4 - Valores dos coeficientes de redução. ....	32
Quadro 5 - Exigências relativas à fissuração. ....	32
Quadro 6 - Limites para deslocamentos.....	34
Quadro 7 - Valores do coeficiente $\xi$ em função do tempo. ....	36

## LISTA DE SIGLAS

CAA	Classe de Agressividade Ambiental
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-DEF	Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva
ELS-S	Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras
ELS-W	Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras
ELU	Estado Limite Último
EPS	Poliestireno Expandido
MAG	Método de Analogia de Grelha
MEF	Método dos Elementos Finitos
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
UFLA	Universidade Federal de Lavras

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho_c$	Massa específica
$f_c$	Resistência à compressão
$f_{cm}$	Resistência média à compressão
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$\delta$	Coefficiente de variação
$s$	Desvio padrão que corresponde a distância entre o $f_{cm}$ e o ponto onde a curva muda de concavidade
$f_{cd}$	Resistência de cálculo à compressão
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial
$\alpha_e$	Coefficiente que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no elemento estrutural Coefficiente de homogeneização da seção entre aço e concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$c_{\min}$	Cobrimento mínimo
$c_{nom}$	Cobrimento nominal
$\Delta C$	Tolerância de execução para o cobrimento
$M_r$	Momento de fissuração
$\alpha$	Fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
$y_t$	Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
$I_c$	Momento de inércia da seção bruta de concreto
$f_{ct}$	Resistência à tração direta do concreto
$f_{ctk,inf}$	Estado-limite de formação de fissuras
$f_{ct,m}$	Estado-limite de deformação
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$M_{d,rara}$	Momento de cálculo para combinação rara de serviço
$E_{si}$	Módulo de elasticidade do aço da barra considerada
$\sigma_{si}$	Tensão de tração no centro de gravidade da armadura calculada no Estádio II
$\eta_1$	Coefficiente de conformação superficial da armadura considerada

$\rho_{ri}$	Coeficiente de ponderação entre $A_{cri}$ e $A_{si}$
$w_k$	Abertura de fissuras
$w_1$	Abertura de fissuras 1
$w_2$	Abertura de fissuras 2
$A_{cri}$	Área da região de envolvimento protegida pela barra $\phi$
$A_{si}$	Área de aço
$EI$	Rigidez da seção
$I_c$	Momento de inércia da seção bruta de concreto
$I_{II}$	Momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II
$M_a$	Momento fletor na seção crítica do vão considerado
$M_r$	Momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$\alpha_f$	Coeficiente multiplicativo para obtenção da flecha diferida
$\Delta\xi$	Variação do coeficiente para o cálculo da flecha diferida em função do tempo
$A_s'$	Área da seção da armadura longitudinal de compressão
$\xi$	Coeficiente para o cálculo da flecha diferida em função do tempo
$t$	Tempo em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida
$t_0$	Idade inicial, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.
$f_\infty$	Flecha total
$f_0$	Flecha imediata
$l_x$	Lado menor
$l_y$	Lado maior
$S_d$	Solicitação de cálculo mais desfavorável segundo as combinações de ações para ELU
$R_d$	Resistência de cálculo do elemento estrutural para ELU
$S_{d,uti}$	Solicitação de cálculo mais desfavorável segundo as combinações de ações para ELS
$S_{lim}$	Valor limite fixado para efeitos das solicitações para ELS
$F_d$	Valor de cálculo da combinação no ELU analisada
$F_{d,lim}$	Valor de cálculo da combinação no ELS analisada
$\gamma_{gi}$	Coeficiente de ponderação para ações permanentes
$\gamma_q$	Coeficiente de ponderação para ações variáveis
$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes

- $F_{Ql,k}$  Valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação
- $F_{Qj,k}$  Valor característico das ações variáveis consideradas como ações secundárias para a combinação
- $\psi_{0j}$  Coeficiente de redução de combinação de cada uma das demais ações variáveis
- $\psi_{0f,ef}$  Fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal  $F_{Ql}$ , durante a situação transitória
- $F_{Q,exc}$  Valor da ação transitória excepcional
- $\psi_2$  Fator de combinação efetivo para ações variáveis de combinações quase permanentes e frequentes de serviço.
- $\psi_1$  Fator de combinação efetivo para ações variáveis de combinações frequentes e raras de serviço.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>21</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>22</b>
<b>2.1</b>	<b>Propriedades do concreto armado .....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Massa específica .....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Propriedades mecânicas do concreto armado .....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.2.1</b>	<b>Resistência a compressão do concreto.....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.2.2</b>	<b>Resistência de cálculo à compressão .....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.2.3</b>	<b>Resistência à tração do concreto .....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.2.4</b>	<b>Módulo de elasticidade do concreto .....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.2.5</b>	<b>Coefficiente de Poisson.....</b>	<b>25</b>
<b>2.2</b>	<b>Durabilidade das estruturas .....</b>	<b>26</b>
<b>2.3</b>	<b>Estado limite para dimensionamento .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Estado Limite Último .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Estado Limite de Serviço .....</b>	<b>29</b>
<b>2.3.2.1</b>	<b>Momento de fissuração.....</b>	<b>30</b>
<b>2.3.2.1.1</b>	<b>Homogeneização da seção.....</b>	<b>30</b>
<b>2.3.2.2</b>	<b>Estádio I .....</b>	<b>31</b>
<b>2.3.2.3</b>	<b>Estádio II .....</b>	<b>31</b>
<b>2.3.2.4</b>	<b>Estado limite de formação de fissuras (ELS-F) .....</b>	<b>31</b>
<b>2.3.2.5</b>	<b>Estado limite de serviço de abertura de fissuras (ELS-W) .....</b>	<b>32</b>
<b>2.3.2.6</b>	<b>Estado limite de serviço de deformações excessivas (ELS-DEF) .....</b>	<b>34</b>
<b>2.3.2.6.1</b>	<b>Flecha imediata.....</b>	<b>35</b>
<b>2.3.2.6.2</b>	<b>Flecha diferida .....</b>	<b>35</b>
<b>2.3.2.6.3</b>	<b>Flecha total.....</b>	<b>36</b>
<b>2.4</b>	<b>Lajes .....</b>	<b>36</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Classificação das lajes quanto a direção da armadura principal.....</b>	<b>38</b>
<b>2.4.1.1</b>	<b>Lajes armadas em uma direção .....</b>	<b>38</b>
<b>2.4.1.2</b>	<b>Lajes armadas em duas direções .....</b>	<b>38</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Vinculação .....</b>	<b>39</b>
<b>2.4.2.1</b>	<b>Bordos simplesmente apoiados .....</b>	<b>39</b>
<b>2.4.2.2</b>	<b>Engaste perfeito .....</b>	<b>39</b>

2.4.2.3	Engaste elástico.....	40
2.5	Lajes maciças .....	41
2.6	Lajes nervuradas .....	42
2.6.1	Lajes nervuradas moldadas no local .....	43
2.7	Processo de construção das lajes maciças e lajes nervuradas “in loco” .....	44
2.8	Concepção estrutural.....	46
2.9	Ações a considerar no dimensionamento das lajes .....	47
2.9.1	Ações permanentes .....	47
2.9.2	Ações variáveis .....	48
2.9.2.1	Ação do vento .....	48
2.9.3	Ações excepcionais .....	49
2.10	Combinações de ações.....	49
2.10.1	Combinações últimas .....	50
2.10.1.1	Combinações últimas normais .....	50
2.10.1.2	Combinações últimas especiais ou de construção .....	50
2.10.1.3	Combinações últimas excepcionais.....	50
2.10.2	Combinações de serviço .....	51
2.10.2.1	Combinações quase permanentes de serviço.....	51
2.10.2.2	Combinações frequentes de serviço.....	51
2.10.2.3	Combinações raras de serviço.....	52
2.11	Métodos de cálculo.....	52
2.11.1	Método dos Elementos Finitos .....	53
2.11.2	Método da Analogia de Grelhas .....	55
2.12	CYPECAD® .....	56
2.13	Eberick® .....	58
2.14	Orçamento.....	59
3	<b>METODOLOGIA</b> .....	61
3.1	Características arquitetônicas .....	62
3.2	Características dos elementos estruturais .....	62
3.3	Carregamentos.....	64
3.4	Combinações .....	66
3.5	Condições de vinculação .....	67
3.6	Composição dos custos.....	69
4	<b>RESULTADOS</b> .....	72

<b>4.1</b>	<b>Primeira etapa: análise de custo.....</b>	<b>72</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Consumo de concreto .....</b>	<b>72</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Consumo de aço .....</b>	<b>73</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Montagem e desmontagem das lajes .....</b>	<b>74</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Custo total das lajes.....</b>	<b>75</b>
<b>4.2</b>	<b>Segunda etapa – análise e dimensionamento estrutural.....</b>	<b>76</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Momentos fletores.....</b>	<b>76</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Esforços cortantes .....</b>	<b>87</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Análise das flechas .....</b>	<b>93</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>97</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusões gerais .....</b>	<b>97</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>98</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>100</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>105</b>

## 1 INTRODUÇÃO

No Brasil o concreto é o material mais estudado e utilizado na construção civil. Ele está presente em praticamente quase todas as edificações de pequeno, médio e grande porte. Segundo Clímaco (2016) o concreto possui as qualidades essenciais que um material com a finalidade estrutural deve apresentar: resistência, durabilidade e disponibilidade.

Com o crescimento da população e da demanda das construções passou também ao crescimento do porte das edificações com o objetivo de obter maior liberdade de espaços, vãos livres mais ousados e com pilares cada vez mais espaçados. Nesse sentido, notou-se a dificuldade das estruturas de concreto simples suportarem cargas distribuídas em grandes vãos devido a sua incapacidade de resistir a grandes esforços de tração. Assim, para suprir essa deficiência, foi feita a associação do concreto e do aço nas regiões em que prevalecem estes esforços. Essa junção de concreto e aço recebeu o nome de concreto armado.

Nos últimos anos o crescimento da construção civil teve um desenvolvimento significativo, contudo esse desenvolvimento aumentou também a concorrência das empresas nesse setor e desse modo faz-se necessário oferecer alternativas estruturais e construtivas que permitam maior eficiência e redução de custos das obras, tanto no consumo de materiais, quanto no processo de execução.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2010) as lajes são elementos planos, em geral horizontais, com duas dimensões muito maiores que a terceira. Sua principal função é receber os carregamentos e transferi-los para as vigas, que os transmitem para os pilares, até garantir a transferência de todos os esforços para a fundação.

As lajes são elementos estruturais que necessitam de elevada parcela do consumo de concreto. Atualmente, existem diversos sistemas estruturais que empregam lajes de concreto armado, tais como lajes maciças, nervuradas, protendidas, mistas, entre outras. Devido ao grande número de sistemas estruturais encontrados no mercado da construção civil, torna-se necessário o estudo aprofundado com auxílio de programas estruturais para obter as melhores soluções técnicas e economicamente otimizadas. (VIZOTTO; SATORTI, 2010).

As lajes maciças e as nervuradas moldadas no local possuem ótima eficiência estrutural e são comumente utilizadas por auxiliarem no comportamento da estrutura, como por exemplo, aumento da rigidez global. Contudo, essas duas soluções apresentam características desfavoráveis como elevado consumo de concreto e mão de obra. Desse modo, o engenheiro civil tem a finalidade de analisar qual é o melhor sistema construtivo que atendam aos requisitos estruturais e que tenha menor custo.

Décadas atrás não existiam recursos computacionais e nem tecnologias para a realização de análise estrutural que simulasse o real comportamento de uma estrutura. Segundo Araújo (2010b), o dimensionamento das lajes era feito através de métodos tradicionais simplificados com uso de tabelas e considerava as mesmas como vigas de apoio indeformáveis. Nos últimos anos, com o desenvolvimento das tecnologias na área de informática, os computadores passaram a ter um papel importante nos escritórios de engenharia, pois houveram grandes aprimoramentos dos programas de cálculo e análise, propiciando melhores condições para analisar estruturas de alta complexidade.

Com o avanço dos recursos computacionais, também foi possível desenvolver métodos mais complexos capazes de representar o comportamento real da estrutura. Cada método possui suas particularidades decorrentes dos diferentes modelos matemáticos utilizados em sua matriz de cálculo, apresentando resultados diferentes em relação as tensões, deslocamentos e deformações da estrutura. Dentre esses métodos, podem-se destacar o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método de Analogia de Grelha (MAG).

Segundo Soriano (2003) o MEF é um modelo matemático de extrema complexidade, com base em métodos matriciais de rigidez e equações lineares, que analisam a estrutura detalhadamente, sendo necessário o auxílio de um sistema computacional para efetuar a grande quantidade de cálculos necessários para chegar a um resultado preciso, tais que se aproximam da realidade da estrutura.

Já o método de resolução numérica por MAG consiste em substituir a placa por uma malha, formando uma grelha composta por vigas ortogonais entre si, sendo essas barras paralelas e transversais aos eixos principais da placa. Todas as barras e nós da grelha situam-se no mesmo plano, facilitando a análise e o processamento do método. A resolução do problema é feita através de análise matricial, sendo, portanto, um método de fácil elaboração e resolução rápida (HENNRICHS, 2003).

Ambos os métodos estão presentes no dia a dia dos projetistas estruturais e cada vez mais engenheiros recém-formados estão utilizando programas computacionais com recursos e matrizes numéricas cada vez mais avançadas. Muitos desses engenheiros não tem conhecimento suficiente para obter uma avaliação criteriosa dos resultados fornecidos por diferentes modelagens. Assim, há necessidade de estudos aprofundados sobre os diferentes métodos numéricos utilizados em *softwares* estruturais de modo a fornecer subsídio para os projetistas estruturais.

Portanto, este estudo tem a finalidade de comparar a viabilidade de custo de um pavimento de lajes nervuradas moldadas no local de uma edificação já executada na

Universidade Federal de Lavras (UFLA) com o custo gerado pelo dimensionamento de lajes maciças realizados pelos *softwares* comerciais Eberick® – Versão Demonstrativa e CYPECAD® – Versão de Avaliação. Esse estudo também tem como objetivo comparar os resultados da análise estrutural das mesmas lajes maciças dimensionadas pelo Eberick®, que utiliza o MAG para o cálculo de lajes, e o CYPECAD® que utiliza o MEF. Desse modo, os resultados orçamentários provenientes das lajes nervuradas e maciças foram extraídos, bem como os momentos fletores positivos e negativos máximos, esforços cortantes máximos e flechas para efetuar as comparações percentuais, gráficas e qualitativas entre as duas tipologias de lajes estudadas e os resultados dos esforços dos métodos de cálculo utilizados por cada um dos *softwares*.

### **1.1 Objetivos**

Realizar uma comparação entre a análise de custo de um pavimento de lajes nervuradas moldadas no local de uma edificação já executada na UFLA com o custo gerado pelo dimensionamento de lajes maciças calculadas pelos *softwares* comerciais Eberick® V10 – Versão Demonstrativa e CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação.

Estabelecer uma comparação enquanto análise estrutural entre os métodos de cálculo MAG e MEF, com auxílio das ferramentas computacionais Eberick® V10 – Versão Demonstrativa para o primeiro caso e o CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação para o segundo, do mesmo dimensionamento das lajes maciças da edificação situada na UFLA. Os parâmetros utilizados para essa comparação foram momentos fletores máximos, esforços cortantes máximos e flechas.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

Neste capítulo é apresentado o embasamento teórico do trabalho, referente às áreas temáticas de interesse. Abordam-se conhecimentos bibliográficos relativos a propriedades do concreto armado, estados limites para dimensionamento, concepção estrutural, entre outros temas.

### **2.1 Propriedades do concreto armado**

Tanto as lajes maciças quanto as lajes nervuradas moldadas no local são constituídas predominantemente de concreto armado, portanto é de extrema importância entender suas propriedades para o processo do cálculo estrutural.

#### **2.1.1 Massa específica**

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os concretos de massa específica normais são aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica ( $\rho_c$ ) compreendida entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>. Se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2400 kg/m<sup>3</sup> e para o concreto armado, 2500 kg/m<sup>3</sup>.

#### **2.1.2 Propriedades mecânicas do concreto armado**

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios, executados em condições específicas. Ressalta-se que os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações.

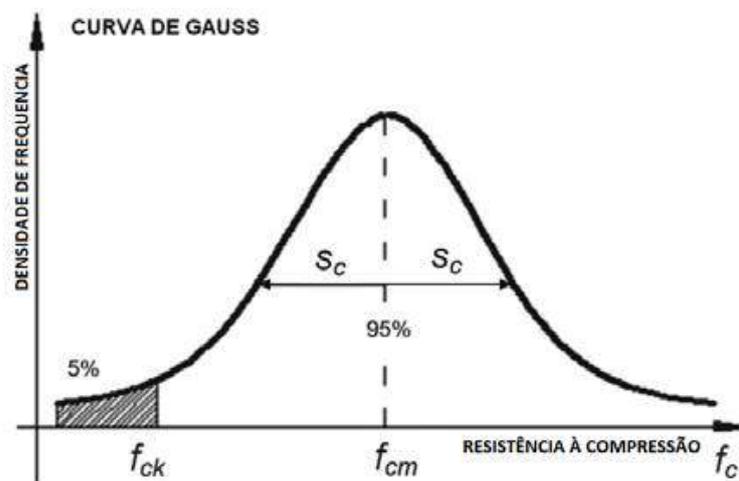
##### **2.1.2.1 Resistência à compressão do concreto**

Segundo Carvalho e Filho (2012), a resistência à compressão simples é a característica mecânica mais importante do concreto. Para estimá-la em um lote de concreto, são moldados e preparados corpos de prova para ensaio segundo a NBR 5738 (ABNT, 2003) – Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto, os quais são ensaiados

segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007) – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.

Carvalho e Filho (2012) afirmam também que após o ensaio dos corpos de prova, pode ser feito um gráfico com os valores obtidos da resistência à compressão ( $f_c$ ) versus a quantidade de corpos de prova relativos a determinado valor de  $f_c$ , também denominada densidade de frequência. A curva encontrada denomina-se Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão (FIGURA 1).

Figura 1 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão.



Fonte: Helene (1984).

Na curva de Gauss encontram-se dois valores de fundamental importância: resistência média do concreto à compressão ( $f_{cm}$ ) e resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ). O valor  $f_{cm}$  é a média aritmética dos valores de ( $f_c$ ) para o conjunto de corpos de prova ensaiados, e o ( $f_{ck}$ ) é uma medida estatística que leva em consideração não apenas a resistência média do concreto à compressão, mas também o desvio da série de valores por meio do coeficiente de variação ( $\delta$ ) (CARVALHO; FILHO, 2012).

A NBR 12655 (ABNT, 2015) define um valor de resistência a ser utilizado para os cálculos, denominado resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele ou 5% abaixo, ou seja,  $f_{ck}$  é o valor da resistência que apresenta grau de confiança de 95%. O  $f_{ck}$  pode ser calculado como segue:

$$f_{ck} = f_{cm} * (1 - 1,65 * \delta) \quad (1)$$

A NBR 8953 (ABNT, 2015) define as classes de resistência em função do  $f_{ck}$ , conforme é observado na Tabela 1.

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais.

<b>Classe de Resistência Grupo I</b>	<b>Resistência característica à compressão (MPa)</b>	<b>Classe de Resistência Grupo II</b>	<b>Resistência Característica à Compressão (MPa)</b>
C 20	20	C 55	55
C 25	25	C 60	60
C 30	30	C 70	70
C 35	35	C 80	80
C 40	40	C 90	90
C 45	45		
C 50	50	C100	100

Fonte: Adaptado NBR 8953 (2015).

### 2.1.2.2 Resistência de cálculo à compressão ( $f_{cd}$ )

Devido a existência de falhas para o processo executivo e deficiências dos materiais da concepção do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece valores do coeficiente de ponderação, o qual proporcionará uma minoração na resistência característica. Com isso, para o concreto quando a verificação se faz em data igual ou superior a 28 dias, adota-se:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

### 2.1.2.3 Resistência à tração do concreto

A resistência à tração do concreto não é relevante quando se trata da capacidade de carga da estrutura, desse modo ela é desprezada no dimensionamento dos elementos estruturais. Contudo, segundo Araújo (2010a), é importante levá-la em consideração na verificação das deformações da estrutura sob cargas de serviço.

#### 2.1.2.4 Módulo de elasticidade do concreto

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ) deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522 (ABNT, 2008), sendo considerado nesta norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a expressão 3 para concretos de classe até C50 e a expressão 4 para concretos de classes C55 até C90:

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_e * \left(\frac{f_{ck}}{10} * +1,25\right)^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) utilizado para a verificação dos estados limites de serviço pode ser estimado como segue:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (5)$$

sendo  $\alpha_i$  calculado da seguinte forma:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (6)$$

#### 2.1.2.5 Coeficiente de Poisson

Segundo Carvalho e Filho (2012) quando uma força uniaxial é aplicada sobre uma peça de concreto, resulta uma deformação longitudinal na direção da carga e, simultaneamente, uma deformação transversal com sinal contrário. Para concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que a relação entre a deformação transversal e a longitudinal é denominada coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Para tensões de compressão menores que  $0,5 f_c$  e de tração menores que  $f_{ct}$  (regime elástico), pode ser adotado  $\nu = 0,2$ .

## 2.2 Durabilidade das estruturas

A durabilidade das estruturas de concreto depende de diversos fatores como por exemplo, a produção e caracterização dos insumos, preparação do concreto, execução da estrutura e manutenções preventiva e corretiva. Segundo Araújo (2010a) os projetos estruturais de concreto geralmente consideram a vida útil das estruturas de no mínimo 50 anos e não devem ser necessárias medidas de intervenção e reparos significativos das estruturas durante esse período.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é importante verificar a classe de agressividade do ambiente para se obter o máximo de cuidado com o processo de deterioração do concreto que é causado por ações químicas e físicas. A mesma norma classifica a agressividade ambiental de acordo com o Quadro 1, levando em consideração as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2014).

O nível de agressividade na região onde a edificação será construída determinará as características do concreto e da estrutura, tais como a relação água e cimento que afeta diretamente a porosidade do concreto, a espessura do cobrimento da armadura, a abertura

máxima de fissura e a qualidade do concreto. Estas características estão diretamente relacionadas com a resistência à compressão do concreto (ARAÚJO, 2010a).

Portanto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina os requisitos mínimos que devem ser atendidos levando em consideração a relação da água, classe de agressividade, e o tipo de concreto utilizado. Estes requisitos estão expressos no Quadro 2.

Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (2014).

O cobrimento mínimo é necessário para garantir a durabilidade e qualidade da estrutura de concreto. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Os cobrimentos nominais em função da classe de agressividade ambiental para os casos usuais em que  $\Delta c = 10$  mm estão indicados no Quadro 3.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve também que é permitido a redução de 5 mm dos cobrimentos nominais nos casos quando houver um controle de qualidade e limites rígidos das medidas durante a execução do concreto. A mesma norma prescreve que a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento.

Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: NBR 6118 (2014).

## 2.3 Estado limite para dimensionamento

Os Estados Limites são parâmetros que devem ser considerados nos cálculos de dimensionamento e verificação da segurança das estruturas. Estes parâmetros devem atender a uma das finalidades de sua construção. A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve dois Estados Limites: Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS).

### 2.3.1 Estado Limite Último

O ELU está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural. Ao atingir um ELU a estrutura esgota sua capacidade resistente e, desse modo, a utilização posterior da edificação só é possível após obras de reparo, reforço ou mesmo a substituição de toda estrutura ou a parte que está comprometida (CLÍMACO, 2016).

Na fase de projeto, quando é realizado o dimensionamento, faz-se o cálculo com base no ELU. Desse modo, se sabe qual será a margem de resistência aos carregamentos aplicados na estrutura. Essa margem se tem através dos coeficientes de segurança. Esses coeficientes são

adotados de tal forma que as ações são majoradas e as resistências dos materiais são minoradas (MEDEIROS; SOUZA, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve quais são os ELU do concreto que devem ser atendidos:

- a) Estado Limite Último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada na mesma Norma;
- c) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado Limite Último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado Limite Último de colapso progressivo;
- f) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012);
- g) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- h) Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

### **2.3.2 Estado Limite de Serviço**

O ELS prejudica o uso normal da construção, contudo não leva à ruína imediata. Eles estão relacionados à durabilidade das estruturas, à aparência e ao conforto do usuário. Podem ocorrer na estrutura deformações e deslocamentos, fissurações e vibrações excessivas que torna a estrutura inadequada para uso, causando principalmente insegurança, desconforto ao usuário e danos as armaduras por desproteção (CARVALHO, 2012).

A durabilidade de uma peça de concreto armado é comprometida significativamente pela abertura excessiva das fissuras ocasionando um grande risco de haver degradação rápida e superficial do concreto e da armadura. Assim, o projetista deve ser cauteloso na elaboração do projeto, evitando que as peças de concreto sofram essas fissurações excessivas (PINHEIRO; MUZARDO, 2004).

### 2.3.2.1 Momento de fissuração

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), nos ELS as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad (7)$$

sendo:

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares.

Onde a resistência à tração direta do concreto ( $f_{ct}$ ) é calculada pela expressão 8 quando se trata de formação de fissuras ou é calculada pela expressão 9 quando se trata de deformação excessiva.

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ (em MPa, formação de fissuras)} \quad (8)$$

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ (em MPa, deformação excessiva)} \quad (9)$$

#### 2.3.2.1.1 Homogeneização da seção

Pinheiro e Muzardo (2004) define que o concreto armado é formado por concreto e aço, portanto esses materiais possuem propriedades diferentes. Para alguns cálculos é necessário homogeneizar a seção substituindo a área de aço por uma área correspondente de concreto, obtida a partir da área de aço ( $A_s$ ), multiplicando-a por  $\alpha_e$ . Sendo  $\alpha_e$  calculado como:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (10)$$

### 2.3.2.2 Estádio I

Pinheiro e Muzado (2004) afirma que no Estádio I as tensões atuantes são menores que a resistência a tração do concreto e o elemento estrutural se encontra não fissurado. O momento de inércia da seção deve considerar a ação conjunta (concreto + armaduras) por meio da homogeneização da seção transversal e o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) corresponde ao Módulo de Elasticidade Tangente Inicial ( $E_{ci}$ ) que é definido por:

$$E_c = E_{ci} = 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (11)$$

### 2.3.2.3 Estádio II

Segundo Pinheiro e Muzardo (2004) no Estádio II a região do concreto tracionado encontra-se fissurada abaixo da linha neutra, pois o concreto não mais resiste à tração, logo a resistência do concreto à tração deve ser desprezada. O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) nesse Estádio corresponde ao Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{cs}$ ) que é definido por:

$$E_c = E_{cs} = 0,85 * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (12)$$

### 2.3.2.4 Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o estado limite de formação de fissuras corresponde ao momento de fissuração calculado com  $f_{ct} = f_{ctk,inf}$ . As combinações de cargas para o processo de cálculo para a formação de fissuras são as combinações raras de serviço, pois levam em consideração a aplicação de cargas nas estruturas em poucas horas, causando danos irreversíveis. Os valores dos coeficientes de redução podem ser consultados no Quadro 4.

A verificação do ELS-F é feita comparando o momento fletor relativo à combinação rara de serviço com o momento limite de início de fissuração. Dessa forma, se  $M_{d,rara} > M_r$ , há fissuras, caso contrário, não (PINHEIRO; MUZARDO, 2004).

Quadro 4 - Valores dos coeficientes de redução.

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (2014).

### 2.3.2.5 Estado limite de serviço de abertura de fissuras (ELS-W)

Segundo Carvalho (2012) deve-se garantir que as aberturas de fissuras fiquem dentro de limites que não comprometam as condições de serviço e a durabilidade da estrutura e que as fissuras devem ser evitadas ou limitadas por meio de cuidados tecnológicos e construídas sob cargas específicas através das combinações frequentes de ações.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece algumas verificações para abertura de fissuras e a flecha. Nesse estado, as fissuras apresentam aberturas características iguais aos máximos especificados pelo Quadro 5.

Quadro 5 - Exigências relativas à fissuração.

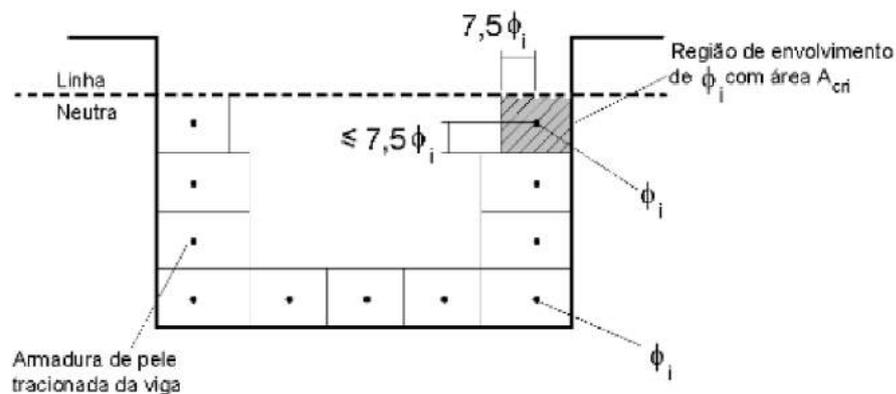
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: NBR 6118 (2014).

A abertura de fissuras é determinada para cada região de envolvimento (FIGURA 2), e é a menor entre  $w_1$  e  $w_2$ , dadas como:

$$w_k \leq \begin{cases} w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left( \frac{4}{\rho_i} + 45 \right) \end{cases} \quad (13)$$

Figura 2 - Concreto de envolvimento da armadura.



Fonte: NBR 6118 (2014).

onde:

$$\eta_1 = \begin{cases} 1; & \text{para barras lisas} \\ 1,4; & \text{para barras entalhadas} \\ 2,25; & \text{para barras nervuradas} \end{cases}$$

sendo:

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \quad (14)$$

onde:

$A_{si}$  é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_i$ ;

$A_{cri}$  é a área de aço.

sendo:

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (15)$$

### 2.3.2.6 Estado limite de serviço de deformações excessivas (ELS-DEF)

Segundo Carvalho (2012) no ELS-DEF o projetista estrutural deve limitar as flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética e nem causem insegurança aos usuários. Nele as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura. Os limites para essas deformações estão contidos no Quadro 6.

Quadro 6 - Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos <sup>f</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118 (2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que as verificações dos valores das deformações devem ser realizadas através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença das armaduras, a existência de fissuras no concreto ao longo dessas armaduras e as deformações diferidas no tempo.

A verificação das deformações de uma estrutura, deve-se considerar: combinação quase-permanente de ações e rigidez efetiva das seções (PINHEIRO; MUZARDO, 2004).

### 2.3.2.6.1 Flecha imediata

Flecha imediata ou instantânea é o máximo deslocamento que uma viga ou laje sofre quando se retira o seu escoramento e a peça recebe os carregamentos permanentes. Esse deslocamento imediato é causado principalmente pelo tipo do carregamento aplicado na estrutura, o traço do concreto, tipo do aço, agregados, tamanho dos vãos e tipos dos apoios (MEDEIROS; SOUZA, 2017).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para uma avaliação aproximada da flecha imediata em elementos submetidos à flexão simples, pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \leq E_{cs} * I_c \quad (16)$$

onde:

$EI$  corresponde a rigidez da seção;

$E_{cs}$  corresponde ao módulo de elasticidade Secante do concreto;

$M_r$  corresponde ao momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

$M_a$  corresponde ao momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

$I_{II}$  corresponde ao momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

$I_c$  corresponde ao momento de inércia da seção bruta de concreto.

### 2.3.2.6.2 Flecha diferida

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que 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  $\alpha_f$  definido como:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 * \rho'} \quad (17)$$

onde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b * d} \quad (18)$$

$\xi$  : é o coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente pelo Quadro 7 ou ser calculado por:

$$\xi (f) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} \quad \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (19)$$

$$\xi (f) = 2 \quad \text{para } t > 70 \text{ meses} \quad (20)$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (21)$$

Quadro 7 - Valores do coeficiente  $\xi$  em função do tempo.

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

Fonte: NBR 6118 (2014).

### 2.3.2.6.3 Flecha total

A flecha total é obtida pela soma da flecha imediata mais a flecha diferida. Portanto pode ser calculada, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), como:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) * f_o \quad (22)$$

## 2.4 Lajes

Pinheiro, Muzardo e Santos (2010) definem lajes como elementos planos, com duas dimensões muito maiores que a terceira, sendo esta denominada espessura. Elas recebem os carregamentos atuantes no andar, provenientes do uso da construção, e transferem para os apoios.

As lajes planas funcionam como placas e chapas, pois elas resistem aos esforços verticais aplicados ao longo dos pisos e distribuem esses esforços sobre as vigas ou diretamente

sobre pilares funcionando como um diafragma rígido horizontal. Desse modo, as lajes possuem dupla função estrutural, primeiramente de resistir aos esforços normais que atuam perpendicular ao seu plano principal, e em segundo lugar de resistir aos esforços tangenciais que atuam paralelamente a este plano (FRANCA; FUSCO, 1997).

Os pavimentos de uma edificação podem ter diferentes tipos de lajes e a escolha depende de vários fatores como segurança, condições econômicas e o tipo de projeto arquitetônico. Os principais tipos usuais de lajes são:

- **Laje Maciça:** são placas compostas de concreto com espessura uniforme, contendo armaduras longitudinais e transversais sendo apoiadas ao longo do seu contorno (BASTOS, 2015).
- **Laje Cogumelo e Laje Lisa:** são lajes apoiadas diretamente nos pilares. Se não tiver capitel próximo a laje, ela é chamada de laje lisa, porém se houver capitel, é denominada laje cogumelo (ARAÚJO, 2010b). Segundo Carvalho e Pinheiro (2010) suas vantagens incluem rapidez na execução, rapidez na montagem de formas, maior racionalização, melhor condição estética. Possui como desvantagem a possibilidade de punção da laje pelo pilar, pequena rigidez às ações laterais e deslocamentos transversais excessivos.
- **Laje Mista:** é constituída por uma chapa de aço sobre a qual é colocado no local o concreto armado, que contém uma armadura superior destinada a controlar a fissuração do concreto. As lajes mistas tem como vantagens rapidez na construção, redução de efeitos de instabilidade no elemento aço, aumento da precisão dimensional, equilíbrio entre rigidez e resistência, redução do peso estrutural, redução de escoramento e fôrmas, propriedades de amortecimento. Entretanto possuem como desvantagens alto investimento inicial e necessitam de mão de obra especializada. (BELLEI; PINHO, F.; PINHO, M., 2008).
- **Laje Nervurada:** são lajes em que a zona de tração é constituída por nervuras. Entre essas nervuras pode ser colocado material inerte de forma que a superfície externa se mantenha plana. Essas lajes podem ser moldada no local ou com nervuras pré-fabricadas. São lajes empregadas para vencer grandes vãos e resistir a altas ações verticais. (SOUZA; CUNHA, 1998).
- **Laje Fundação (Radier):** são lajes de concreto armado em contato direto com o terreno que recebe as cargas oriundas dos pilares e paredes da superestrutura e descarregam sobre uma grande área do solo. Essas lajes são indicadas quando o solo possui baixa tensão admissível. Esse tipo de laje é recomendada em obras de fundação quando a área

das sapatas ocuparem cerca de 70% da área coberta pela construção ou quando se deseja reduzir ao máximo os recalques diferenciais (CARVALHO; PINHEIRO, 2010).

#### **2.4.1 Classificação das lajes quanto a direção da armadura principal**

Em relação à direção das armaduras as lajes podem ser classificadas em dois casos: laje armada em uma direção e laje armada em duas direções.

##### **2.4.1.1 Lajes armadas em uma direção**

Segundo Bastos (2015) as lajes armadas em uma direção são retangulares. Caso a razão entre o lado maior ( $l_y$ ) em relação ao lado menor ( $l_x$ ) for maior que 2, conforme a expressão 23, a laje será armada apenas em um direção, cujo menor vão é chamado de direção principal e absorve o maior percentual dos esforços. Já a outra direção é chamada de secundária e os esforços são bem menores e geralmente são desprezados nos cálculos.

$$\frac{l_y}{l_x} > 2 \quad (23)$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) coloca-se armadura de distribuição na direção do maior vão para atender a seção mínima exigida pela mesma norma. Desse modo, a armadura principal é calculada para resistir à totalidade dos esforços, já a armadura de distribuição tem o objetivo de solidarizar as faixas de laje da direção principal, prevendo-se uma eventual concentração de esforços.

##### **2.4.1.2 Lajes armadas em duas direções**

Bastos (2015) afirma que as lajes armadas em duas direções possuem a razão entre o lado maior ( $l_y$ ) em relação ao lado menor ( $l_x$ ) igual ou menor que 2, conforme a equação 24. Essas lajes são mais quadradas e os esforços nas duas direções são importantes para o dimensionamento, sendo assim as duas direções são consideradas direções principais.

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (24)$$

## 2.4.2 Vinculação

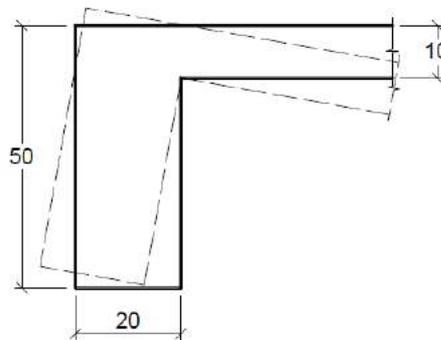
Para o cálculo dos esforços solicitantes e das deformações nas lajes torna-se necessário estabelecer os vínculos da laje com os apoios. Os três tipos comuns de vínculo simplificados das lajes são o apoio simples, o engaste perfeito e o engaste elástico. (BASTOS, 2015).

### 2.4.2.1 Bordos simplesmente apoiados

Segundo Bastos (2015) o apoio simples surge nos bordos onde as lajes estão apoiadas sobre um apoio contínuo ao longo do seu bordo sem continuidade. O apoio pode ser uma parede de alvenaria ou uma viga de concreto.

No caso de vigas de concreto de dimensões correntes, a rigidez da viga à torção é pequena, de modo que a viga gira e deforma-se, acompanhando as pequenas rotações da laje, o que acaba garantindo a concepção teórica do apoio simples conforme a Figura 3 (BASTOS, 2015).

Figura 3 - Viga de borda como apoio simples para a laje.

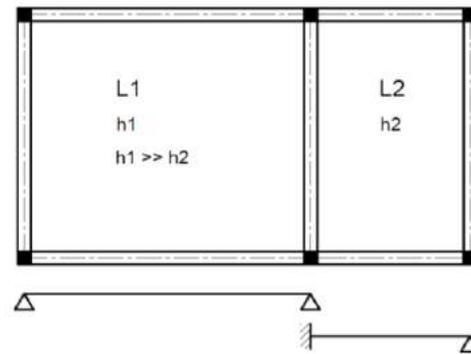


Fonte: Bastos (2015).

### 2.4.2.2 Engaste perfeito

Bastos (2015) define que o engaste perfeito acontece nas bordas onde há continuidade entre duas lajes vizinhas e em casos de lajes em balanço, como varandas e marquises. Quando duas lajes contínuas têm espessuras muito diferentes pode ser mais adequado considerar a laje de menor espessura engastada na de maior espessura, contudo a laje com maior espessura pode ser considerada apenas apoiada no bordo comum às duas lajes. A vinculação está representada pela Figura 4.

Figura 4 - Lajes adjacentes com espessuras muito diferentes.



Fonte: Bastos (2015).

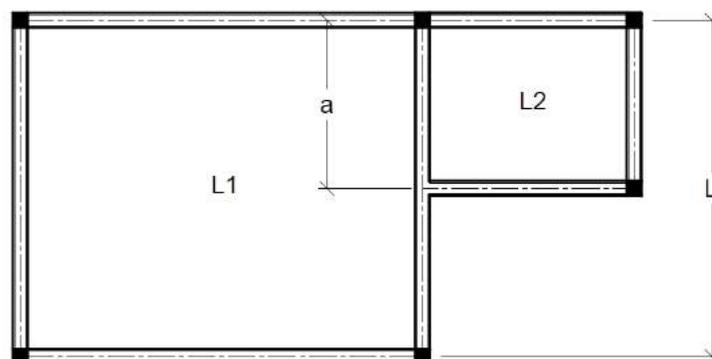
Segundo Bastos (2015) no caso em que as lajes não têm continuidade ao longo de todo o bordo comum, o critério simplificado para se considerar a vinculação está de acordo com as expressões 25 e 26, conforme a Figura 5.

$$\text{Se } a \geq \frac{2}{3} * L \rightarrow \text{a laje L1 pode ser considerada com a borda engastada na laje L2} \quad (25)$$

$$\text{Se } a < \frac{2}{3} * L \rightarrow \text{a laje L1 pode ser considerada simplesmente apoiada (apoio simples)} \quad (26)$$

Em qualquer dos casos a laje L2 tem a borda engastada na laje L1.

Figura 5 - Representação da vinculação das lajes quando não tem continuidade em toda lateral.



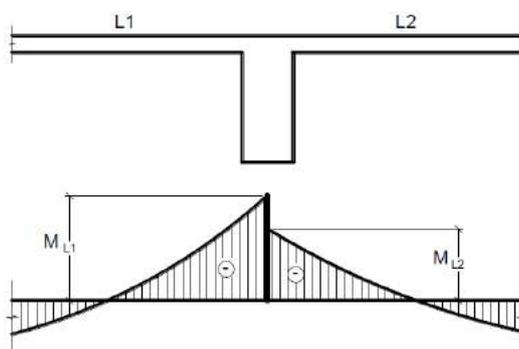
Fonte: Bastos (2015).

#### 2.4.2.3 Engaste elástico

Bastos (2015) também afirma que devido à continuidade das lajes nos apoios intermediários de lajes contínuas há o surgimento de momentos fletores negativos. Desse modo,

é necessário realizar a ponderação entre eles surgindo o engastamento elástico que pode ser visualizado na Figura 6. Porém, o engastamento elástico apenas é calculado através de recursos computacionais.

Figura 6: Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrentes dos momentos fletores negativos diferentes.



Fonte: Bastos (2015).

## 2.5 Lajes maciças

As lajes maciças compõem o sistema estrutural de lajes mais utilizado e difundido no meio técnico. O custo de uma laje maciça está diretamente relacionado com a espessura da laje. Com o aumento da espessura aumenta o consumo de material e o peso próprio, porém se as lajes forem esbeltas há problemas relacionados com vibração, isolamento acústico e podem sofrer grandes deformações (VIZOTTO; SATORTI, 2010).

Segundo informações transcritas da NBR 6118 (ABNT, 2014) as espessuras mínimas das lajes maciças são:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $\ell/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $\ell/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

As lajes maciças são utilizadas nos mais variados tipos de construção, como pontes, escadas, obras de grande porte, entre outros tipos de estrutura. Normalmente não são aplicadas em construções residenciais e de pequeno porte, pois seu processo executivo e a necessidade de montagem de fôrmas encarecem o custo final da obra. Suas características mais relevantes são descritas a seguir:

Vantagens:

- Tem capacidade de vencer grandes vãos;
- Resistência a trincas e fissuras;
- Por ser montadas em fôrmas com concreto e estrutura metálica, elas podem apresentar desenhos planejados, formatos tridimensionais e fluídos;
- Oferece funções de placa e membrana;
- Bom desempenho em relação à capacidade de redistribuição dos esforços;
- Permite acabamento liso na parte inferior.

Desvantagens:

- Elevado consumo de fôrmas, escoras, concreto e aço;
- Elevado peso próprio implicando em maiores reações nos apoios (vigas, pilares e fundações);
- Elevado consumo de mão-de-obra;
- Custo relativamente elevado.

## 2.6 Lajes nervuradas

Segundo Araújo (2008) nas lajes nervuradas, na maioria dos casos, os esforços de compressão são absorvidos pela mesa de concreto e os esforços de tração são absorvidos pela nervura. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as zonas tracionadas para momentos positivos dessas lajes estão localizadas nas nervuras e entre elas podem ser colocados materiais inertes, como por exemplo, blocos cerâmicos e isopor<sup>®</sup> (EPS), e a resistências desses materiais não são consideradas no cálculo da resistência da laje. Elas são constituídas por uma série de vigas ligadas pela mesa, geralmente possuem seção transversal em forma de “T” e comportam-se, estaticamente, de maneira intermediária entre placa e grelha (ARAÚJO, 2008).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece algumas dimensões mínimas que devem ser seguidas para lajes nervuradas:

- A espessura da mesa deve ser de 1/15 da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm, e de 5 cm quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Quando maior que 10 mm, usar 4 cm mais o diâmetro da tubulação;
- A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm; nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão (caso de armadura dupla);
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor que 90 cm e a espessura média das nervuras for maior que 12 cm;
- Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

Existem no mercado da Construção Civil várias tipologias de lajes nervuradas, no entanto, destaca-se dois principais grupos: lajes nervuradas pré-moldadas e lajes nervuradas moldadas in “in loco”.

### **2.6.1 Lajes nervuradas moldadas no local**

Segundo Pinheiro e Rezente (2013) as lajes nervuradas moldadas no local têm o seu processo de execução realizado "*in loco*" e sua posição é definitiva. É necessário o uso de fôrmas e de escoramentos, além do material de enchimento.

Essas lajes são constituídas de fôrmas, posicionadas sobre tablado ou assoalho de madeira, apoiadas em escoramento e espaçadas segundo projeto estrutural. A fôrma inferior constituída por madeira compensada tem película plástica para evitar a absorção da água do concreto. Ela é apoiada nas vigas e essas são apoiadas nos escoramentos que podem ser também metálicos ou de madeira. Na região entre as nervuras e sob a face inferior da mesa são colocados materiais inertes e eles ficam incorporados na laje e para posicioná-los há necessidade do assoalho inferior. A face inferior da laje coincide com as faces inferiores das nervuras e dos blocos, desse modo o acabamento arquitetônico pode ser aplicado sem prejuízo da aderência (PINHEIRO; REZENTE, 2013).

Segundo Bocchi Jr e Giongo (2010) são várias as vantagens que as lajes nervuradas moldadas no local de concreto armado apresentam, entre elas se destacam:

- Grande versatilidade, pois podem ser utilizadas em diversos tipos de edificações, como por exemplo, edificações comerciais, educacionais, residenciais, escolares, etc;
- Possuem deslocamentos transversais menores do que das lajes maciças e lajes nervuradas pré-fabricadas para casos onde há grandes vãos;
- Capacidade de vencer grandes vãos, proporcionando maiores espaços.

De acordo com Bocchi Jr. e Giongo (2010) as lajes nervuradas moldadas no local de concreto armado também possuem desvantagens, entre elas se destacam:

- Necessitam de cálculos mais elaborados, pois a resistência da seção transversal é diferenciada em relação a momentos fletores positivos e negativos;
- Geralmente as nervuras precisam de uma altura maior do que a altura total das lajes maciças, aumentando a altura total da edificação;
- Necessita de maiores cuidados durante a concretagem a fim de evitar que fiquem vazios nas nervuras e além de existir a possibilidade de movimentação dos enchimentos durante a concretagem.

## 2.7 Processo de construção das lajes maciças e lajes nervuradas “*in loco*”

A correta construção das lajes maciças e nervuradas de concreto armado moldado “*in loco*” necessita seguir algumas etapas que precisam de alguns cuidados:

- **Etapa 1: Colocação das fôrmas e dos escoramentos:** primeiramente são montadas as fôrmas das lajes com seus devidos escoramentos, corretamente contraventados e apoiados em base que pode ser o contrapiso do pavimento térreo ou a laje de andar inferior. Depois, nas lajes nervuradas moldadas no local, os materiais inertes são colocados sobre plataformas ou assoalhos. As formas das lajes podem ser de chapas de aço, madeiras compensadas, chapas de fibra de vidro, entre outros materiais e os escoramentos podem ser de madeira ou aço. (BOCCHI JR; GIONGO, 2010).
- **Etapa 2: Aplicar desmoldante:** o desmoldante é utilizado para que o processo da desforma dos painéis não sejam danificados. Ele deve ser aplicado assim que os painéis estiverem montados. É importante ressaltar que para cada tipo de painel existe um desmoldante adequado.

- **Etapa 3: Montagem das instalações elétricas e hidráulicas:** a montagem das instalações elétricas e hidráulicas devem ser feitas antes das concretagem para evitar que a laje seja danificada, comprometendo sua estética e função estrutural. A montagem dessas instalações deverá seguir projeto específico.
- **Etapa 4: Colocação das armaduras:** após a colocação dos blocos, colocam-se as armaduras e depois são colocados os espaçadores com o objetivo de garantir o cobrimento necessário à proteção contra a corrosão das mesmas. Depois é necessário realizar o mesmo procedimento para os estribos, quando necessários, e esses devem ser corretamente amarrados para que não saiam da posição no processo de concretagem da laje. Em lajes nervuradas, a armadura da mesa precisa ser posicionada sobre os blocos, com os espaçamentos e cobrimentos indicados no projeto (BOCCHI JR.; GIONGO, 2010).
- **Etapa 5: Preparação e lançamento do concreto:** para evitar as juntas de concretagem, a laje necessita ser executada de uma única vez. Caso não consiga realizar esse procedimento em uma única vez é necessário remover a nata do concreto endurecido e realizar a limpeza do local antes da nova concretagem, garantindo a solidarização da ligação entre os concretos. As juntas de concretagem devem localizar-se em regiões com baixas tensões de cisalhamento para evitar pontos de tensões com baixa resistência (BOCCHI JR.; GIONGO, 2010).
- **Etapa 6: Adensamento do concreto:** para garantir que o concreto tenha a resistência mínima prevista em projeto é necessário fazer adequadamente o processo de vibração, garantindo assim homogeneidade e redução do número de vazios, pois esses são pontos que reduzem a resistência desse material. O processo de vibração pode ser feito mecanicamente através de vibradores de imersão ou realizado manualmente por operários experientes. É importante ressaltar que se o concreto for vibrado inadequadamente pode acontecer a desagregação deste material (BOCCHI JR.; GIONGO, 2010).
- **Etapa 7: Cura do concreto:** a cura do concreto é um procedimento que busca retardar a evaporação da água usada no preparo da mistura, garantindo a completa hidratação do cimento. Quando o concreto perde água em excesso ele perde resistência, há formação de fissuras, entre outras patologias. Assim, para garantir a resistência desejada, deve-se manter o concreto permanentemente umedecido durante o período da cura. Existem vários métodos para realização da cura do concreto, como uso de lonas e manta

geotêxtis, cura química, cura com molhagem constante, entre outros métodos. (BOCCHI JR.; GIONGO, 2010).

- **Etapa 8: Retirada das fôrmas e dos escoramentos:** quando o concreto estiver endurecido para resistir as ações atuantes sobre a laje pode-se retirar as fôrmas e os escoramentos das lajes. De acordo com Lopes (2015) a retirada do escoramentos devem seguir o funcionamento estrutural do painel de laje. Deve-se retirar as escoras do centro para as extremidades e nas lajes em balanço, da extremidade para os seus apoios.

## 2.8 Concepção estrutural

Concepção estrutural é o lançamento da estrutura na planta baixa em acordo com seus demais projetos existentes. Para a concepção estrutural primeiramente é preciso se ter uma ideia da finalidade e das necessidades do edifício a ser construído, dos métodos construtivos, dos custos e dos esforços atuantes para posteriormente se projetar uma estrutura que preencha todos os requisitos desejados, estabelecendo uma estrutura que resista a todas as solicitações.

Segundo Spohr (2008) para uma construção atender aos requisitos de funcionalidade, durabilidade, economia, estética e segurança é fundamental que a interação entre os projetos arquitetônicos, estrutural, instalações elétricas, instalações hidráulicas, entre outros estejam compatíveis e em perfeita harmonia. Sendo assim o autor define que a concepção estrutural deverá considerar os seguintes itens:

- Adequação do sistema estrutural escolhido para cada pavimento;
- Análise da interface entre a estrutura e os projetos de instalações hidráulicas, elétricas, ar condicionado, etc;
- Limitações impostas pelo projeto arquitetônico;
- Adequação da interface da vedação interna e externa com a estrutura;
- Construtibilidade (facilidade de execução);
- Evitar vigas sobre vigas;
- Evitar pilares sobre vigas;
- Evitar vigas com comprimentos muito grandes, pois pode necessitar de grandes seções transversais e taxa de armadura, tornando o projeto antieconômico.

Primeiramente, para o lançamento da estrutura de um edifício é necessário definir as posições dos pilares e da vigas do pavimento tipo. Em seguida, verifica-se se a posição dos pilares podem ser mantidas nos outros pavimentos. É recomendado que as estruturas dos demais

pavimentos obedçam uma mesma projeção das lajes e vigas; contudo, elas podem ser diferentes desde que conservem a posição dos pilares (SPOHR, 2008).

Porém, se houver incompatibilidade das posições dos pilares com o demais pavimentos e os mesmo não puderem ser mantidos, é necessário estudar novas posições que possam ser adequadas às plantas arquitetônicas, de modo, que não haja pilares atravessando portas e janelas e que não estejam coincidentes com as paredes e que fiquem aparecendo nos compartimentos. (SPOHR, 2008).

De acordo com Spohr (2008) deve-se ter atenção especial para a concepção estrutural da garagem, visto que geralmente a quantidade de pilares é reduzida e é preciso verificar se os mesmos não atrapalhem o trânsito e o estacionamento dos automóveis.

## 2.9 Ações a considerar no dimensionamento das lajes

Segundo Bastos (2015) os esforços a se considerar nas lajes são muito diversificados, como por exemplo, paredes, vento, pessoas, equipamentos fixos ou móveis, entre outros. De acordo com o mesmo autor, as ações de cada tipo de sistema estrutural deve ser cuidadosamente avaliada, assim, para determinação das ações atuantes nas lajes deve-se recorrer às normas NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 8681 (ABNT, 2003) e NBR 6120 (ABNT, 1980), entre outras pertinentes. Porém, caso as normas brasileiras não tratem de cargas específicas, pode-se recorrer a normas estrangeiras, a bibliografias especializadas e aos fabricantes de equipamentos.

É importante ressaltar que as lajes ainda têm a função de atuarem como diafragmas rígidos (elemento de rigidez infinita no seu próprio plano), distribuindo os esforços horizontais, como o do vento para as estruturas de contraventamento, responsáveis pela estabilidade global das edificações (BASTOS, 2015).

Nas construções de edifícios comuns, geralmente as ações principais a serem consideradas são as ações permanentes e as ações variáveis.

### 2.9.1 Ações permanentes

As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção (ARAÚJO, 2010a). Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações permanentes classificam em:

- a) **Ações permanentes diretas:** os pesos próprios dos elementos da construção, os pesos dos equipamentos fixos, empuxos de terra entre outras;

- b) **Ações permanentes indiretas:** a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais, fluência do concreto, imperfeições geométricas, entre outras.

As principais ações permanentes para o processo de dimensionamento das lajes de concreto armado são o peso próprio da laje, contrapiso, revestimento do teto, piso e paredes ou alguma outra carga com valor considerável que ficará fixa sobre a laje.

## 2.9.2 Ações variáveis

As ações variáveis são caracterizadas por valores que têm significativas variações durante a vida da construção. Podendo-se considerar as cargas acidentais previstas para o uso da edificação, ação do vento, cargas móveis, força longitudinal de frenagem ou aceleração, variações de temperatura, pressões hidrostáticas, entre outras cargas (ARAÚJO, 2010a). Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações variáveis são classificadas em:

- a) **Ações variáveis normais:** são ações que devem ser obrigatoriamente consideradas no projeto de estruturas, pois possui grande probabilidade de ocorrência, podendo até mesmo atingir aos ELU e ELS.
- b) **Ações variáveis especiais:** são ações variáveis que devem ser especificamente definidas para casos especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou intensidades especiais.

As cargas variáveis verticais atuantes nas lajes nervuradas que são consideradas em projetos referem-se aos carregamentos devidos a pessoas, móveis, utensílios materiais diversos e veículos, e são supostas uniformemente distribuídas. Os valores das cargas variáveis pode ser consultado pela Tabela 2 – Valores mínimos das cargas verticais da NBR 6120 (ABNT, 1980).

### 2.9.2.1 Ação do vento

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os esforços devidos à ação do vento devem ser sempre considerados, devendo ser determinados de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). Esses esforços podem ser considerados como concentrados ao nível de cada laje (CARVALHO; PINHEIRO, 2010).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2010) os efeitos do vento são importantes principalmente no caso de estruturas de grande altura ou que têm relação elevada entre altura e maior dimensão em planta e esses efeitos podem desencadear situações de instabilidade na edificação.

### 2.9.3 Ações excepcionais

Segunda a NBR 8681 (ABNT, 2003) ações excepcionais são as ações muito curtas e a probabilidade de ocorrência é muito pequena durante a vida da construção. Elas são decorrentes de causas tais como choque de veículos, enchentes, explosões, incêndios ou sismos excepcionais.

### 2.10 Combinações de ações

De acordo com NBR 8681 (ABNT, 2003) as solicitações em uma estrutura são determinadas pela possibilidade de exercerem juntamente todas as combinações possíveis. Segundo Carvalho e Filho (2016) essas combinações devem ser feitas de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura durante um período pré-estabelecido. E a verificação da segurança em relação aos ELU e ELS deve ser realizada em função das combinações últimas e de serviço, respectivamente.

Para ELU deve-se atender:

$$S_d \leq R_d \quad (27)$$

onde:

$S_d$  corresponde a solicitação de cálculo mais desfavorável segundo as combinações de ações para ELU;

$R_d$  corresponde a resistência de cálculo do elemento estrutural para ELU.

Para ELS deve-se atender:

$$S_{d,uti} \leq S_{lim} \quad (28)$$

sendo:

$S_{d,uti}$  corresponde a solicitação de cálculo mais desfavorável segundo as combinações de ações para ELS;

$S_{lim}$  corresponde ao valor limite fixado para efeitos das solicitações para ELS.

### 2.10.1 Combinações últimas

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) são consideradas 3 tipos de combinações últimas e os valores dos seus coeficientes podem ser consultados na mesma norma.

#### 2.10.1.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais são dadas:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} * F_{Gi,k} + \gamma_q * [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} * F_{Qj,k}] \quad (29)$$

sendo:

$\gamma_{gi}$  corresponde ao coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_q$  corresponde ao coeficiente de ponderação para ações variáveis;

$F_{Gi,k}$  corresponde ao valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  corresponde ao valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$  corresponde ao valor característico das ações variáveis consideradas como ações secundárias para a combinação;

$\psi_{oj}$  corresponde ao coeficiente de redução de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações: numa delas, admite-se que a ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança.

#### 2.10.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

As combinações últimas especiais também podem ser calculadas pela expressão 29.

#### 2.10.1.3 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais são dadas:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} * F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q * \sum_{j=1}^n \Psi_{oj,ef} * F_{Qj,k} \quad (30)$$

sendo:

$\Psi_{of,ef}$  corresponde ao fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal  $F_{QI}$ , durante a situação transitória;

$F_{Q,exc}$  corresponde ao valor da ação transitória excepcional.

Os demais termos já foram definidos no item 2.10.1.1.

## 2.10.2 Combinações de serviço

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) nas combinações de serviço são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações. Essa norma considera 3 tipos de combinações serviço e os valores dos seus coeficientes podem ser consultados na mesma.

### 2.10.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes. Essa combinação é dada:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} * F_{Qj,k} \quad (31)$$

sendo:

$\Psi_2$  corresponde ao fator de combinação efetivo para ações variáveis de combinações quase permanentes e frequentes de serviço.

Os demais termos já foram definidos no item 2.10.1.1.

### 2.10.2.2 Combinações frequentes de serviço

Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal  $F_{QI}$  é tomada com seu valor frequente  $\psi_1 * F_{QI,k}$  e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes  $\psi_2 * F_{Qk}$ . Essa combinação é dada:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} * F_{Qj,k} \quad (32)$$

sendo:

$\Psi_1$  corresponde ao fator de combinação efetivo para ações variáveis de combinações frequentes e raras de serviço.

Os demais termos já foram definidos nos itens 2.10.1.1 e 2.10.2.1

### 2.10.2.3 Combinações raras de serviço

Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal  $F_{Q1}$  é tomada com seu valor característico  $F_{Q1,k}$  e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes  $\psi_1 * F_{Qk}$ . Essa combinação é dada:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} * F_{Qj,k} \quad (33)$$

Os termos já foram definidos nos itens 2.10.1.1 e 2.10.2.2.

## 2.11 Métodos de cálculo

Segundo Dias (2003) um modelo numérico de uma estrutura de pavimentos objeto de análise é uma versão idealizada da estrutura real e contém diversas aproximações: arranjo estrutural, idealização dos materiais, de vínculos, das condições de contorno, das ações e do comportamento dos componentes estruturais. Mesmo sendo método aproximados, há grande complexidade para solução analítica para os sistemas de edifícios, sendo necessário a utilização de ferramentas numéricas e recursos computacionais para análise do modelo.

Existem diversos métodos que podem ser utilizados na análise estrutural de lajes, como Método da Teoria das Placas, Resolução por Meio de Séries, Teoria Simplificada de Marcus, Método das Diferenças Finitas, MEF, MAG, entre outros. Os métodos numéricos mais utilizados para a resolução de lajes nervuradas são MAG e MEF. Ambos métodos são aproximados, cuja solução converge na medida em que os modelos numéricos empregados são refinados.

### 2.11.1 Método dos Elementos Finitos

Nos últimos anos, a análise de estruturas através dos recursos computacionais é cada vez mais frequente, sendo desenvolvidos algoritmos poderosos e mais refinados, principalmente os que utilizam como base de cálculo o MEF.

De acordo com Araújo (2010b) para o processo de análise de placas pode se utilizar o MEF como base de cálculo. Esse método é utilizado ultimamente com frequência para resolver vários problemas relacionados ao ramo da Engenharia, como por exemplo, análise estrutural.

Conforme Araújo (2010b), em relação a análise estrutural, pode-se utilizar o MEF na formulação em deslocamentos e formulação em forças. O método consiste na subdivisão do problema em um conjunto de pequenos elementos, chamados de elementos finitos, formando um domínio discretizado em forma de malha de elementos finitos.

Cada elemento é definido por sua geometria e pelo número de nós. Assim, têm-se os elementos triangulares de três e de seis nós, os elementos retangulares de quatro e de oito nós e os elementos isoparamétricos. Esses últimos são elementos distorcidos, que permitem uma boa modelagem de domínios irregulares (ARAÚJO, 2010b).

Araújo (2010b) afirma que um aumento progressivo do número de nós melhora as características de precisão do elemento. Desse modo, reduzindo-se os elementos a dimensões elementares, a solução do problema converge para o valor exato.

Segundo Gomes e Donin (2002) não há um valor exato do quanto deve ser o tamanho da malha pelo MEF para que possa proporcionar uma solução aceitável, assim, será necessário realizar testes de convergência começando com uma discretização de malha menos refinada e depois, ao longo do processo, aumentar o número de elementos, ou seja, refinar a malha, guardar o resultados da malha anterior e comparar os resultados. Portanto, quando a solução de uma malha obtiver resultados semelhantes (quase iguais) à malha anterior, então provavelmente aquela malha será suficiente para descrever as equações da geometria do problema em questão.

Porém, para se obter uma malha mais refinada é necessário maior tempo para processamento e maior quantidade de memória para a realização dos cálculos e armazenamento dos dados. Portanto, o ideal é saber ponderar o número mínimo de elementos que proporcione soluções aceitáveis (DONIN, 2007).

De acordo com Schwetz (2011) existem diversas modelagens utilizando MEF, como Elementos de Casca (Shell), Elemento Sólido (Solid) e Elemento de Barra (Frame) entre outras modelagens.

Como já foi mencionado, o CYPECAD<sup>®</sup> foi o *software* que abordou as modelagens da estrutura desse trabalho utilizando MEF. De acordo com o Manual de Cálculo do CYPECAD<sup>®</sup>, esse *software* emprega o MEF para analisar a estrutura, sendo que discretiza os pilares, vigas e lajes em elementos de barra e os pilares-parede, muros e cortinas armadas em elementos laminares. A discretização dos panos de laje maciça realiza-se em malhas de elementos tipo barra de tamanho máximo de 25 cm e efetua-se uma condensação estática (método exato) de todos os graus de liberdade. Tem-se em conta a deformação por corte e mantém-se a hipótese de diafragma rígido. Considera-se a rigidez à torção dos elementos.

Já em relação as lajes nervuradas o mesmo manual retrata que o *software* discretiza essas lajes em malhas de elementos de barras com espaçamento igual a 1/3 do espaçamento entre eixos das nervuras. Nas regiões maciças o *software* mantém o mesmo critério de espaçamento.

Segundo Schwetz (2011) o elemento do tipo Barra (Frame) é um elemento de barra tridimensional com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade à translação ( $u_1$ ,  $u_2$ ,  $u_3$ ) e três graus de liberdade à rotação ( $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$ ,  $\varphi_3$ ). É utilizado para modelar vigas, pilares, treliças e grelhas em estruturas no plano e no espaço.

O elemento é modelado como uma linha reta conectada por dois pontos (i,j). Cada elemento possui seu próprio sistema de coordenadas local (1, 2, 3) para a definição das propriedades dos materiais e da seção, carregamento e interpretação dos resultados da análise. Os eixos locais possuem uma relação com os eixos globais da estrutura (X, Y e Z) (SCHWETZ, 2011).

O elemento permite a utilização de cargas de gravidade em qualquer direção, cargas concentradas, cargas distribuídas e cargas relativas a mudanças de temperatura (SCHWETZ, 2011).

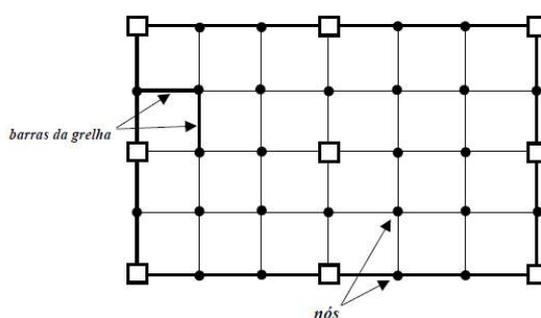
A formulação do elemento Frame inclui a determinação dos esforços de flexão biaxial nos planos 1-2 (M2) e 1-3 (M3), torção (T), deformação axial (P) e cisalhamento nos planos 1-2 (V2) e 1-3 (V3), a partir da integração das tensões ao longo da seção. Estes esforços são determinados nas extremidades de cada elemento e em seções ao longo do comprimento escolhidas pelo usuário (SCHWETZ, 2011).

Este elemento pode ser analisado de forma linear ou não linear. A análise não linear é feita através da definição de rótulas plásticas (SCHWETZ, 2011).

### 2.11.2 Método da Analogia de Grelhas

Segundo Araújo (2010b) o MAG é um dos métodos mais utilizados por programas comerciais para análise de lajes de concreto armado. Esse método é caracterizado por substituir a placa por uma malha, formando assim uma grelha. Essa grelha é composta por vigas ortogonais entre si, sendo essas barras paralelas e transversais aos eixos principais da placa, conforme a Figura 7 (HENNRICHS, 2003).

Figura 7 - Laje plana discretizada em uma grelha.



Fonte: Donin (2007).

Esse método pode ser aplicado para qualquer tipo de geometria definida, pois é possível incluir na análise a não linearidade física do concreto armado, levando em consideração a rigidez à torção dos elementos e a influência da flexibilidade dos apoios (DONIN, 2007).

Por se tratar de um método que a resolução é feita através de análise matricial, os resultados são obtidos rapidamente, principalmente quando se utiliza recursos computacionais (HENNRICHS, 2003). Segundo o mesmo autor o MAG é mais simples de ser utilizado em relação ao MEF e os resultados são de fácil interpretação pelos engenheiros, pois este método trabalha com elementos de barras, o que facilita a interpretação física dos elementos estruturais.

As rigidezes à flexão e a torção em cada região da laje são tratadas como concentradas na barra de grelha mais próxima. As rigidezes longitudinais da laje são concentradas nas barras longitudinais, enquanto as rigidezes transversais são concentradas nas barras transversais. A definição das rigidezes de forma apropriada e a utilização de malhas com espaçamentos adequados, possibilitam a obtenção de valores razoáveis para as solicitações e deslocamentos. Desse modo, se a laje e a grelha equivalente forem sujeitas ao mesmo carregamento, as duas estruturas devem apresentar ao mesmo estado de deformação, momentos fletores, torsões e esforços cortantes (DONIN, 2007).

Segundo Hennrichs (2003) não existe uma regra para o tamanho do espaçamento entre as barras, porém, na maioria dos casos, quanto mais refinada for a malha, isto é, menores os espaçamentos, maior a probabilidade de o comportamento estrutural estar perto da realidade.

Segundo Donin (2007) a formulação matricial é um dos métodos utilizados para resolução da estrutura tipo grelha. Ela pode ser baseada no método das forças ou método dos deslocamentos e é bastante empregada na aplicação computacional.

Os elementos de grelhas possuem 3 (três) graus de liberdade em cada nó, sendo duas rotações (em torno dos eixos x e y) e uma translação (direção do eixo z). Desse modo, uma barra com dois nós situada no plano x-y global, tem um total de seis deslocamentos possíveis, obtendo uma matriz de rigidez da barra de grelha de dimensão 6x6 (DONIN, 2007).

Segundo Donin (2007) pode-se obter a matriz de rigidez local de uma barra de grelha aplicando deslocamentos unitários, um por vez, em cada uma das deslocabilidades existentes na barra restringida (onde todos os possíveis deslocamentos ou rotações foram devidamente impedidos), em seu sistema de referência local. Dessa forma, de acordo com o mesmo autor, através desse processo, pode-se definir os coeficientes de rigidez da matriz de rigidez da barra da grelha que são as reações que aparecem nas deslocabilidades restringidas através da aplicação dos deslocamentos unitários.

## 2.12 CYPECAD®

O *site* da Multiplus descreve que o CYPECAD® é um *software* para projeto estrutural em concreto armado, protendido, pré-moldado e misto de concreto e aço que permite a análise espacial, etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo estrutural, dimensionamento, edição de armaduras e seções, detalhamento final dos elementos e obtenção dos desenhos estruturais, como pranchas de fôrmas, detalhamento de armaduras, entre outros.

Lopes (2015) afirma que uma das características importantes do CYPECAD® é que ele permite a integração com programas *CAD*. Assim, é possível importar projetos nas extensões *dwg* ou *dxf* e realizar o lançamento através do reconhecimento de *layers*, facilitando a elaboração do projeto estrutural. Também é possível exportar os projetos estruturais nas mesmas extensões, contribuindo para diminuir erros de incompatibilização dos projetos.

De acordo com o *site* da Multiplus, os recursos para detalhamento e dimensionamento pelo CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação estão de acordo com as normas brasileiras de concreto armado - NBR 6118 (ABNT, 2014), fundações - NBR 6122 (ABNT, 2010),

carregamentos - NBR 6120 (ABNT, 1980), barras - NBR 7480 (ABNT, 2007), ventos - NBR 6123 (ABNT, 1988), ações e combinações - NBR 8681 (ABNT, 2003).

A análise das solicitações realizadas por esse *software* é feita por meio de um cálculo espacial em 3D, pelo MEF, através de métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura. Em cada nó da estrutura são considerados 6 graus de liberdade, onde se cria a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma rígido). Desse modo, cada piso apenas poderá rodar e deslocar-se no seu conjunto, ou seja, ele terá três graus de liberdade (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010).

O CYPECAD<sup>®</sup> não calcula flecha diferida em lajes, contudo a flecha instantânea pode ser consultada na guia *Isovalores* do *software*. (LOPES, 2015)

O Manual de Cálculo do CYPECAD<sup>®</sup> descreve que a discretização das lajes maciças e lajes nervuradas bidirecionais moldadas no local realiza-se em malhas de elementos tipo barra. No processo de cálculo tem-se em conta a deformação por corte, mantém-se a hipótese de diafragma rígido e considera-se a rigidez à torção dos elementos.

Ainda o referido Manual cita que no lançamento dos pilares permite-se uma configuração dos coeficientes de engastamento, flambagem, rigidez axial, cobrimento e resistência do concreto. Eles são discretizados em barras verticais, com um nó no arranque de fundação ou em outro elemento e na intersecção de cada piso, sendo o seu eixo o da seção transversal.

De acordo com o Tutorial de Cálculo do CYPECAD<sup>®</sup> o cálculo das vigas é realizado espacialmente trabalhando em conjunto como um pórtico espacial. As cargas são automaticamente transferidas a partir das lajes, de outras vigas e pilares. Definem-se em planta fixando nós na intersecção com as faces de elementos de suporte (pilares, paredes ou muros), assim como nos pontos de corte com elementos de laje ou com outras vigas. Assim se criam os nós no eixo e nos bordos laterais e, analogamente, nas extremidades de consolos e extremos livres ou em contato com outros elementos das lajes. Por isso, uma viga entre dois pilares é constituída por várias barras consecutivas, cujos nós são as intersecções com as barras de lajes. Possuem sempre três graus de liberdade, mantendo a hipótese de diafragma rígido entre todos os elementos que se encontram em contato.

Lopes (2015) afirma que o cálculo da estrutura pelo CYPECAD<sup>®</sup> é dividido em cinco fases:

- A primeira fase do cálculo no programa consiste na geração das estruturas geométricas de todos os elementos, formando a matriz de rigidez da estrutura;

- A segunda fase consiste na inversão da matriz de rigidez;
- A terceira fase obtêm-se os deslocamentos de todas as hipóteses definidas;
- A quarta fase consiste na obtenção das envolventes de todas as combinações definidas, para todos e para cada um dos elementos: vigas, lajes, pilares, etc.;
- Na quinta e última fase procede-se ao dimensionamento da armadura de todos os elementos definidos, de acordo com as combinações e envolventes, geometria, materiais e tabelas de armadura existentes.

Ao finalizar o cálculo, indicam-se os erros ocorridos durante o processamento e a solução de alguns desses erros pode ser consultada no próprio *software*. (LOPES, 2015).

### 2.13 Eberick®

A empresa AltoQi foi fundada em 1989 com o intuito de criar *softwares* relacionados a engenharia, principalmente os estruturais, com maior exatidão. Em 1996 a AltoQi criou o *software* Eberick®. Este *software* é destinado a construções em concreto armado. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento de pilares, escadas, lajes, blocos, vigas, laje de fundação, entre outros (ALTOQI, 2019).

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos pode ser organizado em pranchas e exportado para outros *softwares* (ALTOQI, 2019).

Segundo o AltoQI (2019), o Eberick® V10 – Versão Demonstrativa tem as seguintes características principais:

- Entrada de dados gráfica em ambiente de CAD integrado, com possibilidade de importação da arquitetura em formato DXF;
- Visualização tridimensional da estrutura;
- Análise da estrutura em modelo de pórtico espacial, com verificação da estabilidade global;
- Possibilidade de modelar as ligações entre os elementos (rótulas, engastes, ligações semirrígidas);

- Possibilidade de analisar os painéis de lajes em um modelo de grelha plana, com discretização semi-automática;
- Possibilidade de analisar toda a estrutura em um modelo integrado contendo lajes, vigas e pilares;
- Dimensionamento dos elementos de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014);
- Detalhamento dos elementos com possibilidade de edição das armaduras e atualização da relação de aço;
- Geração de quantitativos de materiais por elemento, prancha, pavimento ou projeto;
- Geração de diversos diagramas, apresentando reações de lajes e vigas, deslocamentos em pavimentos, entre outros;
- Geração de relatórios formatados graficamente, em versão interna (visualização dentro do programa), em formato HTML (para leitura como página da Web) ou DOCX (para leitura em editores de texto);
- Geração de pranchas de formato configurável distribuindo os detalhamentos.

O Eberick<sup>®</sup> dimensiona as vigas e pilares através da estrutura de um pórtico espacial. No processo de cálculo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras através de nós. Cada pilar e cada trecho de viga são simulados por barras do pórtico, por meio dos quais são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento (ALTOQI, 2019).

Para o dimensionamento das lajes o *software* utiliza o MAG, analisando as lajes e as vigas como um todo, sendo os esforços concentrados em nós da malha (ALTOQI, 2019).

O processo de cálculo da estrutura é realizado da seguinte maneira: a montagem e o cálculo das lajes são realizados por meio da analogia de grelhas; as reações das lajes são transmitidas às vigas; o pórtico espacial da estrutura é montado, recebendo os carregamentos das lajes; o pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010).

## 2.14 Orçamento

Para análise da viabilidade de um empreendimento é de fundamental importância a utilização da engenharia de custo, pois se o orçamento for mal elaborado pode ocasionar prejuízos tanto para as construtoras quanto para os clientes. A realização de um orçamento detalhado e dentro da realidade do mercado eleva as chances de obter acertos em relação aos custos da construção de um empreendimento, obtendo assim várias vantagens como controle

do consumo de materiais, dimensionamento correto de equipes, maior controle do cronograma físico-financeiro, entre outras.

Dias (2004) afirma que a correta preparação de um orçamento é de grande responsabilidade profissional, pois com o mercado cada vez mais concorrido não basta apenas saber elaborar o orçamento, mas também desenvolvê-lo em período curto, através de métodos atuais de execução e prioritariamente conseguir preço competitivo e mínimo.

O correto planejamento do orçamento das construções ou dos serviços de engenharia civil devem levar em consideração os custos diretos e indiretos das despesas, dos impostos e do resultado estimado do contrato (lucro previsto) (DIAS, 2004).

No mercado da construção civil existem vários estudos onde o profissional pode consultar preços e custos para elaboração da orçamentação de um empreendimento. Entre eles pode-se destacar o SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil).

Segundo dados do *site* da Caixa Econômica Federal, o SINAPI é indicado como fonte oficial de referência de preços de insumos e de custos de composições de serviços pelo Decreto 7983/2013. Esse decreto estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, e pela Lei 13.303/2016, que dispõe sobre o estatuto jurídico da empresa pública, da sociedade de economia mista e de suas subsidiárias.

Conforme o *site* da Caixa Econômica Federal, o SINAPI é uma referência devidamente caracterizada em documentação técnica, com divulgação pública, que possibilita ao usuário realizar o uso consciente e adequado de suas informações. Os Relatórios de Insumos e Composições são disponibilizados mensalmente em pastas compactadas com arquivos nos formatos PDF e XLS, abrangendo insumos de materiais, mão de obra, equipamentos e composições, que representam os serviços mais frequentes na construção civil. As referências com preços para os insumos e custos para as composições do SINAPI são apresentadas com encargos sociais desonerado e não desonerado.

Portanto, para composição dos custos das lajes deste estudo foram consultados preços de insumos e de custos de composição e serviço do SINAPI para a estado de Minas Gerais.

### 3 METODOLOGIA

A metodologia desse trabalho foi dividida em duas etapas. Na primeira etapa foi realizado o dimensionamento das lajes maciças pelos *softwares* Eberick<sup>®</sup> V10 – Versão Demonstrativa e CYPECAD<sup>®</sup> 2019 – Versão de Avaliação. Depois foi realizada a comparação da análise de custo entre o dimensionamento dessas lajes maciças e as lajes nervuradas moldadas no local de uma edificação já executada na UFLA.

Na segunda etapa foram realizadas comparações entre o processo de cálculo utilizado por ambos os *softwares*, sendo que o CYPECAD<sup>®</sup> utiliza o MEF e o Eberick<sup>®</sup> utiliza o MAG.

Para este trabalho, foi tomado o projeto estrutural das lajes nervuradas moldadas “*in loco*” do segundo pavimento da edificação do prédio Gestão de Apoio da UFLA, denominado nesse estudo como “Projeto Lajes Nervuradas”. Esse projeto foi utilizado como modelo para o dimensionamento e análise estrutural dos projetos lançados no Eberick<sup>®</sup>, denominado nesse estudo como “Projeto Eberick”, e no CYPECAD<sup>®</sup>, denominado neste trabalho como “Projeto CYPECAD”.

Para se ter comparações mais precisas foram utilizados, sempre que possível, os mesmos parâmetros do “Projeto Lajes Nervuradas” para a realização do dimensionamento das lajes maciças em ambos os *softwares*. Em relação às comparações do dimensionamento e análise estrutural entre o Eberick<sup>®</sup> e o CYPECAD<sup>®</sup> foram utilizados exatamente os mesmo parâmetros. Isso é necessário para que se tenha uma correta análise dos modelos de cálculos utilizados.

Para análise de custo entre as lajes nervuradas e as lajes maciças foram considerados o volume total de concreto, o peso total das armaduras e todo o custo do processo de montagem e desmontagem das fôrmas de ambos os tipos de lajes.

É importante ressaltar que no “Projeto Lajes Nervuradas” existem lajes maciças e lajes nervuradas, porém nesse estudo apenas as lajes nervuradas foram calculadas e dimensionadas como lajes maciças no *softwares* Eberick<sup>®</sup> e CYPECAD<sup>®</sup>, ou seja, apenas as lajes L1 a L16 foram consideradas.

Após a inserção dos dados nos *softwares*, a estrutura foi calculada e foram coletados os resultados das lajes maciças para a comparação da análise estrutural e dimensionamento. Os parâmetros utilizados para comparação das lajes maciças na segunda fase do estudo foram momentos fletores máximos em ambas direções, esforços cortantes máximos também em ambas direções e flechas.

### 3.1 Características arquitetônicas

O “Projeto Lajes Nervuradas” é composto por 2 pavimentos, o pavimento Térreo e o Segundo Pavimento. As lajes do Segundo Pavimento possuem como ocupação salas de professores, área descoberta, banheiros, área de circulação e almoxarifado. A planta baixa do pavimento em estudo está contida no Anexo A.

### 3.2 Características dos elementos estruturais

Tanto no “Projeto Lajes Nervuradas” quanto no dimensionamento pelos *softwares* Eberick® e CYPECAD® a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) adotada para vigas, lajes e pilares foi de 40 MPa. O módulo de elasticidade do concreto foi de 32000 MPa e o peso específico do concreto armado foi de 25 kN/m<sup>3</sup>. As armaduras de aço utilizadas foram CA-50 para bitolas maiores que 5 mm e CA-60 para bitolas menores que 5 mm.

Na planta estrutural do “Projeto Lajes Nervuradas” foi adotado cobrimento de 2,5 cm para vigas e pilares e 2 cm para lajes, porém não se tem a informação se a classe de agressividade adotada foi fraca sem controle de qualidade do concreto ou se foi adotada a classe de agressividade moderada com controle de qualidade do concreto. Desse modo, nos projetos das lajes maciças, em favor da segurança, foi adotada a classe de agressividade ambiental II, isto é, moderada, com controle de qualidade, pois a edificação encontra-se em ambiente urbano de pequeno risco de deterioração da estrutura, portanto, os cobrimentos adotados para o dimensionamento em ambos os *softwares*, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), foram de 2,5 cm para vigas e pilares e 2 cm para as lajes.

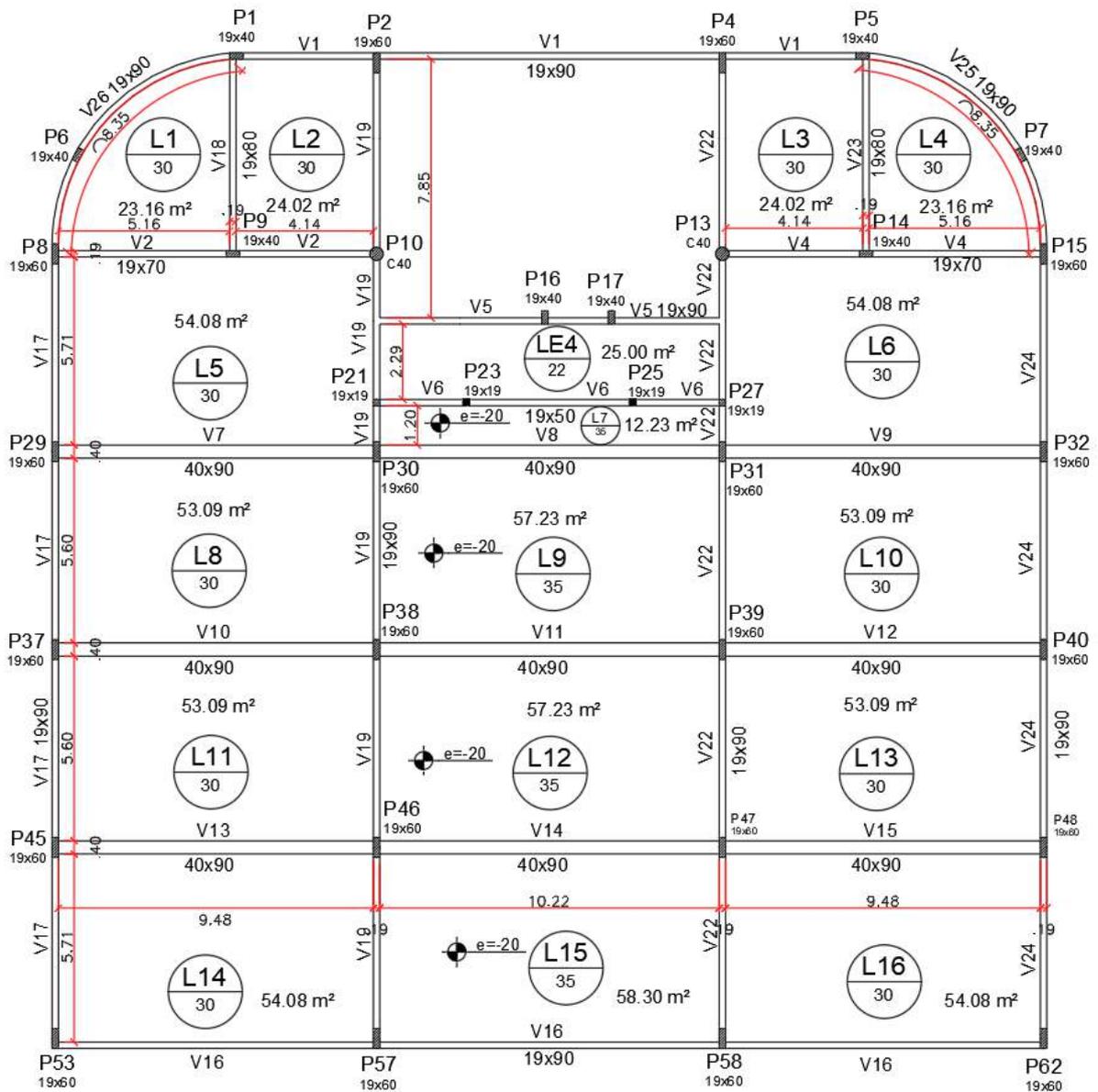
As lajes do “Projeto Lajes Nervuradas” são lajes nervuradas bidirecionais, moldadas no local, do tipo cubeta com fôrmas reaproveitáveis de polipropileno com largura da base das nervuras de 12,5 cm e espaçamento inteixos de 80 cm para as duas direções. Neste projeto foi adotado dois tipos de cubeta, uma com 25 cm de altura e a outra com 30 cm de altura. A altura da mesa de todas as lajes desse pavimento são de 5 cm.

As seções transversais das vigas e pilares, comprimentos das vigas, altura e área de cada laje do “Projeto Lajes Nervuradas” estão apresentados Figura 8.

Para o dimensionamento das lajes maciças foram adotadas as mesmas seções das vigas e pilares, porém, espessuras diferentes das lajes do “Projeto Lajes Nervuradas”. Utilizou-se a mesma espessura das lajes maciças para ambos dimensionamentos. A Figura 9 apresenta as

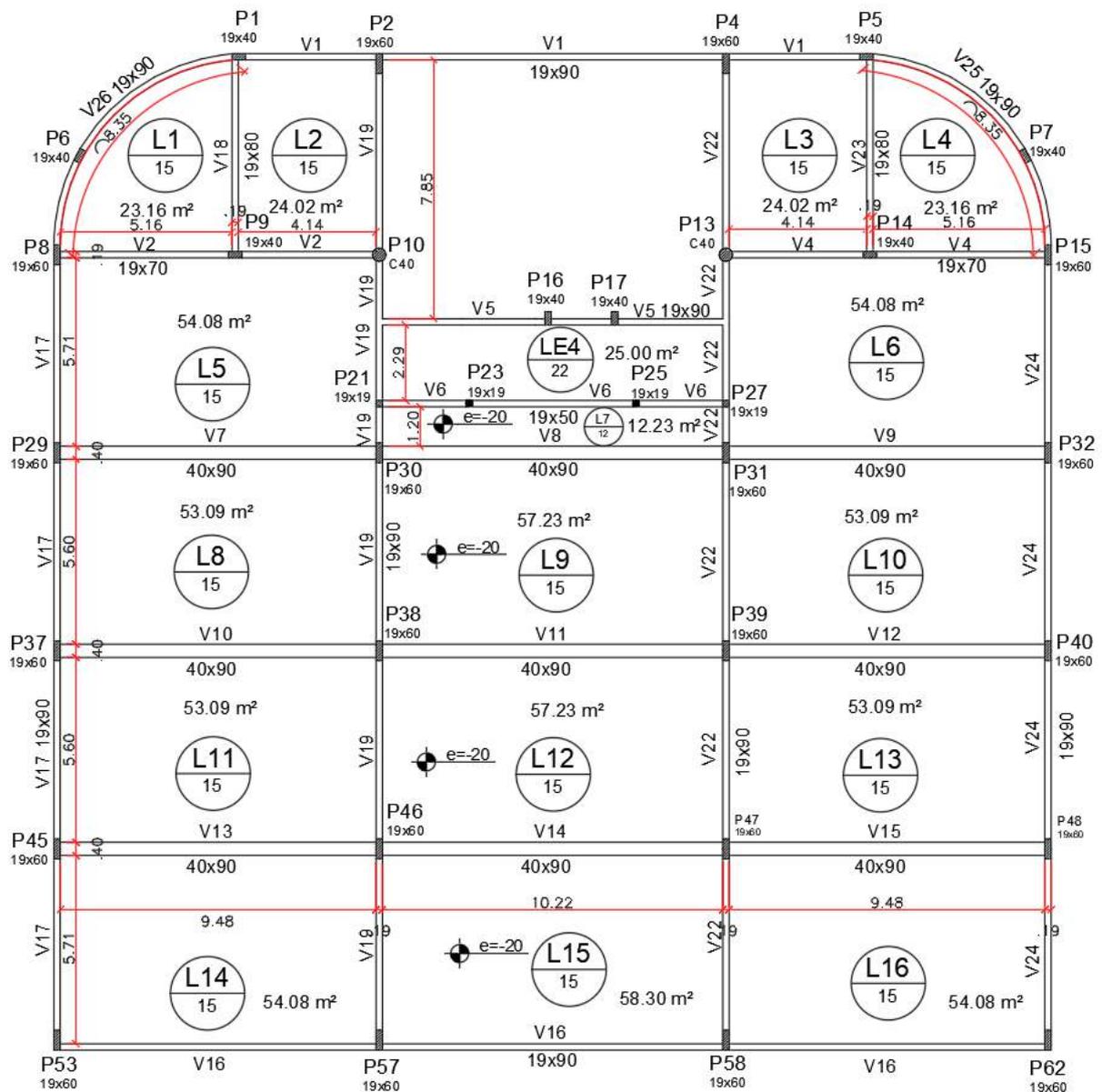
seções transversais das vigas e pilares, comprimentos das vigas, altura e área de cada laje do “Projeto Eberick” e do “Projeto CYPECAD”.

Figura 8 – Propriedades geométrica das lajes do “Projeto Lajes Nervuradas”.



Fonte: Do autor (2019).

Figura 9 - Propriedades geométrica das lajes do “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD”.



Fonte: Do autor (2019).

### 3.3 Carregamentos

Os carregamentos atuantes nas vigas são as reações das lajes apoiando diretamente sobre as vigas e as cargas das paredes também apoiando sobre as vigas. Nas plantas dos projetos estruturais e arquitetônicos do “Projeto Lajes Nervuradas” não tinham informações de quais foram as cargas adotadas atuantes nas vigas. Assim, para se ter uma simulação mais precisa foram adotados para as lajes maciças, de acordo com o projeto arquitetônico, os valores das cargas das paredes. O peso dos materiais foram retirados da NBR 6120 (ABNT, 1980). As

paredes possuem 15 e 20 cm de espessura e suas cargas estão diretamente relacionadas com o pé direito do pavimento, a altura da viga e as espessuras das paredes. Os valores das cargas estão apresentados na Tabela 2. É importante ressaltar que algumas paredes são feitas de *drywall*<sup>®</sup> e possuem cargas relativamente baixas, portanto a carga adicional inserida nas lajes é o suficiente pra abranger as cargas dessas paredes.

Tabela 2 – Cargas das paredes sobre as vigas do “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD”.

<b>Viga</b>	<b>Carga Linear de Parede (kN/m)</b>
V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12, V13, V14, V15	0
V5	5,01
V1, V16, V17, V19, V22, V24, V25, V26	6,68
V18, V23	6,94
V2, V4	7,2

Fonte: Do autor (2019).

Os carregamentos atuantes nas lajes foram peso próprio, que são calculados automaticamente pelos *softwares*; carga adicional, referente ao revestimento; carga acidental, que diferencia de acordo com o ambiente da edificação e carga linear localizada, referente ao peso das paredes que apoiam diretamente na laje. Todos os valores dos carregamentos estão de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980). Os valores dos carregamentos adotados em cada laje estão dispostos na Tabela 3.

Ambos os *softwares* calculam automaticamente as forças de atuação do vento de acordo NBR 6123 (ABNT, 1988), sendo necessário a definição de alguns parâmetros. Assim, a velocidade básica do vento foi de 42 m/s para a cidade de Lavras-MG de acordo com as isopletras de velocidade básica do vento exibidas no item 5.1 na Figura 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988). O fator topográfico  $S_1$  adotado foi de 1, pois a edificação está sobre terreno plano e não está próxima de encostas e vales profundos. O fator  $S_2$  é calculado automaticamente pelos *softwares* sendo a altura da maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 metros e a rugosidade do terreno enquadra-se na Categoria III, pois se trata de um terreno plano com obstáculos quebra-ventos de árvores e edificações baixas e esparsas. O fator estatístico  $S_3$  adotado foi de 1,10, pois trata-se de uma um prédio público cuja a ruína poderá afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade.

Tabela 3 – Carregamentos atuantes nas lajes.

Nome	Peso Próprio - “Projeto Lajes Nervuradas” (kN/m <sup>2</sup> )	Peso Próprio - Eberick (kN/m <sup>2</sup> )	Peso Próprio - CYPECAD (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Adicional (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Localizada (kN/m)
L1	3,41	3,75	3,75	2	3	7,45
L2	3,41	3,75	3,75	2	3	7,45
L3	3,41	3,75	3,75	2	3	7,45
L4	3,41	3,75	3,75	2	3	7,45
L5	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L6	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L7	3,98	3	3	4	2	-
L8	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L9	3,98	3,75	3,75	4	2	-
L10	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L11	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L12	3,98	3,75	3,75	4	2	-
L13	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L14	3,41	3,75	3,75	2	3	-
L15	3,98	3,75	3,75	4	2	-
L16	3,41	3,75	3,75	2	3	-

Fonte: Do autor (2019).

No “Projeto Lajes Nervuradas” não tem informações se foi considerado a ação do vento na estrutura. O conjunto de lajes analisadas estão com altura máxima de 3,57 m e a edificação como um todo tem altura menor que 10 metros, portanto a ação do vento não terá valores significativos que possam afetar o comportamento da estrutura, mas como se busca uma análise precisa dos resultados optou-se em considerar a ação do vento no dimensionamento das lajes maciças.

### 3.4 Combinações

As ações atuantes nas lajes estão de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação estão apresentados na Tabela 4.

As combinações das ações serão inseridas em ambos os *softwares* utilizados nesse estudo de maneira que após o processamento da estrutura cada um irá adotar a combinação mais

desfavorável, tanto para ELU, quanto ELS. Para O ELU foram adotadas as Combinações Últimas Normais, já para o ELS foram adotadas as Combinações Quase Permanente de Serviço.

Tabela 4 – Coeficientes de Ponderação e Fatores de Combinação

Tipo	Ação	Coeficiente de Ponderação		Fatores de Combinação		
		Favorável	Desfavorável	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Permanente	Peso Próprio	1	1,3 <sup>1)</sup>	1	1	1
Permanente	Adicional	1	1,4	1	1	1
Acidental	Acidental	0	1,4	0,7	0,6	0,4
Vento	Vento	0	1,4	0,6	0,3	0

<sup>1)</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Do autor (2019) - valores retirados da NBR 8681 (2003).

### 3.5 Condições de vinculação

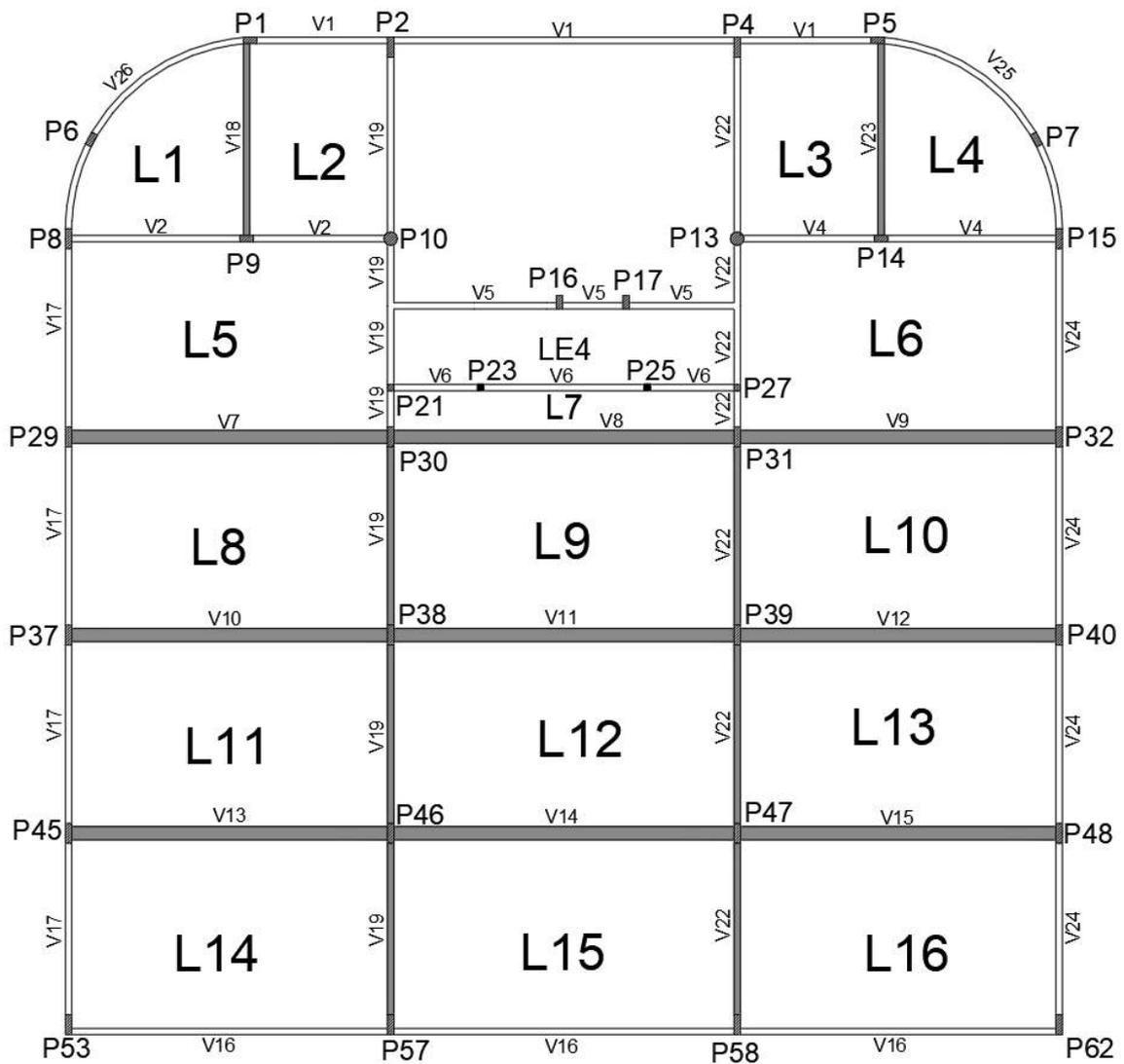
Todos os bordos das lajes do “Projeto Lajes Nervuradas” foram considerados simplesmente apoiados. Entretanto, as lajes dos projetos dimensionados pelos *softwares* tiveram sua vinculação variável. Foram realizados vários testes e estudos para chegar em um consenso de qual tipo de vinculação seria mais adequado para cada bordo de cada laje dos projetos das lajes maciças. A Figura 10 mostra o tipo de vinculação de cada bordo das lajes dos “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD”.

O CYPECAD<sup>®</sup> conta com a opção de um coeficiente de engastamento, definindo a proporcionalidade de engastamento da estrutura, com valores que variam de 0 a 1. Já o Eberck não possui os parâmetros variando de 0 a 1, apenas pode-se informar se a estrutura está engastada, semi-engastada ou simplesmente apoiada. Assim, para que as duas estruturas obtivessem os mesmos parâmetros foi definido no CYPECAD<sup>®</sup> o coeficiente de 0 para bordos simplesmente apoiados e 1 para bordos engastados.

É importante mencionar que a laje LE4 não foi analisada neste estudo, assim seus bordos foram considerados simplesmente apoiados para que esta laje tivesse interferência mínima nos resultados e que também conservasse o tipo de vinculação adotada no “Projeto Lajes Nervuradas”. Contudo ela faz divisa com as outras lajes analisadas neste trabalho, influenciando nos valores dos esforços e deslocamentos, portanto ela foi lançada nos “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD” com o objetivo de ter uma situação mais realística da estrutura.

Já as escadas não foram consideradas no dimensionamento das lajes maciças em ambos os *softwares*, pois se trata de uma estrutura à parte que não possui ligação direta com as lajes analisadas e sua influência estrutural nas mesmas é mínima.

Figura 10 - Condições de vinculação dos bordos das lajes maciças.



#### LEGENDA

-  Bordo Engastado
-  Bordo Simplesmente Apoiado

Fonte: Do autor (2019).

### 3.6 Composição dos custos

Para a realização da análise de custo os preços e composições foram mensurados de acordo com o SINAPI levando em consideração custos de composição analítico sem desoneração. Para o orçamento das lajes esses custos podem ser visualizados no Tabela 5.

Tabela 5 – Custos de composição analítico sem desoneração retirados do SINAPI.

<b>Materiais</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C40, com brita 0 e 1, Slump = 100 +/- 20 mm, inclui serviço de bombeamento (NBR 8953).	m <sup>3</sup>	R\$ 339,84
Aço CA-60, 4,2 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,61
Aço CA-60, 5,0 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,61
Aço CA-50, 6,3 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,86
Aço CA-50, 8,0 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 5,46
Aço CA-50, 10,0 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,65
Aço CA-50, 12,5 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,42
Aço CA-50, 16,0 mm, Vergalhão.	kg	R\$ 4,42
Tela de aço soldada nervurada, CA-60, Q-196, (3,11 kg/m <sup>2</sup> ), diâmetro do fio = 5,0 mm. Dimensões 2,45 x 6,00 m, espaçamento da malha = 10 x 10 cm.	m <sup>2</sup>	R\$ 22,11
Montagem e desmontagem de fôrma de laje maciça com área média maior que 20 m <sup>2</sup> , pé-direito simples, em chapa de madeira compensada resinada, 2 utilizações. Af_12/2015.	m <sup>2</sup>	R\$ 32,41
Montagem e desmontagem de fôrma de laje nervurada com cubeta e assoalho com área média maior que 20 m <sup>2</sup> , pé-direito simples, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações. Af_12/2015.	m <sup>2</sup>	R\$ 36,37

Fonte: Do autor (2019) – valores retirados do SINAPI.

Para análise do custo da montagem e desmontagem das lajes foram analisadas as seguintes composições retirados do SINAPI:

**Lajes maciças:** montagem e desmontagem de fôrma de laje maciça com área média maior que 20 m<sup>2</sup>, pé-direito simples, em chapa de madeira compensada resinada, 2 utilizações. Af\_12/2015. As características são:

- Desmoldante protetor para fôrmas de madeira, de base oleosa emulsionada em água;
- Locação de escora metálica telescópica, com altura regulável de 1,80 a 3,20 metros, com capacidade de carga de no mínimo 1000 kgf (10 kN), incluso tripé e forçado;
- Viga de escoramento H20, de madeira, peso de 5,00 a 5,20 kg/m, com extremidades plásticas;
- Ajudante de carpinteiro com encargos complementares;
- Carpinteiro de fôrmas com encargos complementares;
- Fabricação de fôrma para lajes, em chapa de madeira compensada resinada, e = 17 mm. Af\_12/2015.

**Lajes nervuradas moldadas no local:** montagem e desmontagem de fôrma de laje nervurada com cubeta e assoalho com área média maior que 20 m<sup>2</sup>, pé-direito simples, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações. Af\_12/2015. As características são:

- Desmoldante protetor para fôrmas de madeira, de base oleosa emulsionada em água;
- Locação de escora metálica telescópica, com altura regulável de 1,80 a 3,20 metros, com capacidade de carga de no mínimo 1000 kgf (10 kN), incluso tripé e forçado;
- Viga de escoramento H20, de madeira, peso de 5,00 a 5,20 kg/m, com extremidades plásticas;
- Locação de forma plástica para laje nervurada, dimensões 60 x 60 x 16 cm;
- Ajudante de carpinteiro com encargos complementares;
- Carpinteiro de fôrmas com encargos complementares;
- Fabricação de fôrma para lajes, em chapa de madeira compensada resinada, e = 17 mm. Af\_12/2015;

Não foi encontrado no SINAPI o valor da locação da fôrma plástica para lajes nervuradas com dimensões 80 x 80 x 25 cm e 80 x 80 x 30 cm, porém foi feita uma pesquisa de mercado para estas fôrmas na região de Lavras e não houve mudanças significativas de preços, sendo o que os valores encontrados são próximos das fôrmas de 60 x 60 x 16 cm. Também é válido mencionar que o preço da locação das fôrmas plásticas representa uma parcela

muito pequena do custo total das lajes. Portanto, para este estudo foi levado em consideração a composição encontrada no SINAPI.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Primeira etapa: análise de custo

Com o mercado da Construção Civil cada vez mais concorrido é necessário que o engenheiro faça um bom projeto que requer um bom planejamento orçamentário que obtenha segurança, qualidade e menores custos. Assim, durante o desenvolvimento do projeto estrutural é de fundamental importância avaliar qual é a tipologia da laje que irá apresentar todos esses requisitos, pois, na maioria dos casos, as lajes são os elementos estruturais que tem maior consumo de aço e concreto.

Desse modo, a primeira etapa desse trabalho foi a elaboração da análise de custo das lajes dos “Projeto Lajes Nervuradas”, “Projeto Eberick” e “Projeto CYPECAD”. Para avaliação dos custos foram considerados os gastos das lajes em relação ao consumo de concreto, consumo de aço e custo total com a montagem e desmontagem de lajes maciças e nervuradas.

#### 4.1.1 Consumo de concreto

O consumo e o custo de concreto das lajes dos três projetos em estudo estão apresentados na Tabela 6. O somatório das áreas das lajes em estudo possui 708 m<sup>2</sup>.

Tabela 6 - Volume e custo total de concreto armado.

<b>Projeto</b>	<b>Volume de concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Custo por m<sup>3</sup></b>	<b>Custo total</b>
“Projeto Lajes Nervuradas”	100,88	R\$ 339,84	R\$ 34.283,06
“Projeto Eberick”	105,96	R\$ 339,84	R\$ 36.009,45
“Projeto CYPECAD”	105,84	R\$ 339,84	R\$ 35.968,67

Fonte: Do autor (2019).

O consumo de concreto das lajes maciças do “Projeto Eberick” foi 5,03 % maior do que o consumo das lajes nervuradas do “Projeto Lajes Nervuradas”, totalizando uma diferença em custo de R\$ 1.726,39. Já o consumo de concreto do “Projeto CYPECAD” foi 4,92 % maior que do “Projeto Lajes Nervuradas”, obtendo uma diferença de preço de R\$ 1.685,61. A diferença

percentual do consumo desse produto foi de apenas 0,11% entre o “Projeto Eberick” e o “Projeto CYPECAD”.

#### 4.1.2 Consumo de aço

Assim como o consumo de concreto, o consumo de aço é um dos fatores relevantes que irá determinar a escolha do tipo de laje que será utilizada no projeto de uma edificação. A Tabela 7 apresenta o consumo total de aço das lajes de cada projeto e o custo total deste consumo. Todos os três projetos contêm um adicional de 10% de aço para casos de imprevistos ou até mesmo erros de execução. Somente o “Projeto Lajes Nervuradas” foi utilizada a malha Q 196 como armadura de distribuição na mesa em todas as lajes.

Tabela 7 – Consumo e Custo total de aço.

<b>Custo com Armadura do "Projeto Lajes Nervuradas"</b>			
<b>Bitola (mm)</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Custo por kg</b>	<b>Custo Total de cada Bitola</b>
6,30	47,10	R\$ 4,86	R\$ 228,91
8,00	264,20	R\$ 5,46	R\$ 1.442,53
10,00	158,10	R\$ 4,65	R\$ 735,17
12,50	1944,10	R\$ 4,42	R\$ 8.592,92
16,00	2919,50	R\$ 4,42	R\$ 12.904,19
*Malha Q 196	2201,97	R\$ 22,11 / m <sup>2</sup>	R\$ 15.654,54
<b>Total</b>	<b>7534,97</b>	<b>-</b>	<b>R\$ 39.558,26</b>

\*O custo da Malha Q 196 é calculado por m<sup>2</sup>. A soma das áreas das lajes é de 708,03 m<sup>2</sup> em cada projeto.

<b>Custo com Armadura do "Projeto Eberick"</b>			
<b>Bitola (mm)</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Custo por kg</b>	<b>Custo Total de cada Bitola</b>
5,00	0,50	R\$ 4,61	R\$ 2,31
6,30	1431,53	R\$ 4,86	R\$ 6.957,24
8,00	2695,52	R\$ 5,46	R\$ 14.717,54
10,00	3140,20	R\$ 4,65	R\$ 14.601,93
12,50	6,20	R\$ 4,42	R\$ 27,40
<b>Custo Total</b>	<b>7273,95</b>	<b>-</b>	<b>R\$ 36.306,41</b>

<b>Custo com Armadura do "Projeto CYPECAD"</b>			
<b>Bitola (mm)</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Custo por kg</b>	<b>Custo Total de cada Bitola</b>
4,20	39,00	R\$ 4,61	R\$ 179,79
5,00	157,00	R\$ 4,61	R\$ 723,77
6,30	2292,70	R\$ 4,86	R\$ 11.142,52
8,00	2754,00	R\$ 5,46	R\$ 15.036,84
10,00	1542,00	R\$ 4,65	R\$ 7.170,30
12,50	507,00	R\$ 4,42	R\$ 2.240,94
<b>Custo Total</b>	<b>7291,70</b>	<b>-</b>	<b>R\$ 36.494,16</b>

Fonte: Do autor (2019).

O consumo de armadura do “Projeto Lajes Nervuradas” foi de 3,59 % maior em relação ao “Projeto Eberick” e 3,34 % maior do que o “Projeto CYPECAD”, obtendo uma diferença de custo de R\$ 3.251,85 no primeiro caso e R\$ 3.064,10 para o segundo caso. Já para o “Projeto CYPECAD” esse consumo foi de apenas 0,24 % maior do que o “Projeto Eberick”, totalizando uma diferença de custo de apenas R\$ 187,75, o que é irrelevante em relação ao custo total de todos materiais e serviços de todas as lajes.

#### 4.1.3 Montagem e desmontagem das lajes

Na Tabela 8 é possível ver o custo total com a montagem e desmontagem dos dois tipos de lajes em estudo.

Tabela 8 - Custo com montagem e desmontagem das lajes.

<b>Estudo</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Custo por m<sup>2</sup></b>	<b>Custo Total</b>
“Projeto Lajes Nervuradas” com fôrma em chapa de madeira	708,03	R\$ 36,37	R\$ 25.751,05
“Projeto Lajes Nervuradas” sem fôrma em chapa de madeira	708,03	R\$ 32,03	R\$ 22.678,20
“Projeto Eberick”	708,03	R\$ 32,41	R\$ 22.947,25
“Projeto CYPECAD”	708,03	R\$ 32,41	R\$ 22.947,25

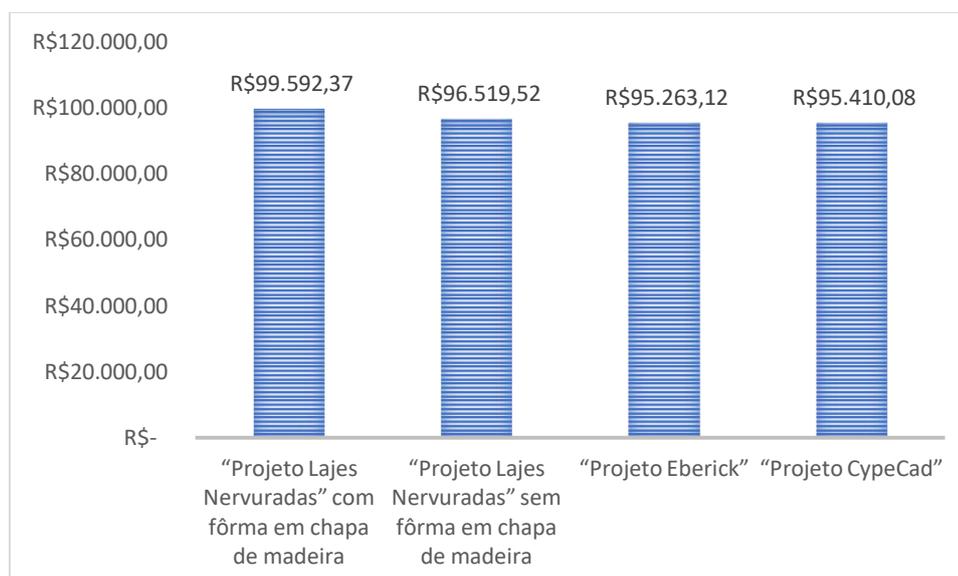
Fonte: Do autor (2019).

O custo total da montagem e desmontagem das lajes nervuradas com chapa de madeira resinada de espessura de 17 mm foi 12,22 % maior do que o custo total com as lajes maciças, totalizando uma diferença de custo de R\$ 2.803,80. Porém, a utilização dessa chapa de madeira como fôrma vai da escolha do engenheiro, pois as cubetas plásticas já oferecem o molde para o processo de concretagem. Segundo o SINAPI, o custo dessas fôrmas em chapa de madeira é de R\$ 4,34 por m<sup>2</sup>, totalizando um custo desse material de R\$ 3.072,85 para as lajes nervuradas. Portanto, o custo da montagem e desmontagem das lajes nervuradas sem chapa madeira resinada de espessura de 17 mm ficaria 1,19 % mais barato do que as lajes maciças.

#### 4.1.4 Custo total das lajes

O custo total das lajes de cada projeto foram somados e seus valores estão apresentados no Figura 11.

Figura 11 – Custo total das lajes.



Fonte: Do autor (2019).

O "Projeto Lajes Nervuradas" com fôrmas com chapa madeira resinada foi o que obteve maior custo entre os projetos, sendo este custo 4,54 % maior do que o "Projeto Eberick", 4,38 % maior do que o "Projeto CYPECAD" e 3,18 % maior do que o "Projeto Lajes Nervuradas" sem fôrmas com chapa madeira resinada, obtendo diferença de custo de R\$ 4.329,25, R\$ 4.182,29 e R\$ 3.072,85, respectivamente. Entretanto, se não for considerado o custo com as

com fôrmas em chapa de madeira compensada resinada esse valor total representa 1,32 % maior em relação ao “Projeto Eberick” e 1,16 % maior em relação ao “Projeto CYPECAD”.

A diferença entre o “Projeto Eberick” e o “Projeto CYPECAD” foi de 0,15 %, o que é um valor irrelevante para se afirmar qual projeto é mais econômico.

Em geral, os projetos em lajes maciças e nervuradas não obtiveram diferenças muito significativas em relação aos dispêndios apurados. Ainda existem outros fatores, como por exemplo, tempo de execução e aspectos arquitetônicos, que devem ser avaliados para decidir qual tipologia de laje é mais vantajosa.

Os dois projetos de lajes maciças obtiveram custos semelhantes, portanto para esses conjuntos de lajes não se pode afirmar em relação ao custo qual modelo de cálculo adotado pelos dois *softwares* é mais econômico.

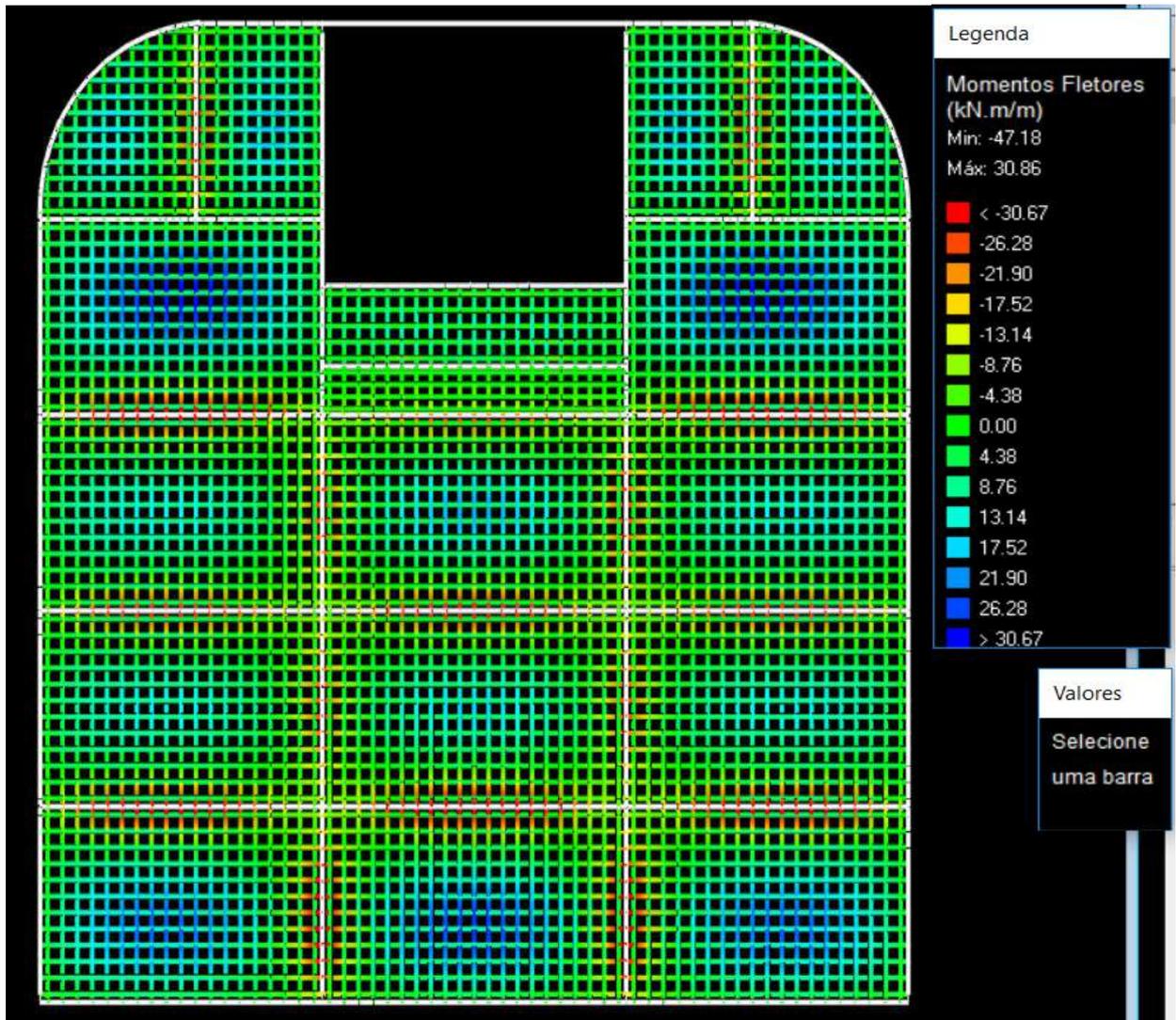
## **4.2 Segunda etapa – análise e dimensionamento estrutural**

A segunda etapa do estudo tem o objetivo de realizar uma comparação entre os modelos de cálculo utilizados pelo *softwares* estruturais Eberick® (MAG) e o CYPECAD® (MEF). Os parâmetros utilizados para comparação das lajes maciças nessa segunda fase do estudo foram momentos fletores máximos, esforços cortantes máximos e flechas.

### **4.2.1 Momentos fletores**

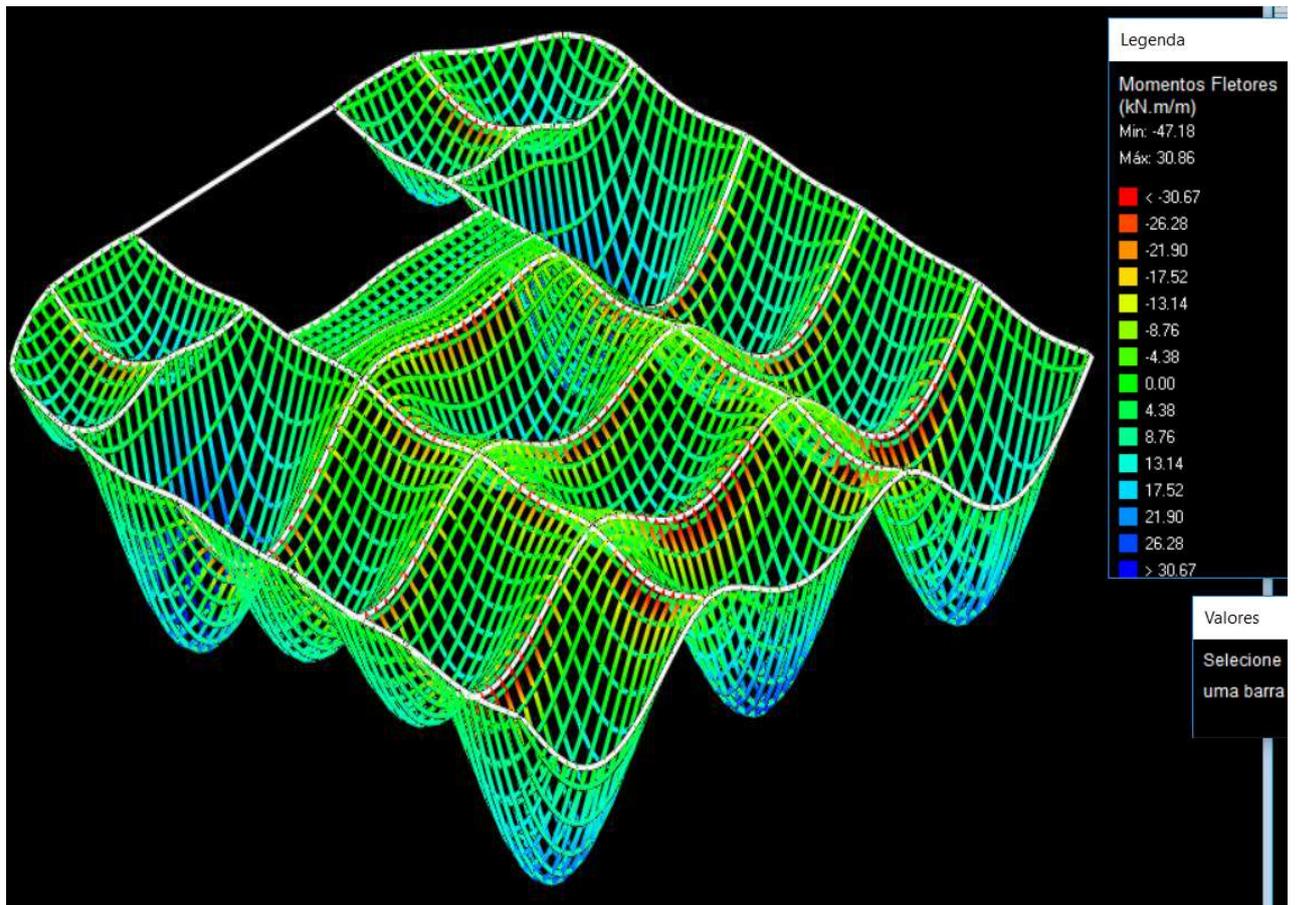
Os momentos fletores positivos e negativos são utilizados para o dimensionamento das armaduras longitudinais das lajes em ambas direções. As Figuras 12 e 13 apresentam a vista superior e tridimensional, respectivamente, com escala gráfica de 65% e deformações aumentada em 200 vezes da grelha que é gerada pelo Eberick® retratando os momentos fletores em cada região das lajes do pavimento analisado. Já no CYPECAD®, na aba “Isovalores” é possível verificar separadamente os gráficos que retratam as regiões com os momentos fletores tanto na direção x quanto na direção y. As Figuras 14 e 15 ilustram estas regiões.

Figura 12 – Vista superior da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de momentos fletores.



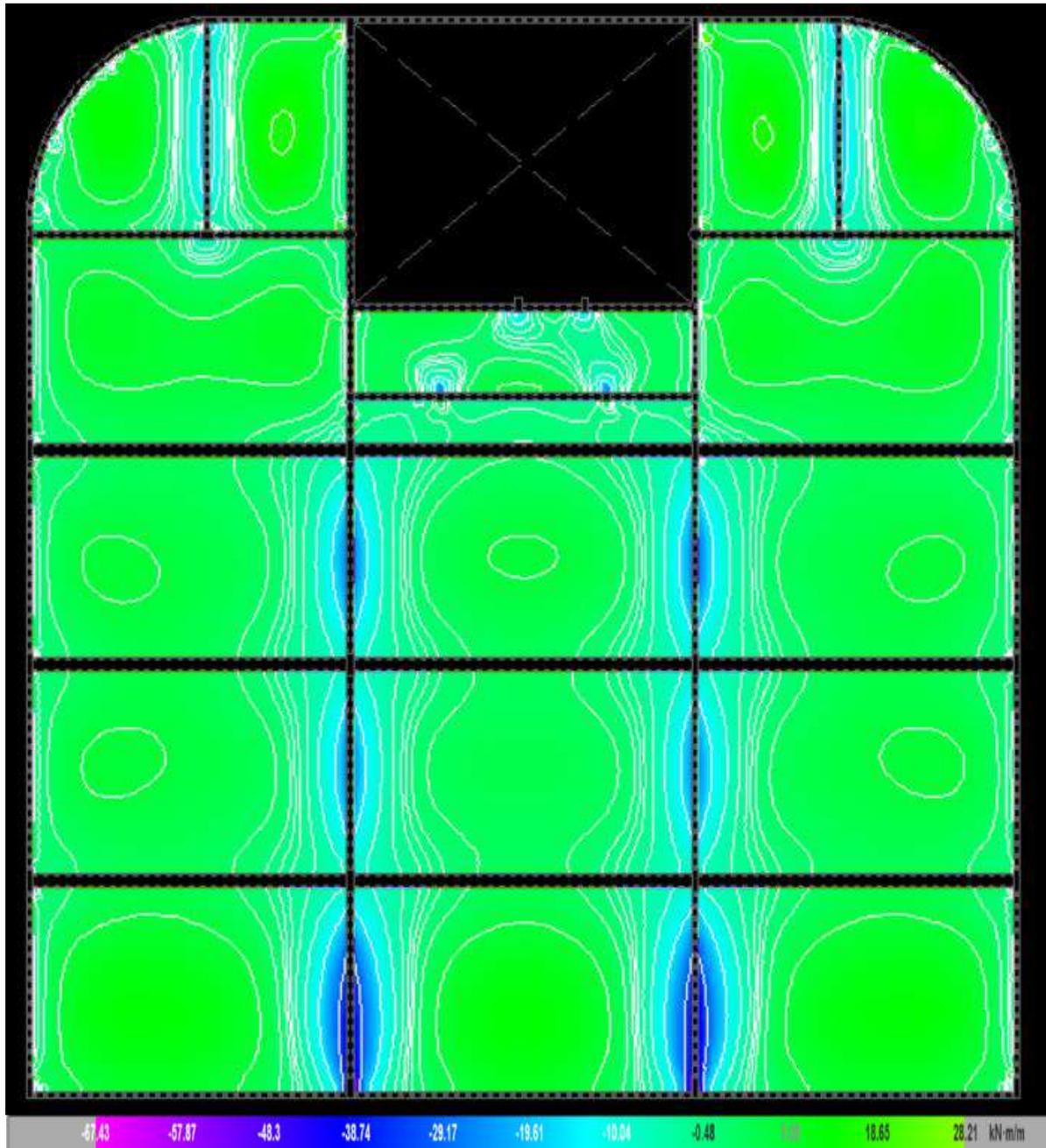
Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do Eberick® V10 – Versão Demonstrativa.

Figura 13 - Vista tridimensional da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de momentos fletores.



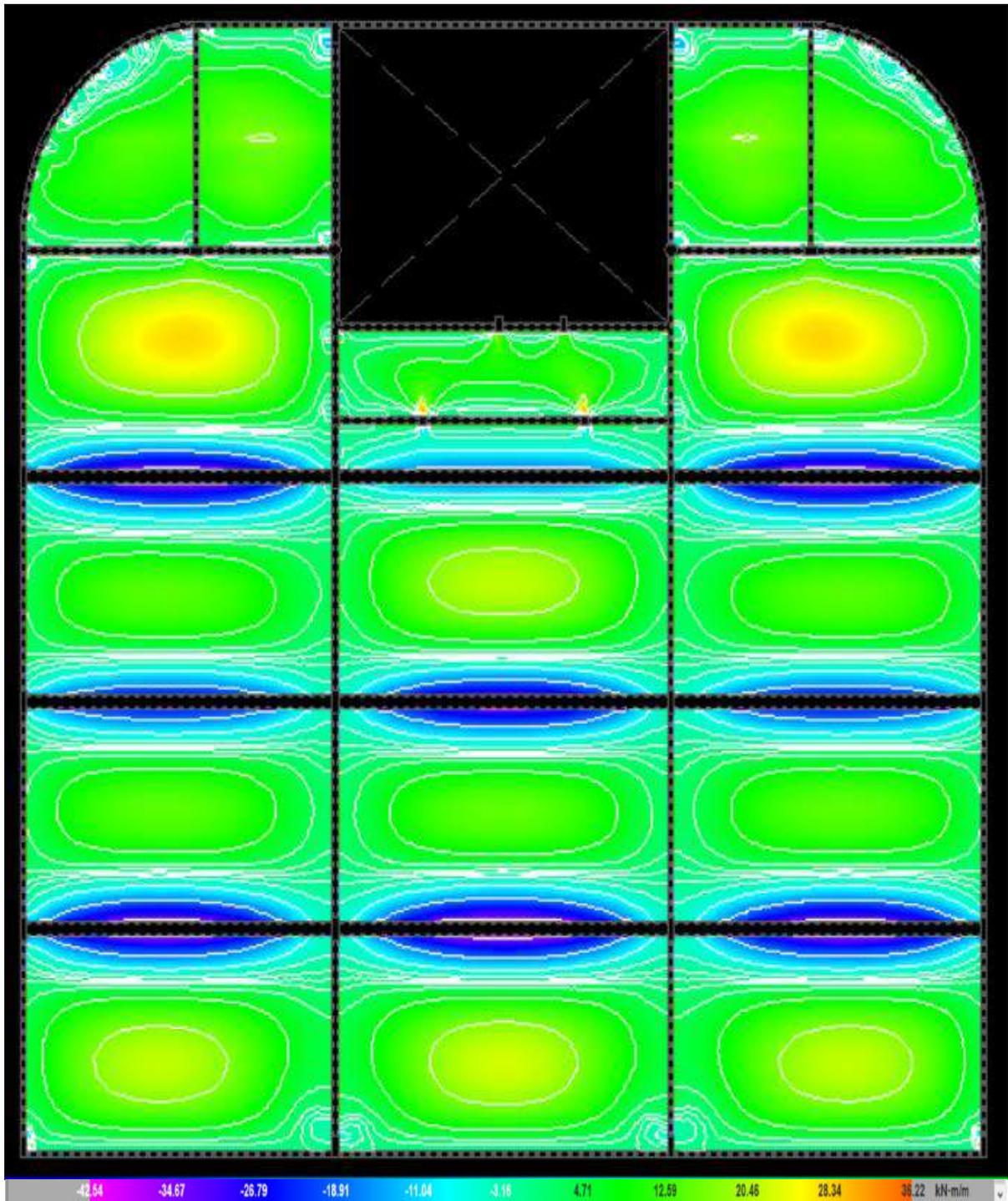
Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do Eberick® V10 – Versão Demonstrativa.

Figura 14 - Vista superior das regiões de momentos fletores no eixo x gerada pelo CYPECAD®.



Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação.

Figura 15 - Vista superior das regiões de momentos fletores no eixo y gerados pelo CYPECAD®.



Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação.

Na Tabela 9 podem ser observados os valores obtidos para os momentos fletores positivos máximos de cada laje em ambos os métodos.

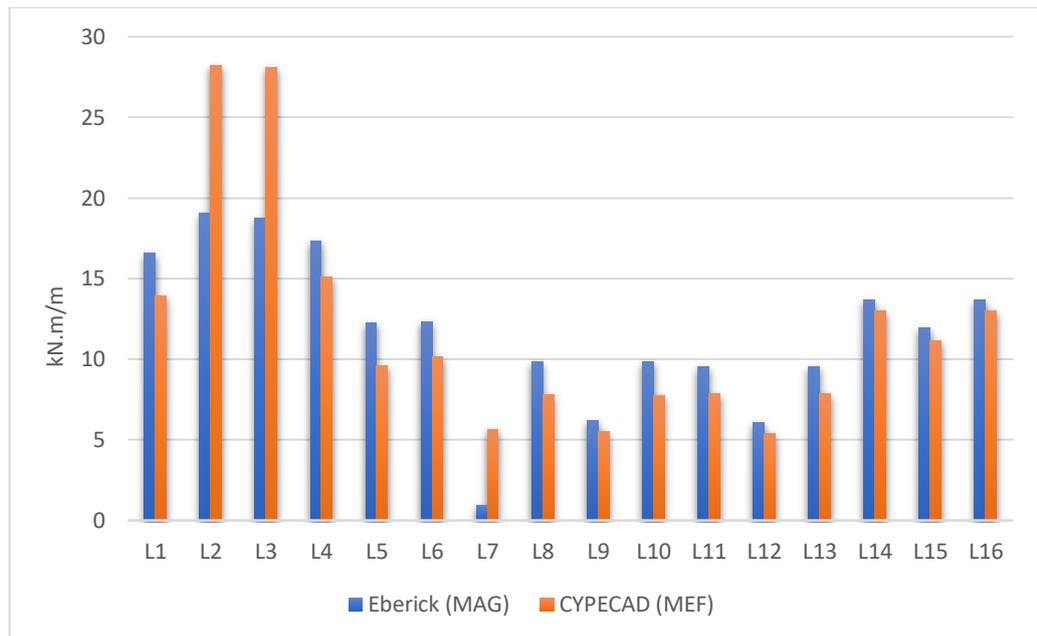
Tabela 9 – Momentos fletores positivos máximos.

Laje	Eberick (MAG)		CYPECAD (MEF)		Diferença Percentual	
	Direção x (kN.m/m)	Direção y (kN.m/m)	Direção x (kN.m/m)	Direção y (kN.m/m)	Direção x (%)	Direção y (%)
<b>L1</b>	16,57	12,13	13,91	14,29	19,12	17,81
<b>L2</b>	19,06	11,16	28,21	17,40	48,01	55,91
<b>L3</b>	18,77	10,67	28,09	17,31	49,65	62,23
<b>L4</b>	17,31	12,40	15,14	14,82	14,33	19,52
<b>L5</b>	12,30	30,49	9,64	27,94	27,59	9,13
<b>L6</b>	12,31	30,48	10,19	28,17	20,80	8,20
<b>L7</b>	0,95	0,28	5,65	0,14	494,74	100,00
<b>L8</b>	9,81	15,58	7,79	14,17	25,93	9,95
<b>L9</b>	6,18	19,95	5,51	19,03	12,16	4,83
<b>L10</b>	9,81	15,57	7,77	14,15	26,25	10,04
<b>L11</b>	9,56	15,53	7,83	14,38	22,09	8,00
<b>L12</b>	6,10	17,05	5,40	14,86	12,96	14,74
<b>L13</b>	9,56	15,53	7,83	14,38	22,09	8,00
<b>L14</b>	13,71	25,31	13,01	22,44	5,38	12,79
<b>L15</b>	11,94	27,46	11,17	22,05	6,89	24,54
<b>L16</b>	13,71	25,31	13,01	21,27	5,38	18,99

Fonte: Do autor (2019).

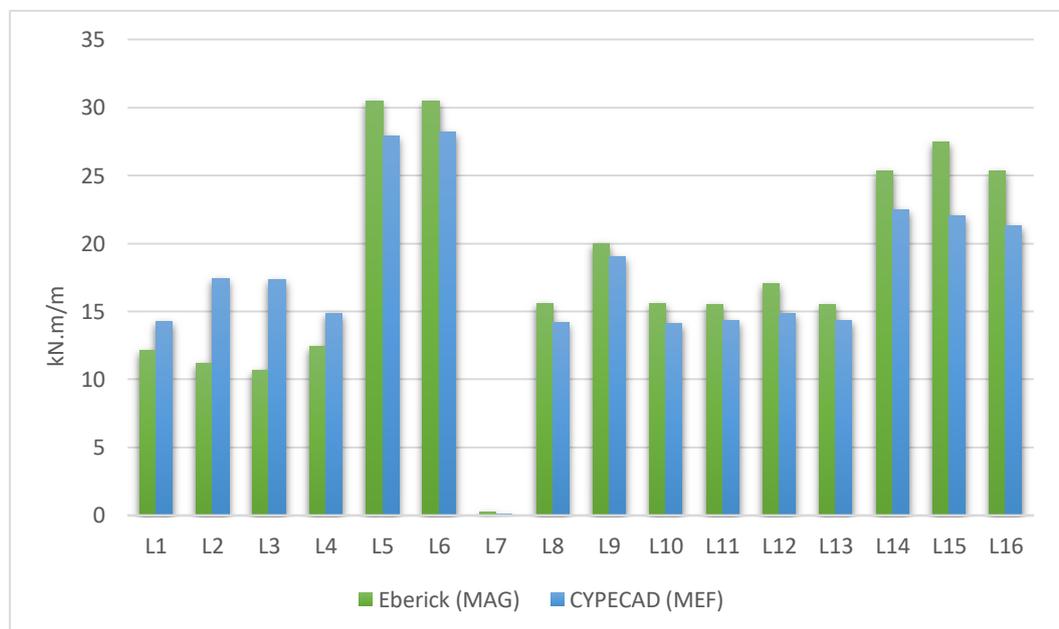
Os resultados numéricos do Tabela 9 foram convertidos nas ilustrações gráficas contidas nas Figuras 16 e 17.

Figura 16 – Momentos fletores positivos máximos: eixo x.



Fonte: Do autor (2019).

Figura 17 - Momentos fletores positivos máximos: eixo y.



Fonte: Do autor (2019).

Os momentos fletores negativos máximos obtidos da análise estrutural de cada método estão contidos no Tabela 10.

Tabela 10 – Momentos fletores negativos máximos.

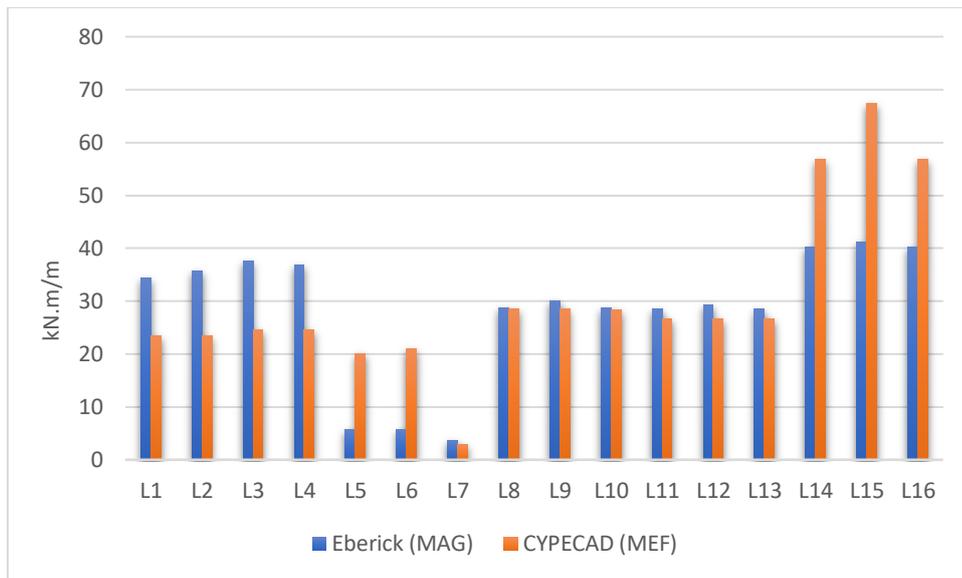
Laje	Eberick (MAG)		CYPECAD (MEF)		Diferença Percentual	
	Direção x (kN.m/m)	Direção y (kN.m/m)	Direção x (kN.m/m)	Direção y (kN.m/m)	Direção x (%)	Direção y (%)
<b>L1</b>	34,44	0	23,42	10,59	47,05	-
<b>L2</b>	35,69	0	23,43	21,32	52,33	-
<b>L3</b>	37,61	0	24,62	19,08	52,76	-
<b>L4</b>	36,9	0	24,62	10,85	49,88	-
<b>L5</b>	5,76	42,38	20,09	39,04	248,78	8,56
<b>L6</b>	5,76	42,36	20,96	39,19	263,89	8,09
<b>L7</b>	3,68	16,82	2,91	19,91	26,46	18,37
<b>L8</b>	28,77	35,35	28,47	39,04	1,05	10,44
<b>L9</b>	30,04	34,86	28,47	35,33	5,51	1,35
<b>L10</b>	28,77	35,36	28,44	39,19	1,16	10,83
<b>L11</b>	28,66	36,36	26,66	39,58	7,50	8,86
<b>L12</b>	29,24	40,43	26,66	42,54	9,68	5,22
<b>L13</b>	28,66	36,36	26,66	39,58	7,50	8,86
<b>L14</b>	40,28	43,37	56,89	39,45	41,24	9,94
<b>L15</b>	41,2	47,18	67,43	42,39	63,67	11,30
<b>L16</b>	40,28	43,37	56,86	39,45	41,16	9,94

Fonte: Do autor (2019).

Os resultados numéricos da Tabela 10 foram convertidos nas ilustrações gráficas contidas nas Figuras 18 e 19.

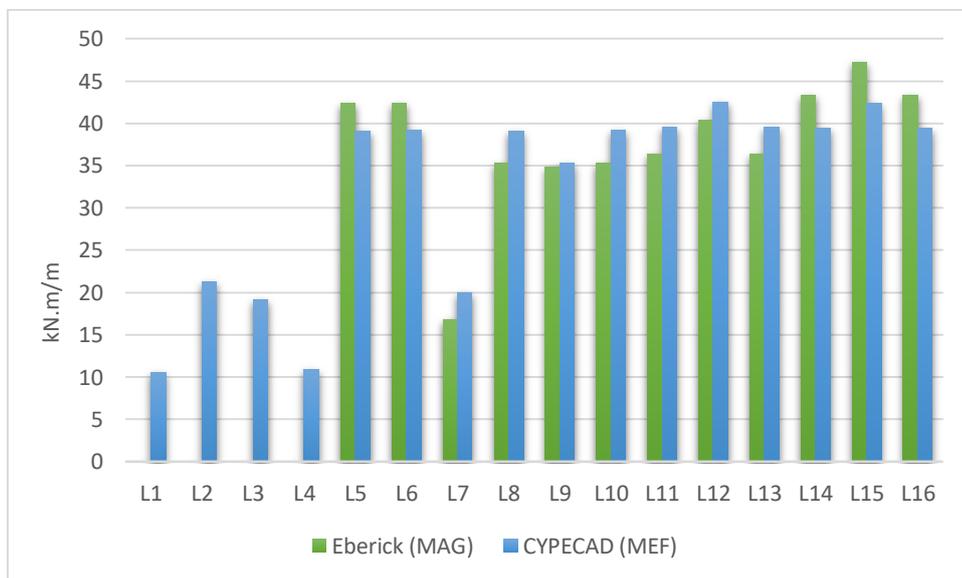
De acordo com as Figuras 12 a 15 percebe-se que as regiões centrais das lajes são regiões onde se concentram os maiores momentos fletores positivos tanto na direção x quanto na direção y em ambos os métodos. Já em relação aos momentos fletores negativos percebe-se que os maiores valores estão concentrados nas regiões onde os bordos estão engastados, conforme já esperado.

Figura 18 – Momentos fletores negativos máximos: eixo x.



Fonte: Do autor (2019).

Figura 19 – Momentos fletores negativos máximos: eixo y.



Fonte: Do autor (2019).

Nota-se ainda que os maiores momentos fletores positivos na direção x estão contidos nas lajes L2 e L3 tanto no cálculo realizado pelo Eberick®, quanto para o cálculo realizado pelo CYPECAD®, conforme a Figura 16. Essas lajes são as lajes mais estreitas na direção x, sendo assim, quanto menor a largura da laje em relação ao seu comprimento, maior será o esforço

naquela direção, mesmo que sua relação “b/a” for menor do que 2, sendo “b” o lado maior e “a” o lado menor. É válido mencionar que as lajes L2 e L3 são as lajes que possuem maiores concentrações de cargas lineares influenciando também para que essas lajes possuam os maiores momentos fletores positivos na direção x.

Observa-se também que os maiores momentos fletores positivos na direção y estão presentes nas lajes L5, L6, L14, L15 e L16 em ambos os métodos. Essas lajes são as que possuem as maiores áreas e com apenas um dos bordos na direção x engastado, conforme a Figura 10. Portanto, os esforços absorvidos pelo engaste foram apenas em um dos bordos que aliviou os momentos fletores positivos na direção y destas lajes em relação as lajes que possuem dois bordos engastados na direção x.

É possível notar também com as Figuras 14 e 15 que no CYPECAD<sup>®</sup> existem picos de momentos fletores negativos próximos aos pilares que possuem como encontro dois bordos simplesmente apoiados. Esses picos correspondem aos momentos volventes, ou seja, quando a laje está sob ação de algum carregamento, ela apoia-se no trecho central dos apoios e os cantos se levantam, contudo esse levantamento é impedido pelo pilares ocasionando momento fletores negativos no lado superior da laje na direção da diagonal e momentos fletores positivos na direção perpendicular a diagonal. Desse modo, nota-se que o CYPECAD<sup>®</sup> faz a consideração desses momentos, pois em seu processo de cálculo ele considera as lajes como meio contínuo, isto é, ele discretiza a estrutura em malha de pequenos elementos finitos tentando representar todos os esforços em cada sub-região. Já no Eberick<sup>®</sup>, que utiliza analogia de grelha, não foi possível observar esses picos de momentos negativos próximos aos pilares.

As lajes L1 e L4 possuem geometrias semelhantes, carregamentos parecidos e possuem um dos bordos engastado, conforme a Figura 10. De acordo com as Figuras 14 e 15, no CYPECAD<sup>®</sup> foram considerados os momentos volventes, dessa forma, nas regiões próximas aos pilares no encontro de dois bordos simplesmente apoiados nota-se a consideração de momentos negativos tanto na direção x quanto na direção y. Também é possível identificar nas mesmas figuras que nas vigas curvas que estão em contato com essas duas lajes há regiões com momentos fletores negativos próximos a essas vigas, isso ocorreu porque no CYPECAD<sup>®</sup> houve a consideração da transferência de momentos torçores das vigas em momentos fletores negativos nas lajes. Já no Eberick<sup>®</sup>, conforme a Figura 19, os momentos fletores negativos na direção y para essas lajes foram iguais a 0, pois seus bordos são simplesmente apoiados nas vigas curvas e nas vigas na direção x e não houve a consideração dos momentos volventes, nem a consideração da transferência de momentos fletores negativos das vigas curvas para as lajes. Dessa forma, os esforços de momentos fletores positivos e negativos tanto na direção x quanto

na direção y e ficaram distintos em ambos os métodos, obtendo considerável diferença percentual, conforme dados da Tabela 9 e 10.

Nas lajes L2 e L3 aconteceram casos semelhantes do que ocorreram com as lajes L1 e L4. Os momentos fletores negativos na direção y e também foram iguais a 0 no dimensionamento realizado no Eberick® devido aos seus bordos que também estavam simplesmente apoiados nas vigas curvas e nas vigas na direção x. Já no CYPECAD® houve a consideração dos momentos volventes influenciando nos valores dos momentos negativos na direção y e dos momentos positivos em ambas direções, dessa maneira pode-se também constatar que houve considerável diferença percentual dos momentos fletores negativos e positivos em ambas direções, conforme a Tabela 10.

É importante ressaltar que nas lajes L2 e L3 há maiores concentrações de cargas lineares localizadas. Em relação a essas duas lajes, no CYPECAD® foi possível observar maiores momentos fletores positivos nas duas direções, conforme mostrado nas Figuras 16 e 17, pois sua modelagem é discretizada em nós, tentando representar cada sub-região, conforme o refinamento da malha dos elementos finitos. Já no Eberick® esses momentos fletores positivos foram menores, pois o cálculo das lajes é realizado através de analogia de grelhas, assim, as cargas lineares concentradas podem não ter passado exatamente no eixo de uma barra da grelha, havendo uma redistribuição de esforços. Pode-se notar, também, que nessas lajes os momentos fletores negativos na direção x foram maiores no cálculo realizado pelo Eberick®, conforme a Figura 18. Esses valores de momentos fletores negativos elevados correspondem ao engaste dos bordos das lajes L2 e L3, conforme a Figura 10. Com maiores momentos fletores negativos nos engastes, menores serão os momentos fletores positivos na região central, portanto isso também justifica o porquê dos momentos fletores positivos nas lajes L2 e L3 terem sido maiores no CYPECAD® do que no Eberick®, conforme mostrado nas Figuras 16 e 17.

As lajes L5 e L6 possuem geometria e carregamentos semelhantes. Para os momentos fletores positivos em ambas direções o cálculo realizado pelo CYPECAD® apresentou resultados menores do que o no Eberick®, porém essa diferença foi pequena em valores absolutos, com diferença máxima de 2,66 kN.m/m na direção x e 2,55 kN.m/m na direção y, conforme a Tabela 9. Já em relação aos momentos fletores negativos, pode-se observar, de acordo com a Tabela 10, que ocorreu elevada diferença percentual no eixo x. Desse modo, foram considerados os momentos fletores negativos devido aos momentos volventes próximo aos pilares e esses valores se tornaram máximo no eixo x, pois os bordos no eixo y são simplesmente apoiados, conforme a Figura 10. Já em relação ao eixo y os valores dos momentos fletores negativos máximos correspondem ao bordo no eixo x engastado com as lajes

adjacentes, conforme a Figura 10, e apresentam pequena diferença percentual em ambos os métodos.

De acordo com a Tabela 9, a laje L7 possui grande diferença percentual em relação aos momentos fletores positivos em ambas direções. Porém, esses esforços são baixos e necessitaram de baixa taxa de armadura. É importante ressaltar que a laje L7 é comprida na direção x e estreita na direção y, e possui apenas um dos seus bordos engastados, conforme a Figura 10. Portanto, o esforço preponderante é o momento negativo na direção y. Esse esforço nessa direção apresentou diferença percentual moderadamente baixo, conforme a Tabela 10, sendo que o CYPECAD<sup>®</sup> nesse caso apresentou resultados mais conservadores.

Conforme a Tabela 9, percebe-se que os momento fletores positivos em ambas direções nas lajes centrais (L8 a L13) possuem baixa diferença em valores absolutos, mesmo obtendo em alguns casos considerável diferença percentual. Já em relação aos momentos fletores negativos percebe-se que para essas lajes houve pequena diferença percentual dos resultados em ambas direções nos dois métodos estudados. Logo, o método de cálculo utilizado por ambos os *softwares* apresentaram resultados semelhantes para essa situação.

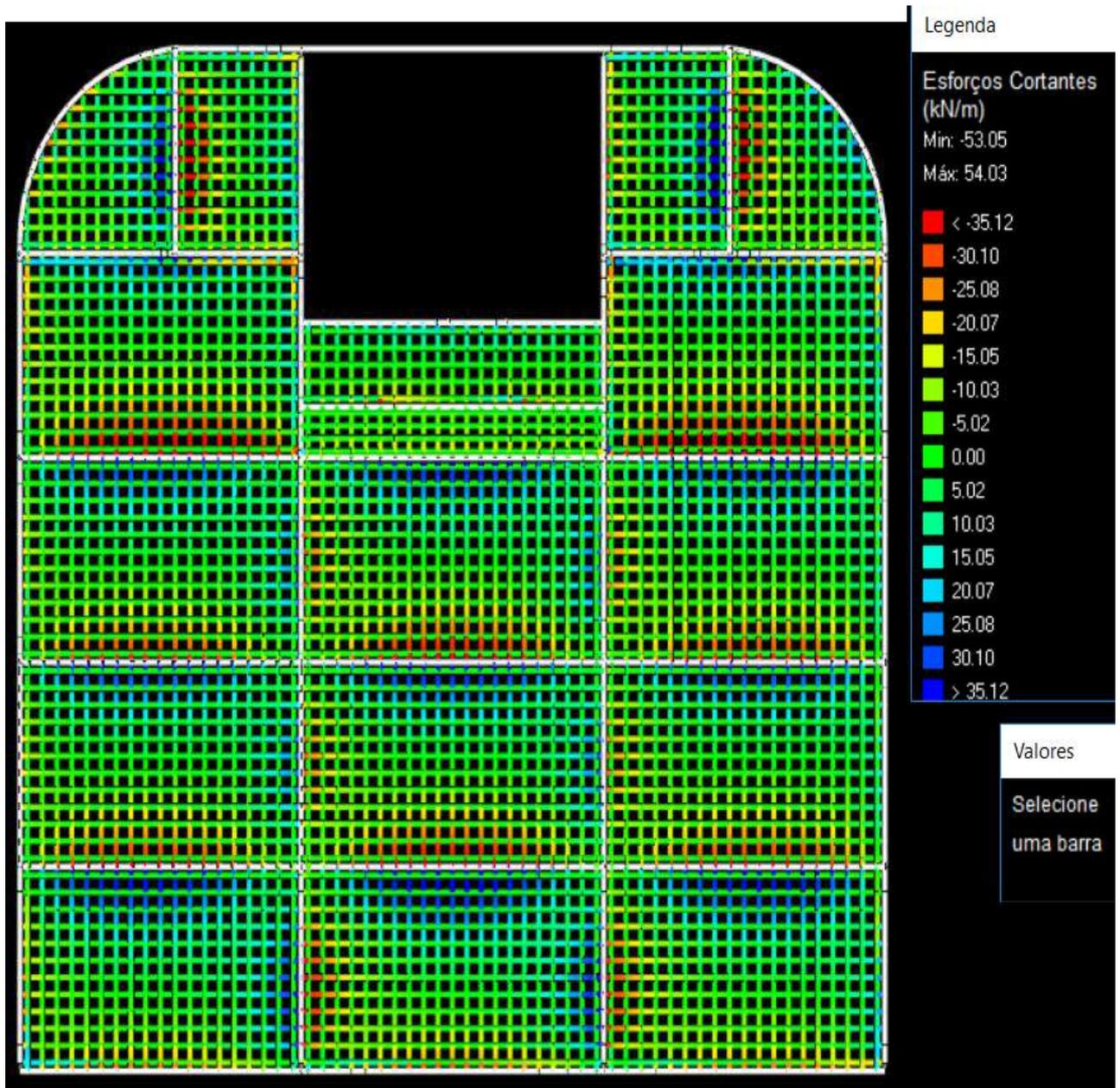
Nas lajes L14, L15 e L16 observou-se que os momentos fletores positivos em ambas direções possuem baixa diferença em valores absolutos, conforme a Tabela 9, mesmo obtendo em alguns casos considerável diferença percentual, sendo que o cálculo realizado pelo Eberick<sup>®</sup> foi mais conservador, devido ao seu processo de cálculo que há redistribuição de esforços, majorando os momentos fletores positivos. Nota-se que os momentos fletores negativos no eixo y para essas lajes obtiveram baixa diferença percentual, porém para o eixo x obtiveram elevada diferença percentual, de acordo com a Tabela 10. Essa diferença percentual ocorreu devido ao processo de cálculo utilizado pelo CYPECAD<sup>®</sup> que faz análise nodal da estrutura e conseguiu calcular elevada diferença percentual próximo ao engaste dos bordos no eixo y.

#### **4.2.2 Esforços cortantes**

Quando existem elevados valores de esforços cortantes nos elementos estruturas há a necessidade do dimensionamento dos estribos. Porém, em lajes maciças, na maioria dos casos, estes tipos de esforços são irrelevantes comparados a resistência oferecida pelo concreto. Assim, neste estudo não houve a necessidade de adicionar estribos nas lajes. Contudo, como o objetivo é analisar os resultados de cada método foram coletados os dados dos esforços cortantes para comparações.

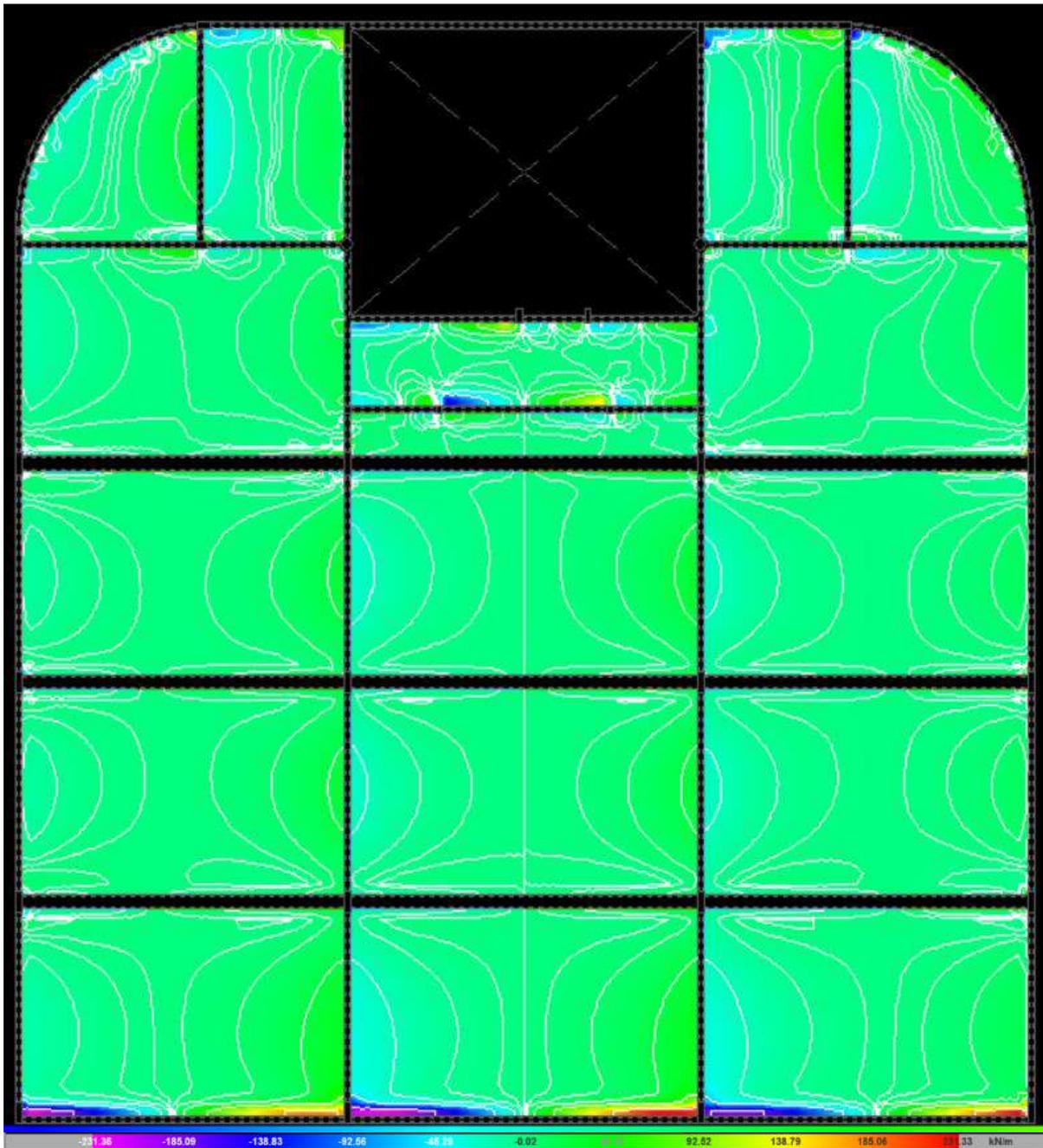
A Figura 20 apresenta a vista superior das regiões de esforços cortantes gerados no Eberick® em cada laje do pavimento analisado neste estudo. Já no CYPECAD®, na aba “Isovalores” é possível verificar separadamente os gráficos que retratam as regiões com os esforços cortantes tanto na direção x quanto na direção y dessas lajes. As Figuras 21 e 22 ilustram essas regiões em ambas direções no CYPECAD®.

Figura 20 - Vista superior da grelha gerada pelo Eberick® com as regiões de esforços cortantes.



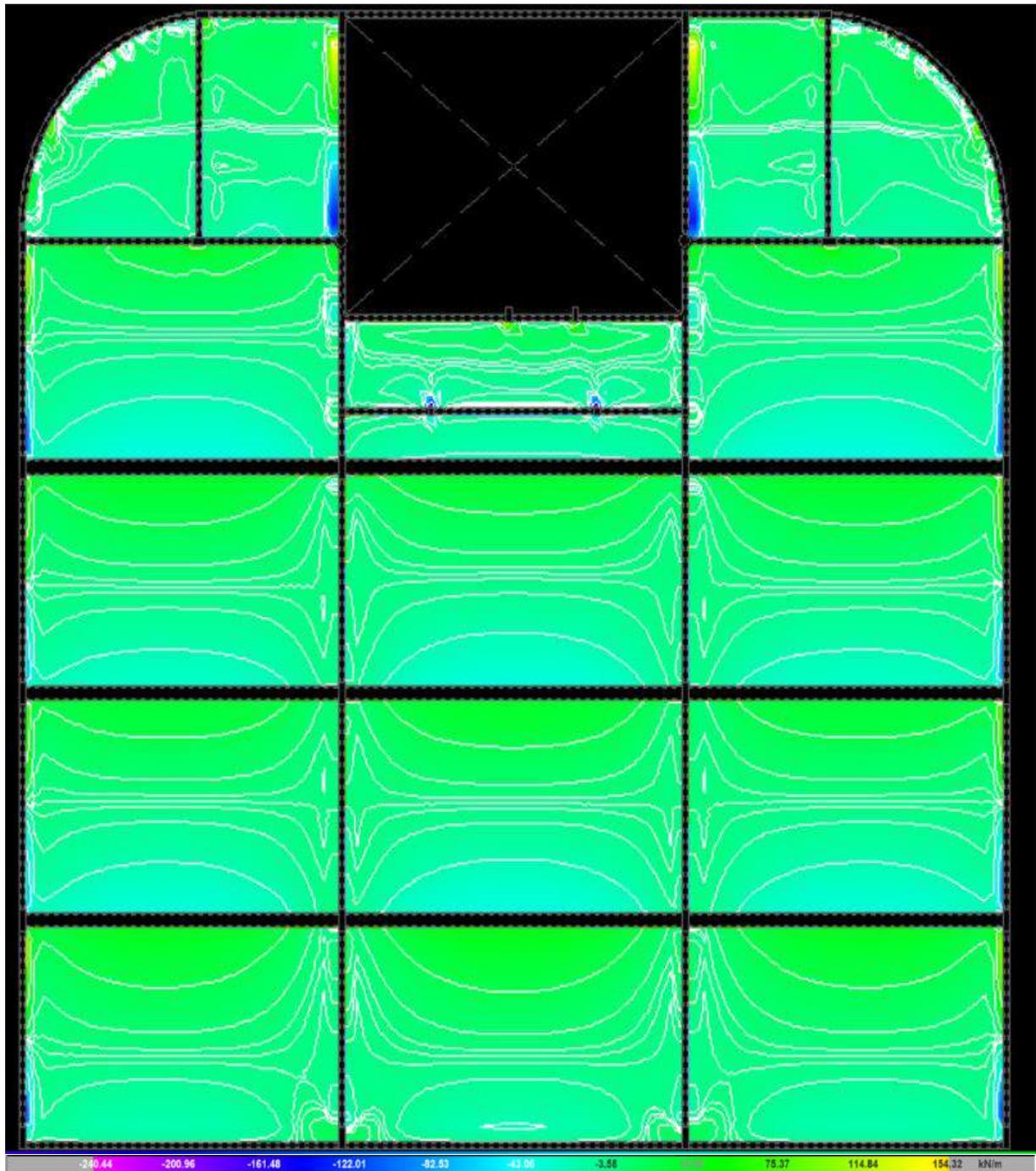
Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do Eberick® V10 – Versão Demonstrativa.

Figura 21 - Vista superior das regiões de esforços cortantes no eixo x gerados pelo CYPECAD®.



Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação.

Figura 22 - Vista superior das regiões de esforços cortantes no eixo y gerados pelo CYPECAD®.



Fonte: Do autor (2019). Figura retirada do CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação.

De acordo com a Tabela 11 podem-se analisar os esforços cortantes máximos nas duas direções de cada laje em ambos os métodos.

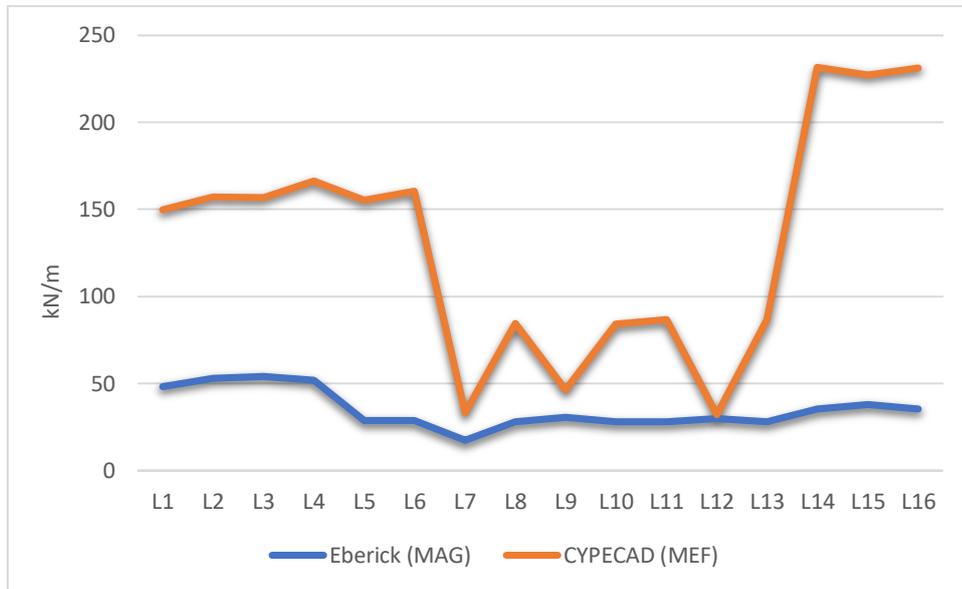
Tabela 11 – Esforços cortantes máximos.

Laje	Eberick (MAG)		CYPECAD (MEF)		Diferença Percentual	
	Direção x (kN/m)	Direção y (kN/m)	Direção x (kN/m)	Direção y (kN/m)	Direção x (%)	Direção y (%)
L1	48,17	48,96	149,68	110,73	210,73	126,16
L2	53,05	23,95	157,32	150,80	196,55	529,65
L3	54,03	23,29	156,95	150,44	190,49	545,94
L4	52,07	50,27	166,37	154,32	219,51	206,98
L5	29,05	42,70	155,38	129,42	434,87	203,09
L6	29,01	42,67	160,55	131,74	453,43	208,74
L7	17,36	21,43	33,39	58,82	92,34	174,48
L8	28,14	34,53	84,43	83,79	200,04	142,66
L9	30,76	38,57	46,32	40,55	50,59	5,13
L10	28,15	34,53	84,11	83,54	198,79	141,93
L11	28,11	35,01	86,68	84,55	208,36	141,50
L12	30,03	38,89	32,02	44,57	6,63	14,61
L13	28,11	35,01	86,77	84,55	208,68	141,50
L14	35,55	40,65	231,36	120,34	550,80	196,04
L15	37,95	44,59	227,32	45,17	499,00	1,30
L16	35,55	40,64	231,33	104,71	550,72	157,65

Fonte: Do autor (2019).

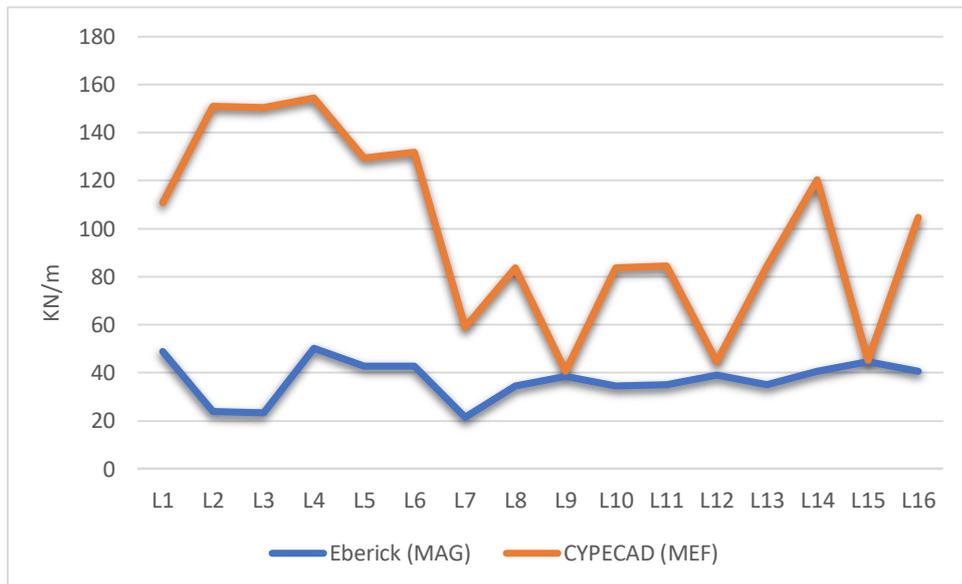
Os resultados numéricos da Tabela 11 foram convertidos nas ilustrações gráficas contidas nas Figuras 23 e 24.

Figura 23 – Esforços cortantes máximos: eixo x.



Fonte: Do autor (2019).

Figura 24 – Esforços cortantes máximos no eixo y.



Fonte: Do autor (2019).

De acordo com as Figuras 23 e 24, percebe-se que o cálculo realizado para o esforço cortante no CYPECAD® apresentou resultados com valores bem mais elevados em ambas direções do que o cálculo realizado pelo Eberick®, isto é, de acordo com o a Tabela 11, percebe-se que na maioria das lajes ocorreram elevada diferença percentual entre os dois métodos. Pode-

se observar nas Figuras 21 e 22 que as regiões onde ocorreram os maiores esforços cortantes no CYPECAD<sup>®</sup> foram nas regiões em contato das lajes com as vigas com bordos simplesmente apoiados (FIGURA 10) e nas regiões de pico de esforços cortantes próximas aos pilares, correspondente aos esforços de punção. Já no cálculo realizado pelo Eberick<sup>®</sup> é possível identificar alguns esforços de punção próximos aos pilares e os esforços cortantes próximos a vigas, conforme a Figura 20, porém com valores bem menores do que no CYPECAD<sup>®</sup>. Diante disto, os valores elevados de esforços cortantes no CYPECAD<sup>®</sup> ocorreram devido o processo de cálculo utilizado por esse *software* que faz análise nodal da estrutura. Já método de analogia de grelha, adotado pelo Eberick<sup>®</sup>, possui um método adaptado para análise de esforço cortante nas estruturas de concreto armado em virtude da redistribuição dos esforços. Assim, devido a essa redistribuição de esforços, nota-se que não ocorreram picos com valores elevados de esforços cortantes no cálculo realizado por esse *software*.

É importante mencionar que nas Figuras 21 e 22 não foi possível visualizar alguns valores elevados de esforço cortantes das lajes próximos aos pilares, devido a escala adotada para demonstrar toda a estrutura calculada no CYPECAD<sup>®</sup>. Porém, esse *software* oferece um recurso que é possível aproximar de certas regiões de interesse e a escala vai se adaptando automaticamente, dessa forma, foi possível visualizar pequenas sub-regiões de pico que continham grandes esforços cortantes próximos aos pilares.

#### 4.2.3 Análise das flechas

Para o ELS a edificação deve reunir condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade. Quando uma estrutura deixa de atender a qualquer desses itens, diz-se que ela atingiu um ELS. Assim, uma das condições de segurança consiste na determinação das deformações e sua comparação com o valor admissível.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os deslocamentos limites são classificados em 4 grupos: aceitabilidade sensorial, efeitos específicos, efeitos em elementos não estruturais e efeitos em elementos estruturais.

Entre os limites dos deslocamentos foi adotado o parâmetro de aceitabilidade sensorial para comparar a flechas obtidas nas lajes em ambos os métodos. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) o valor do deslocamento limite equivalente tem que ser menor que  $\ell/250$ , onde  $\ell$  é a maior dimensão da laje.

As flechas que foram extraídas em ambos os *softwares* foram apenas as flechas imediatas, pois o *software* CYPECAD® não verifica flechas diferidas nas lajes, apenas apresenta ao usuário o valor de flecha imediata.

A Tabela 12 apresenta os valores dessas flechas em cada método e sua diferença percentual.

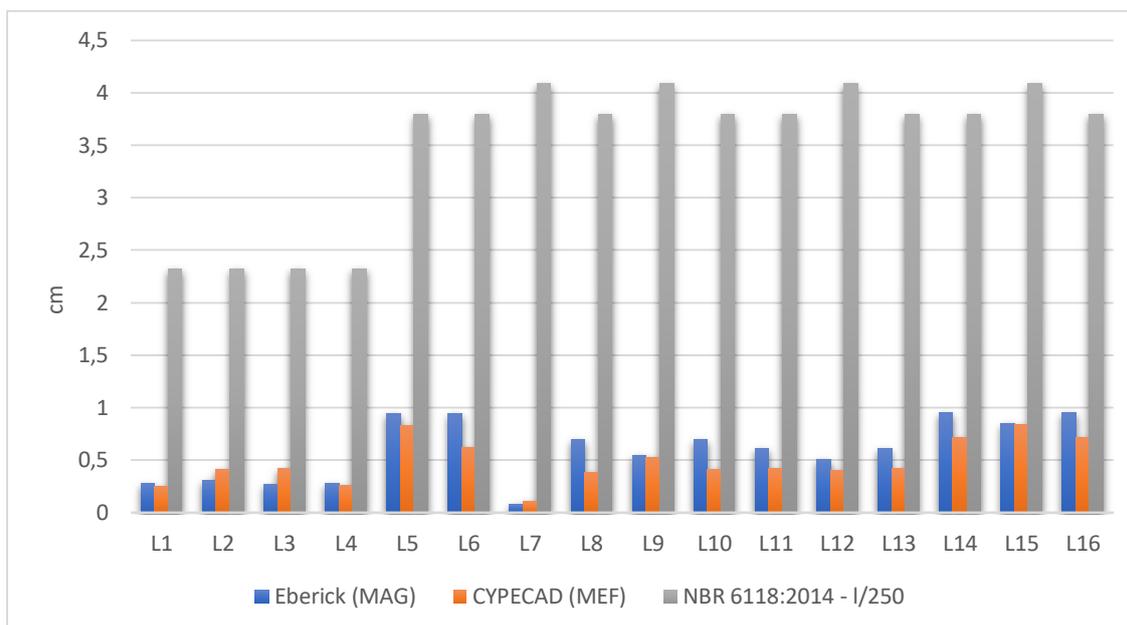
Tabela 12 – Flechas em cada laje.

<b>Laje</b>	<b>Maior dimensão da laje (cm)</b>	<b>Eberick - MAG (cm)</b>	<b>CYPECAD - MEF (cm)</b>	<b>NBR 6118:2014 <math>l/250</math> (cm)</b>	<b>Diferença Percentual (%)</b>
L1	581,00	0,28	0,25	2,32	12,00
L2	581,00	0,30	0,41	2,32	36,67
L3	581,00	0,27	0,42	2,32	55,56
L4	581,00	0,28	0,26	2,32	7,69
L5	948,00	0,94	0,83	3,79	13,65
L6	948,00	0,94	0,62	3,79	51,61
L7	1022,00	0,08	0,10	4,09	25,00
L8	948,00	0,69	0,38	3,79	81,58
L9	1022,00	0,54	0,53	4,09	1,89
L10	948,00	0,69	0,41	3,79	68,29
L11	948,00	0,61	0,42	3,79	45,24
L12	1022,00	0,51	0,40	4,09	27,50
L13	948,00	0,61	0,42	3,79	45,24
L14	948,00	0,95	0,71	3,79	33,80
L15	1022,00	0,85	0,84	4,09	1,19
L16	948,00	0,95	0,71	3,79	33,80

Fonte: Do autor (2019).

Os resultados numéricos da Tabela 12 foram convertidos na ilustração gráfica contida na Figura 25.

Figura 25 – Flechas em cada laje.



Fonte: Do autor (2019).

De acordo com a Figura 25 nota-se que as lajes L5, L6, L8 a L16 obtiveram flechas imediatas maiores pelo MAG do que pelo MEF. Conforme as Figuras 16 e 17, nessas lajes, os momentos fletores positivos máximos nas duas direções foram maiores no cálculo do Eberick<sup>®</sup> do que do CYPECAD<sup>®</sup>. As flechas estão diretamente relacionadas com os momentos fletores positivos, caso eles aumentem, a diferença entre os resultados irá aumentar e se tornar mais representativo, isto é, o momento fletor positivo da estrutura está diretamente associado à disparidade de resultados. Assim, é de se esperar que para essas lajes no Eberick<sup>®</sup> os valores das flechas imediatas apresentassem valores maiores do que do CYPECAD<sup>®</sup>.

Processos inversos ocorreram com as lajes L2 e L3, os momentos fletores positivos máximos obtiveram maiores valores pelo CYPECAD<sup>®</sup> do que pelo Eberick<sup>®</sup>, conforme as Figuras 16 e 17. Portanto, é de se esperar que para essas lajes as flechas imediatas apresentassem valores maiores no CYPECAD<sup>®</sup> do que no Eberick<sup>®</sup>.

O momento fletor positivo máximo da laje L7 foi maior no CYPECAD<sup>®</sup> para a direção x e maior no Eberick<sup>®</sup> na direção y, conforme a Tabela 9. Contudo, em valores absolutos, esse momento foi maior na direção x do que na direção y em ambos os métodos, desse modo, as flechas imediatas foram maiores pelo MEF do que MAG, conforme a Figura 25.

Os momentos fletores positivos máximos das lajes L1 e L4 foram maiores no Eberick<sup>®</sup> para a direção x e maiores no CYPECAD<sup>®</sup> na direção y, conforme a Tabela 9. Contudo, esses

momentos, em valores absolutos, foram maiores pelo cálculo do Eberick<sup>®</sup> na direção x do que do cálculo realizado pelo CYPECAD<sup>®</sup> na direção y, assim as flechas imediatas foram maiores pelo MAG do que MEF, conforme a Figura 25.

De acordo com o Figura 25 observa-se todas as flechas imediatas em ambos os métodos obtiveram valores bem menores do que os valores limite para aceitabilidade sensorial estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014). E mesmo se fosse levado em consideração as flechas totais (imediata mais diferida) não iria ultrapassar essas flechas limites.

A laje L7 é a laje que possui as menores dimensões. As lajes L1 a L4 são as lajes que possuem dimensões intermediárias. Já as lajes L5, L6, L8 a L16 possuem as maiores dimensões. Desse modo, nota-se que quando as lajes apresentam dimensões maiores, maior será a diferença entre os resultados de ambos métodos, caso as dimensões das lajes diminuam, a diferença entre os resultados irá diminuir e se tornar menos representativo.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Conclusões gerais

Diante dos resultados apresentados da análise de custo, observa-se que as lajes nervuradas e as lajes maciças não obtiveram grande diferença dos dispêndios apurados totais, sendo que a maior diferença percentual foi de 4,52% entre os “Projeto Laje Nervurada” com fôrmas com chapa madeira resinada e o “Projeto Eberick”. Porém, se não fosse considerado o uso das fôrmas com chapa de madeira resinada de 17 mm nas lajes nervuradas moldadas no local a maior diferença do custo total seria de apenas 1,32 % entre o “Projeto Lajes Nervuradas” sem chapa de madeira resinada e o “Projeto Eberick”. Dos resultados, nota-se também que as lajes nervuradas obtiveram um consumo um pouco menor de concreto, mas necessitou de um consumo um pouco maior de aço em relação as lajes maciças.

Em relação aos projetos de lajes maciças, tanto o “Projeto Eberick” quanto o “Projeto CYPECAD” obtiveram custos totais semelhantes sendo que essa diferença foi de apenas 0,15%. Entre os dois casos era de se esperar que houvesse discrepância entre consumo de aço, porém apresentaram pequena diferença no peso total. Contudo, não pode-se afirmar que ambos os *softwares* apresentaram resultados semelhantes para o dimensionamento das armaduras, pois cada laje apresentou consumo de aço diferente entre os dois métodos de cálculo e coincidentemente o consumo total de armaduras se balancearam entre os dois *softwares*.

Em relação aos momentos fletores foi observado que no cálculo realizado pelo CYPECAD® 2019 – Versão de Avaliação houve a consideração dos momentos volventes, dessa forma, nas regiões próximas aos pilares com encontro de bordos simplesmente apoiados houve picos de momentos fletores negativos e que em alguns casos eles foram máximos para uma das direções das lajes analisadas. Já no cálculo realizado pelo Eberick® V10 – Versão Demonstrativa não foi possível a identificação dos momentos volventes.

Foi observado também no CYPECAD® que houve a consideração de momentos fletores negativos nas regiões das lajes que estão em contato com as vigas curvas. Isso ocorreu porque no processo de cálculo realizado por esse *software* houve a consideração da transferência de momentos torsores das vigas em momentos fletores negativos nas lajes devido a rigidez desses elementos estruturais. Já no Eberick® não foi possível identificar a mesma consideração.

Foi possível identificar que nas lajes onde possuem cargas lineares concentradas, os momentos fletores positivos máximos foram maiores no CYPECAD® do que no Eberick®. Isso ocorreu porque no primeiro *software*, que é adotado como método de cálculo o MEF, a estrutura

é discretizada em nós, e é abordada como meio contínuo, tentando representar cada sub-região da laje, conforme o refinamento da malha dos elementos finitos. Já no segundo *software*, o cálculo das lajes é realizado através do MAG, assim, as cargas lineares concentradas podem não ter passado exatamente no eixo de uma barra da grelha, fazendo que os momentos fletores positivos fossem menores.

Foi observado nas lajes L8 a L13, onde não há presença de momentos volvente e nem vigas curvas, que o comportamento estrutural entre os dois *softwares* não apresentou diferença percentual significativa, sendo que para os momentos fletores positivos máximos em ambas direções e momentos fletores negativos máximos no eixo x o cálculo realizado pelo Eberick® foi mais conservador do que no CYPECAD®.

Também foi possível observar no cálculo realizado pelo CYPECAD® elevados esforços cortantes próximos aos pilares, correspondendo aos esforços de punção, e próximos as vigas com bordos simplesmente apoiados. No Eberick® todos os esforços cortantes, tanto nas regiões próximas aos pilares como nas regiões próximas as vigas foram bem menores do que no CYPECAD®. A discrepância dos resultados entre os dois *softwares* pode ser explicado devido ao método de cálculo adotado por cada um.

Em ambos os *softwares* foram observados para o pavimento de lajes analisadas que os valores das flechas estão diretamente relacionados com os valores dos momentos fletores positivos, obedecendo uma regra de proporcionalidade direta. Quando o momento fletor positivo foi maior no cálculo realizado em um dos *softwares*, a flecha também foi maior pelo cálculo realizado por aquele mesmo *software*.

De acordo com os resultados discriminados e a revisão bibliográfica analisada, pode-se constatar que o CYPECAD®, que utiliza MEF, apresentou considerações estruturais em lajes maciças que não foram observadas no cálculo realizado pelo Eberick®, que utiliza MAG, obtendo assim resultados mais minuciosos. Contudo, a escolha do *software* para realização do cálculo estrutural depende de outros fatores como facilidade de manuseio e custo para aquisição. Porém o engenheiro deverá conhecer suas particularidades, bem como aceitar que as soluções oriundas de outros métodos e *softwares* podem ser mais eficazes.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Neste estudo foi adotado o *default* dos *softwares* para o dimensionamento das lajes maciças em relação as configurações do tipo de grelha para o caso do Eberick® (MAG) e em relação as configurações do tipo de malha para o caso do CYPECAD® (MEF). Não houve

tempo o suficiente para testar o comportamento da estrutura com diferentes configurações do tipo de malha no CYPECAD<sup>®</sup>, pois a versão de avaliação que é oferecida pela Multiplus é de apenas 10 dias. Portanto, para trabalhos futuros recomenda-se adotar outras configurações para o tipo de grelha no Eberick<sup>®</sup> e outras configurações para o tipo de malha para o CYPECAD<sup>®</sup> com o objetivo de verificar se há divergências no comportamento estrutural das lajes.

Aconselha-se ainda realizar o dimensionamento pelo MEF e pelo MAG de outras tipologias de lajes como lajes pré-moldadas e lajes mistas de concreto e aço, por exemplo. Por fim, recomenda-se também a realizar o dimensionamento de todos os elementos estruturais: lajes, vigas, pilares e fundações inserindo outros tipos de análise como análise p-delta e análise de segunda ordem nos *softwares* Eberick<sup>®</sup> e CYPECAD<sup>®</sup>.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AltoQi, 2019; ALTOQI EBERICK V10. **Tutorial de utilização**. Florianópolis, 2019. Disponível em: <https://www.altoqi.com.br/eberick/>. Acessado em: 20/01/2019.

ARAÚJO, A. R. **Estudo Técnico comparativo entre pavimentos executados com lajes nervuradas e lajes convencionais**. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010a. v. 1.

ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010b. v. 2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739**: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739**: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**: Forças devido ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7222**: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8522:** Concreto – Determinação dos módulos de elasticidade e deformação à compressão – Método de ensaio: Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8953:** Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14862:** Requisitos – Armaduras Treliçadas Eletrossoldadas. Rio de Janeiro 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655:** Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento. Rio de Janeiro 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-1:2002:** Requisitos- Laje pré-fabricada – Parte 1: Lajes unidirecionais:. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-1:2002:** Requisitos- Laje pré-fabricada – Parte 2: Lajes bidirecionais:. Rio de Janeiro, 2002.

BASTOS, P. S. S. **Apostila de lajes de concreto.** 2015. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015.

BELLEI, I.H., PINHO, F.O., PINHO, M.O. **Edifícios de múltiplos andares em aço.** 2 ed. PINI, 2008.

BOCCHI JR., C. F.; GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto e construção de lajes nervuradas.** Universidade de São Carlos, São Carlos, 2010.

CARVALHO, R. C; FILHO, J. R. de F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos: Ed. Edufscar, 2012.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. de F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118: 2014**. 4 ed. 2ª reimpressão: ed. EDUFSCAR, 2016.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2010. v.2

CLÍMACO, J. C. T. de S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 3ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília: Ed. UnB, 2016.

DIAS, P. R. V. **Engenharia de custos: estimativa de custo de obras e serviços de engenharia**. 1 ed. Rio de Janeiro: IBEC, 2004.

DIAS, R. H. **Análise numérica de pavimentos de edifícios em lajes nervuradas**. 2003. 455 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DONIN, C. **Análise Numérica De Lajes Nervuradas Por Meio Do Método Dos Elementos Finitos**. 2007. 158 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

FRANCA, A.B.M.; FUSCO, P.B. **As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios**. São Paulo, AFALA & ABRAPEX, 1997.

GOMES, H. M.; DONIN, C. **Curso de Introdução ao uso de Software de Elementos Finitos para Análise Estrutural Elástica Linear**. Apostila, Departamento de Estruturas e Construção Civil, CT, UFSM, Santa Maria, 2002.

Helene, P. **Controle da Resistência à Compressão do Concreto das Estruturas de Edificações e Obras de Arte**. Separata dos encartes publicados nas Revistas A Construção. PINI. Tecnologia de Edificações. IPT.Ded Divisão de Edificações, Agosto 1984. Cap. 11 p. 49 a 54.

HENNRICHS, C.A. **Estudos sobre a Modelagem de Lajes Planas de Concreto Armado**. 2003. 201 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2003.

LOPES, A.F.O. **Estudo Comparativo Entre Lajes Nervuradas Moldadas No Local Com Fôrmas De Polipropileno E Lajes Pré-Fabricadas Treliçadas**. 2015. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2015.

Manual de Cálculo do CypeCad. Disponível em:

[http://servicos.topinformatica.pt/fich/manuais/CYPECAD-Memoria de calculo.pdf](http://servicos.topinformatica.pt/fich/manuais/CYPECAD-Memoria_de_calculo.pdf).

Acessado em: 13/05/2019.

MEDEIROS, D. M.; SOUZA, E. V. **Desevolvimento e Análise de Um Projeto Estrutural no Software Eberick**. 2017. 169 p. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2017.

MULTIPLUS – Serviços Técnicos. Disponível em:

[https://multiplus.com/software/cypecad/?gclid=Cj0KCQjw3PLnBRCpARIsAKaUbg5jk2\\_JqZ8X91LxsWkWpY2i6fxJH4eIHBjmgbfqZJWiLHo96AAkZAaAhXAEALw\\_wcB](https://multiplus.com/software/cypecad/?gclid=Cj0KCQjw3PLnBRCpARIsAKaUbg5jk2_JqZ8X91LxsWkWpY2i6fxJH4eIHBjmgbfqZJWiLHo96AAkZAaAhXAEALw_wcB) .

Acessado em: 20/04/2019.

PINHEIRO, L. M; Muzardo, C.D; Santos, S. P. Apostila: **Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifício**. Capítulo 11 – Lajes Maciças. 2010.

PINHEIRO, L. M; Muzardo, C.D. Apostila: **Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifício**. Capítulo 14 – Estruturas de Concreto Armado. 2004.

PINHEIRO, L. M; Rezente, J. A. Apostila: **Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifício**. Capítulo 17 – Lajes Nervuradas. 2013.

SORIANO, H.L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 2003.

SOUZA, V. C. M; CUNHA, A, J, P. **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro. Ed. UERJ, 1998.

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. 2008. 107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO, R.; **Análise Comparativa de Resultados Obtidos em Softwares de Dimensionamento de Estruturas em Concreto**. 2010. 261 p. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

VIZOTTO, I.; SATORTI, A. L. **Soluções de Lajes Maciças, Nervuradas com Cuba Plástica e Nervuradas com Vigotas Treliçadas Pré-Moldadas: Análise Comparativa. Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.15, p.19-28, Abril, 2010. Disponível em: [http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art3\\_N15.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art3_N15.pdf). Acessado: 12/05/2019.

SCHWETZ, P. A. **Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de Serviço**. 2011. 257 p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

SINAPI – Índice da Construção Civil Caixa. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poderpublico/sinapi/Paginas/default.aspx>. Acessado em: 21/05/2019.

# ANEXO A - Planta baixa do pavimento Gestão de Apoio da UFLA: (Fora de escala)

