

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS PARA ANÁLISE DE CUSTO X BENEFÍCIO PARA FINS DE UTILIZAÇÃO EM HABITAÇÃO RESIDENCIAL – ESTUDO DE CASO

Eduardo Leffa Cardoso (1), Daiane dos Santos da Silva Godinho (2).

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)dudupk007@hotmail.com, (2)dss@unesc.net

RESUMO

Perante a crise em que se encontra a construção civil, se faz necessário um melhor estudo para obter menores custos de uma edificação. Sabendo que as lajes maciças representam um grande custo de estrutura por apresentarem grandes áreas em um pavimento, pensando nisso idealizou-se uma planilha de cálculo para lajes maciças, conforme a norma brasileira 6118:2014. O objetivo foi analisar o dimensionamento de um estudo de caso residencial composto de lajes maciças, sendo avaliada a combinação de espessuras de laje e classe de resistência do concreto para verificar o melhor custo x benefício. Foi possível observar que para lajes de edificações residenciais, normalmente com vãos relativamente pequenos os esforços resultantes foram baixos, gerando um dimensionamento econômico e seguro quando observados os critérios mínimos de norma. Os resultados obtidos através dos dimensionamentos demonstram que o conhecimento teórico é de grande valia, evidenciando a importância do mesmo nas considerações a serem tomadas para o dimensionamento e após também saber interpretar os resultados. De nada adianta possuir um software de cálculo estrutural se não detém o conhecimento teórico juntamente com a prática que aprimora o dimensionamento do profissional.

Palavras-chave: laje maciça, custo x benefício, dimensionamento, planilha normatizada.

1. INTRODUÇÃO

Lajes maciças são elementos estruturais planos onde toda a espessura é composta por concreto, armaduras de flexão longitudinais e eventualmente transversais de distribuição de tensões (em lajes unidirecionais). Tem a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas no piso, e distribuir suas reações em todas as paredes ou vigas ao longo de suas bordas (sistema convencional). Segundo Roberto Chust (2014), desta forma ocorre um melhor aproveitamento da estrutura de apoio do pavimento, pois dependendo apenas dos vãos da laje e condições de apoio, podem ter cargas da mesma ordem de grandeza resultando em tamanhos vigas mais uniformes, assim possivelmente diminuindo o pé direito de uma residência.

Atualmente tem se observado nos meios de comunicação a crise na qual se encontra a construção civil e diante deste cenário se faz necessário o estudo da redução de custos de uma edificação, de modo que afeta diretamente na economia das empresas para tentarem vencer a crise com preços finais mais atrativos para os clientes.

Conforme citado por Carvalho e Pinheiro (2013), o pavimento de uma edificação, devido a sua grande superfície, é normalmente a parte da estrutura que mais consome material. Assim, projetar um pavimento, reduzindo um centímetro na altura da laje pode conduzir a uma economia considerável. Por outro lado a busca por menores dimensões das estruturas do pavimento tem levado ao uso de concretos cada vez mais resistentes e também á melhoria dos processos de cálculo.

Segundo A. Guerrin (2002) as lajes maciças se tornam interessantes quando utilizadas em vãos reduzidos, elas serão menos deformáveis e custosas em armadura, principalmente se estiverem apoiadas nos 4 lados, o que é muito comum. Por isso este tipo de laje é encontrado predominantemente em edifícios residenciais, aonde os vão são relativamente pequenos.

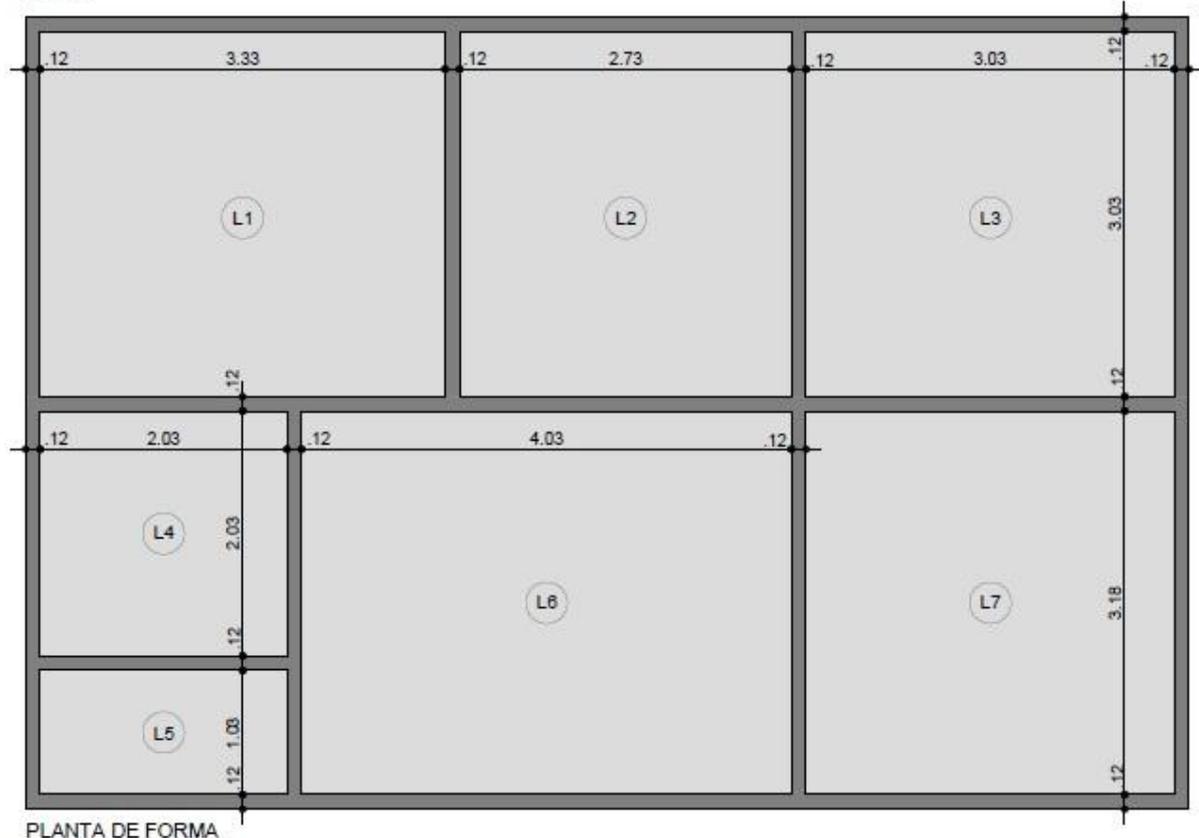
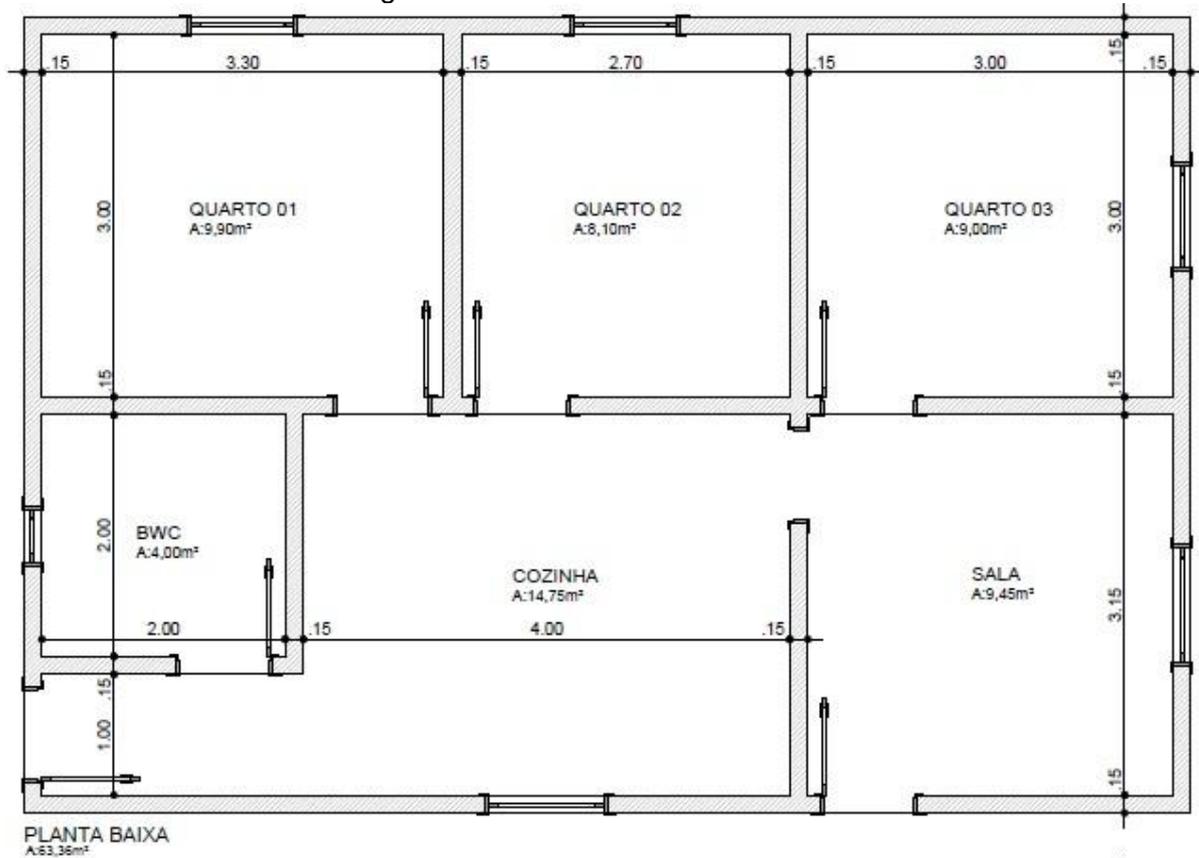
Com o intuito de fazer um estudo sobre dimensionamento de lajes maciças de concreto armado, o presente trabalho teve como propósito elaborar uma planilha prática através do editor de planilha Microsoft Office Excel, conforme as normas vigentes NBR 6118:2014 e NBR 6120:1980, que realiza os cálculos estruturais necessários e auxilia no estudo de diversas combinações de dimensionamento, a fim de apresentar o melhor custo x benefício de um estudo de caso residencial composto de lajes maciças, contribuindo assim para o aprendizado acadêmico e possível uso profissional.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 MATERIAIS

No presente trabalho se analisou a planta de forma de uma residência conforme apresentada pela Figura 01, onde foram dimensionadas as lajes do respectivo pavimento verificando-se a combinação de duas variáveis consideradas importantes que possuem relação direta no custo e na segurança da estrutura, sendo elas: espessuras de laje e classe de resistência do concreto (f_{ck}).

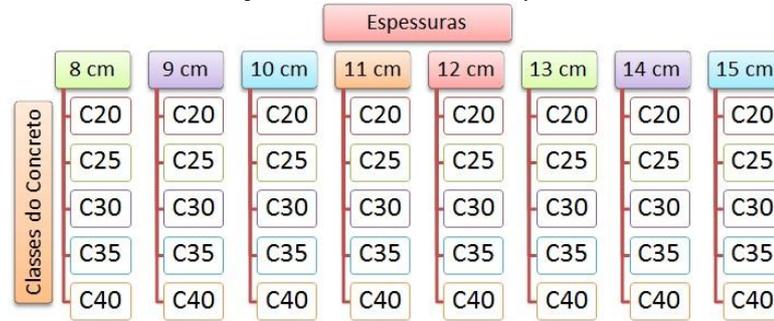
Figura 01 - Estudo de caso residencial



Fonte: Autor

Cada uma das lajes foi dimensionada adotando uma espessura e para cada espessura foram utilizados diferentes classes do concreto, gerando 40 possíveis combinações entre as variáveis apresentadas pelo organograma 01.

Organograma 01 – Combinações das variáveis espessuras e classe do concreto.



Fonte: autor

Para realização do dimensionamento de cada uma das lajes do estudo de caso para as 40 combinações demonstradas no organograma 01 foi elaborado uma planilha eletrônica prática demonstrada na Figura 02, de acordo com a norma NBR 6118:2014, que realizou todos os cálculos necessários para obtenção dos resultados que foram analisados, sendo eles: as flechas máximas comparadas com as flechas admissíveis, que possui relação direta com a segurança da estrutura; o peso total de armadura resultante dos esforços solicitados e o volume de concreto.

Figura 02 - Planilha eletrônica de cálculo

Laje	Caso 0	$M_x = M_d * \mu_x$ 0,00 Kgfm/m	$M_y = M_d * \mu_y$ 0,00 Kgfm/m	$X_x = M_d * \mu_x'$ 0,00 Kgfm/m	$X_y = M_d * \mu_y'$ 0,00 Kgfm/m
Fck	0 Mpa				
Esp.	0 cm				
d	0,00 cm	$M_d M_x = 0,68 * f_{cd} * b_w * x * (d - 0,4x)$ x 0,000 cm	$M_d M_y = 0,68 * f_{cd} * b_w * x * (d - 0,4x)$ x 0,000 cm	$M_d X_x = 0,68 * f_{cd} * b_w * x * (d - 0,4x)$ x 0,000 cm	$M_d X_y = 0,68 * f_{cd} * b_w * x * (d - 0,4x)$ x 0,000 cm
SC	0 kgf/m ²	$A_s = M_d / f_{yd} * (d - 0,4x)$ A _s 0,000 cm ² /m	$A_s = M_d / f_{yd} * (d - 0,4x)$ A _s 0,000 cm ² /m	$A_s = M_d / f_{yd} * (d - 0,4x)$ A _s 0,000 cm ² /m	$A_s = M_d / f_{yd} * (d - 0,4x)$ A _s 0,000 cm ² /m
PP sc	0 kgf/m ²	A _s mín. 0,000 cm ² /m			
PP	0 kgf/m ²	Armadura Positiva	Armadura Positiva	Armadura Negativa	Armadura Negativa
Σ carga	0 kgf/m ²	Espaçam. = (A _s Br./A _s Cal.)*100			
V.livre y	0,000 m	E Ø5.0 0,00 cm			
V.livre x	0,000 m	E Ø6.3 0,00 cm			
ly	0,000 m	E Ø8.0 0,00 cm			
lx	0,000 m	E adotado 0,00 cm			
λ=ly/lx	0,00	Quant. = (Vão/E)+1	Quant. = (Vão/E)+1	Quant. = (Vão/E)+1	Quant. = (Vão/E)+1
μx	0,00 m/m	Q Ø5.0 0,0 unid			
μy	0,00 m/m	Q Ø6.3 0,0 unid			
μx'	0,00 m/m	Q Ø8.0 0,0 unid			
μy'	0,00 m/m	Q adotada 0,0 unid			
Mk. Fletor = (P*x ²)/100		L Barra = L total - cobrimento (2,5cm)	L Barra = L total - cobrimento (2,5cm)	L Barra = 0,25 * lx	L Barra = 0,25 * ly
Mk. Fletor	0,00 Kgf	L Barra = 0,00 cm			
Md. Fletor	0,00 Kgf				
Fl adm = 0,00 cm	Flecha = 0,00 cm				
Volume = 0,000m ³	Peso = 0,00Kg	0 0 c/ 0cm c= 0cm			

Fonte: autor

A planilha foi programada para realização automática de todas as fórmulas apresentadas pelo capítulo de metodologia, onde os únicos dados necessários que foram preenchidos para obtenção dos resultados foram os que aparecem nas células com um tom de cinza mais escuro. Dados esses, simples e retirados da planta de formas.

2.2 MÉTODOS

A metodologia do presente trabalho seguiu as recomendações da NBR 6118:2014, conforme os critérios de dimensionamento exigidos para estrutura de laje maciça de concreto armado, sendo calculado semelhantemente a uma viga, porém com uma largura unitária de 100cm.

Os esforços de momentos fletores e flechas máximas diferidas no tempo foram calculados para o ponto mais crítico da estrutura e adotados para toda a mesma, sendo obrigatório chegarem até o apoio todas às armaduras resistentes calculadas. Para tal estudo não foram verificados os esforços cortantes. Conforme referência de Roberto Chust (2014), as lajes de maneira geral fazem parte de um grupo de elementos estruturais que conseguem mobilizar um esquema de resistência ao esforço cortante, fazendo com que seu efeito não seja crítico e geralmente apenas o concreto é suficiente para resisti-lo. Armaduras transversais para o esforço cortante só são necessárias em casos especiais.

Ainda, segundo Roberto Chust (2014), no estudo de lajes maciças o cálculo de um pavimento composto de lajes e vigas de concreto armado é feito de maneira simplificada, considerando-se as lajes como elementos isolados apoiados em elementos rígidos (vigas) indeslocáveis verticalmente.

Essa simplificação é adotada para que haja um entendimento do comportamento da estrutura e seja possível calcular uma estrutura de concreto armado manualmente em estudos teóricos acadêmicos e possivelmente práticos em alguns casos, sendo notório que quase por unanimidade se utiliza programas estruturais que são capazes de avaliar a estrutura como um todo, realizando infinitas interações que resultam em um melhor dimensionamento.

2.2.1 CLASSIFICAÇÕES DA LAJE QUANTO À DIREÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL.

Uma classificação muito importante das lajes de concreto armado é aquela referente à direção ou as direções da armadura principal. Nas lajes armadas em duas direções (bidirecional), às armaduras são calculadas para resistir os momentos fletores nessas duas direções, e nas lajes armadas em uma direção (unidirecional) são calculadas para resistir ao momento fletor do menor vão “lx”, sabendo-se que o momento será maior. Conforme equação 1, quando a relação entre os vãos forem menor que dois, a laje é calculada como bidirecional e se maior que dois, unidirecional, aonde a armadura principal ficará no vão “lx” e nesse caso são utilizadas armaduras de distribuições de esforços na direção “ly”.

(equação 1)

$$\lambda = (l_y / l_x) \leq 2 \text{ (bidirecional)}$$
$$\lambda = (l_y / l_x) \geq 2 \text{ (unidirecional)}$$

Onde: λ = parâmetro de geometria da peça;
lx = menor vão teórico (m);
ly = maior vão teórico (m).

Segundo a norma NBR 6118:2014 o vão teórico é adotado pelo menor valor entre $b_w/2$ e $0,3 \cdot h$, sendo “ b_w ” a largura da viga de apoio e “h” a altura da laje. Porém, para facilidade do cálculo e levando em conta a segurança, é usual considerar os vãos teóricos até os eixos dos apoios (vigas) conforme Figura 3 a seguir, visto que ligeiramente será maior que o vão teórico por norma.

2.2.2 VINCULAÇÕES NAS BORDAS.

Para o cálculo dos esforços solicitantes e das deformações nas lajes torna-se necessário estabelecer os vínculos da laje com os apoios (vigas e/ou lajes). Os tipos mais comuns de vínculo das lajes e que foram pertinentes a esse trabalho são os apoios simples e o engaste perfeito conforme demonstrado Figura 3 a seguir.

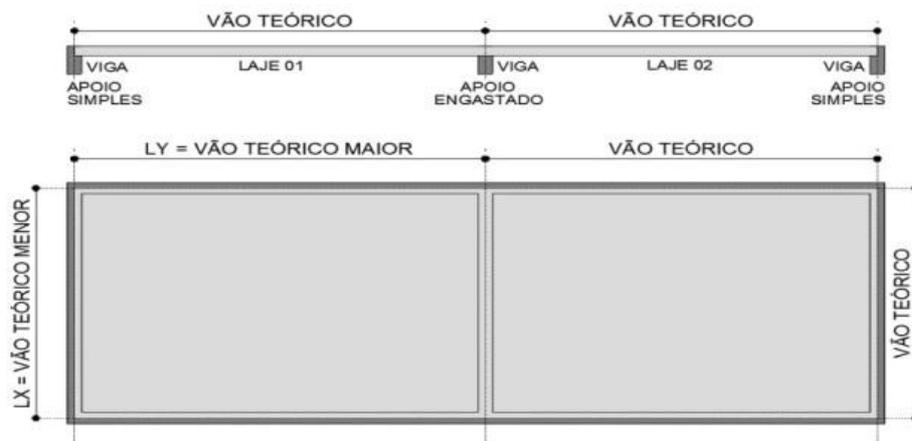
a) Bordas simplesmente apoiada.

O apoio simples surge nas bordas onde não se admite a continuidade de uma laje com outras lajes vizinhas ou não há mais continuidade do pavimento, sendo apenas apoiadas sobre vigas.

b) Bordas engastadas.

O engastamento perfeito ocorre nas bordas onde há continuidade entre duas lajes vizinhas, e que, vai necessitar de armadura negativa para fazer este engaste entre as lajes. No entanto existem casos aonde há continuidade entre duas lajes, mas foram consideradas como simplesmente apoiada devido algumas considerações do dimensionamento.

Figura 3 - Ilustração de vão teórico e vinculações nas bordas.

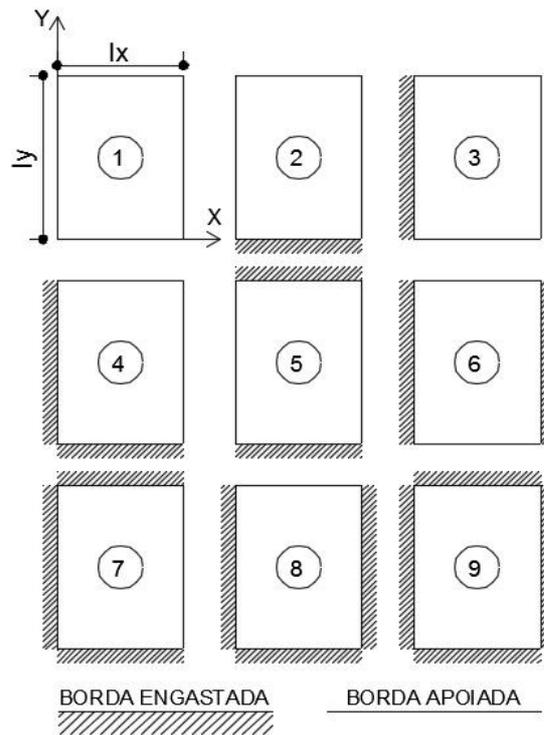


Fonte: autor

Segundo Roberto Chust (2014), o processo de cálculo de placas por séries (lajes) é bastante adequado para a confecção de quadros que facilmente possibilitam determinar os momentos fletores e deslocamentos máximos a partir da geometria e das condições de vinculação da laje. Para isso o pavimento deve ser discretizado, sendo que cada laje deve ser avaliada individualmente, de acordo com sua vinculação as demais.

Os quadros apresentados na Figura 4 são baseados nas soluções em séries desenvolvidas por Bares (1972) apud Roberto Chust (2014), onde possui 9 casos de vínculos a serem utilizados de acordo com a análise e escolha do projetista.

Figura 4 - Vinculações de apoio



Fonte: Bares apud Roberto Chust (2014) (adaptado pelo autor)

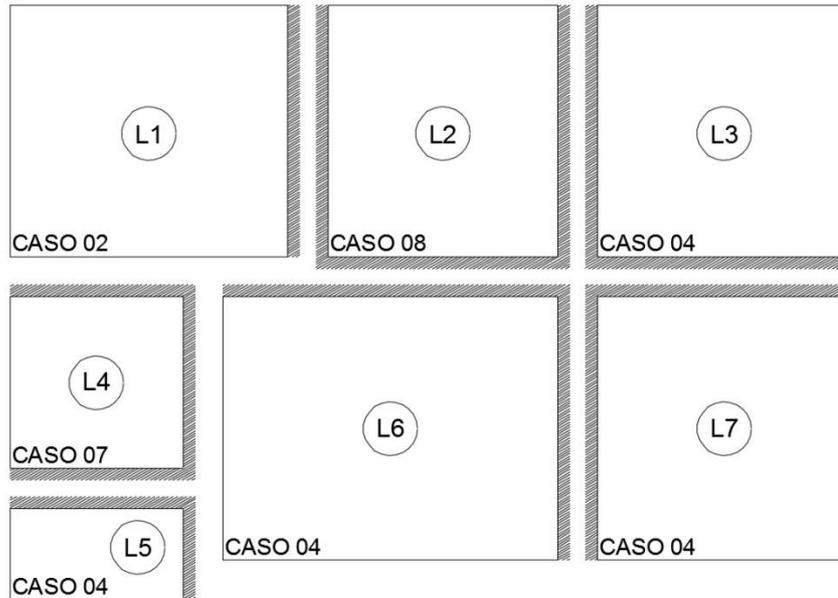
Os vínculos de apoio a serem adotados repercutem diretamente no dimensionamento da estrutura, sendo que no cálculo dos esforços atuantes são adicionados coeficientes diferentes para cada caso de vinculações de apoio.

2.2.3 DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA PROPOSTA

A primeira etapa para começar o dimensionamento da estrutura foi discretizar cada uma das 7 lajes para estabelecer os vínculos de apoio de acordo com o item 2.2.2 já explicado anteriormente. A Figura 5 a seguir demonstra os vínculos de apoio que foram enquadradas cada uma das sete lajes conforme visto na Figura 4.

Observou-se no dimensionamento da estrutura que os esforços negativos atuantes das lajes 1 e 6 foram muito maiores que os das lajes 4 e 5, impossibilitando serem engastadas nas mesmas bordas quando verificado a compatibilização de momentos, mesmo apresentando continuidade do pavimento.

Figura 5 – Discretização da estrutura



Fonte: autor

2.2.4 SOBRECARGAS SOLICITANTES

A NBR 6120:1980 indica a sobrecarga acidental de $1,5\text{KN/m}^2$ para os ambientes de dormitório, sala, cozinha e banheiro de uma residência. Já para os valores de cargas permanentes oriundas da própria laje foram utilizados 25KN/m^3 para o concreto armado e $1,2\text{KN/m}^2$ correspondente ao enchimento de regularização e o revestimento cerâmico.

2.2.5 ESFORÇOS DE FLEXÃO.

As fórmulas para o dimensionamento dos momentos fletores máximos positivos e negativos e os coeficientes utilizados foram desenvolvidas a partir das vinculações de apoio propostas por Bares (1972) apud Roberto Chust (2014) apresentadas pela Figura 4 anteriormente.

Onde: l_x = menor vão teórico (m);

$\mu_x, \mu_y, \mu_x', \mu_y'$ = coeficientes encontrados no anexo A, a partir da equação 1;

P = somatório de todas as cargas (kgf/m^2).

(equação 2)

$$M_x = 1,4 * \mu_x * (P * l_x^2 / 100)$$

Onde: M_x = momento positivo no eixo x (kgfm/m);
 μ_x = coeficiente para momento positivo no eixo x.

(equação 3)

$$M_y = 1,4 * \mu_y * (P * l_y^2 / 100)$$

Onde: M_y = momento positivo no eixo y (kgfm/m);
 μ_y = coeficiente para momento positivo no eixo y.

(equação 4)

$$X_x = 1,4 * \mu_x' * (P * l_x^2 / 100)$$

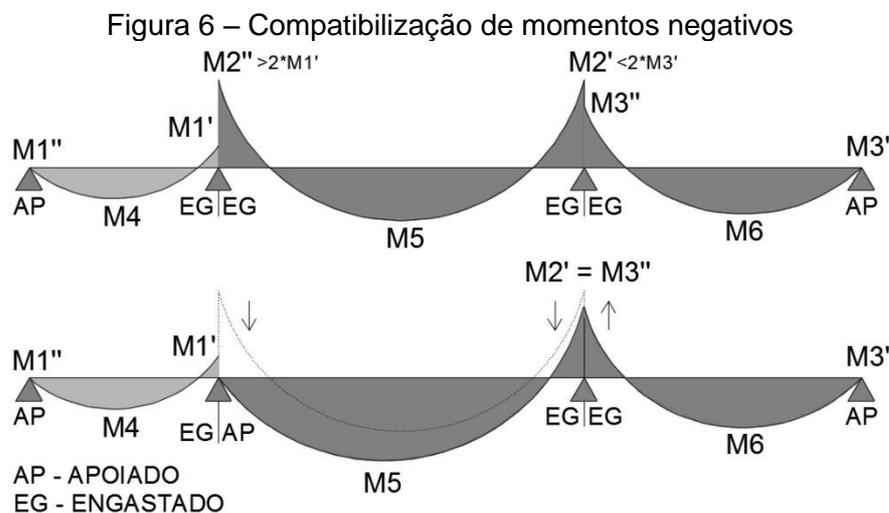
Onde: X_x = momento negativo no eixo x (kgfm/m);
 μ_x' = coeficiente para momento negativo no eixo x.

(equação 5)

$$X_y = 1,4 * \mu_y' * (P * l_y^2 / 100)$$

Onde: X_y = momento negativo no eixo y (kgfm/m);
 μ_y' = coeficiente para momento negativo no eixo y.

Após obtido os valores dos momentos fletores, foi verificado um item muito importante que é a compatibilização dos momentos negativos em mesma borda de lajes vizinhas, conforme melhor demonstrado na Figura 6 a seguir que ilustra as compatibilizações feitas, seguido de explicação do porquê a laje 1 e 6 não foram consideradas engastadas nas lajes 4 e 5.



Fonte: autor

Os momentos fletores negativos em lajes vizinhas normalmente apresentam esforços diferentes, sendo necessário fazer a compatibilização entre eles. Levando em conta a segurança da estrutura à compatibilização de momentos se deu considerando o maior momento negativo de uma laje para a laje vizinha, assim demonstrados na Figura 6 pelos momentos exemplos M2' e M3".

Segundo Pinheiro (2003), quando um momento negativo for maior que 2 vezes o momento da laje vizinha é aconselhado que a laje que apresenta o maior momento seja considerada apoiada e a laje com o menor momento deve continuar engastada, conforme demonstrado pelo exemplo da Figura 6 pelos momentos exemplos M1' e M2".

No primeiro estudo de dimensionamento, a princípio todas as lajes foram consideradas engastadas entre si, pois ainda não se conheciam os valores dos esforços. Pôde-se analisar que quanto maior a dimensão da laje, maior seria os esforços atuantes, por isso a laje 1 e 6 por serem um tanto maiores que as lajes 4 e 5 foram consideradas como simplesmente apoiadas nesses bordos conforme ilustrado. A explicação dessa alteração é que quando considerada apoiada o momento positivo será um tanto maior e as armaduras serão dimensionadas para tais esforços, assim as lajes 1 e 6 acabam ganhando mais resistência na parte inferior central e teoricamente zerando seus esforços nos apoios desconsiderados.

Após calculados e devidamente compatibilizados os momentos fletores foram encontrados os respectivos valores de "x" através da fórmula de equilíbrio de esforços, onde "x" representa a que distância da face mais comprimida da peça separam os esforços de compressão e tração, sendo denominado como linha neutra.

$$100 * Md = 485,714 * f_{ck} * x * (d - 0,4x) \quad (\text{equação 6})$$

Onde: Md = momentos encontrados pelas equações anteriores (kgfm/m);
f_{ck} = classes de resistência do concreto (Mpa);
d = altura entre a face mais comprimida e o centro das amaduras (cm);
x = posição da linha neutra (cm).

2.2.6 ESFORÇOS DE TRAÇÃO

Posteriormente com o valor de “x” foi realizado o cálculo da área de aço necessária para resistir aos esforços de tração solicitantes na peça, dada pela seguinte equação.

(equação 7)

$$A_s = \frac{0,0192 * M_d}{(d - 0,4x)}$$

Onde: A_s = área de aço necessária (cm^2/m);
 M_d = momentos encontrados pelas equações anteriores (kgfm/m);
 d = altura entre a face mais comprimida e o centro das amaduras (cm);
 x = posição da linha neutra (cm).

2.2.7 VERIFICAÇÃO DE FLECHAS

A flecha é um dos itens principais analisados para segurança de uma estrutura, deve-se sempre fazer as verificações necessárias para estar de acordo com os limites adotados pela norma.

Assim como os momentos fletores a equação da flecha foi idealizada a partir das vinculações de apoio propostas por Bares (1972).

(equação 8)

$$f_l = \frac{\alpha * P * l_x^4}{1.200.000 * E * I}$$

Onde: f_l = flecha imediata (cm);
 α = coeficiente encontrado no anexo B, a partir da equação 1;
 P = combinação de cargas quase permanente (kgf/m^2);
 l_x = menor vão da laje (m);
 E = módulo de elasticidade do concreto (Mpa);
 I = momento de inércia bruto ou equivalente (m^4).

(equação 9)

$$P = q + 0,3 * s_c$$

Onde: P = combinação de cargas quase permanente (kgf/m^2);
 q = somatória das cargas permanentes (kgf/m^2);
 s_c = sobrecarga acidental (kgf/m^2).

(equação 10)

$$E = 4760 * \sqrt{f_{ck}}$$

Onde: E = módulo de elasticidade do concreto (Mpa);
 f_{ck} = classe de resistência do concreto (Mpa).

(equação 11)

$$I_c = 8,33 \cdot 10^{-8} \cdot h^3$$

Onde: I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto (m^4);
 h = espessura da laje (cm).

Para o correto cálculo da flecha imediata foi verificado se os esforços de momentos fletores resultantes não geraram fissuras no concreto, expresso pela condição $M_a < M_r$, onde M_a é o momento de serviço atuante (sem coeficiente de segurança de 1,4) como visto no capítulo 2.2.5 e M_r é o momento de fissuração do concreto dado pela equação a seguir.

(equação 12)

$$M_r = 0,75 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot h^2$$

Onde: M_r = momento de fissuração do concreto (kgfm/m);
 f_{ck} = classe de resistência do concreto (Mpa);
 h = espessura da laje (cm).

Se $M_a < M_r$ significa que a peça se encontra no estágio I e não houve fissuração no concreto, logo o momento de inércia utilizado na equação da flecha foi o bruto, visto que a peça está totalmente íntegra. Caso $M_a > M_r$ significa que a peça apresenta fissuração e se encontra no estágio II, então foi necessário calcular um momento de inércia equivalente proposto por Branson (1968) apud Roberto Chust (2014) para utilizar na equação da flecha. Branson (1968) propôs um momento de inércia equivalente entre o valor no estágio I e II, admitindo para todo o elemento de concreto uma única inércia que representa os trechos fissurados e não fissurados.

(equação 13)

$$I_{eq} = \frac{(M_r)^3}{M_a} \cdot I_c + \left[1 - \frac{(M_r)^3}{M_a}\right] \cdot I_{II}$$

Onde: I_{eq} = momento de inércia equivalente (m^4);
 M_r = momento de fissuração do concreto (kgfm/m);
 M_a = maior momento fletor de serviço atuante (kgfm/m);
 I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto (m^4);
 I_{II} = momento de inércia da seção no estágio II.

Para calcular o I_{II} foi necessário encontrar uma nova posição de linha neutra para o estágio II onde a peça se encontra fissurada, dada pela equação a seguir.

(equação 14)

$$0 = 50x^2 - \alpha e * A_s * (d - x)$$

Onde: x = posição da linha neutra (cm);
 αe = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;
 A_s = área de aço referente do maior momento fletor positivo (cm²/m);
 d = altura entre a face mais comprimida e o centro das armaduras (cm);

equação 15)

$$\alpha e = \frac{210.000}{4760 * \sqrt{f_{ck}}}$$

Onde: αe = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;
 f_{ck} = classe de resistência do concreto (Mpa).

Obtido a nova posição da linha neutra foi possível calcular o momento de inércia da seção do estágio II.

(equação 16)

$$I_{II} = 33,333 * x^3 - \alpha e * A_s * (d - x)^2$$

Onde: I_{II} = momento de inércia da seção no estágio II (m⁴).
 x = posição da linha neutra (cm);
 αe = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;
 A_s = área de aço referente ao maior momento fletor positivo (cm²/m);
 d = altura entre a face mais comprimida e o centro das armaduras (cm).

Após calcular a flecha imediata foi calculada a flecha diferida no tempo, que é a que deve atender os limites de flechas admissíveis por norma, igual a $l_x/250$ para aceitabilidade sensorial.

Para o cálculo da flecha diferida no tempo foi considerado a retirada das escoras aos 28 dias como sendo o tempo inicial de deformação da laje, e para um tempo infinito foi obtido um coeficiente de 2,337 que foi multiplicado pela flecha imediata, conforme a equação a seguir.

(equação 17)

$$f_t = 2,337 * f_i$$

Onde: f_t = flecha total diferida no tempo (cm);
 f_i = flecha inicial (cm).

2.2.8 DETALHAMENTOS DA ARMADURA

Após calculado os esforços atuantes devidamente compatibilizados, encontrado a área de aço para resisti-los e também analisado as flechas, foi feito os detalhamentos e verificações necessárias para atender os requisitos mínimos de norma que deve ser seguido para satisfazer a segurança da estrutura.

2.2.8.1 COBRIMENTO MÍNIMO

O cobrimento mínimo se refere a quantos centímetros a armadura deve ficar disposta dentro do concreto de maneira a ser protegida contra diversos riscos ambientais, sendo adotado nesse trabalho uma classe de agressividade ambiental II com agressividade moderada em ambiente urbano e com pequeno risco de deterioração, sendo o cobrimento nominal da armadura de 2,5cm para laje de concreto armado.

2.2.8.2 VALORES MÍNIMOS DE ARMADURA

A armadura mínima para lajes tem a função de melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão e controlar a fissuração. Foi então respeitadas as condições propostas, a partir da equação apresentada.

$$A_{s \text{ min}} = A_{s'} \cdot h$$

(equação 18)

Onde: $A_{s \text{ min}}$ = área de aço mínima (cm^2/m)

$A_{s'}$ = área de aço dada pelos parâmetros a seguir

h = altura da laje (cm).

Valores de $A_{s'}$ para diferentes classes de concreto:

- a) C20 – $A_{s'} = 0,150$
- b) C25 – $A_{s'} = 0,150$
- c) C30 – $A_{s'} = 0,150$
- d) C35 – $A_{s'} = 0,164$
- e) C40 – $A_{s'} = 0,179$

Calculado a armadura mínima exigida por norma, logo foram respeitadas as seguintes condições:

- a) para armadura negativa: $A_s \geq A_{s \text{ min.}}$
- b) para armadura positiva: $A_s \geq 0,67 \cdot A_{s \text{ min.}}$

Sendo A_s a área de aço calculada pela equação 7 apresentada anteriormente.

2.2.8.3 ESPAÇAMENTO E QUANTIDADE DE BARRAS DE AÇO

Para determinação dos espaçamentos entre armaduras, sendo que o espaçamento máximo entre barras deve ser sempre menor que 20cm ou $2 \cdot h$ (espessura da laje) e quantidade de armadura necessárias para resistir aos esforços solicitantes, foram verificadas as seguintes equações.

$$e = (A_s'' / A_s) \cdot 100 \quad (\text{equação 19})$$

Onde: e = espaçamento entre barras
 A_s'' = área unitária das barras de aço apresentada a seguir
 A_s = área de aço calculada pela equação 7

- Ø 5.0mm – $A_s'' = 0,20\text{cm}^2$
- Ø 6.3mm – $A_s'' = 0,32\text{cm}^2$
- Ø 8.0mm – $A_s'' = 0,50\text{cm}^2$

$$Q = (d / e) + 1 \quad (\text{equação 20})$$

Onde: Q = quantidade de barras;
 d = vão livre (l_y ou l_x);
 e = espaçamento entre barras.

2.2.9 PREÇOS DOS MATERIAIS

Para o presente estudo foi utilizado os preços unitários do mês de Setembro da tabela SINAPI, disponibilizado pela Caixa Econômica Federal, para obtenção dos valores totais dos materiais constituintes, aço e concreto, de cada laje.

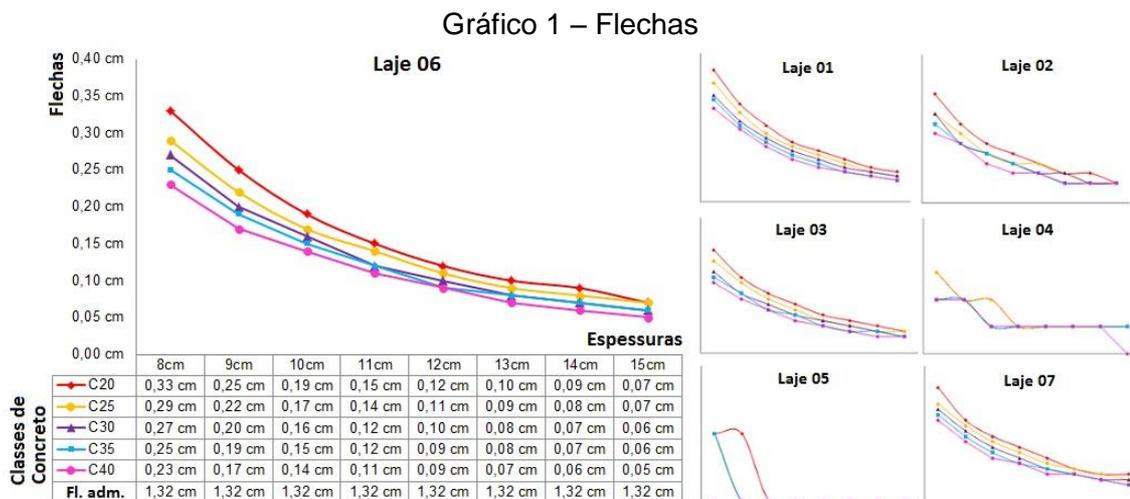
- a) Vergalhão de Aço CA-60 de Ø5.0mm: R\$ 4,52/kg
- b) Concreto usinado bombeado, classe de resistência C20: R\$ 630,50/m³
- c) Concreto usinada bombeada classe de resistência C25: R\$ 657,04/m³

- d) Concreto usinado bombeado, classe de resistência C30: R\$ 679,17/m³
- e) Concreto usinado bombeado, classe de resistência C35: R\$ 703,50/m³
- f) Concreto usinado bombeado, classe de resistência C40: R\$ 730,05/m³

3.0 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para análise dos resultados foram apresentados os gráficos referente a laje 6, que possui maiores dimensões (4,15x3,30m) e consequentemente maiores resultados, juntamente com os demais gráficos em escala menor servindo para visualização de que a análise feita contempla também os resultados das demais lajes independente das dimensões.

A sequência dos resultados começou pela análise das flechas resultantes nas lajes, seguido do consumo de aço e por fim o custo x benefício do dimensionamento, seguido de explicações e exemplos para melhor entendimento.



Fonte: autor

Como pôde ser observado no resultado do gráfico 1 e também nas demais lajes os comportamentos da flecha são semelhantes, sendo analisado que quanto maior a espessura e classe de resistência do concreto, menor será a flecha resultante.

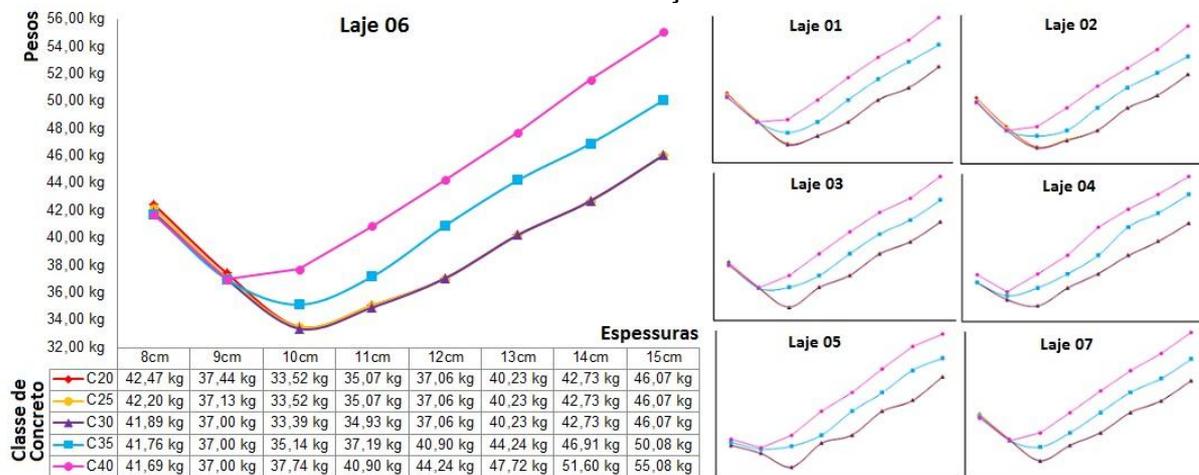
Isso se explica pelo fato de que com o aumento da espessura, também aumentara o momento de inércia e o momento de fissuração do concreto, visto que quanto maior o momento de fissuração melhor. E quanto maior a classe de resistência do concreto utilizado maior foram seus módulos de elasticidade. Visto que o momento de inércia junto com o módulo de elasticidade do concreto são produtos e também denominadores na equação da flecha, sendo que quanto maior for esse produto

menor será o valor da flecha resultante, conforme visto no capítulo 2.2.7, resultando em maior resistência da peça.

Pôde-se verificar que justamente as menores espessuras de laje e menor classe de resistência de concreto apresentaram um maior valor de flecha.

A análise do consumo de armadura foi a mais interessante, observado que a norma exige certos requisitos que tornam muito favorável o dimensionamento de estruturas com pequenas dimensões.

Gráfico 2 – Peso de aço calculado



Fonte: autor

Conforme visto no capítulo 2.2.8.2 que o aumento da espessura e os coeficientes que dependem da classe do concreto influenciam no aumento de armadura, o gráfico apresentado demonstra exatamente essa relação a partir da espessura de 10cm. A explicação na baixa de armadura nas espessuras de 8 e 9 cm se deu pelo que foi apresentado no capítulo 2.2.8.3 onde o espaçamento máximo deve ser $2 * h$, precisa-se então de uma área de aço mínima para atender esse requisito, conforme exemplo abaixo para melhor entendimento.

Tabela 1 – Armadura mínima x Sobrecarga

		L6							
Classe de Concreto	Espessuras	8 cm	9 cm	10 cm	11 cm	12 cm	13 cm	14 cm	15 cm
		e = 2 * h ou 20cm	e = 2 * h ou 20cm	Asmín. = a * h * 0,67	Asmín. = a * h * 0,67				
C20	As mínima	1,252 cm ² /m	1,111 cm ² /m	1,005 cm ² /m	1,106 cm ² /m	1,206 cm ² /m	1,307 cm ² /m	1,407 cm ² /m	1,508 cm ² /m
	Sobrecargas	190,00 kgf/m ²	210,00 kgf/m ²	215,00 kgf/m ²	350,00 kgf/m ²	490,00 kgf/m ²	650,00 kgf/m ²	830,00 kgf/m ²	1025,00 kgf/m ²
C40	As mínima	1,252 cm ² /m	1,111 cm ² /m	1,199 cm ² /m	1,319 cm ² /m	1,439 cm ² /m	1,559 cm ² /m	1,679 cm ² /m	1,799 cm ² /m
	Sobrecargas	205,00 kgf/m ²	220,00 kgf/m ²	340,00 kgf/m ²	500,00 kgf/m ²	680,00 kgf/m ²	880,00 kgf/m ²	1100,00 kgf/m ²	1340,00 kgf/m ²

Fonte: autor

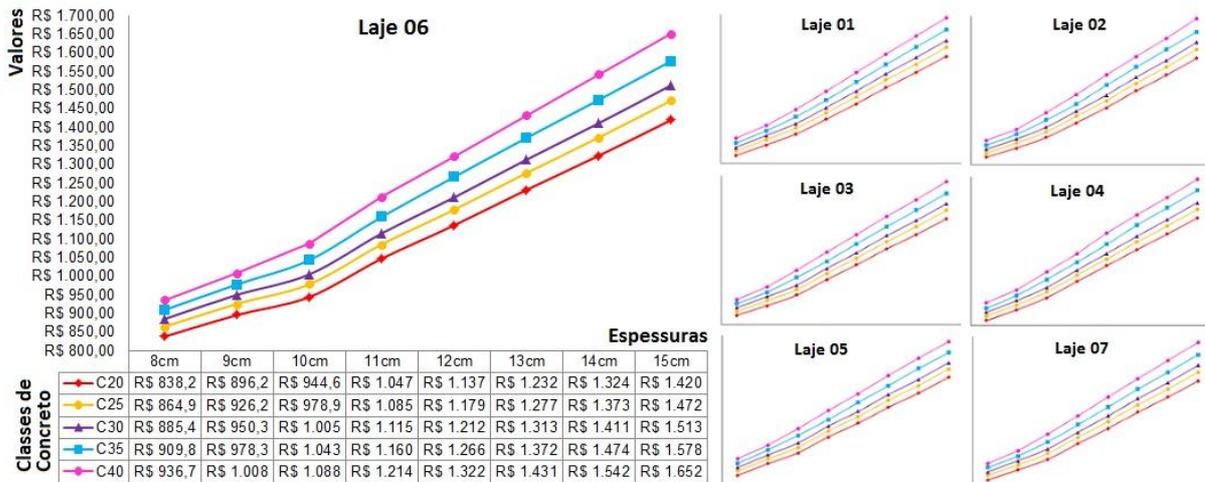
Para as espessuras de 8 e 9cm, os espaçamentos máximos entre barras são de 16 e 18cm respectivamente, isso significa que para um faixa unitária de calculo de 100 cm de laje são necessárias 6,25 e 5,55 barras de aço, resultando em uma área de aço mínima de 1,252 cm²/m e 1,111 cm²/m. Sendo utilizadas essas áreas de aço encontradas respeitado o espaçamento máximo exigido.

Nas espessuras acima de 10cm o valor de armadura mínima encontrada se tornam maiores quando comparados com o espaçamento máximo de 20cm permitido por norma. Visto que quanto maior a classe de resistência do concreto maior será a área de aço mínima.

Conforme o exemplo pode-se perceber o quanto se pode suportar de sobrecarga a mais, visto que os esforços para habitação residencial são pequenos chegando muitas vezes nem atingir a armadura mínima. O ideal seria encontrar uma determinada faixa de dimensões onde os esforços solicitados atingem pelo menos a armadura mínima. Assim o dimensionamento ficaria mais adequado aos resultados obtidos.

Na ultima análise sobre o custo total se confirmou o que foi citado pelos autores, exceto o aumento da classe de resistência do concreto que se pôde avaliar um melhor dimensionamento para o custo x benefício da estrutura.

Gráfico 3 – Valores Totais



Fonte: autor

A partir dos resultados de valores totais pôde-se confirmar para todas as lajes que a hipótese de A. Guerrin (2002) sobre as lajes de menores dimensões, como as residenciais que possuem áreas relativamente pequenas, por não oferecerem grandes esforços para estrutura apresentaram um baixo custo e pouca deformação. Observado que ainda podem suportar uma sobrecarga muito maior perante aos requisitos de armadura mínima de norma.

A citação de Carvalho e Pinheiro (2013) se confirmam apresentando menor custo quanto menor é a espessura de uma laje, porém a utilização de concreto cada vez mais resistente não trouxe custo x benefícios para estrutura, pelo contrário. Como demonstrado no exemplo a seguir para melhor entendimento.

Tabela 2 – custo x benefício

Espeçura	8 cm	L6					
Sobre Carga	Classe Conc	Fl. Máx	P. Aço	C. Aço	C. Conc.	Valor Total	
150 kgf/m ²	C20	0,33 cm	42,47 kg	R\$ 191,96	R\$ 646,26	R\$ 838,23	
	C25	0,29 cm	42,20 kg	R\$ 190,74	R\$ 674,18	R\$ 864,93	
		R\$ 864,93	-	R\$ 838,23	=	R\$ 26,70	diferença de valor entre C20 e C25
Sobre Carga		R\$ 26,70	/	R\$ 4,52/kg	=	5,91kg	aumento de armadura
250 kgf/m ²	C20	0,36 cm	48,38 kg	R\$ 218,67	R\$ 646,26	R\$ 864,93	
Espeçura	15 cm	L6					
Sobre Carga	Classe Conc	Fl. Máx	P. Aço	C. Aço	C. Conc.	Valor Total	
150 kgf/m ²	C20	0,07 cm	46,07 kg	R\$ 208,24	R\$ 1.211,82	R\$ 1.420,06	
	C25	0,07 cm	46,07 kg	R\$ 208,24	R\$ 1.264,18	R\$ 1.472,41	
		R\$ 1.472,41	-	R\$ 1.420,06	=	R\$ 52,36	diferença de valor entre C20 e C25
Sobre Carga		R\$ 52,36	/	R\$ 4,52/kg	=	11,58kg	aumento de armadura
1270 kgf/m ²	C20	0,12 cm	57,65 kg	R\$ 260,59	R\$ 1.211,82	R\$ 1.472,41	

Fonte: autor

Conforme um dos dimensionamentos mostrados, a diferença entre o preço total para diferente classe de concreto se transformado em peso de aço é perceptível que em vez de optar por aumentar a classe de concreto pode-se aumentar em armadura, visto que o valor final será o mesmo e também suporta uma sobrecarga muito maior. A única vantagem percebida em relação ao aumento da classe do concreto é no resultado da flecha, porém como está muito abaixo da flecha admissível por norma, o ganho obtido é desprezível.

4.0 CONCLUSÕES

Pode-se concluir que apesar de ser um estudo teórico e simplificado perante a complexidade das análises estruturais, teve grande valia a elaboração deste trabalho na percepção de alguns fatores como:

- o aumento da resistência do concreto não trouxe custo x benefício para a estrutura e que uma simples análise do espaçamento máximo entre as armaduras e ou armaduras mínimas podem ser fatores muito significativos em um dimensionamento.
- a notável importância do conhecimento da teoria para entender o funcionamento do dimensionamento estrutural e ajudar na interpretação dos resultados. Assim como nos programas estruturais, primeiramente tem que analisar a estrutura para fazer um bom lançamento e posteriormente saber analisar os resultados através da teoria e requisitos de norma.

5.0 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.

Fica como indicação encontrar modelos práticos que relacione as dimensões de lajes para cada tipo de caso proposto por Bares (1972) seguindo os requisitos de norma e observações apresentadas nesse trabalho. Sendo considerada como maior importância a flecha máxima para segurança da estrutura e pesquisar dimensões que venham resultar em esforços que a área de aço necessária seja equivalente no mínimo às áreas de aço mínimas exigidas por norma, resultando em um dimensionamento proporcional entre o esforço atuante e o resultante.

REFERÊNCIAS

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 2. ed. São Paulo: PINI, 2013. v. 2.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

GUERRIN, A.;LAVAUUR, Roger-Claude. Tratado de concreto armado. São Paulo: Hemus, c2002-2003. 3.v

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR - 6118: Projetos de Estrutura de Concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

SINAPI, PLANILHA DE PREÇOS DE INSUMOS. Disponível em
<<https://sinapiexcel.wordpress.com/2016>>. Acesso em: 03 Nov. 2016.