

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS

CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

REINALDO DE RESENDE FIRMINO JUNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO DA VIABILIDADE TECNICA ENTRE LAJES MISTA
“STEEL DECK” E DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO NERVURADA TRELIÇADA,
PARA EDIFICIO COMERCIAL EM VARGINHA – MG**

Varginha

2019

REINALDO DE RESENDE FIRMINO JUNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO DA VIABILIDADE TECNICA ENTRE LAJES MISTA
“STEEL DECK” E DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO NERVURADA TRELIÇADA,
PARA EDIFICIO COMERCIAL EM VARGINHA – MG**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, sob orientação do Prof. Max Filipe Marques.

**Varginha
2019**

REINALDO DE RESENDE FIRMINO JUNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO DA VIABILIDADE TECNICA ENTRE LAJES MISTA
“STEEL DECK” E DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO NERVURADA TRELIÇADA,
PARA EDIFICIO COMERCIAL EM VARGINHA – MG.**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família, amigos e professores, que me apoiaram, incentivaram e me deram sempre o suporte necessário para que eu conseguisse ir adiante.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família, por me apoiar nos momentos em que estive ausente, e também aos professores e aos amigos, por terem ajudado na construção deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho foi desenvolvido devido as possibilidades, nas construções civis, em relação as áreas que envolvem estruturas, tendo a possibilidade de trabalhar com diversos métodos construtivos com características diferentes e de se utilizar algumas variedades de materiais, como o aço e o concreto. Este trabalho aborda as características das lajes nervuradas pré-moldadas treliçadas e também as lajes mistas “Steel Deck” tendo como objetivo realizar um estudo comparativo do projeto do pavimento de um edifício comercial. Para isso foi realizada uma pesquisa bibliográfica a respeito dos pisos em estudo, além de ter sido estudada a metodologia de cálculo dos dois sistemas e desenvolvido um estudo de caso para o comparativo como disposições construtivas, o peso dos pisos e o consumo de material. O projeto em questão se trata de um restaurante no município de Varginha MG.

Palavras-chave: Laje nervurada treliçada pré-moldada. Laje mista “Steel Deck”.

ABSTRACT

The present work was developed due to the possibilities, in the civil constructions, in relation to the areas that involve structures, having the possibility to work with several constructive methods with different characteristics and to use some varieties of materials, such as steel and concrete. This work addresses the characteristics of lattice precast ribbed slabs and also the mixed “Steel Deck” slabs aiming to carry out a comparative study of the floor design of a commercial building. For this, a bibliographic research was carried out about the floors under study, besides having been studied the methodology of calculation of the two systems and developed a case study for the comparative as constructive dispositions, the weight of the floors and the material consumption. The project in question is a restaurant in the city of Varginha MG.

Keywords: *Pre-cast lattice ribbed slab. Steel Deck.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Tipos de vigotas pré-moldadas.	40
Figura 02 - Elementos de enchimento.	41
Figura 03 - Vigota treliçada.	43
Figura 04 - Tolerâncias de variação de dimensões.	44
Figura 05 - Aços para utilização em lajes pré-fabricadas.	44
Figura 06 - Diagrama de momento fletor central da laje considerando placa maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado.	50
Figura 07 - Seção transversal adotada para cada nervura.	51
Figura 08 - Concreto de envolvimento da armadura.	58
Figura 9 - Fluxo de cisalhamento em vigas mistas.	62
Figura 10 - Dimensões comuns utilizadas nas lajes Steel Deck.	64
Figura 11 - Conectores de cisalhamento (Stus Bolt)	64
Figura 12 - Formas de lajes mistas	65
Figura 13 - Distribuição de cargas concentradas ou lineares.	68
Figura 14 - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica acima da fôrma de aço.	70
Figura 15 - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica na fôrma de aço.	71
Figura 16 - Largura plana dos elementos da fôrma	72
Figura 17 - Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto	73
Figura 18 – Detalhe vigota	85
Figura 19 - Seção considerada para estádio I.	86
Figura 20 - Detalhe vigota dupla	92
Figura 21 - Detalhamento laje nervurada pré-moldada	95
Figura 22 - Seção transversal inicial da laje mista.	96
Figura 23 - Área resistente de concreto	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Valores estimados de módulos de elasticidade.	32
Tabela 02 - Classe de agressividade ambiental (CAA).	35
Tabela 03 - Tabela de correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $c=10\text{mm}$ - resumida para uso em lajes.	36
Tabela 04 - Dimensões padronizadas dos enchimentos para laje (cm)	42
Tabela 05 - Altura das lajes em função dos enchimentos (cm).	42
Tabela 06 - Coeficientes de ponderação do concreto e aço.....	46
Tabela 07 - Tabela do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	47
Tabela 08 - Tabela do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f2}$	48
Tabela 09 - Combinações das ações no estado limite último.	49
Tabela 10 - Combinação de ações no estado limite de serviço.	49
Tabela 11 - Tabelas de deslocamentos limites - resumida para o uso em lajes.....	57
Tabela 12 - Tabela de exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental - resumida para o uso em lajes.	58
Tabela 13 - Peso específico aparente da laje pré-moldada.....	81
Tabela 14 - Verificação de armadura adicional para laje pré-moldada.....	84
Tabela 15 - Verificação de flechas máximas.....	91
Tabela 16 - Verificação da necessidade de escoramento.	97
Tabela 17 - Verificação da carga máxima.	97
Tabela 18 - Verificação do momento fletor positivo para linha neutra na mesa.	99
Tabela 19 - Cálculo da área de aço para momento fletor negativo 100	100
Tabela 20 - Determinação das armaduras para momento fletor negativo 101	101
Tabela 21 - Verificação do momento fletor negativo..... 102	102
Tabela 22 - Verificação do deslocamento vertical 105	105
Tabela 23 - Indicadores de consumo de material da laje pré-moldada. 106	106
Tabela 24 - Indicadores de consumo de material da laje Steel Deck 107	107

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 Objetivos	28
1.1.1 Objetivo Geral	28
1.1.2 Objetivo específico	28
2 SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO	29
2.1 Principais constituintes do sistema estrutural convencional	29
2.1.1 Concreto	29
2.1.1.1 Massa específica	29
2.1.1.2 Resistência a compressão	30
2.1.1.3 Resistência a tração	30
2.1.1.4 Módulo de elasticidade	30
2.1.2 Aço	32
2.2 HISTÓRIA DO CONCRETO ARMADO	33
2.2.1 Conceito Concreto Armado	34
2.2.2 Durabilidade	34
2.3 LAJES	36
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL	37
2.4.1 Segurança e Estados Limites	37
2.4.1.1 Ações a serem consideradas.	37
2.4.1.1.1 Ações permanentes.	38
2.4.1.1.2 Ações variáveis.....	38
2.4.1.1.2.1 Ações variáveis diretas	38
2.4.1.1.2.2 Ações variáveis indiretas	39
2.4.1.1.3 Ações excepcionais.....	39

2.5 MATERIAIS E MÉTODOS PARA LAJES NERVURADAS PRÉ-MOLDADAS COM VIGOTAS TRELIÇADAS.....	40
2.5.1 Vantagens e desvantagens	41
2.5.2 Elemento de enchimento	41
2.5.3 Vigota treliçada.....	43
2.5.4 Aço utilizados	44
2.6 DIMENSIONAMENTO DE LAJE NERVURA TRELIÇADA PRÉ-MOLDADA ...	44
2.6.1 Método dos estados limites.....	45
2.6.1.2 Estado limite último	45
2.6.1.2.1 Coeficientes de ponderação das resistências	46
2.6.1.3 Estado limite de serviço.....	46
2.6.2 Coeficientes de ponderação das ações.....	46
2.6.1.3 Combinação das ações no estado limite último.....	49
2.6.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço	49
2.6.2 Determinação das flechas	49
2.6.3 Momento fletor.....	50
2.6.4 Altura mínima de uma seção com armadura simples	52
2.6.5 Verificação da altura útil	52
2.6.6 Determinação das armaduras longitudinais.....	53
2.6.7 Verificação ao cisalhamento.....	53
2.6.8 Verificação para o estado limite de serviço.....	54
2.6.9 Estado limite de fissuração	56
2.6.10 Detalhamento.....	59
2.7 LAJE MISTA “STEEL DECK”	60
2.7.1 Historia	60
2.7.2 Definição	61
2.7.3 Vantagens e desvantagens	61

2.7.4 Comportamento estrutural	62
2.8 MATERIAIS E MÉTODOS PARA LAJE MISTA (“STEEL DECK”)	63
2.8.1 Concreto	63
2.8.2 Formas	63
2.8.3 Conectores de cisalhamento (Stud Bolt)	64
2.9 DIMENSIONAMENTO LAJE MISTA (“STEEL DECK”)	65
2.9.1 Verificação da forma de aço na fase inicial.....	65
2.9.1.1 Estados-limites últimos.....	65
2.9.1.2 Estado limite de serviço.....	66
2.9.2 Verificação da laje na fase final	67
2.9.2.1 Estados-limites últimos.....	67
2.9.2.1.1 Determinação da largura efetiva.....	67
2.9.2.1.2 Momento fletor	69
2.9.2.1.3 Flambagem local na fôrma de aço	71
2.9.2.1.4 Cisalhamento longitudinal.....	72
2.9.2.1.5 Cisalhamento vertical	73
2.9.2.2 Estados-limites Serviço	75
2.9.2.2.1. Fissuração do Concreto	75
2.9.2.2.2 Deslocamento Vertical	76
3 MATERIAIS E METODOS	77
3.1 Projeto arquitetônico.....	77
3.2 Características gerais do estudo comparativo	77
3.2.1 Características gerais do edifício comercial	77
3.2.1.1 Ações a serem consideradas	77
3.3 Parâmetros de Dimensionamento	78
3.4 Indicadores de consumo de material	78
3.4.1 Consumo de concreto (m^3/m^2).....	78

3.4.2 Consumo de aço (kg/m ²)	78
3.4.3 Taxa de armadura (kg/m ³)	79
3.4.4 Indicadores do peso das estruturas dos pisos	79
4 RESULTADO E DISCUSSÃO.	80
4.1 Estudo de caso	80
4.1 Dimensionamento laje nervurada pré-moldada treliçada.	80
4.1.1 Ações atuantes	81
4.1.1.1 Peso próprio	81
4.1.1.2 Revestimento	81
4.1.1.3 Sobrecarga	82
4.1.1.4 Ação total por m ² e ação atuante por nervura.....	82
4.1.2 Verificação da seção	82
4.1.2.1 Altura útil da seção	82
4.1.3 Cálculo da armadura de acordo com o ELU.....	83
4.1.4 Verificação.....	85
4.1.5 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento	90
4.1.6 Verificação da Flecha	91
4.1.7 Dimensionamento laje com parede apoiada.	92
4.1.8 Detalhamento Final	94
4.2 Dimensionamento da laje mista “Steel Deck”	96
5 INDICADORES DE CONSUMO DE MATERIAL	106
5.2 Indicadores das lajes mistas “Steel Deck”	106
5.3 Estudo Comparativo	107
6 CONCLUSÃO	110
REFERÊNCIAS	111
ANEXOS	114

ANEXO A – KMD, K_x E K_z PARA O CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	114
ANEXO B – TABELAS DE ESPECIFICAÇÕES PARA LAJE <i>STEEL DECK</i> – MF-75.....	117
ANEXO C – COEFICIENTES M-K	119
APÊNDICE A – PLANTA BAIXA	121
APÊNDICE B – PLANTA DE FORMA	122
APÊNDICE C – DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE E MOMENTO FLETOR DAS LAJES MISTAS “STEEL DECK”.....	123
APÊNDICE D – CÁLCULO LAJE L05	125
APÊNDICE E – CÁLCULO DE PESO DE AÇO PARA LAJES.....	126

1 INTRODUÇÃO

Ao se desenvolver um projeto nos dias de hoje deve-se estar sempre atualizado em métodos inovadores no mercado da construção civil, pois o mesmo passa por um período em que é nítida a necessidade de se apresentar aos clientes inovações, métodos construtivos capazes de gerar economia de dinheiro e mão de obra, além da redução de tempo e do desperdício de materiais, mas que ao mesmo tempo garantam conforto e segurança para os usuários. Para isso deve-se atentar a escolha adequada do sistema estrutural e a um correto dimensionamento da estrutura.

Partindo desse princípio, é essencial a análise da viabilidade técnica de métodos de lajes a ser considerados, pois se trata de uma etapa de alto custo e grandes riscos.

Um dos métodos inovadores nos dias atuais, é a laje mista com fôrma de aço incorporada (*Steel Deck*), que é constituída por uma chapa metálica, que preliminarmente funciona como uma fôrma de aço e suporta as ações permanentes e as sobrecargas de construção e, após a cura do concreto, essa fôrma não é retirada e passa a atuar como a armadura de tração da laje.

Porém nem sempre o método inovador será a melhor escolha, os sistemas convencionais como a laje nervura treliçada pré-moldada, são amplamente utilizados em estruturas metálicas e de concreto armado.

Serão abordados nas próximas sessões, primeiramente uma revisão bibliográfica que buscou apresentar as características das lajes nervuradas treliçadas pré-moldadas, mista “*Steel Deck*” e seus critérios normativos para projetos. Logo em seguida é apresentado a edificação em estudo no intuito de se obter diretrizes para a concepção e dimensionamento de um projeto dos pisos. Assim, procede-se com o dimensionamento das lajes sendo um com pisos em laje nervuradas treliçadas pré-moldadas e outro com lajes mistas “*Steel Deck*”, obtendo o quantitativo de materiais para analisar a viabilidade de cada método em estudo.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Este presente trabalho tem como objetivo analisar as lajes nervuradas pré-moldadas com vigotas treliçadas (unidirecional), um sistema muito utilizado em obras de grande, médio e pequeno porte, e compará-la tecnicamente com lajes mistas Steel Deck que é um sistema diferenciado e inovador.

1.1.2 Objetivo específico

- a) Descrever os materiais e elementos estruturais que compõem a laje nervurada pré-moldada, e elaborar a revisão bibliográfica;
- b) Descrever os materiais e elementos estruturais que compõem a laje mista Steel Deck, e elaborar a revisão bibliográfica;
- c) Dimensionar e detalhar armaduras necessárias para laje nervura pré-moldada.
- d) Dimensionar e detalhar laje mista Steel Deck;
- e) Fazer comparativo da viabilidade técnica em relação as lajes estudadas.

2 SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) uma estrutura é composta por um conjunto de peças que possuem uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (pilares, vigas, lajes, etc.). O modo como são projetados e arranjados, podem ocasionar diversos comportamentos na estrutura, conhecido como sistema estrutural.

2.1 Principais constituintes do sistema estrutural convencional

Segundo Bastos (2006), para melhor entendimento sobre o comportamento das estruturas de concreto armado é essencial conhecer determinadas propriedades e características dos materiais que o compõe: o concreto e o aço.

2.1.1 Concreto

O concreto estudado neste trabalho se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II sendo os mesmos aplicados na ABNR NBR 6118: 2014, até a classe C90.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a classe C15 pode ser usada apenas em concreto sem fins estruturais e obras provisórias, outra restrição se estende a classe C20 ou superior, que pode ser aplicada somente em concreto com armadura passiva, já as classes superiores ou iguais a C25 se aplicam ao concreto com armadura ativa.

2.1.1.1 Massa específica

A ABNT NBR 6118:2014 se aplica a concretos com massa específica normal entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³ após serem secos em estufas. Se a massa específica real não for conhecida, ela pode ser considerada para efeito de cálculo como 2.400 kg/m³ para o concreto simples e 2.500 kg/m³ para concreto armado. Quando a massa específica do concreto utilizado é conhecida, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado, aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³.

2.1.1.2 Resistência a compressão

Carvalho e Figueiredo Filho (2014), afirma que geralmente a resistência a compressão do concreto é indicada pelo projeto, porém deve obedecer às especificações da NBR 6118:2014, em conformidade com a ABNT NBR 8953:2015, onde a partir da resistência característica (f_{ck}), definiram-se classes para os concretos, sendo classificados da seguinte forma: Grupo I são os concretos da classe C20 até C50, e o grupo II os concretos C55 até C90, sendo os números indicadores representantes da resistência característica à compressão especificada em MPa para a idade de 28 dias.

2.1.1.3 Resistência a tração

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.5 a resistência a tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $(0,9 f_{ct,sp})$ ou $(0,7 f_{ct,f'})$, porém na falta de ensaios para obter tais dados, pode ser avaliado o valor característicos ou médio por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct} \quad (2)$$

- Para concretos da classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

- Para concretos de classe C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln \cdot (1 + 0,11 f_{ck}) \quad (4)$$

2.1.1.4 Modulo de elasticidade

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.8 o modulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido por ensaio com concreto aos 28 dias de idade, seguindo especificações da ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta norma o módulo de deformação tangente inicial. Porém os

valores também podem ser estimados por cálculos quando não é feito o ensaio, seguindo as expressões a seguir:

- Para f_{ck} de 20MPa a 50MPa

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

- Para f_{ck} 55MPa a 90MPa

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (6)$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

A ABNT NBR 6118:2014, ainda no item 8.2.8, fala que o módulo de deformação secante pode ser obtido por duas formas, umas delas são os ensaios estabelecidos pela ABNT NBR 8522, e a outra opção é estimar pelas expressões a seguir:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (7)$$

Sendo:

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

A tabela 01 a seguir mostra os valores da tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), de módulos de elasticidade estimados e arredondados que podem ser usados em projetos estruturais.

Tabela 01 - Valores estimados de módulos de elasticidade.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, pode ser adotado um módulo de elasticidade único, para tração e compressão igual ao módulo E_{ci} , para um elemento estrutural ou seção transversal.

Com idade menor que 28 dias, o módulo de elasticidade pode ser avaliado pelas expressões a seguir:

- Para f_{ck} de 20MPa a 45Mpa

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (7)$$

- Para f_{ck} 50MPa a 90MPa

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (8)$$

Onde:

$E_{ci}(t)$ – É a estimativa do módulo de elasticidade do concreto, em uma idade entre 7 e 28 dias.
 f_{ckj} – É a resistência a compressão característica do concreto na idade em que se pretende estima o módulo de elasticidade em MPa.

2.1.2 Aço

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o aço a ser utilizado em estruturas de concreto armado deve ser classificado pela ABNT NBR 7480 que também estabelece os diâmetros permitidos, sendo eles com o valor característico de resistência ao escoamento nas categorias

CA-25, CA-50 e CA-60 onde o prefixo CA indica aço para concreto armado e o número indica a tensão de escoamento do aço em KN/cm^2 .

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as informações mais relevantes para definir um aço, obtidas em ensaio de tração, são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o limite de resistência (f_{stk}) consiste na força que o aço é capaz de suportar, e com a qual ele irá romper, portanto, é a máxima resistência da barra. A tensão máxima é obtida pela relação entre a força de ruptura e a área da seção transversal inicial da amostra.

A deformação específica de cálculo (ε_{yd}), correspondente ao início do patamar de escoamento, conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) é definida pela seguinte equação.

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (9)$$

Onde:

E_s – módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 MPa;

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a ($f_{yk}/1,15$);

f_{yk} – resistência característica do aço a tração.

2.2 História do concreto armado

Segundo Benevolo (1976) o concreto armado foi um processo construtivo inventado na Europa em meados do século XIX. Consiste na combinação do concreto com uma armadura de aço passiva, pois as propriedades á tração do aço com a compressão do concreto permitem que possam atingir vãos e alturas extraordinárias, de diferentes formas e aplicações. Inicialmente, era empregado apenas em embarcações e tubulações hidráulicas, passando a ser utilizado nas edificações apenas no final do século XIX.

De acordo com Santos (2006), em nenhum país no mundo modernizado a tecnologia do concreto armado foi tão predominante quanto no Brasil, e ainda é o material estrutural mais utilizado nas construções das cidades brasileiras, sejam elas residências ou prediais.

Botelho (2007) afirma que junto com o aço e o vidro, o concreto armado constitui o repertório dos chamados “novos materiais” da arquitetura moderna, que são produzidos em escala industrial e viabilizam arranha-céus, pontes, silos, estações ferroviárias, etc.

2.2.1 Conceito Concreto Armado

A NBR 6118 (ABNT. 2014. p. 3) define, elemento de concreto armado e armadura passiva como:

Elemento de concreto armado: “Aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”. Armadura passiva: “Qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada”.

O concreto resiste a altas tensões de compressão, porém apresenta baixa resistência a tração (cerca de 10% da sua resistência a compressão). Sendo assim para resistir a altas tensões de tração é necessário juntar ao concreto um material de alta resistência disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. No entanto, o concreto armado abrange ainda o fenômeno da aderência, que é indispensável e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Para a existência do concreto armado é imprescindível que haja solidariedade entre ambos, o concreto e o aço, e que os esforços sejam absorvidos de forma conjunta (Bastos, 2006).

2.2.2 Durabilidade

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), os principais fatores pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade do meio ambiente, descritas na tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, conforme a tabela 02 a seguir.

Tabela 02 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	
1)	Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.		
2)	Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.		
3)	Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Após conhecer a classe de agressividade ambiental da estrutura analisada, torna possível definir o cobrimento da armadura do elemento estrutural, a tabela 3 a seguir são apresentados os dados contidos na tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 03 - Tabela de correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $c=10\text{mm}$ - resumida para uso em lajes.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA) - tabela 8			
		I	II	III	IV ^a
		Cobrimento nominal em (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
a	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 químicos e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.				
b	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 pelo item 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118:2014, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.				

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A ABNT NBR 6118:2014 ainda fala que para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido os cobrimentos definidos podem ser reduzidos em até 5 mm.

2.3 Lajes

De acordo com Bastos (2006) as lajes são os elementos planos que se destinam a receber diversos tipos de ações (pisos, paredes, móveis, equipamentos etc.) aplicadas em uma construção. As ações são comumente perpendiculares ao plano da laje, podendo ser divididas em: distribuídas na área (peso próprio, revestimento, sobrecarga, etc.), distribuídas linearmente (paredes) ou forças concentradas (pilar). As ações são normalmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares.

2.4 Análise estrutural

2.4.1 Segurança e Estados Limites

De acordo com Santine, C.R. (2005 apud SANTOS, 1983), pode se considerar que uma estrutura está em segurança quando ao longo de sua vida útil, apresentar condições de suportar todas as ações previstas, em suas combinações e intensidades mais desfavoráveis de atuação possível, sem atingir um estado limite, imediato ou em longo prazo, e ainda, estar em condições de utilização.

As tensões são provocadas por várias ações, como por exemplo: retração, esforços externos, temperatura, recalque de apoio, deformação lenta, entre outras.

Conseqüentemente, os conceitos de segurança se tornam bastante abrangentes, pois em alguns casos, como exemplo, lajes com vibrações ou deformações excessivas, mesmo que não haja risco de colapso, não são aceitáveis pois a estrutura já está no seu estado limite último.

Ainda, de acordo com Santine, C.R. (2005 apud SANTOS, 1983), para se certificar que a estrutura como um todo ou de cada uma de suas partes, esteja segura em relação aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), é necessário seguir três etapas primordiais, são elas: dimensionamento, verificação e detalhamento.

Em relação aos ELU, além de se procurar garantir a segurança adequada, ou seja, probabilidade pequena de ruína é necessária garantir uma boa ductilidade, de forma que em caso de uma eventual ruína, a mesma ocorra de forma avisada, alertando os usuários.

Na verificação de segurança em relação aos ELS, devem ser satisfeitas também, expressões analíticas de segurança e de processos construtivos. Os modelos usados nesta verificação de ELS são diferentes daqueles usados nos ELU.

2.4.1.1 Ações a serem consideradas.

De acordo com ABNT NBR 6118:2014 deve ser considerada na etapa da análise estrutural a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura estudada, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

2.4.1.1.1 Ações permanentes.

Ações permanentes segundo, ABNT NBR 6118:2014, item 11.3, são as ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da estrutura, sendo necessário considerá-las com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. Tais ações são consideradas como diretas e indiretas, sendo:

- a) Ações diretas:
- Peso próprio da estrutura;
 - Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes;
 - Empuxos permanentes.
- b) Ações indiretas:
- Retração do concreto;
 - Fluência do concreto;
 - Imperfeições geométricas e globais.

2.4.1.1.2 Ações variáveis.

A ABNT NBR 6118:2014 divide as ações variáveis em diretas e indiretas conforme a seguir.

2.4.1.1.2.1 Ações variáveis diretas

As ações variáveis diretas são os esforços causados pelas cargas acidentais prevista para o uso da construção, pela ação do vento e da água, deve-se acatar prescrições das Normas Brasileiras específicas.

As cargas acidentais correspondem normalmente a:

- Cargas verticais de uso da construção;
- Cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- Impacto lateral;
- Força longitudinal de frenagem ou aceleração;

- Força centrífuga.

A NBR 6118 (ABNT, 2014. p. 62), fala “Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por Normas Brasileiras específicas. ”

2.4.1.1.2.2 Ações variáveis indiretas

Segundo ABNT NBR 6118:2014 item 11.4.2, estas ações são decorrentes de variação de temperatura e ações dinâmicas exercidas na estrutura.

A variação da temperatura da estrutura depende do local da implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem, é causada globalmente pela variação da temperatura atmosférica e pela insolação direta.

2.4.1.1.3 Ações excepcionais

Quanto as ações excepcionais, a ABNT NBR 6118:2014, no item 11.5 prescreve:

“No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas. ”

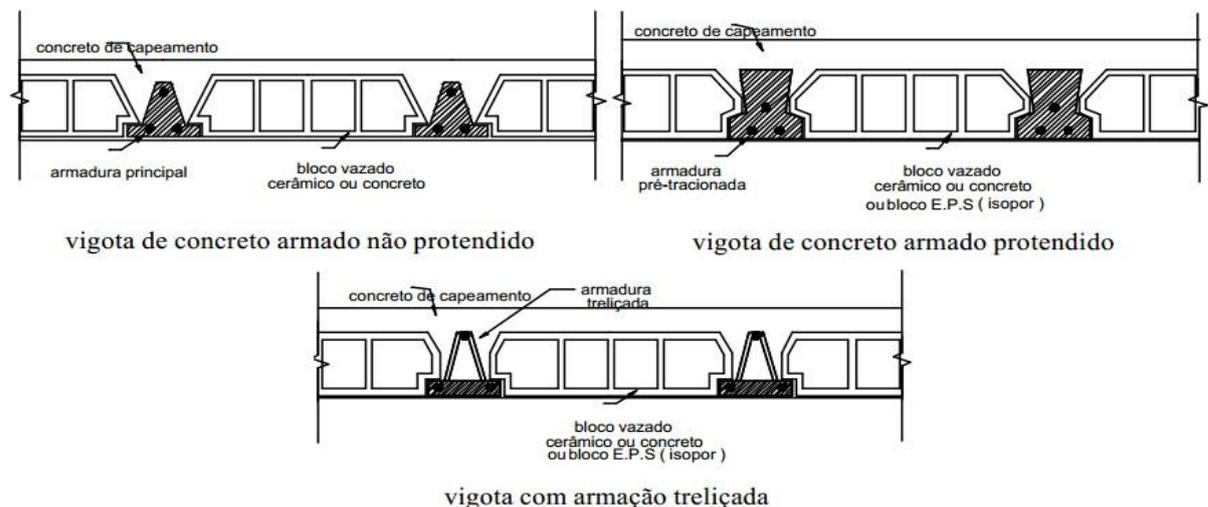
2.5 MATERIAIS E MÉTODOS PARA LAJES NERVURADAS PRÉ-MOLDADAS COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO..., 2017. p. 3), pré-moldado e pré-fabricado, são estabelecidos como:

Pré-moldado: Elemento executado fora do local de utilização definitiva da estrutura, com condição menos rigorosa de controle de qualidade. Pré-fabricado: Elemento pré-moldado, executado industrialmente, sob condições rigorosas de controle de qualidade.

De acordo com Carvalho e Filho (2014), as lajes pré-moldadas, são formadas por nervuras pré-moldadas chamadas de vigotas ou trilhos, bloco de enchimento (geralmente lajotas cerâmicas ou Isopor EPS) e uma “capa de concreto” executada no local para unir todos os elementos por completo. A NBR 14859-1 (ABNT, 2016), define as nervuras pré-moldadas em três métodos diferentes sendo: nervuras de concreto armado (LC), nervuras de concreto protendido (LP) e nervuras treliçadas (LT), como mostra a figura 01 abaixo.

Figura 01 - Tipos de vigotas pré-moldadas.



Fonte: Magalhães (2001).

Neste presente estudo, serão abordadas somente as lajes utilizadas para compor lajes treliçadas (LT) unidirecionais.

A ABNT NBR 14859-1:2016 define laje unidirecional, como sendo aquela constituída por nervuras principais longitudinais (NL) localizadas e espaçadas em um único sentido, podendo ser empregadas algumas nervuras transversais perpendiculares (NP) às nervuras principais (NL).

2.5.1 Vantagens e desvantagens

Como vantagens, segundo Flório (2004) a execução das lajes pré-fabricadas treliçadas contribui na facilidade da execução e no manuseio, exigindo pouca experiência dos operários, assim, possibilitando a variação de sua aplicação, desde construções complexas como pontes, viadutos e fábricas, até as mais simples como residências, edifícios escolares e comerciais e galpões. Além de reduzir a quantidade necessária de escoras, formas e concreto.

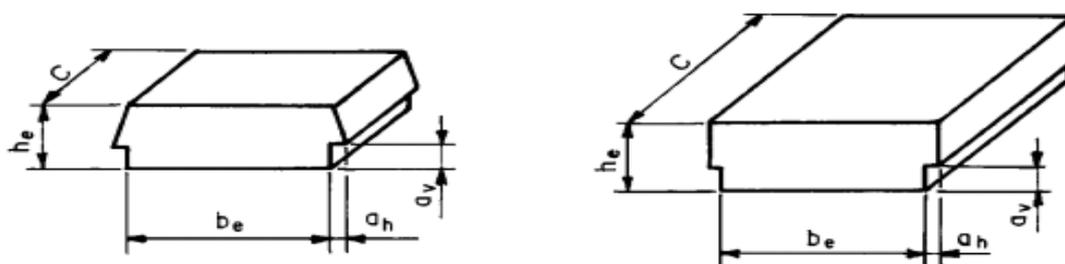
Em contrapartida Flório (2004) fala que uma de suas desvantagens são os deslocamentos transversais, maiores que os presentes em outros tipos de lajes convencionais, também destaca a distribuição de cargas, transmitindo maior parte do carregamento apenas para uma direção nas vigas de contorno quando unidirecional.

Brumatti (2008) ressalta que a execução de laje nervurada deve ser cuidadosa, pois pode apresentar trincas e fissuras depois de pronta, proveniente da falta de aderência da capa de concreto.

2.5.2 Elemento de enchimento

Os elementos de enchimento são componentes pré-fabricados com materiais inertes de diversos materiais, sendo vazados ou maciços. São utilizados entre as vigotas ou trilhos longitudinais das lajes nervuradas, reduzindo o consumo de concreto, o peso próprio da laje e também servem como forma para o concreto de enchimento, sendo desconsiderados nos cálculos de rigidez da laje (ABNT NBR 14859 – 1, 2016).

Figura 02 - Elementos de enchimento.



Fonte: (ABNT NBR 14859 – 2:2013).

De acordo com Carvalho e Filho (2014) os blocos de enchimento devem ter dimensões padronizadas, conforme mostra a tabela 04 expressa em centímetros, compostos por materiais leves, suficientemente rígidos e que não produzam danos ao concreto e às armaduras

Tabela 04 - Dimensões padronizadas dos enchimentos para laje (cm)

Altura (h_e) nominal		7,0 (mínima); 8,0; 9,5; 11,5; 15,5; 19,5; 23,5; 28,5
Largura (b_e) nominal		25,0 (mínima); 30,0; 32,0; 37,0; 39,0; 40,0; 47,0; 50,0
Comprimento (c) nominal		20,0 (mínimo); 25,0
Abas de encaixe	(a_v)	3,0
	(a_h)	1,5

Fonte: Carvalho e Filho (2014)

Ainda de acordo com Carvalho e Filho (2014), as alturas (h) das lajes são dadas em função das alturas padronizadas dos elementos de enchimentos, conforme tabela 05, sendo capa de concreto adotados de no mínimo 3,0 cm. No caso da existência de tubulações a espessura da capa acima desta mesma tubulação deverá ser de no mínimo 2,0 cm.

Tabela 05 - Altura das lajes em função dos enchimentos (cm).

Altura do elemento de enchimento (h_e)	Altura total da laje (h)
7,0	10,0; 11,0; 12,0
8,0	11,0; 12,0; 13,0
10,0	14,0; 15,0
12,0	16,0; 17,0
16,0	20,0; 21,0
20,0	24,0; 25,0
24,0	29,0; 30,0
29,0	34,0; 35,0

Fonte: Carvalho e Filho (2014)

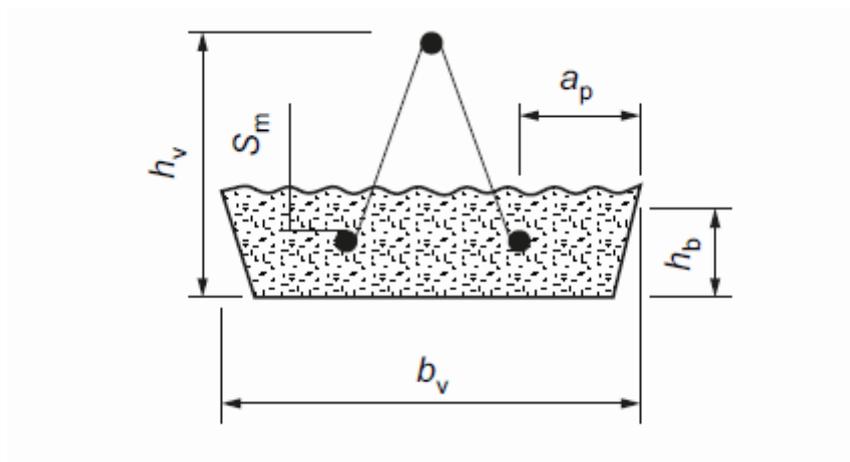
É importante destacar a ABNT NBR 6114:2014, item 13.2.4.2, que fala que “A espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras (l_0) e não menor que 4 cm”.

2.5.3 Vigota treliçada

Consiste em um elemento pré-fabricado estrutural conforme seção transversal mostrada na figura 03, formado por concreto estrutural em conjunto com a armadura treliçada eletrossoldada, conforme especificações da NBR 14859 – 3. Suas armaduras inferiores são classificadas como passiva inferior de tração, sendo armadura mínima, $S_{m \text{ mínimo}}$, dada pela equação 10 (ABNT NBR 14859 – 1, 2016).

$$S_{m \text{ mínimo}} = 5 + 0,1 \cdot h_b \text{ (mm)} \quad (10)$$

Figura 03 - Vigota treliçada.



Fonte: (ABNT NBR 14859 – 1:2016).

A ABNT NBR 14859 – 1:2016 também especifica na tabela 3 página 5 da norma, as dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas treliçadas, conforme mostra a figura 04

Figura 04 - Tolerâncias de variação de dimensões.

Tabela 3 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas treliçadas VT

Dimensões em milímetros

Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
130 ± 5	75 ± 2	15 ± 1	30 ± 1

Fonte: (ABNT NBR 14859 – 1:2016).

2.5.4 Aço utilizados

Os aços para fins de utilização em lajes pré-moldadas devem atender ao disposto na tabela 6 da ABNT NBR 14859-1:2016, conforme figura 05.

Figura 05 - Aços para utilização em lajes pré-fabricadas.

Tabela 6 – Aço para utilização em lajes pré-fabricadas

Produto	Norma	Diâmetro nominal mínimo mm
Barras/fios de aço CA 50 e CA 60	ABNT NBR 7480	6,3 (CA 50) 4,2 (CA 60)
Tela de aço eletrossoldada	ABNT NBR 7481	3,4
Fios de aço para protensão	ABNT NBR 7482	3,0
Armadura treliçada eletrossoldada	ABNT NBR 14859-3	Diagonal (sinusóide): 3,4 Banzo superior: 6,0 Banzo inferior: 4,2

Fonte: (ABNT NBR 14859 – 1:2016).

A ABNT NBR 14859-1:2016, também fala que, outras dimensões de aço também podem ser utilizadas mediante acordo com o fornecedor, comprador, e do profissional responsável pela laje desde que seja armadura superior a mínima padronizada.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE LAJE NERVURA TRELIÇADA PRÉ-MOLDADA

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a finalidade do dimensionamento estrutural é assegurar que a estrutura mantenha características necessárias para que proporcionem a utilização adequada, durante sua vida útil, para resistir aos carregamentos aos quais foi projetada.

2.6.1 Método dos estados limites

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites. De maneira geral, o comportamento de uma estrutura sob ação das cargas funcionais e ambientais é considerado adequado, quando:

- No estado limite último o sistema apresenta uma segurança adequada contra a ruptura;
- No estado limite de serviço, as fissuras, os deslocamentos e as vibrações são compatíveis com as exigências funcionais ou de durabilidade da obra.

2.6.1.2 Estado limite último

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o dimensionamento é feito no estado limite último fundamentando-se que as tensões devidas aos tipos de cargas, devidamente majoradas, não ultrapassem as tensões resistentes minoradas. A condição de segurança a ser satisfeita é:

$$S_d \leq R_d \quad (11)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (12)$$

$$S_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (13)$$

Onde:

S_d – solitação de cálculo;

f_d – resistência de cálculo;

F_k – ação característica;

γ_m e γ_f – coeficientes de ponderação;

f_k – valores característicos de resistência e ações.

2.6.1.2.1 Coeficientes de ponderação das resistências

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 a resistência de cálculo é obtida pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências. Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão indicados na tabela 06 para estruturas em concreto armado, conforme prescrições da norma.

Tabela 06 - Coeficientes de ponderação do concreto e aço

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.6.1.3 Estado limite de serviço

Conforme o item 4.1.2.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003) versão corrigida 2004, os estados limites de serviço decorrem de ações que podem ser estabelecidas de três formas, segundo o tempo de permanência na estrutura:

- a) Combinações quase permanentes: associações de ações que podem atuar sobre a estrutura durante mais da metade de sua vida útil;
- b) Combinações frequentes: associações de ações que se repetem no período de vida da estrutura, em torno de 105 vezes em 50 anos ou duração total que tenha igual a uma parte desse período da ordem de 5%;
- c) Combinações raras: associações de ações que podem atuar até algumas horas ao longo do período de vida da estrutura.

2.6.2 Coeficientes de ponderação das ações

Segundo Carvalho e Filho 2014 os valores de cálculo, F_d , das ações são obtidos para as diversas combinações, a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos coeficientes de ponderação γ_f , obtido pelo produto de três outros coeficientes, conforme equação 14.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (14)$$

Onde:

γ_{f1} – Considera a variabilidade das seções;

γ_{f2} – Considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} – Considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Os valores dos coeficientes apresentam-se nas tabelas 7 e 8:

Tabela 07 - Tabela do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$.

Combinações de ações	Ações							
	Permanente (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4*	1	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1	1,2	1	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1	1	0	1,2	0,9	0	0

Onde:

* Cargas permanentes de pequena variabilidade, como peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. D - Desfavorável; F – Favorável; G – Geral; T- Temperatura.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Os valores das Tabelas 07 e 08 podem ser modificados em casos especiais, de acordo com a ABNT NBR 8681.

Tabela 08 - Tabela do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f2}$.

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_{1^*}	Ψ_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, como é o caso de edifícios residenciais.	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 elevadas concentrações de pessoas, como é o caso de edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.	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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Os coeficientes de ponderação das ações usados na avaliação dos estados limites de serviço são tomados igual a γ_{f2} , em geral e dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (15)$$

Onde:

γ_{f2} – Tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \Psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \Psi_2$ para combinações quase permanentes.

2.6.1.3 Combinação das ações no estado limite último

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004) as combinações últimas são classificadas como normais, especiais ou de construção e excepcionais. Sendo que as ações permanentes devem estar em todas as combinações de ações. A tabela 09 indica as combinações no estado limite último.

Tabela 09 - Combinações das ações no estado limite último.

Normal	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Especiais ou de construção	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2004).

2.6.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço

As combinações de serviço são classificadas conforme seu tempo de permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras (ABNT NBR 8681:2004). A tabela 10 indica as combinações no estado limite de serviço.

Tabela 10 - Combinação de ações no estado limite de serviço.

Quase permanente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Frequente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Rara	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + (\sum \Psi_{ij} \cdot F_{qik})$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2004).

2.6.2 Determinação das flechas

Segundo Carvalho e Filho 2014 um fator de extrema importância em um projeto de laje com vigotas pré-moldada é o cálculo das flechas. Sugere-se que a favor da segurança, ele seja feito considerando-as com o comportamento de elementos isolados, podendo considerar para efeito da fissuração um valor de inercia média I_m . Assim, a flecha ainda sem os efeitos da fluência do concreto para situação de nervuras simples apoiadas nas extremidades, é representada pela seguinte expressão:

$$a = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_m} \quad (16)$$

Onde:

p – ação atuante em uma nervura

l – vão do tramo da nervura (normalmente distância entre eixos das vigas de apoio);

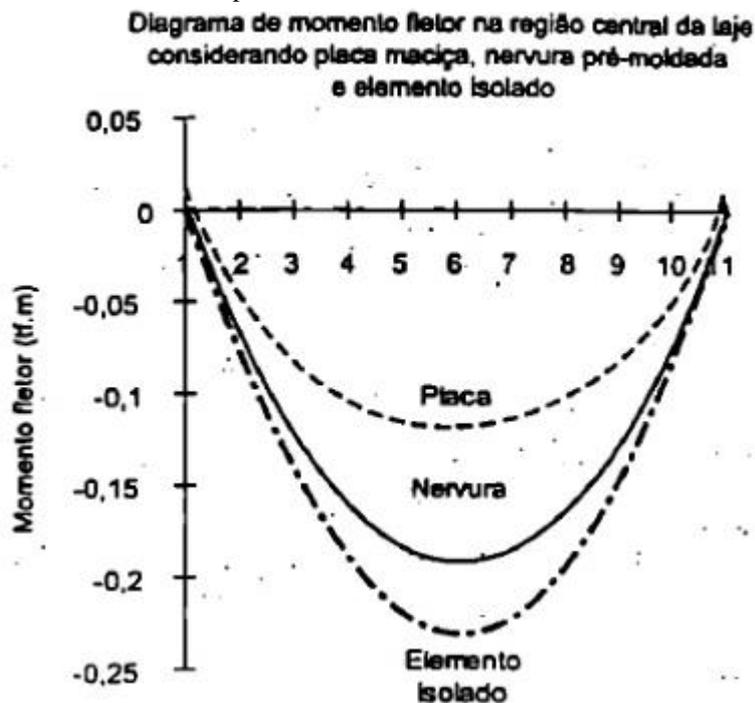
E_c – módulo de elasticidade do concreto;

I_m – inércia média (equação 25).

2.6.3 Momento fletor

De acordo com Carvalho e Filho (2014, p.90), existem três casos iniciais que formam diagramas diferentes para análise do diagrama de momentos da região central do pavimento, conforme figura 06.

Figura 06 - Diagrama de momento fletor central da laje considerando placa maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado.



Fonte: Carvalho e Filho (2014)

A placa conforme indicada no gráfico, apresenta os menores valores, e os resultados da laje pré-moldada (indicado na figura como nervura) são próximos ao elemento isolado. Esse fato permite recomendar que o momento máximo de uma nervura de laje pré-moldada simplesmente apoiada seja calculado, a favor da segurança, como o de um elemento isolado, pela seguinte equação:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \times l^2}{8} \quad (17)$$

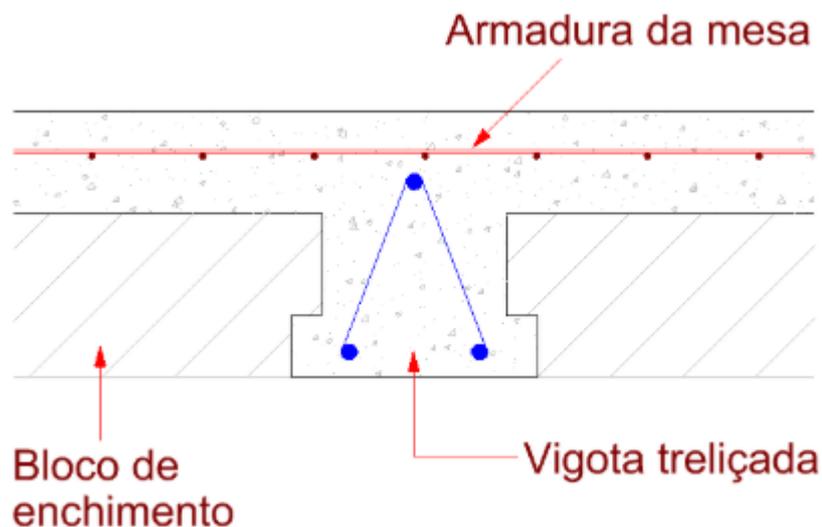
Onde:

p – É a carga atuante na nervura

l – Vão da laje

Ainda de acordo com Carvalho e Filho (2014, p. 91), o modelo matemático para o cálculo da laje é um conjunto de vigas paralelas que trabalham praticamente independentes, podendo ser adotado como uma seção transversal no formato de “T” conforme mostra a figura 07.

Figura 07 - Seção transversal adotada para cada nervura.



Fonte: o Autor (2019).

Pelo modelo de cálculo empregado, a seção transversal resiste melhor aos momentos positivos (tracionam a face inferior), pois a região de concreto disponível junto à borda inferior da laje, é menor que a região junto a face superior (CARVALHO e FILHO 2014).

2.6.4 Altura mínima de uma seção com armadura simples

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p.138), uma viga submetida a um momento fletor M_d , em uma determinada seção com armadura simples, a menor altura necessária (d_{min}) para que a seção resista aos esforços, é aquela que a posição da linha neutra acarreta o maior momento que a viga é capaz de resistir. Com o limite de $x/d = 0,45$ impostos pela NBR 6118:2014, para concretos de classe até C50, se obtém a menor altura possível para a viga resistir ao momento atuante de cálculo. A altura útil mínima da seção é dada por:

$$d_{min} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (18)$$

2.6.5 Verificação da altura útil

De acordo com Carvalho e Filho (2014, p. 140), o mais conveniente é trabalhar com fórmulas adimensionais pois facilita o emprego de diversos sistemas de unidades e permitem a utilização de quadros e gráficos de modo mais racional. Para se verificar a altura útil na forma adimensional para concretos até a classe C50, utiliza a seguinte equação:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (19)$$

Onde

$K_{md} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2$: adimensional;

k_x – aproveitamento da seção de concreto;

M_d – Momento de cálculo;

b_w – largura da base da seção T

d – altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto;

2.6.6 Determinação das armaduras longitudinais

Carvalho e Filho (2014) afirma que o cálculo da armadura das lajes (A_s), admitindo que a peça esteja trabalhando nos domínios 2 ou 3, para um melhor aproveitamento da armadura utiliza a expressão abaixo:

$$A_s = \frac{M_d}{(k_z).d . f_{yd}} \quad (20)$$

Onde:

A_s – área de aço;

M_d – Momento de cálculo;

$k_z = 1 - 0,40 . k_x$: adimensional;

f_{yd} – Resistência de cálculo do aço.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a área de aço mínima para lajes nervuradas pré-moldadas como sendo:

$$A_{s_{\min}} = 0,15\% . b_w . H \quad (21)$$

2.6.7 Verificação ao cisalhamento

Segundo Carvalho e Filho (2014, p.92), a verificação ao cisalhamento e o cálculo da armadura transversal nas lajes com vigotas pré-moldadas podem ser feitos como em vigas, pois elas são, vigas simplesmente apoiadas ou vigas contínuas.

A ABNT NBR 6118:2014 diz que não é necessária armadura transversal para resistir aos esforços de tração devido à força cortante desde que a força cortante solicitante de cálculo (Vsd), a uma distância d da face do apoio, seja menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento ($VRd1$):

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (22)$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (23)$$

Em que:

$$\tau_{Rd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ tensão de cisalhamento resistente de cálculo;}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{1,4} \text{ resistente à compressão de cálculo do concreto;}$$

$$k = (1,6 - d) \leq 1 \text{ coeficiente;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \text{ tensão de compressão do concreto;}$$

b_w – largura mínima da seção (soma das larguras do trecho considerado);

d – altura útil;

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto;

A_{s1} – nas lajes com vigotas pré-moldadas, pode ser tomada como a armadura longitudinal total de todas as nervuras existentes no trecho considerado.

2.6.8 Verificação para o estado limite de serviço

A viga será admitida fissurada no momento em que o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), dada pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (24)$$

Onde:

- $\alpha = 1,2$ para seção T;

- $f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ para deformação excessiva;

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ momento de inércia da seção bruta de concreto;
- $y_t = \frac{h}{2}$ distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Portanto, se:

$$M_a < M_R \rightarrow \text{Estádio I, sem fissuração};$$

$$M_a > M_R \rightarrow \text{Estádio II, com fissuração}.$$

Segundo Kuhn (2015) para determinar o momento de inércia e posteriores verificações das flechas após ter determinado os momentos de fissuração, são utilizadas duas hipóteses, são elas:

- $M_a < M_R$: quando o maior momento de serviço (M_a) atuante na laje for menor que o valor do momento de fissuração, considera-se que não há fissuras e a peça trabalha no estágio I, podendo ser usado o produto da rigidez no estágio I apenas;
- $M_a > M_R$: quando o momento atuante na laje é maior que o valor do momento de fissuração, admite-se que existam fissuras nas lajes e a mesma trabalha no estágio II, sendo necessário calcular o momento de inércia equivalente.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) um elemento de concreto tem seções trabalhando entre os estádios I e II, sendo necessário utilizar uma inércia média para calcular sua flecha. O modelo estabelecido por Branson admite para todo o elemento de concreto tem uma inércia única, representando os trechos fissurados e não fissurados.

Esse método pode ser empregado para se obter o valor da inércia, interposto ao valor no estágio I e no final do estágio II. A expressão obtida por Branson é dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad (25)$$

A posição da linha neutra no estágio II, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), dada por:

$$\frac{b}{2} \cdot x_2^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0 \quad (26)$$

$$X_{II} = \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (27)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2 \quad (28)$$

O coeficiente de homogeneização da seção pode ser obtido pela expressão:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (29)$$

Onde:

I_m – momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça;

M_r – momento de fissuração do concreto;

M_{at} – momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;

n – índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento;

A_s – área de aço (cm^2/m);

d – altura útil da seção;

I_I – momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);

I_{II} – momento de inércia da peça no estágio II puro;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto.

2.6.9 Estado limite de fissuração

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), uma peça em concreto armado pode ser significativamente comprometida pela ocorrência de fissuração excessiva. Embora não seja a única causa, ou condição necessária, pode-se dizer que, quando existente aumenta o risco de haver degradação do concreto e da armadura. O detalhamento adequado e de extrema importância para saber se é necessário o aumento de armadura na seção transversal para fins de evitar a fissuração excessiva.

Nesse caso trata-se de uma verificação de estado de limite de serviço, ou seja, está sendo verificado se a peça está próxima de atingir o colapso. São dois os estados limites referentes a fissuração: estado limite de formação de fissuras (ELS-F), que é a situação em que se inicia a formação de fissuras; e estado de limite de abertura de fissuras (ELS-W), que é quando as fissuras apresentam com aberturas iguais os máximos especificados (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A verificação quanto ao estado limite de serviço para estruturas em concreto armado se limita ao ESL-W. Além disso, deve-se verificar a flecha para a combinação quase permanente e a vibração por meio da limitação da flecha para a carga acidental. (FARIA, 2018).

Para atender aos limites de deformação excessiva são apresentados limites máximos pela ABNT NBR 6118:2014, estes limites estão descritos na tabela 11, resumidamente, para o uso específico nas lajes estudadas neste trabalho. Para outros tipos de análise ou condições devem ser verificadas demais limites constantes no item 13.3 da referida norma.

Tabela 11 - Tabelas de deslocamentos limites - resumida para o uso em lajes.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contra flecha}^a$

a - Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada de contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.

Para atender à verificação do ELS-W serão adotados os limites contidos na tabela 12.

Tabela 12 - Tabela de exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental - resumida para o uso em lajes.

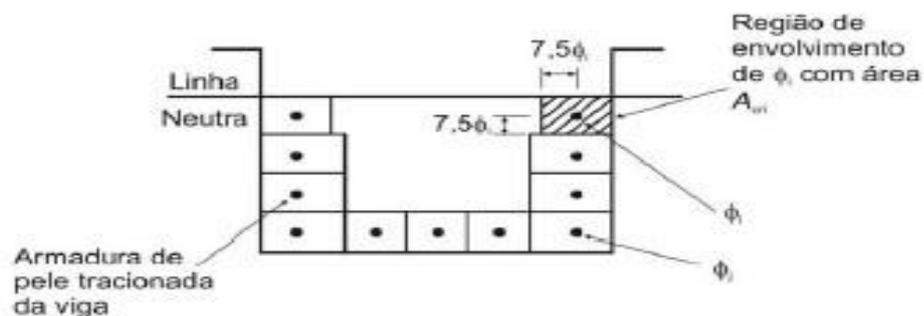
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014) as aberturas w_k da tabela 12 referem-se aos valores característicos limites para garantir a proteção das armaduras quanto a corrosão, porém não se deve esperar que as aberturas reais de fissuras correspondam exatamente os valores indicados, isto é, fissuras reais podem eventualmente ultrapassar estes limites. Para verificação de abertura de fissuras para prédios residências será feita a combinação frequente de serviço, em geral considerando:

$$F_{d, \text{serviço}} = \Sigma F_{gk} + 0,4 \times F_{qk} \quad (30)$$

Figura 08 - Concreto de envolvimento da armadura.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

O tamanho da abertura de fissuras (w) determinado será o menor entre os dois obtidos nas equações a seguir:

$$w = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ct,m}} \\ \frac{\phi_i}{(12,5 \times \eta_i)} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right. \quad (31)$$

$$\quad (32)$$

Sendo:

A_{cri} = área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da barra ϕ_i considerada;

ϕ_i = diâmetro da barra que protege a região considerada;

ρ_{ri} = taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação a área da região de envolvimento (A_{cri});

η_i = coeficiente de conformação superficial da armadura considerada;

O coeficiente de conformação superficial pode ter os seguintes valores para lajes:

1,4 para barras entalhadas (CA60);

2,25 para barras nervuradas de alta aderência (CA50).

$f_{ct,m}$ = resistência média do concreto à tração (conforme seção 2.3.2 deste material);

σ_{si} = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

2.6.10 Detalhamento

O detalhamento das armaduras das lajes maciças deve seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que são:

- Cobrimento nominal da armadura;
- As armaduras positivas deverão ser colocadas em todo o vão das lajes;
- As barras ou telas soldadas da armadura positiva deverão penetrar 4,0 cm além do eixo teórico do apoio de acordo com o item 20.1 da NBR 6118 (ABNT,2014);
- Nas lajes adjacentes poderá ser considerada armadura negativa referente ao maior momento fletor;

- As armaduras negativas, para todas as situações de vinculação, se estenderão no interior da laje a uma distância de no mínimo 0,25;
- As armaduras de distribuição deverão ser admitidas com base na seguinte expressão:

$$A_{s \text{ distr}} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5} \\ 0,9 \frac{cm^2}{m} \end{cases} \quad (33)$$

- As armaduras de borda deverão ser determinadas com base na seguinte equação:

$$A_{borda} = 0,67 \cdot 0,15 \cdot h \quad (34)$$

2.7 LAJE MISTA “STEEL DECK”

2.7.1 Historia

No século XIX, o aço já era empregado nas construções de edificações de múltiplos andares e era afamada a necessidade de proteção contra corrosão e incêndio. Para fazer essa proteção era necessária uma grande quantidade de concreto pois o material não era apropriado para revestimento contra o fogo. Com essas evoluções foi natural o surgimento das estruturas mistas pois se aproveita as qualidades de ambos os materiais (SILVA e PIGNATTA, 2010)

Os tipos de lajes já são muitos e sempre há o surgimento de outros em buscas de novas tecnologias para a construção civil, mas de uma maneira geral é possível a interação entre a viga de aço e a laje. Os principais tipos de laje vistos em vigas mistas atuais são (FABRIZZI, 2007):

- Lajes de concreto maciça onde os conectores são soldados à mesa superior do perfil e incorporados à laje;
- Lajes mistas (“steel-deck”) moldadas ‘in-loco’ com fôrma de aço incorporada onde o conector é chumbado através da fôrma de aço à mesa do perfil;
- Laje pré-fabricada: laje contendo elementos pré-fabricados e moldados ‘in loco’.

2.7.2 Definição

Segundo o Portal Metálica Construção Civil (2017), a laje steel deck é uma laje composta por uma camada de concreto sobreposta sobre uma telha de aço galvanizado. O aço, excelente material para trabalhar a tração, é utilizado no formato de uma telha trapezoidal que serve como fôrma para concreto durante a concretagem e como armadura positiva para as cargas de serviço. O sistema de lajes steel deck ainda possui uma malha de tela soldada, que previne a aparição de trincas na superfície da laje. Suporta sobrecargas de até 2 t/m², para vãos de 2 a 4 m, sem necessidade de escoramento ou armadura adicional de tração. Segundo anexo Q da NBR 8800 (ABNT, 2008),

2.7.3 Vantagens e desvantagens

“ A utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço [...]. Nas lajes mistas, dispensa-se a etapa de desfôrma e reduz-se a quantidade de armadura. ” (QUEIROZ, PIMENTA e MARTINS, 2012, p.10)

Conforme Cichinelli (2011), “o sistema de lajes steel deck, permite diminuir em até 40% o custo com mão de obra e executar até dois mil m² em aproximadamente três dias”. Também, pode-se dispensar por completo o uso de escoramento. As vantagens são diversas, entre elas: alta qualidade de acabamento, funcionar como plataforma de serviço, facilidade na instalação, maior rapidez construtiva, fôrma para o concreto fresco e permanecendo por definitivo no local eliminando os custos com a desforma.

Do ponto de vista estrutural, de acordo com Campos (2001), o sistema trabalha conjuntamente, aproveitando suas melhores características mecânicas. Assim, é possível projetar lajes simplesmente apoiadas, mesmo em situações com múltiplos vãos, em função da resistência das lajes.

Segundo Cichinelli (2011), há uma desvantagem pela fôrma steel deck ser metálica, gerando diversas preocupações em se achar soluções contra incêndios. Se não houver proteção contra incêndios, a fôrma pode entrar em colapso trazendo prejuízos enormes para toda a estrutura. Dessa forma, é necessário um revestimento na parte inferior da fôrma para esta finalidade, como por exemplo: argamassa cimentícia projetada. Outra possibilidade é o uso de uma armadura passiva colocada entre o Steel Deck e o concreto, para evitar a fissuração do concreto.

Silva e Pannoni (2010) cita também desvantagens, como o fato de haver uma maior quantidade de vigas secundárias para suportar a forma caso se opte por não usar escoras. Portanto, é necessário um estudo econômico para verificar a viabilidade de seu uso.

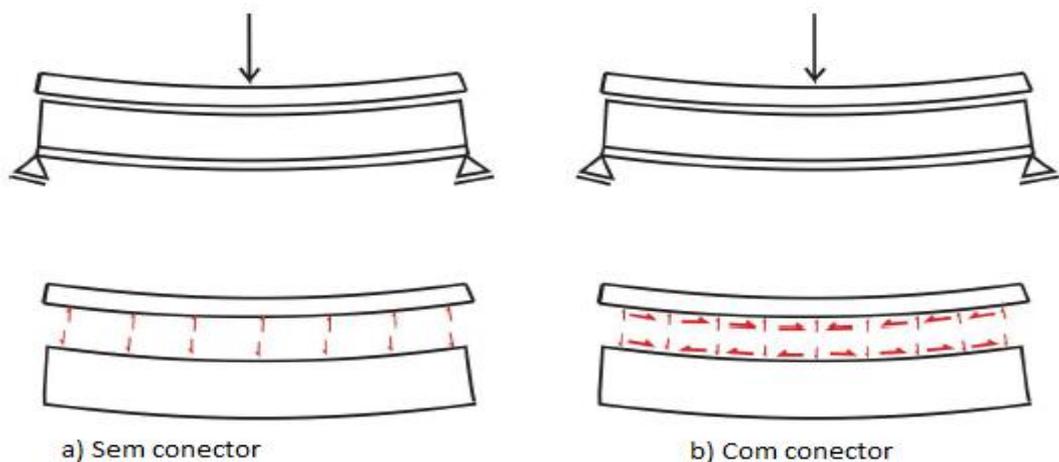
2.7.4 Comportamento estrutural

Partindo do conceito de que o concreto tem baixa resistência a tração e alta a compressão e o aço resiste bem a tração, foi feito o desenvolvimento das estruturas mistas de concreto e aço.

Segundo Lima (2009) a capacidade de carga desse tipo de laje é influenciada principalmente pela geometria da fôrma metálica e pela sua transferência mecânica ao cisalhamento com o concreto.

Silva, e Pannoni (2010) ressalta que é necessário que se garanta o comportamento conjunto entre ambos os materiais, para que juntos sejam capazes de resistir aos esforços solicitantes (tração, compressão e cisalhamento). Desta forma deve se prever mossas ou conectores do tipo pino com cabeça (Stud Bolt), na superfície da forma para evitar cisalhamento conforme figura 09 entre ambos materiais.

Figura 09 - Fluxo de cisalhamento em vigas mistas



Fonte: De Nardin (1999).

Campos (2001) fala sobre duas conclusões referente ao comportamento e resistência de lajes mistas steel deck. A primeira é que a presença de armadura sobre os apoios internos reduz consideravelmente a flecha no meio do vão, depois fala que para uma melhor distribuição dos momentos e necessário colocar armaduras sobre os apoios internos.

2.8 MATERIAIS E MÉTODOS PARA LAJE MISTA (“STEEL DECK”)

2.8.1 Concreto

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, o concreto utilizado em lajes Steel Deck deve seguir às prescrições da NBR 6118:2014, portanto, deve ter sua resistência a compressão (F_{ck}) situada entre 20 e 50 MPa. Além disso, a NBR 8800:2008, ainda especifica a dimensão máxima do agregado graúdo para este tipo de laje como sendo o menor valor entre:

- $0,40tc$, sendo tc a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;
- $b_0/3$, sendo b_0 a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para fôrmas reentrantes;
- 30 mm.

2.8.2 Formas

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 a verificação das formas para se calcular inicialmente uma laje, e necessário seguir as especificações da ABNT NBR 14762.

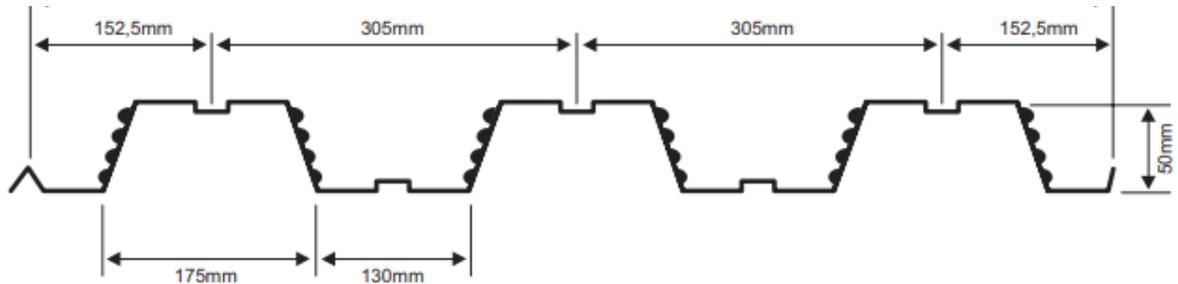
A ABNT NBR 14762:2010 recomenda o uso de materiais que possuem uma relação entre a resistência à ruptura (f_u) e a resistência ao escoamento (f_y), onde esta relação f_u/f_y , deve ser maior ou igual a 1,08.

Conforme especificações da ABNT NBR 14762:2010, os aços com resistência ao escoamento inferior a 250 MPa não são utilizados na prática, isso implica a dizer que a tensão de escoamento do aço deve ser igual ou superior a 250 MPa.

De acordo com Deliberato (2006) o material empregado na forma de aço é basicamente uma liga de ferro-carbono com alguns elementos adicionais, podendo ter sua resistência mecânica alterada por meio de tratamento térmico ou sua conformação mecânica.

As chapas utilizadas em estruturas como o Steel Deck são de pequenas espessuras, sendo mais utilizadas as de 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm, a sua proteção superficial é garantida por camada de zinco puro ou liga de zinco produzida por processo contínuo de imersão a quente, que impedem ou retardam a corrosão atmosférica (DELIBERATO, 2006). A figura 10 apresenta as dimensões mais comuns das chapas de aço utilizadas.

Figura 10 - Dimensões comuns utilizadas nas lajes Steel Deck



Fonte: (METFORM SA, 2010)

2.8.3 Conectores de cisalhamento (Stud Bolt)

De acordo com Lemos (2013) os conectores de cisalhamento são aplicados nas vigas suporte com objetivo de proporcionar uma eficiente interação entre o aço e o concreto. A figura 11 mostra a aplicação desses conectores em uma laje mista.

Figura 11 - Conectores de cisalhamento (Stus Bolt)



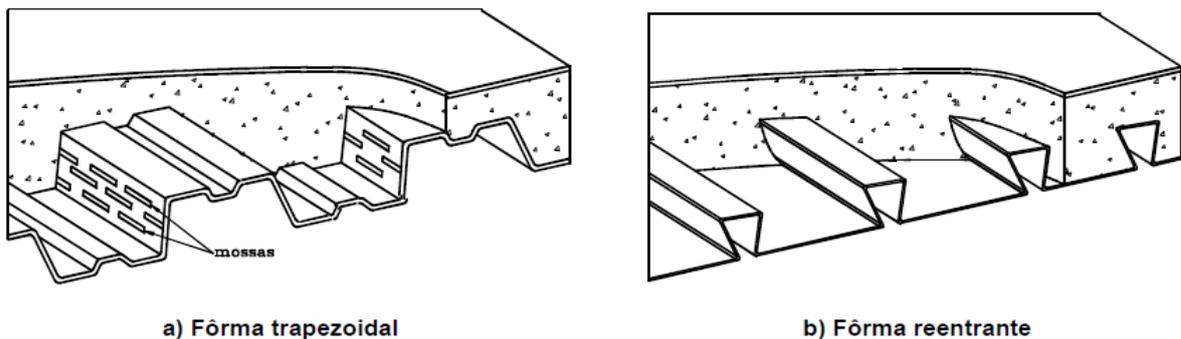
Fonte: (METFORM SA, 2010)

2.9 DIMENSIONAMENTO LAJE MISTA (“STEEL DECK”)

2.9.1 Verificação da forma de aço na fase inicial

A fase inicial consiste na verificação da capacidade de suporte da chapa metálica em resistir aos esforços aplicados. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é necessária a verificação da forma nos estados limites últimos, e estados limites de serviço. Nos estados limites últimos, a norma descreve que “A verificação da forma de aço na fase inicial deve ser feita com base na ABNT NBR 14762:2008. Deve ser considerado adequadamente o efeito das mossas resistências de cálculo.” As mossas são as reentrâncias presentes na forma de aço que auxiliam na aderência entre a forma e o concreto, como apresentado na figura 12.

Figura 12 - Formas de lajes mistas



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

2.9.1.1 Estados-limites últimos

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizado a análise elástica. Sempre que a forma for calculada como contínua, mesmo que tenha flambagem local em parte comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

Usando a teoria das placas finas a análise dos perfis de chapas finas torna-se muito complexa devido a fatores tais como a resistência pós-flambagem, a flambagem por cisalhamento, o dobramento a frio da chapa, a presença de enrijecedores, de mossas e/ou

indentações etc. Por essas razões, a determinação da capacidade de carregamento é simplificada baseando-se em ensaios experimentais e no conceito da largura efetiva (NETO 2001).

2.9.1.2 Estado limite de serviço

No estado de limite de serviço, o deslocamento não deve exceder o menor valor entre $L_F/180$ ou 20 mm, tendo como parâmetro o menor valor, onde L_F é o vão teórico que se dá pelo comprimento na direção da nervura (ABNT 8800:2008).

Além disso a ABNT NBR 8800:2008 especifica que as propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762.

De acordo com o CSSBI 12M-84 (1998 apud NETO, 2001) o deslocamento máximo no meio do vão é dado pela seguinte equação:

- a) Para fôrmas simplesmente apoiadas:

$$\delta_0 = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{ef}} \cdot \gamma_p \quad (35)$$

- b) Para fôrmas contínuas de dois vãos iguais:

$$\delta = 0,46 \cdot \delta_0 \quad (36)$$

- c) Para fôrmas contínuas de três ou mais vãos iguais

$$\delta = 0,53 \cdot \delta_0 \quad (37)$$

Onde:

p - Ação permanente uniformemente distribuída;

L - Vão entre apoios;

E_a - Módulo de elasticidade longitudinal do aço;

I_{ef} - Momento de inércia efetiva da fôrma;

$\gamma_p = 1,10$ - fator de majoração que considera o efeito do empoçamento da fôrma.

2.9.2 Verificação da laje na fase final

A ABNT NBR 8800 (2008) especifica que a resistência de cálculo das lajes com fôrma de aço incorporada (lajes mistas), deve resistir as solicitações de cálculo de momento fletor, cisalhamento longitudinal, cisalhamento vertical e punção.

2.9.2.1 Estados-limites últimos

2.9.2.1.1 Determinação da largura efetiva

Para determinar a resistência de cálculo a NBR 8800 (2008), considera a utilização de uma largura efetiva da laje sob ações concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço.

Quando tais ações forem paralelas às nervuras, pode-se considerá-las como distribuídas em um largura b_m , medida imediatamente acima do topo da fôrma conforme figura 13 dada por:

$$b_m = b_p + 2 \cdot (t_c + h_r) \quad (38)$$

Onde:

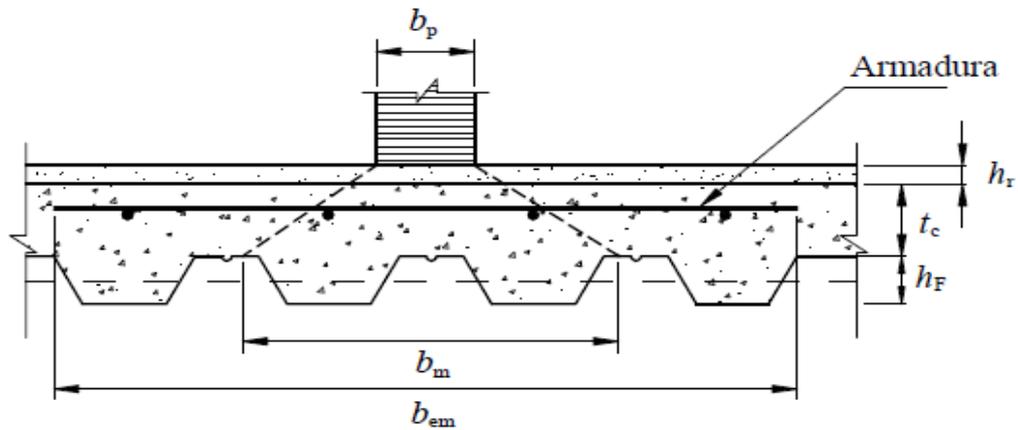
b_p – largura da ação concentrada perpendicular ao vão da laje;

t_c – altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_r – altura do revestimento da laje, se houver.

Para cargas lineares perpendiculares às nervuras utiliza-se a mesma formula porém a largura b_p deve ser tomada como comprimento da carga linear.

Figura 13 - Distribuição de cargas concentradas ou lineares.



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

A ABNT NBR 8800 (2008, p.221) ressalta que a largura efetiva não deve superar os seguintes valores:

a) Para momento fletor e cisalhamento longitudinal:

- no caso de vãos simples e tramos externos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L_f}\right) \quad (39)$$

- no caso de tramos internos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L_f}\right) \quad (40)$$

b) Para cisalhamento vertical:

$$b_{ev} = b_m + L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L_f}\right) \quad (41)$$

Onde:

L_p – distância do centro de carga ao apoio mais próximo;

L_f – vão teórico da laje na direção das nervuras.

2.9.2.1.2 Momento fletor

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 na determinação do momento fletor positivo os esforços de tração devem ser resistidos pela forma de aço em conjunto com a armadura adicional colocada na face inferior da laje, caso exista. Na determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo, ele só será levado em consideração sobre os apoios em lajes contínuas.

O momento fletor positivo resistente de cálculo caso não haja armadura adicional, tanto para linha neutra acima e abaixo da face superior da forma de aço deve ser calculado pelas expressões a seguir, fornecidas pela ABNT NBR 8800:2008.

$$M_{Rd} = N_{pa} \cdot (d_F - 0,5a) \quad (42)$$

$$M_{Rd} = N_{cf}y + M_{pr} \quad (43)$$

Onde:

$$N_{pa} = A_{f,ef} \cdot f_{yFd} \quad (44)$$

$A_{f,ef}$ – é a área da seção efetiva da forma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal;

d_F – é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

a – é a altura do bloco de compressão de concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cb}b} \quad (45)$$

b – é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad (46)$$

M_{pr} – é o momento de plastificação da forma de aço, reduzido dividido a existência da força axial, é dado por:

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}}\right) \leq M_{pa} \quad (47)$$

M_{pa} – é o momento de plastificação da forma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} ;

$$N_{cf} = 0,85 \cdot b \cdot t_c f_{cd} \quad (48)$$

t_c – é a altura da laje de concreto acima do tomo da fôrma de aço;

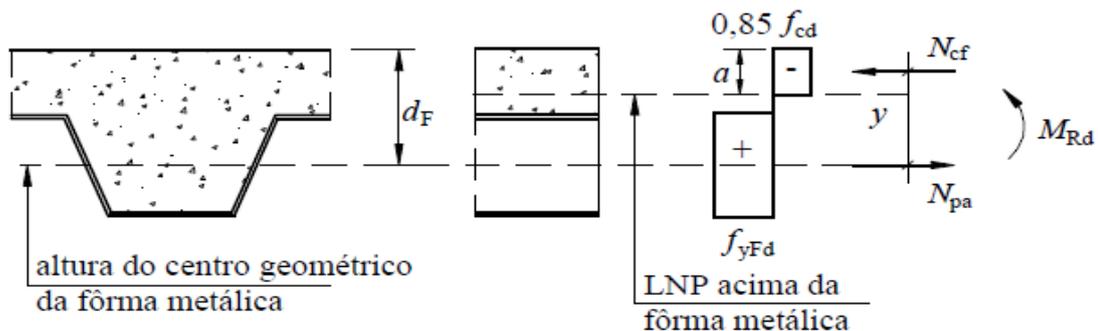
h_t – é altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e – é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p – é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da forma à sua face inferior.

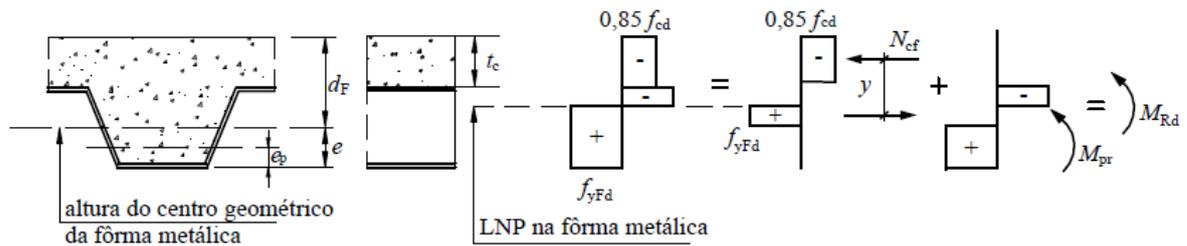
As figuras 14 e 15 permitem visualizar alguns dados utilizados nas equações acima, também mostra os diagramas de tensões para momento positivo e possibilidade de mudança da linha neutra plástica (LNP), podendo estar acima da forma de aço ou na forma de aço.

Figura 14 - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica acima da fôrma de aço



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

Figura 15 - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica na fôrma de aço



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

2.9.2.1.3 Flambagem local na fôrma de aço

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 para que não ocorra flambagem local na forma de aço preenchida com concreto, da laje Steel Deck, a largura plana de todos os elementos da forma (possuindo ou não mossas) deve atender as seguintes equações:

$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{E}}{(13\alpha - 1) \sqrt{F_{yF}}} t_F \text{ quando } \alpha \geq 0,5 \quad (49)$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{E}}{\alpha \sqrt{F_{yF}}} t_F \text{ quando } \alpha \leq 0,5 \quad (50)$$

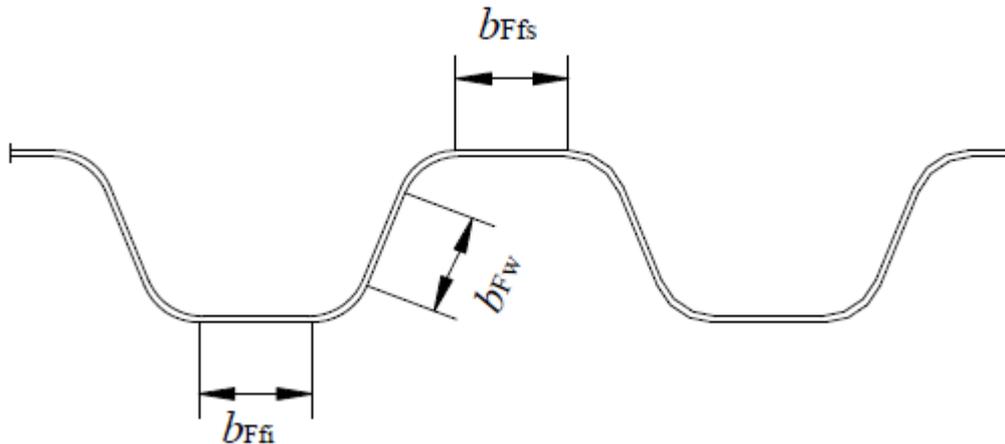
Onde:

α – é a relação entre a largura da parte comprimida com a largura plana do elemento;

t_F – é a espessura da fôrma de aço.

A figura 16 permite visualizar a nomenclatura de cada item exigido das equações acima.

Figura 16 - Largura plana dos elementos da fôrma



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

2.9.2.1.4 Cisalhamento longitudinal

A força cortante longitudinal resistente de cálculo das lajes de Steel Deck pode ser calculada por um método semi-empírico usando as constantes m e k , obtendo o valor de $V_{L.Rd}$ em newton, relativo a 1 000 mm (ABNT NBR 8800:2008). Usa-se a expressão a seguir:

$$V_{L.Rd} = \frac{b d_F \left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_S} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (51)$$

Onde:

d_F – é a distância da face superior ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma expressa em milímetros (mm);

b – é a largura unitária da laje, tomada igual a 1 000 mm;

L_S – é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm);

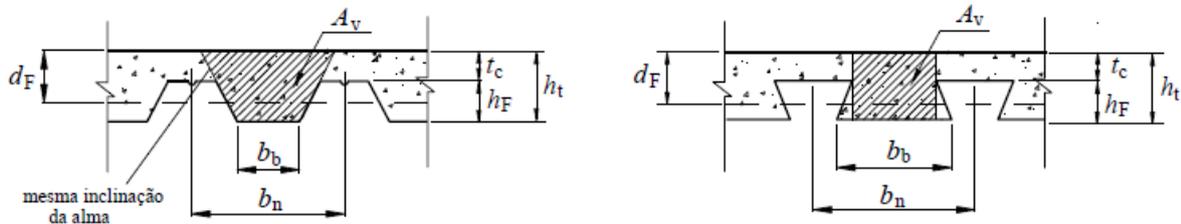
m e k – são constantes empíricas, obtidas por ensaios, suas unidades de medidas são em newton por milímetro quadrado (N/mm^2);

γ_{sl} – é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios;

$A_{F,ef}$ – é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm).

Para melhor entendimento a figura 17 mostra as dimensões de uma forma de Steel Deck e suas nomenclaturas, que foram citadas acima.

Figura 17 - Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto



Fonte: (ABNT NBR 8800: 2008).

O vão de cisalhamento L_S deve ser tomado como:

- $L_F/4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
- A distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
- A relação entre o momento máximo e a reação de apoio máxima, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas pode-se embasar em resultados de ensaios

2.9.2.1.5 Cisalhamento vertical

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 para calcular a força cortante vertical resistente de cálculo das lajes Steel Deck $V_{v.Rd}$, em newton, relativo a 1 000 mm de largura, deve-se usar a seguinte equação:

$$V_{v.Rd} = V_{v.F.Rd} + V_{v.c.Rd} \leq V_{max} \quad (52)$$

Onde:

$V_{v,F.Rd}$ – é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, determinada conforme a ABNT NBR 14762;

$V_{v.c.Rd}$ – é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto;

V_{max} – é um limite da força cortante.

Todos os valores citados acima na equação 52 são expressos em newton (N) e relativa a 1 000 mm de largura.

A força cortante vertical resistente pelo concreto e dada por:

$$V_{v.c.Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n} \quad (53)$$

Com

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02 \quad (54)$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0 & \text{caso haja armadura longitudinal de tração que se} \\ & \text{estendam a não menos que } d + l_{b,nec} \text{ além da seção considerada.} \\ 1,0 & \text{nos outros casos} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (55)$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (56)$$

Onde:

A_v – é a área resistente do concreto em (mm²);

A_s – é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , expressa em milímetros quadrados (mm²);

d – é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, (mm);

bn – é a largura entre duas nervuras consecutivas, (mm)

$l_{b,nec}$ – é o comprimento de ancoragem necessário, dado na ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal

$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2\ 400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a $2\ 400\ Kg/m^3$.

2.9.2.2 Estados-limites Serviço

2.9.2.2.1. Fissuração do Concreto

A fissuração do concreto devido à retração e em regiões de continuidade das lajes, onde há momento negativo, é citada pela ABNT NBR 8800:2008.

As equações 57 e 58 determinam as áreas de aço necessárias, sendo a primeira para vigas secundárias e a segunda para vigas primárias:

$$A_{s1} = 0,5\% \cdot \left(\frac{L_{sm}}{8} \cdot h_c \right) \quad (57)$$

$$A_{s2} = 0,6\% \cdot \left(\frac{L_{pm}}{8} \cdot h_c \right) \quad (58)$$

Onde:

A_{s1} = área de armadura acima de vigas secundárias, em cm^2 ;

L_{sm} = vão médio das vigas secundárias, onde $L_{sm} = (L_{s1} + L_{s2})/2$;

h_c = altura de concreto acima do *steel deck*;

A_{s2} = área de armadura acima de vigas primárias, em cm^2 ;

L_{pm} = vão médio das vigas primárias, onde $L_{pm} = (L_{p1} + L_{p2})/2$.

2.9.2.2.2 Deslocamento Vertical

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 em lajes mistas, o deslocamento vertical pode ser no máximo $L_F/350$, onde L_F refere-se ao vão teórico da laje paralelo as nervuras da chapa. Assim sendo, para verificar se a flecha prevista atende a norma, aproximou-se o cálculo da flecha em lajes mistas steel deck ao cálculo da flecha máxima em uma viga biapoiada, que, conforme

Beer e Johnston Jr. (1995), é determinada de acordo com a equação 59:

$$f = 5 \cdot \frac{p \cdot l^4}{384 \cdot EI} \quad (59)$$

Onde:

f = flecha máxima;

p = carga distribuída total;

l = comprimento da laje de apoio a apoio;

E = módulo de elasticidade do concreto;

I = momento de inércia da laje mista.

3 MATERIAIS E METODOS

3.1 Projeto arquitetônico

A melhor solução estrutural é aquela que melhor atende ao projeto arquitetônico solicitado de forma fácil de construir e seja econômica (REBELLO, 2001).

Para ser analisado neste trabalho foi escolhido um edifício comercial de 1 pavimento, com 282,24 m², composto por um restaurante. Serão apresentadas as representações gráficas de planta arquitetônica e planta de forma, conforme apêndice A.

A estrutura do edifício consiste em concreto armado, com fundação de concreto armado, a laje terá a função de nivelar a edificação, evitando aterros e muros de arrimo.

3.2 Características gerais do estudo comparativo

As considerações e metodologias de cálculo serão descritas para analisar o melhor sistema estrutural para o edifício comercial em estudo, será dimensionado um pavimento nas duas situações abordadas neste trabalho, primeiro com laje nervurada treliçada pré-moldada e depois com laje mista steel deck, para que seja possível comparar as influências de acordo com o dimensionamento e a capacidade de resistir aos esforços solicitantes.

3.2.1 Características gerais do edifício comercial

3.2.1.1 Ações a serem consideradas

A laje a ser estudada possui 280 m², com vãos padronizados de 3,50 metros, o edifício possui cozinhas, banheiros e refeitórios, porém será adotado a mesma sobrecarga para todas as áreas, para facilitar na execução, pois a área que exige uma sobrecarga inferior se trata de banheiros, resultando em uma pequena área.

Segundo a ABNT (NBR 6120:2019), a carga vertical mínima a ser considerada para um edifício caracterizado como restaurante é de 3 kN/m², portanto esse será o valor adotado para a laje em estudo, que se trata da primeira laje da edificação. Quanto ao revestimento será adotado para a regularização 21 kN/m³ com 2 cm, piso de granito com 1 cm e peso específico aparente de 28 kN/m³, já a parte inferior da laje ficara aparente (sem revestimento). Para o concreto o F_{ck} será de 25 MPa, com classe de agressividade ambiental I.

3.3 Parâmetros de Dimensionamento

O dimensionamento para as lajes nervuradas treliçadas pré-moldadas será feito conforme metodologia de cálculo apresentada no referencial bibliográfico deste trabalho, no item 4, tendo como base a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Para as lajes mistas steel deck, seguirá a metodologia de cálculo, descrito no item 7 deste trabalho, seguindo especificações da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

A partir do dimensionamento será definido os indicadores de consumo de material da laje nervurada treliçada pré-moldada e da laje steel deck, possibilitando determinar parâmetros reais para a definição de qual a melhor situação construtiva para o projeto do edifício comercial.

3.4 Indicadores de consumo de material

Serão avaliados os consumos referentes ao concreto e aço.

3.4.1 Consumo de concreto (m^3/m^2)

A expressão a seguir será utilizada para a determinação do consumo de concreto em relação a área total das lajes.

$$C_{conc.} = \frac{\text{volume de concreto } (m^3)}{\text{área total da laje } (m^2)} \quad (60)$$

3.4.2 Consumo de aço (kg/m^2)

Para a determinação do consumo de aço em relação a área total das lajes utiliza a expressão 61 a seguir.

$$C_{aço} = \frac{\text{Peso total das armaduras } (Kg)}{\text{área total da laje } (m^2)} \quad (61)$$

3.4.3 Taxa de armadura (kg/m³)

A expressão 62 será utilizada para a determinação da taxa de armadura.

$$TA = \frac{\text{Consumo de aço (Kg)}}{\text{Consumo de concreto (m}^3\text{)}} \quad (62)$$

3.4.4 Indicadores do peso das estruturas dos pisos

A expressão 63 será utilizada para a determinação do peso das estruturas dos pisos em (kN/m²).

$$P = \frac{\text{Volume de concreto (m}^3\text{)} \cdot \text{Peso específico (KN/m}^3\text{)}}{\text{Area total das lajes (m}^2\text{)}} \quad (63)$$

4 RESULTADO E DISCUSSÃO.

4.1 Estudo de caso

4.1 Dimensionamento laje nervurada pré-moldada treliçada.

Como procedimento de cálculo adotado para dimensionamento da laje nervurada pré-fabricada treliçada foi adotado, um sistema de lajes, com altura total de 16 cm, incluindo a altura da capa de concreto, de 4,0 cm, utilizada para se executar uma laje com vão teórico igual a 3,50 m simplesmente apoiada nas extremidades em vigas de concreto armado de 15 cm de largura. A utilização do pavimento foi para fins comercial (restaurante) e recebeu um piso natural (granito). O teto foi previsto para ficar sem revestimento e para a divisória dos banheiros foram usadas paredes em Drywall, onde a ABNT (NBR 6120:2019), especifica um peso de 0,5 KN/m². Para tanto será calculado a armadura utilizada em cada elemento da seção transversal, supondo que a laje foi armada em apenas uma direção e posteriormente será avaliado o estado limite de serviço considerando diferentes aspectos construtivos. A planta baixa do edifício se encontra no apêndice A.

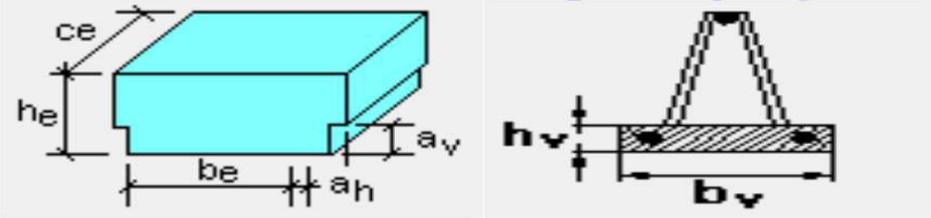
Demais dados:

- Concreto $f_{ck} = 25$ MPa
- Aço CA60;
- Vão livre laje = 3,50m;
- Cidade de execução da laje: Varginha-MG
- Classe de agressividade ambiental II – com considerações normativas CAA - I;
- Cobrimento para armadura inferior do trilho igual a 1,5 cm, controle rígido;
- Intereixo mínimo proposto pela ABNT NBR 14859-1: 2002 = 42cm, utilizado 43cm.

4.1.1 Ações atuantes

4.1.1.1 Peso próprio

Tabela 13 - Peso específico aparente da laje pré-moldada

PESO ESPECIFICO APARENTE – LAJE TRELIÇADA EPS					
					
DIMENSÕES (m)	b_e	h_e	a_v	a_h	c_e
ENCHIMENTO	0,30	0,11	0,03	0,02	1,00
DIMENSÕES (m)	b_v	h_v	Capa de concreto sobre a laje		
VIGOTAS	0,13	0,03	0,04		
VOLUME POR METRO (m^3/m^2)	ENCHIMENTO		CONCRETO ARMADO		
	0,0165		0,07		
γ (KN/m^3)	1,4		25		
γ LAJE (KN/m^2)	1,75				

Fonte: o Autor (2019)

$$g_1 = 1,64 \text{ KN}/m^2$$

4.1.1.2 Revestimento

Camada de regularização superior da laje

2,0 cm espessura

Argamassa de cimento e areia (21 KN/m^3 - ABNT NBR 6120:2019)

$$g = (0,02 \times 21) = 0,420 \text{ KN}/m^2$$

Revestimento superior da laje:

Piso natural com 1,0cm de espessura (28 kN/m³ - ABNT NBR 6120:2019)

$$g = (0,01 \times 28) = 0,28 \text{ kN/m}^2$$

4.1.1.3 Sobrecarga

$$q = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (ABNT NBR 6120:2019)}$$

4.1.1.4 Ação total por m² e ação atuante por nervura

Ação total por m²: 5,34 kN/m²

Ação atuante em uma nervura: 5,34 x 0,43 (via de regra a largura colaborante é o intereixo ou quando necessário o cálculo usar largura colaborante conforme ABNT NBR 6118:2014 item 14.6.2.2) = 2,31 kN/m/nervura

4.1.2 Verificação da seção

Como a seção da laje é uma seção “T” temos inicialmente de supor que a mesma tenha sua linha neutra passando pela mesa. Vale salientar que via de regra as lajes nervuradas treliçadas apresentam esta característica podendo ser calculada como seção retangular.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2,31 \cdot 3,5^2}{8} = 3,63 \text{ KN.m/nervura}$$

4.1.2.1 Altura útil da seção

De acordo com considerações normativas da ABNT NBR 6118:2014, elementos que possuem controle rigoroso de produção, como é o caso dos trilhos utilizados na laje, podem ter cobrimento reduzido em até 5mm. Portanto o valor d’ considerando a laje executada em região

Urbana classe CAA-II, porém para uso residencial que conforme consideração 1 da tabela 8 descrita anteriormente, pode ser enquadrada como CAA-I com espessura mínima de cobrimento 20mm.

Desta maneira para a laje deste exemplo adotou-se $d' = 2\text{cm}$, que é igual a 15mm de cobrimento devido à condição de execução do trilho + metade da bitola inferior de tração = $1,5 + 0,6/2 = 1,8\text{cm} \approx 2,0\text{cm}$.

$$K_{MD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot F_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 363}{43 \cdot 14^2 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,034$$

Pela tabela 01 – anexo A (tomando $K_{MD} = 0,1568 \Rightarrow K_X = 0,051 < 0,45$ para concretos até C50. > ok!

$$x = (K_X) \cdot d = 0,051 \cdot 14,0 = 0,714 \text{ cm} < h_f = 4,0\text{cm}$$

A hipótese de que a linha neutra passa pela mesa é válida, assim como a utilização do anexo A para cálculo como seção retangular também. Apesar de ser comum às lajes nervuradas pré-moldadas treliçadas a linha neutra passar pela mesa, é essencial a verificação desta condição.

4.1.3 Cálculo da armadura de acordo com o ELU

Pela tabela 01 – no anexo A, tomando $K_{MD} = 0,034 \Rightarrow K_X=0,051; K_Z=0,9820;$
 $\varepsilon_c=0,4704\text{‰}; \varepsilon_s=10,00\text{‰}$.

Como $\varepsilon_c=0,4704\text{‰}$ e $\varepsilon_s=10,00\text{‰}$, a peça está trabalhando no domínio 2 (deformação no aço de 10 ‰, e no concreto, menor que 3,5 ‰, e $f_s = f_{yk} = 60 \text{ KN/cm}^2$ (aço CA60).

$$A_s = \frac{M_d}{(K_Z) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 363}{(0,98) \cdot 14 \cdot \frac{60}{1,15}} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Tabela 14 - Verificação de armadura adicional para laje pré-moldada

$A_{seção} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Treliça	A_s Treliça (cm^2)
280	0,71	TB 12M	0,674

A_s Complementar (cm^2)	Bitola da barra adicional (mm)	Quantidade de barras adicionais	A_s total das barras adicionais	Verificação
0,04	5,0	1	0,2	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

A_s adotadas devido a bitolas disponíveis = 0,91 cm^2

Para a seção considerada $A_{s, min}$ é de 0,15%. A_c .

Portanto:

$$A_{s, min} = \frac{0,15}{100} \cdot A_c$$

$$A_{s, min} = \frac{0,15}{100} \cdot 280 = 0,42 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

$$A_{s, máx} = \frac{4}{100} \cdot A_c$$

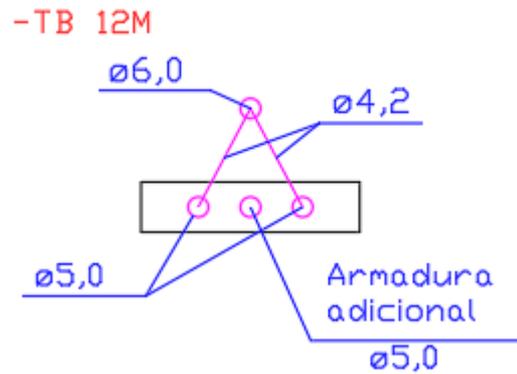
$$A_{s, máx} = \frac{4}{100} \cdot 280 = 11,2 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Verificação

$$A_{s, min} \leq A_{s, adotado} \leq A_{s, máx}$$

$$0,42 \leq 0,91 \leq 11,2 - \text{Verificação ok!}$$

Figura 18 – Detalhe vigota



Fonte: o Autor (2019)

9.1.4 Verificação

$$g = 1,09 \text{ kN/m/nervura}$$

$$q = 1,29 \text{ kN/m/nervura}$$

$$L = 3,50 \text{ m (considerando apoio de eixo a eixo)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$d' = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,91 \text{ cm}^2$$

CAA - II

Combinação quase permanente – (CQP):

$$p = p_{CQP} = g + \Psi_2 \cdot q = 1,09 + 0,4 \cdot 1,29 = 0,01606 \text{ kN/cm/nervura}$$

$$M_{CQP} = \frac{p \cdot L^2}{8} = \frac{0,0161 \cdot 350^2}{8} = 245,91 \text{ kN.cm}$$

Ψ_2 para combinações frequentes e obra comercial = 0,4

Combinação frequente – (CF):

$$p = p_{CF} = g + \Psi_1 \cdot q = 1,09 + 0,6 \cdot 1,29 = 0,01864 \text{ kN/cm/nervura}$$

$$M_{CF} = \frac{p \cdot L^2}{8} = \frac{0,01864 \cdot 350^2}{8} = 285,425 \text{ kN.cm}$$

Ψ_1 para combinações frequentes e obra comercial = 0,6

Concreto com f_{ck} de 25MPa e o material agregado para o concreto granito ou gnaisse, onde:

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

Então:

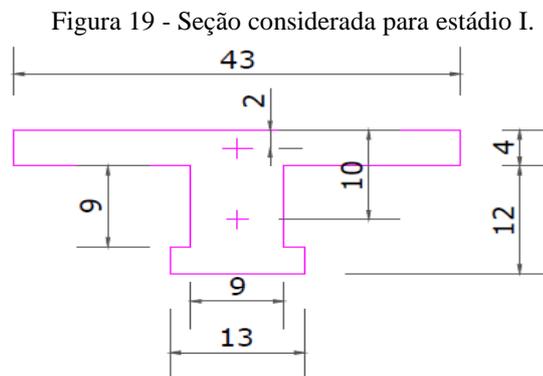
$$E_{ci} = 5600 \sqrt{25} = 28.000 \text{ MPa}$$

Para concreto C25

$$\alpha_i = \left(0,80 + 0,2 \cdot \frac{20}{80}\right) \leq 1,0 \quad \Rightarrow \quad \alpha_i = 0,8625 \leq 1,0 \quad \Rightarrow \quad \text{ok!}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 28.000 = 23.800 \text{ MPa} = 2380 \text{ kN/cm}^2$$

Momento de inércia da nervura (considerada como viga T), em relação a um eixo horizontal no centro de gravidade da seção (Estádio I, seção bruta);



Fonte: o Autor (2019)

Medindo a partir da borda superior temos

$$y_{cg} = \frac{(43 \cdot 4 \cdot 2) + (9 \cdot 12 \cdot 10)}{(43 \cdot 4) + (9 \cdot 12)} = 5,09 \text{ cm}$$

$$I_I = \frac{43 \cdot 4^3}{12} + 43 \cdot 4 (5,09 - 2)^2 + \frac{9 \cdot 12^3}{12} + 9 \cdot 12 \cdot (10 - 5,09)^2 = 5771,28 \text{ cm}^4$$

Determinação do momento de fissuração

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;

Para determinar M_r :

$$y_t = 16 - 5,09 = 10,91 \text{ cm (Tração na borda inferior)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,565 \text{ MPa} = 0,2565 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ck,inf} = 0,7 \cdot f_{ck,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 25^{2/3} = 1,795 \text{ MPa} = 0,1795 \text{ KN/cm}^2$$

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

Deformação excessiva – (ELS-DEF)

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,2565 \cdot 5771,28}{10,91} = 162,82 \text{ KN.cm/nervura}$$

Formação de fissuras – (ELS-F)

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,1795 \cdot 5771,28}{10,91} = 113,94 \text{ KN.cm/nervura}$$

Como $M_{CQP} = 245,91 \text{ KN.cm} > M_r = 162,82 \text{ KN.cm} \rightarrow$ há fissuras, assim é necessário calcular a posição da LN no estágio II.

$$X_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

$$a_1 = \frac{b_F}{2} = \frac{43}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

Coefficiente de homogeneização:

$$\alpha_e = \frac{E_S}{E_C} = \frac{210000}{24150} = 8,696 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s = 8,696 \cdot 0,71 = 6,18 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s = -14 \cdot 8,696 \cdot 0,71 = -86,58 \text{ cm}^2$$

$$X_{II} = \frac{-6,18 \pm \sqrt{(6,18)^2 - 4 \cdot 21,5 \cdot (-86,58)}}{2 \cdot 21,5} = 1,87 \text{ cm}$$

Como $X_{II} = 1,87 \text{ cm} < h_F = 4,0 \text{ cm}$, a linha neutra passa pela mesa, assim o momento de inércia no estágio II puro vale :

$$I_{II0} = \frac{b_F \cdot (X_{II})^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2 = \frac{43 \cdot (1,87^3)}{3} + 8,696 \cdot 0,71 \cdot (14 - 1,87)^2 = 1003,7 \text{ cm}^4$$

$$A_h = 280 + 0,71 \cdot (8,696 - 1) = 285,47$$

$$y_h = 5,26 \text{ cm}$$

$$I_h = \frac{43 \cdot 4^3}{12} + 43 \cdot 4 \cdot (5,26 - 2)^2 + \frac{9 \cdot 12^3}{12} + 12 \cdot 9 \cdot (10 - 5,26)^2 \\ + 0,71 \cdot (8,696 - 1) \cdot (5,26 - 14)^2 = 6.197,80 \text{ cm}^4$$

Inércia média pelo método de Branson:

$$I_m = \left\{ 6197,80 \cdot \left(\frac{162,82}{245,91} \right)^3 + 1003,37 \cdot \left[1 - \left(\frac{162,82}{245,91} \right)^3 \right] \right\} = 2511,12 \text{ cm}^4$$

Flecha imediata

$$a_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_m} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0161 \cdot 350^4}{2415 \cdot 2511,12} = 0,52 \text{ cm}$$

$$a_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{350}{250} = 1,4 \text{ cm}$$

Como $a_{lim} = 1,4 > a_i = 0,52 \rightarrow$ verificação Ok!

Verificação do ELS-F:

Conforme a tabela 12 deste trabalho deve-se utilizar a combinação frequente.

Então como $M_{CF} = 285,425 \text{ KN.cm} > M_r = 113,94 \text{ KN.cm} \rightarrow$ há fissuras

$$\sigma_{si} = \frac{285,42}{2415 \cdot 2511,12} \cdot (14 - 1,87) \cdot 21000 = 11,98 \text{ KN/cm}^2$$

Área de envolvimento:

$$(3,75 + 3,75) \cdot (2,0 + 3,75) = 43,125 \text{ cm}^2$$

CAA II – $W_K \leq 0,3\text{mm}$

$$\rho_{ri} = A_s / \text{Área de envolvimento}$$

$$\rho_{ri} = \frac{0,91}{43,125} = 0,02110 = 2,11\%$$

Valor de W é:

$$w = \text{menor entre} \begin{cases} \frac{5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{11,98}{21000} \cdot \frac{3 \cdot 11,98}{0,2565} = 0,014 \text{ mm} \\ \frac{5}{(12,5 \cdot 2,25)} \cdot \frac{11,98}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,02110} + 45 \right) = 0,1 \text{ mm} \end{cases}$$

Como $0,014 < 0,3$; a verificação em relação ao ELS-W foi atendida. → OK!

Flecha imediata

$$a_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_m} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0161 \cdot 350^4}{2415 \cdot 2511,12} = 0,52 \text{ cm}$$

9.1.5 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento

$$f_{ck,inf} = 0,7 \cdot f_{ck,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 25^{\frac{2}{3}} = 1,795\text{MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{1,795}{1,4} = 0,32\text{MPa}$$

$$k = (1,6 - 0,14) = 1,46 \geq 1 - \text{ok!}$$

$$\rho_1 = \frac{0,71}{9 \cdot 14} = 0,0056 \leq 0,02 - \text{ok!}$$

$$V_{Rd1} = [0,032 \cdot 1,46 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0056)] \cdot 9,14 = 8,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{1,4 \cdot 2,380 \cdot 350}{2} = 5,83 \text{ KN}$$

Como $V_{sd} < V_{Rd1}$, pode-se dispensar o uso de armadura de cisalhamento.

$$b_{w,min} = \frac{5,83}{[0,032 \cdot 1,46 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0056)] \cdot 14} = 6,26 \text{ cm}$$

Portanto $b_{w,min} \leq b_{w,adotado}$, podemos considerar como verificação Ok!

4.1.6 Verificação da Flecha

A seguir será verificada a flecha para combinação quase permanente, limitação da flecha acidental aos limites de vibração e flecha diferida no tempo, considerando inicialmente o carregamento aplicado simultaneamente de uma única vez junto à data de retirada das escoras prevista para os 28 dias após a concretagem.

Tabela 15 - Verificação de flechas máximas.

	Carga (kN/m)	MF (kN.cm)	Ieq (cm⁴)	a (cm)	aLimite (cm)	Verificação
Carga Permanente	1,08	166,0	5901,49	0,15	1,4	OK!
Quase Permanente	1,60	245	2511,12	0,51	1,4	OK!
Rara	2,37	363,5	1469,98	1,31	1,4	OK!
Acidental				1,16	1,0	Não OK!

Fonte: Material curso de graduação Unis-MG, Faria (2018).

Como a flecha acidental > flecha limite, deve se aplicar uma contra flecha, que segundo a NBR 6118:2014 os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas, porém a contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\frac{L}{350}$.

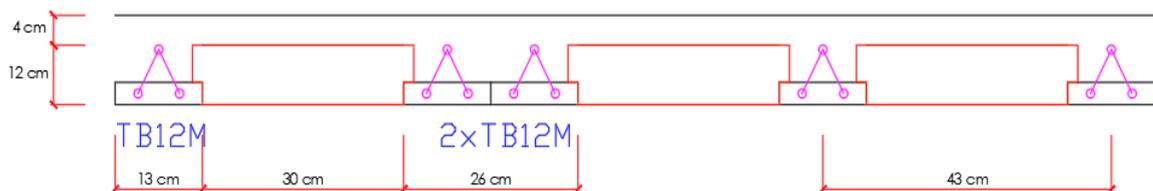
$$\frac{L}{350} = \frac{350}{350} = 1,0 \text{ cm}$$

Então, contraflecha adotada é igual à 0,5 cm.

4.1.7 Dimensionamento laje com parede apoiada.

Para a laje L05, onde se encontra parede sobre as lajes, será utilizado o método de nervura dupla, onde se coloca duas vigotas em paralelo em baixo das paredes conforme mostra a figura 20 para que juntas possam resistir o esforço da laje mais o peso da parede.

Figura 20 - Detalhe vigota dupla



Fonte: o Autor (2019)

Conforme ABNT (NBR 6120:2019 a parede de Drywall tem um peso de 0,5 kN/m²

Peso da parede:

$$g_{parede} = \frac{3,0 \cdot 3,5 \cdot 0,5}{3,5} = 1,5 \text{ kN/m}$$

O método para cálculo é o mesmo, porém a largura da base da seção T, b_w é equivalente a soma das larguras das duas vigotas treliçadas. Então para calcular o peso sobre a nervura, usa a seguinte equação:

$$p_{nerv.} = b_F \cdot p + g_{parede}$$

$$p_{nerv.} = 0,56 \cdot 5,34 + 1,5 = 4,49 \text{ kN/m/nervura}$$

O dimensionamento e verificação das nervuras da laje L05 podem ser vistas no apêndice D, conforme tabela 01 e 02.

$$\sigma_{si} = \frac{608,52}{2415 \cdot 5288,13} \cdot (14 - 2,23) \cdot 21000 = 11,77 \text{ KN/cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{1,35}{43,125} = 0,03125 = 3,12\%$$

Valor de W é:

$$w = \text{menor entre} \begin{cases} \frac{5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{11,77}{21000} \cdot \frac{3 \times 11,77}{0,2565} = 0,07 \text{ mm} \\ \frac{5}{(12,5 \times 2,25)} \times \frac{11,77}{21000} \times \left(\frac{4}{0,02110} + 45 \right) = 0,023 \text{ mm} \end{cases}$$

Como $0,023 < 0,3$; a verificação em relação ao ELS-W foi atendida. → OK!

Flecha imediata

$$a_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_m} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0348 \cdot 350^4}{2415 \cdot 5288,13} = 0,532 \text{ cm}$$

$$a_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{350}{250} = 1,4 \text{ cm}$$

Como $a_{lim} = 1,4 > a_i = 0,532$ → verificação Ok!

4.1.8 Detalhamento Final

A armadura de distribuição é dada por:

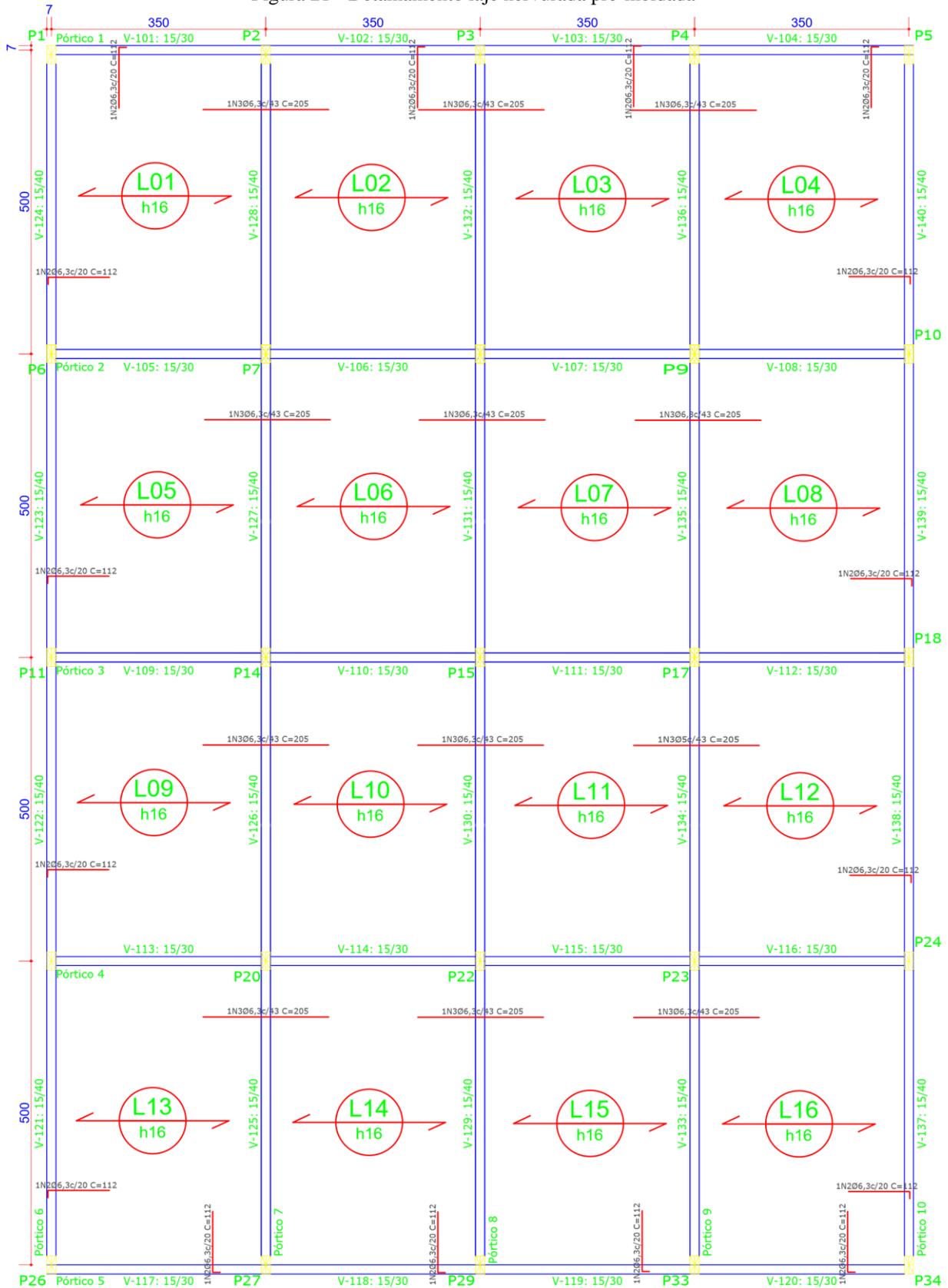
$$A_{s \text{ distr}} \geq \begin{cases} \frac{0,91}{5} = 0,18 \\ 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \rightarrow \text{Ø}6,3 \text{ mm a cada } 33\text{cm}$$

Armadura de borda:

$$A_{\text{borda}} = 0,67 \cdot 0,15 \cdot 16 = 1,608 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\text{Ø}6,3 \text{ mm}} = \frac{1,608}{0,315} = 5,1 \cong 5 \rightarrow \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Ø} 6,3 \text{ mm a cada } 20 \text{ cm}$$

Figura 21 - Detalhamento laje nervurada pré-moldada



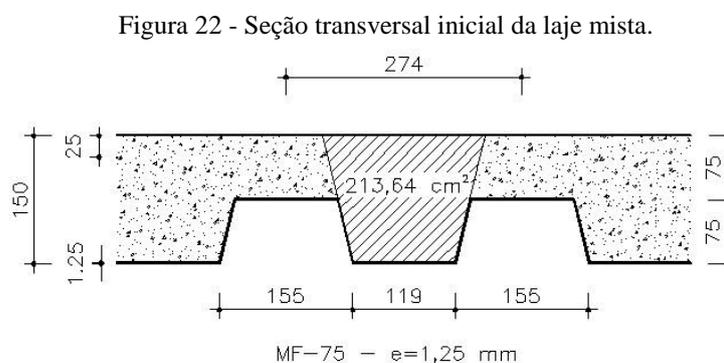
Fonte: o Autor (2019)

4.2 Dimensionamento da laje mista “Steel Deck”

Assim como na laje pré-moldada, o primeiro passo para o dimensionamento da laje mista “Steel Deck” foi a elaboração da planta de fôrma com base no projeto arquitetônico, definindo os limites de cada laje e seus respectivos apoios, conforme apresentado na figura 22.

Um ponto a ser observado é a espessura mínima da laje mista “Steel Deck”. O fabricante recomenda que a altura total da laje seja maior igual a 140 mm. (METFORM,[20--]) e a NBR 8800 (2008) determina uma espessura mínima de 50 mm de concreto sobre a fôrma.

O pré-dimensionamento da laje mista “Steel Deck” começa com a escolha da fôrma de aço. Para a laje em estudo foi adotado a forma MF-75, conforme mostra a figura 22 abaixo.



Fonte: o Autor (2019)

Porém, verificando a figura 02 do anexo B, para a fôrma MF-75 com espessura de 1,25 mm e altura total de 150 mm, o vão livre máximo que a fôrma de aço suporta sem escoramento é 3,4 m, valor idêntico aos vãos livres das lajes do pavimento em análise, o que pode ser confirmado na planta de forma do projeto. Adotando essa espessura, será dispensado o escoramento para toda a laje estudada.

A escolha da altura e espessura da forma de aço, está relacionada diretamente ao vão máximo sem escoramento e a carga máxima suportada, visando atender todas os limites indicados pelo fornecedor. Buscando as condições ideais para a execução, a padronização das formas e alturas das lajes é a melhor decisão a ser tomada caso seja possível. As verificações citadas acima podem ser averiguadas nas tabelas 16 e 17 a seguir.

Tabela 16 - Verificação da necessidade de escoramento.

Descrição	Esp. fôrma	h fôrma (mm)	Esp. (mm)	Vão na direção da nervura (m)	Vão Máximo sem escoramento(m)	Verificação
L1	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L2	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L3	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L4	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L5	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L6	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L7	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L8	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L9	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L10	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L11	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L12	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L13	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L14	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L15	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!
L16	MF - 75	75,00	1,25	3,50	3,50	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

Tabela 17 - Verificação da carga máxima.

Localização	Peso Próprio (kN/m²)	Revestimento (kN/m²)	Outras (kN/m²)	Sobrecarga (kN/m²)	Total (kN/m²)	Carga máxima (kN/m²)	Verificação
L1	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L2	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L3	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L4	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L5	2,55	0,7	0,5	3,00	6,75	8,31	Ok!
L6	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!

L7	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L8	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L9	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L10	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L11	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L12	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L13	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L14	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L15	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!
L16	2,55	0,7	-	3,00	6,25	8,31	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

Concluída essas duas primeiras verificações, foi dado início às verificações de resistência das lajes mistas “Steel Deck”. O primeiro esforço a ser verificado foi o momento fletor positivo, sendo que para isso foi necessário definir a posição da linha neutra.

O aço utilizado na fôrma, segundo o fabricante Metform ([20--]), é o aço galvanizado ASTM A653 Grau 40 (ZAR-280) que possui tensão de escoamento $f_y = 280 \text{ MPa}$. A área da seção efetiva da fôrma também é fornecida pelo fabricante, na figura 03 do anexo B.

$$N_{pa} = 17,71 \cdot \frac{28}{1,15} = 431,2 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = \left(\frac{0,85 \cdot 2,5}{1,4} \right) \cdot 100 \cdot 7,5 = 1138,39 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = 1138,39 \text{ kN} \geq N_{pa} = 431,2 \text{ kN} \rightarrow \text{LNP está na mesa}$$

Como a laje possui as dimensões e formas padronizadas, essa verificação é válida para todo para toda a laje.

Após definir a posição em que se encontra a linha neutra, foi feita a verificação dos momentos, para linha neutra acima da face superior da fôrma de aço, para isso foi utilizado a equação 42.

O momento solicitante de cálculo (M_{sd}) foi determinado através do software Ftool, considerando a continuidade das lajes. Os resultados obtidos podem ser averiguados no apêndice C.

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cb}b} = \frac{431,2}{0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 100} = 2,84 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 431,2 \cdot [(14 - 3,772) - 0,5 \cdot 2,84] = 3798,01 \text{ kN.cm}$$

Tabela 18 - Verificação do momento fletor positivo para linha neutra na mesa.

Descrição	Momento Atuante (kN.m)	M_{sd} (kN.cm)	a (cm)	Centro de gravidade (mm)	M_{rd} (kN.cm)	Verificação
L1	5,40	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L2	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L3	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L4	5,4	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L5	5,8	812	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L6	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L7	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L8	5,4	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L9	5,4	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L10	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L11	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L12	5,4	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L13	5,4	756	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L14	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L15	3,2	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!
L16	5,4	448	2,84	37,72	3798,01	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

Como a laje mista foi considerada com continuidade, também ocorrerá momento fletor negativo sobre os apoios intermediários das lajes. Segundo Fabrizzi (2007), essas regiões devem ser consideradas como uma laje de concreto armado, desprezando-se a fôrma de aço. Dessa forma, foi feito o cálculo da área de aço necessária através da equação 3.15 do item 3.3.3.1, que corresponde ao cálculo da área de aço da laje maciça.

Os momentos negativos solicitantes (M_{sd}) de cálculo foram determinados através do software Ftool e podem ser consultados no apêndice B.

A tabela 19 apresenta o cálculo das áreas de aço necessárias para resistir aos momentos fletores negativos de todas as lajes.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 960}{100 \cdot (14 - 4)^2 \cdot 2,5/1,4} = 0,0752 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,1156 - ok! \\ k_z = 0,9537 \end{cases}$$

$$A'_s = \frac{M_d}{(k_z) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 960}{0,9537 \cdot 10 \cdot 50/1,15} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 19 - Cálculo da área de aço para momento fletor negativo

Descrição	Momento Atuante (kN.m)	M_{sd} (kN.cm)	k_{Md}	K_x	k_z	Verificação K_x -limite	$A_{s\text{-calc}}$ (cm ² /m)
L1	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L2	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L3	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L4	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L5	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L6	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L7	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L8	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L9	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L10	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L11	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L12	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L13	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24
L14	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L15	6,4	896,00	0,0501	0,0758	0,9697	Ok!	2,12
L16	9,6	1344,00	0,0752	0,1156	0,9537	Ok!	3,24

Fonte: o Autor (2019)

$$A'_{s\min} = 0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 15 = 30 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\emptyset 6,3 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,312}{2,25} \cdot 100 = C/14 \text{ cm}$$

$$\emptyset 8,0 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,5}{2,25} \cdot 100 = C/22 \text{ cm}$$

$$\emptyset 10,0 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,8}{2,25} \cdot 100 = C/35 \text{ cm}$$

Para lajes com armadura mínima será adotado como armadura ferro de 8,0 mm a cada 20 centímetros.

Tabela 20 - Determinação das armaduras para momento fletor negativo

Localização	A_s-mín (cm²/m)	A_s-calc (cm²/m)	A_s-efet (cm²/m)	S_{máx} (cm)	Armadura adotada
L1	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L2	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L3	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L4	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L5	2,25	3,5	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L6	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L7	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L8	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L9	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L10	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L11	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L12	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L13	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L14	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 15
L15	2,25	2,12	2,50	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L16	2,25	3,24	3,24	20	Ø 8,0 mm c/ 15

Fonte: o Autor (2019)

Com as armaduras determinadas, foi possível calcular a área de aço adotada, valor necessário para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo ($M_{Rd,pl}$).

$$x = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_c} = \frac{3,24 \cdot 50/1,15}{0,85 \cdot 2,5 \cdot 11,9} = 5,57 \text{ cm}$$

$$z = ds - \frac{x}{2} = (15 - 2,5) - \left(\frac{5,57}{2}\right) = 9,715 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,pl} = A_s \cdot f_{sd} \cdot z = 3,24 \cdot (50/1,15) \cdot 9,715 = 1.368,54 \text{ kN.cm}$$

Como $M_{sd} = 1344,00 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd,pl} = 1.368,54 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{ok!}$

Tabela 21 - Verificação do momento fletor negativo

Descrição.	Momento Atuante (kN.m)	M_{sd} (kN.cm)	$A_{s-adopt}$ (cm ² /m)	f_{sd} (kN/cm ²)	X (cm)	Z (cm)	$M_{Rd,pl}$ (kN.cm)	Verificação.
L1	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.368,54	Ok!
L2	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L3	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L4	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.368,54	Ok!
L5	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.368,54	Ok!
L6	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L7	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L8	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.125,04	Ok!
L9	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.125,04	Ok!
L10	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L11	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L12	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.125,04	Ok!
L13	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.125,04	Ok!
L14	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L15	6,4	896,00	2,50	43,48	4,29	10,35	1.125,04	Ok!
L16	9,6	1344,00	3,24	43,48	5,57	9,715	1.125,04	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

Outra verificação prevista para as lajes mistas é a do do cisalhamento longitudinal. Para essa verificação, conforme exposto no item 7.2.1.4, será utilizado método semi empírico m-k.

Os valores dos coeficientes m e k foram retirados do ensaio desenvolvido por Sieg (2015, p.88). Este ensaio está sintetizado no anexo C deste trabalho.

Os valores da força cortante solicitante de cálculo ($V_{l,sd}$) foram determinados através do Software Ftool e podem ser conferidos no apêndice C deste trabalho. A seguir os cálculos apresenta os resultados dessa verificação.

$$m = 161 \frac{N}{mm^2} = 16100 \frac{N}{cm^2}$$

$$k = -0,066 \frac{N}{mm^2} = -6,6 \frac{N}{cm^2}$$

$$L_s = \frac{L_f}{4} = \frac{3,50}{4} = 0,875 \text{ m} = 87,5 \text{ cm}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_F \left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{100 \cdot (15 - 3,772) \left[\left(\frac{16100 \cdot 17,71}{100 \cdot 87,5} \right) - 6,6 \right]}{1,25} = 23342,03 \text{ N} = 23,34 \text{ kN/m}$$

Conforme mostra o apêndice C, o maior esforço cortante máximo da laje em estudo, se encontra na laje L05, sendo igual a 14,8 kN. Segue a baixo verificação.

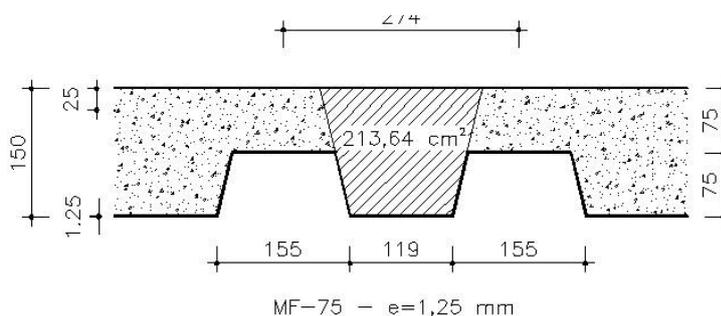
$$V_{l,sd} = 1,4 \cdot 14,8 = 20,72 \text{ kN/m}$$

$$\text{Como } V_{l,Rd} = 20,72 \text{ kN/m} \leq V_{l,Rd} = 23,34 \text{ kN/m} \rightarrow \text{ok!}$$

Também foi feita a verificação da necessidade de armadura transversal. Para isso foram utilizadas as equações 52 e 53 do item 7.2.1.5.

A área resistente de concreto (A_v) está indicada na figura 23 e a verificação para todas as lajes está apresentada na tabela 16.

Figura 23 - Área resistente de concreto



Fonte: o Autor (2019)

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1000 \cdot 0,285 \cdot (f_{ck})^{1/2} \cdot A_v}{b_n} = \frac{1000 \cdot 0,285 \cdot (2,5/1,4)^{1/2} \cdot 213,64}{27,4} = 296,95 \text{ kN}$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 \cdot \frac{\rho_c}{2400} = 0,3 + 0,7 \cdot \frac{2400}{2400} = 1$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,25 \cdot 1 \cdot 0,21 \cdot 25^{2/3}}{1,4} = 0,321 \text{ MPa} = 0,0321 \text{ kN/cm}^2$$

$$K_v = \left(1,6 - \frac{d}{100}\right) = \left(1,6 - \frac{(15 - 3,772)}{100}\right) = 1,49$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} = \frac{(17,71 \cdot 13,7)}{227,18} = 0,01 \leq 0,02$$

$$V_{V,Rd} = \frac{1000 \cdot \tau_{Rd} \cdot K_v \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot A_v}{b_n} = \frac{1000 \cdot 0,0321 \cdot 1,4 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,01) \cdot 213,64}{27,4} = 61,52 \text{ kN/m}$$

Como $V_{v,Sd} = 20,72 \text{ kN/m} \leq V_{V,Rd} = 61,52 \text{ kN/m}$, não é necessário armadura transversal.

A última verificação para a laje mista é a do deslocamento vertical. O momento de inércia efetivo da fôrma (I_{ef}) pode ser encontrado nas figuras 01 e 02 do anexo B deste trabalho.

A tabela 22 apresenta a verificação do deslocamento vertical para todas as lajes.

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{ef}} \leq \frac{L_F}{350}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4} \cdot 350^4}{384 \cdot 2816,1 \cdot 166,67} \leq \frac{350}{350}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0,281 \leq 1 \rightarrow Ok!$$

Tabela 22 - Verificação do deslocamento vertical

Descrição	I _{ef} (mm ²)	δ (cm)	δ _{máx} (cm)	Verificação
L1	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L2	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L3	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L4	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L5	1666741,00	1,00	0,281	Ok!
L8	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L9	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L10	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L11	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L12	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L13	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L14	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L15	1666741,00	1,00	0,260	Ok!
L16	1666741,00	1,00	0,260	Ok!

Fonte: o Autor (2019)

5 INDICADORES DE CONSUMO DE MATERIAL

Finalizando todas as verificações necessárias, solicitadas pela ABNT, e feito todos os detalhamentos das armaduras, foi possível chegar a um quantitativo de material, sendo capaz de determinar os indicadores de consumo de material para o comparativo das lajes em estudo.

O tópico 9.0 apresenta os indicadores que serão adotados como parâmetros de análise, como: volume de concreto, peso de aço, consumo de concreto por metro quadrado, peso das estruturas por piso e taxa de armadura.

5.1 Indicadores das lajes nervuradas pré-moldadas

Para a determinação do volume de concreto da laje nervura pré-moldada, foi necessário calcular área de concreto em sua seção transversal, assim chegando a um valor de metros cúbico por metro quadrado conforme tabela 13.

Já o peso de aço é a soma das armaduras adicionais nas vigotas, das treliças, armaduras negativas e de distribuição. No apêndice E, é possível encontrar as planilhas elaboradas para a determinação do peso total de aço do pavimento.

Tabela 23 - Indicadores de consumo de material da laje pré-moldada.

Pré-moldada	
Concreto (m ³)	19,6
Aço-Total (Kg)	1.152
Consumo Concreto (m ³ /m ²)	0,07
Consumo aço (Kg/m ²)	4,11
Taxa de armadura (kg/m ³)	58,77
Peso laje (Kg/Pav.)	49.358,18

Fonte: o Autor (2019)

5.2 Indicadores das lajes mistas “Steel Deck”

Para a determinação dos quantitativos de materiais das lajes mistas “Steel Deck” foi realizado os seguintes processos.

O volume de concreto foi aferido pelas tabelas fornecidas pelo fabricante da fôrma de aço, em m^3/m^2 na figura 04 do anexo B.

No peso de aço foi considerado o peso da fôrma “Steel Deck”, o das armaduras negativas e pôr fim a malha pop soldada (malha de distribuição). Para o cálculo do peso da fôrma de aço, também foi utilizado o dado fornecido pelo fabricante conforme figura 04 anexo B.

As planilhas 04, 05 e 06 foram elaboradas para a determinação do peso total de aço da laje mista “Steel Deck”. Elas se encontram no apêndice E.

Assim como para as lajes pré- moldadas, o consumo de concreto, consumo de aço e taxa de armadura foram determinados conforme as equações 60, 61 e 62 deste trabalho.

Tabela 24 - Indicadores de consumo de material da laje Steel Deck

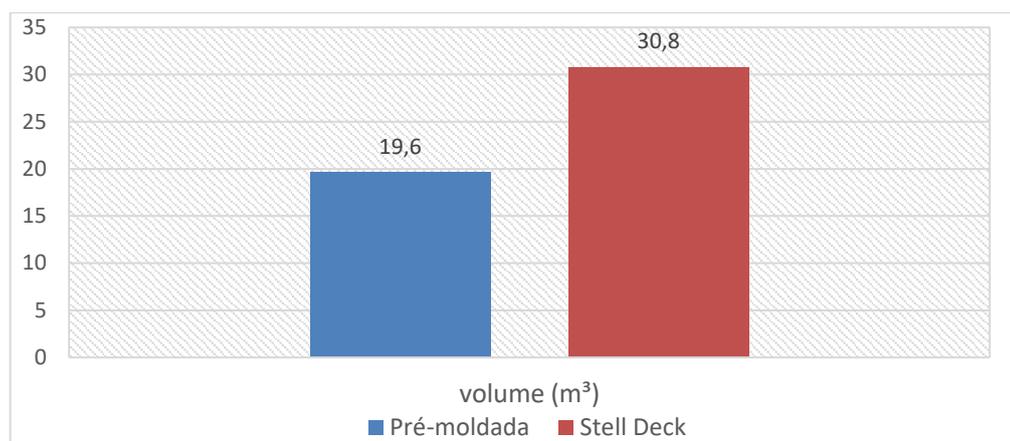
Steel Deck	
Concreto (m^3)	30,80
Aço-Total (Kg)	4618,10
Consumo Concreto (m^3/m^2)	0,11
Consumo aço (Kg/m^2)	16,49
Taxa de armadura (Kg/m^3)	149,93
Peso laje	81.618,1

Fonte: o Autor (2019)

5.3 Estudo Comparativo

O gráfico 1 apresenta a variação entre o consumo de concreto da laje Steel Deck e a pré- moldada, demonstrando que as lajes mistas de acordo com a situação estudada neste trabalho, consumiram uma quantidade significativamente a mais de concreto em relação as lajes nervuradas. Isso pode ser explicado devido ao uso do enchimento de EPS na laje pré- moldada, pois a variação de altura e pequena se comparada com variação do volume de concreto. Sendo laje mista igual a 15 cm em comparação com a laje nervurada possuindo altura total de 16 cm.

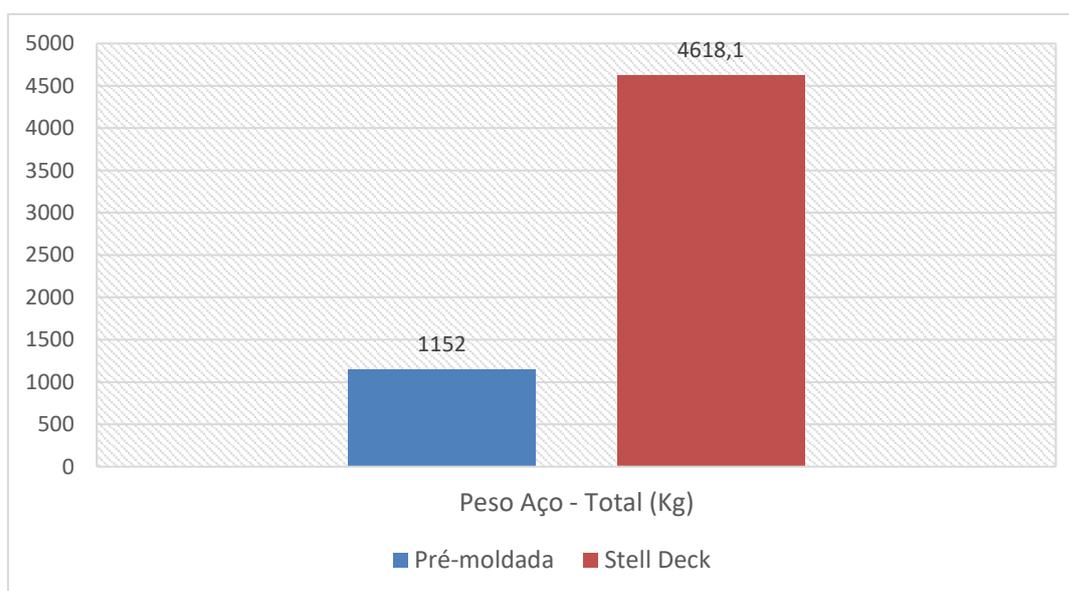
Gráfico 01 - Volume de concreto.



Fonte: o Autor (2019)

O gráfico 2 apresenta a variação entre o consumo de aço das lajes mistas e pré-moldadas, demonstrando que o consumo de aço referente as lajes mistas foram significativamente maiores em relação as lajes nervuradas. Isso se justifica, principalmente, pela consideração do peso do steel deck no cálculo, que é um elemento fundamental para a resistência da laje, onde exerce a função de armadura positiva. Também a não utilização de escoramento durante a fase construtiva da laje mista, ocasionou a necessidade de adotar uma forma com espessura maior que a necessária para a utilização final da laje, fazendo com que aumentasse, devido a situações construtivas, o consumo de aço.

Gráfico 02 - Peso total de aço.

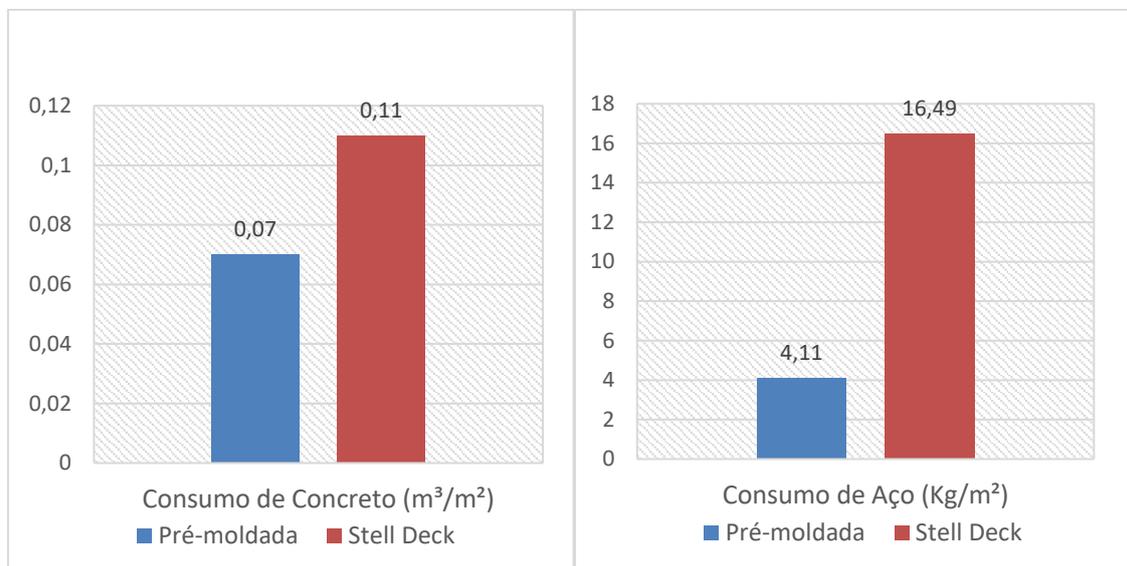


Fonte: o Autor (2019)

Os gráficos 03 e 04 a seguir, mostra que o consumo por metro quadrado de concreto e aço na laje pré-moldada é significativamente inferior ao da laje mista.

Gráfico 03 - Consumo de aço por metro quadrado.

Gráfico 4 - Consumo de concreto por metro quadrado

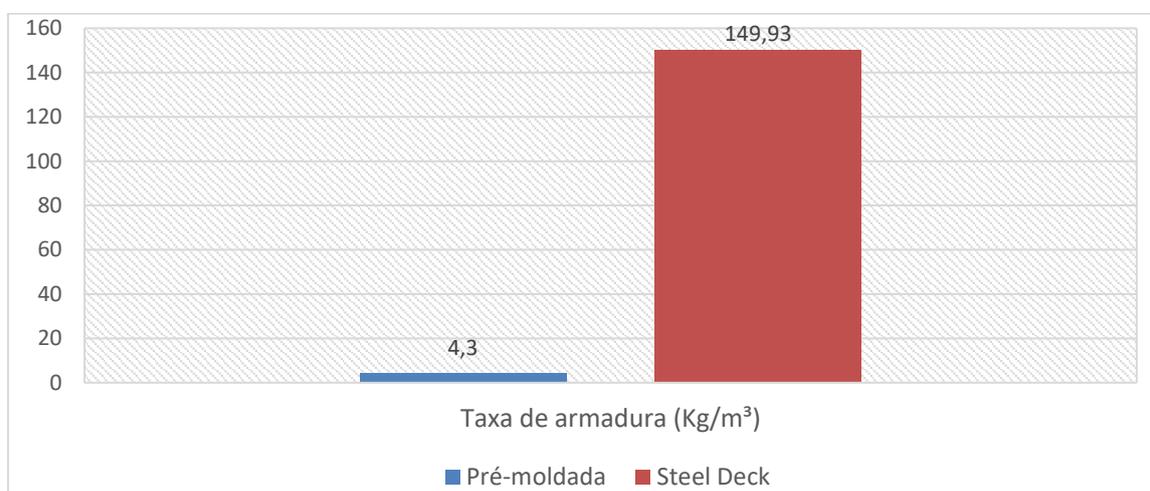


Fonte: o Autor (2019).

Fonte: o Autor (2019).

O gráfico 5 apresenta a comparação da taxa de armadura obtida para as lajes pré-moldadas em relação as lajes de steel deck. Houve uma grande diferença entre as taxas e, como explicado nos itens anteriores, a diferença pode ser justificada pela utilização de uma forma de aço com maior espessura para garantir a resistência e a não necessidade de escoramentos durante a etapa construtiva da laje mista.

Gráfico 5 - Taxa de armadura.



Fonte: o Autor (2019)

6 CONCLUSÃO

Com base no desenvolvimento deste trabalho, dos dois métodos construtivos, foi possível concluir que existe uma grande variação entre os sistemas estruturais. Esse fato proporciona diversos caminhos a serem seguidos, pois cada sistema possui suas particularidades, vantagens e desvantagens. Assim cada edificação depende da definição do melhor sistema de uma série de fatores que vão variar de obra para obra, como por exemplo, a disponibilidade de materiais, mão de obra, velocidade de execução, uso e ocupação da edificação, entre outros.

O conteúdo apresentado teve como principal objetivo realizar um comparativo de consumo de materiais, concreto e aço, de uma laje a ser executada em um edifício comercial, seguindo critérios normativos apresentados neste trabalho.

Foi possível constatar que o consumo de material, (concreto e aço) da laje mista “Steel Deck”, tem uma grande variação em relação a laje nervurada pré-moldada. O consumo de concreto teve uma diferença de 57,14%, e o de aço uma diferença significativa de 300,87%. Essa ampla discrepância ocorre devido a consideração de uma situação de não se utilizar escoramento na laje mista, e ter que se adotar uma espessura de forma de aço maior que a necessária para a fase final da laje, foi considerado um aspecto desvantajoso para as lajes mistas em relação a este critério.

Em relação ao peso total das estruturas, que são de grande influência para as fundações das edificações, os pisos com lajes nervuradas pré-moldadas apresentaram 65,36% a menos do peso em comparação com as lajes mistas, sendo também desvantajoso para as lajes “Steel Deck” se considerado este critério.

Um dos critérios mais vantajosos para a laje mista “Steel Deck”, consiste na velocidade de montagem e o benefício de não utilizar escoras, trazendo economia em materiais secundários na execução, pois a laje pré-moldada necessita de uma demanda maior de mão de obra na montagem, além de alguns como por exemplo, escoras e tabuas.

De modo geral, para se concluir de maneira mais precisa qual o sistema estrutural que melhor atenderá em função de custos, deve ser feita a pesquisa na região de construção da edificação sobre a disponibilidade de fábricas/montadoras e de mão de obra, e também seria realizado simultaneamente o orçamento, contabilizando os custos com a mão de obra, materiais e frete para transporte dos elementos. O acréscimo de custos com fundações provenientes pelo maior carregamento devido lajes mista de “Steel Deck” também é fator que pode ser preponderante na escolha, principalmente se for o caso de edificações de múltiplos pavimentos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**, Rio de Janeiro, 2019. 60 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**, Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, Rio de Janeiro, 2014. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2015. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**, Rio de Janeiro, 2017. 86 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**, Rio de Janeiro, 2010. 87 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos**, Rio de Janeiro, 2016. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-2: Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma — Requisitos**, Rio de Janeiro, 2016. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-3: Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas — Requisitos**, Rio de Janeiro, 2017. 12 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula, UNESP. Bauru: 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em 11 de abril de 2019.

BENEVOLO, Leonardo. **História da arquitetura moderna**. São Paulo: Perspectiva, 1976.

BOTELHO, Manoel H. C.; MARCHETTI Osvaldemar. **Concreto armado eu te amo —**

Volume 2. 3ª Edição. São Paulo: Blucher, 2007.

BRUMATTI, Dioni O. **Uso de pré-moldados - Estudo e viabilidade.** Monografia. Vitória: Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

CAMPOS, Paulo César de. **Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada.** 2001. 157p. Dissertação – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a ABNT NBR 6118:2014.** EdufSCar, São Carlos, 2014.

CICHINELLI, G. **Construção Rápida: Sistema misto que dispensa parcial ou totalmente o escoramento, o steel deck agiliza a execução e reduz custos.** Técnica, 2011. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/179/construcao-rapida-sistema-misto-que-dispensa-parcial-ou-totalmente-287917-1.aspx> . Acesso em: 06 de Abril 2019.

DELIBERATO, Celso. **Diretrizes para o projeto de lajes Mistas de concreto e chapas metálicas trapezoidais (“Steel Deck”).** 2006 135p. – Instituto de pesquisas tecnológicas do estado de São Paulo, São Paulo, 2006.

DE NARDIN, Silvana. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência.**1999. 148p. Dissertação – Universidade Federal de São Paulo, São Carlos, 1999.

FABRIZZI, M. A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos de aço-concreto.** 233 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FARIA, A. **Notas de aula das matérias de estruturas II com Professor Mestre Antônio de Faria.** Centro universitário do Sul de Minas, UNIS-MG, curso de Engenharia Civil, Varginha: 2018.

FLORIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado.** 2004. 240p. Dissertação – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

KUHN, Suede Steil. **Projeto estrutural parcial em concreto armado de uma residência unifamiliar de acordo com a normalização em vigor.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2015.

LIMA, Y.D.C. **Alternativas de sistemas de lajes para edifício em aço: um estudo comparativo.** 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2009.

MAGALHÃES, F.L. **Estudo dos momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo nervuras com armação treliçada.** Dissertação

(Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo: 2001.

METFORM. **Manual Técnico: Especificações para Projeto, Manuseio e Montagem.** Betim, 2007. 77p.

NETO, A.S.S. **Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes mistas com ancoragem de extremidade com considerações sobre a fôrma de aço isolada e o atrito nos apoios.** 2001. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais. 2001.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas.** 2. Ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012

REBELLO, Y.C.P. **A concepção estrutural e a arquitetura.** S. Paulo, Zigurate Editora, 2001.

SANTINE, C.R. **Projeto e construção de lajes pré-fabricadas de concreto armado.** Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, São Paulo: 2005.

SANTOS, Roberto E. dos. **A cultura do concreto armado no Brasil: educação e deseducação dos produtores do espaço construído. Anais do IV Congresso Brasileiro de História da Educação.** Universidade Católica de Goiânia. Goiânia, 2006. Disponível em: <http://www.mom.arq.ufmg.br/mom/05_biblioteca/acervo/santos_cultura/santos_cultura.htm>. Acesso em: 04 mai. 2019, 23:40.

SILVA, V. P. e, & PANNONI, F. D. (2010). **Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção.** São Paulo: Blucher.2010.

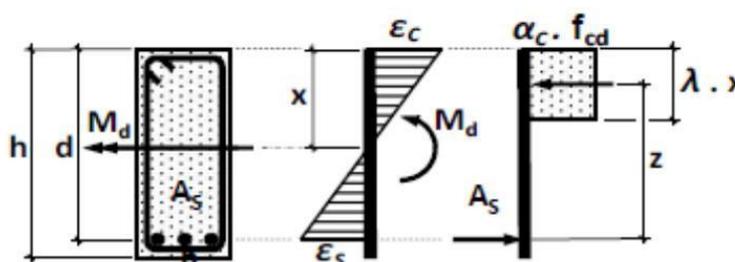
SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada.** 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2015.

ANEXOS

ANEXO A – KMD, K_x E K_z PARA O CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.

Para encontrar o valor de K_z a ser utilizado para o cálculo da área de aço, deve-se encontrar o KMD e o K_x pelas fórmulas abaixo e pela figura 01.

Figura 01 - Caracterização da seção na flexão simples



Fonte: (FARIA, 2015)

a) Equação adimensional relacionada ao momento de cálculo (M_d):

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Em que:

$M_d = M \cdot 1,4$ – Momento fletor solicitante de cálculo

b_w – largura da seção transversal de vigas de seção retangular ou da nervura (parte mais estreita da seção transversal), para lajes maciças adotar 100 cm d – altura útil

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$ = Tensão de compressão no concreto de cálculo

f_{ck} - Tensão de compressão característica do concreto

b) Equação adimensional relacionada ao braço de alavanca (K_z):

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_x$$

c) Equação adimensional que relaciona as deformações com a altura da linha neutra (K_x):

$$K_x = \frac{E_c}{E_c + E_s}$$

Em que:

E_c – Deformação no concreto

E_s – Deformação no aço

A tabela 01 apresenta os valores de K_x , K_z , e_c , e_s , para as variações do KMD:

Tabela 01 - Valores para o cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50

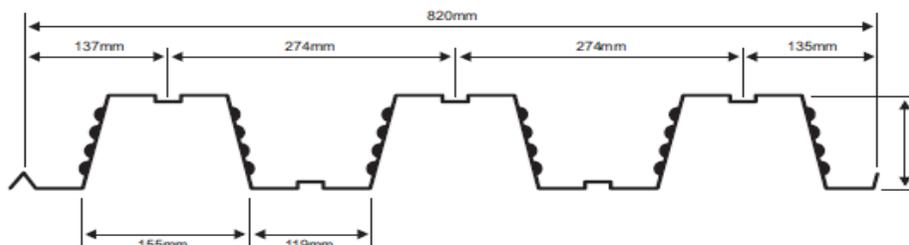
KMD	K_x	K_z	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0837	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0996	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2174	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000

0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2537	0,8985	3,3991	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306
0,1850	0,3107	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3507	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971

Fonte: (CARVALHO, 2014)

ANEXO B – TABELAS DE ESPECIFICAÇÕES PARA LAJE *STEEL DECK* – MF-75

Figura 01 - Dimensões da fôrma M-75



Fonte: (METFORM, 2000)

Figura 02 - Tabela de ações e vãos máximos – MF-75

Lajes de Forro	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	Vãos Máximos sem Escoramento														
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanco (mm)			2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750
130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29
	0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00
	1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42
140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44
	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23
	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81
150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59
	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45
	1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19	
160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	9,15	8,22	7,83	6,71	5,54	4,58	
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96	
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92	13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35	
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	15,60	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	16,63	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17	11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03	15,64	14,38	13,25	11,75	10,44	8,94	7,39

Fonte: (METFORM, 2000)

Figura 03 - Propriedades físicas para a largura de 1,00 m – MF - 75

Esp. Final (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ³)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	74,98	9,37	6,76	21,01	22.710	1.017.138	1.112	37,49
0,95	0,91	75,13	11,12	8,90	29,70	28.788	1.254.749	1.332	37,57
1,25	1,21	75,43	14,63	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

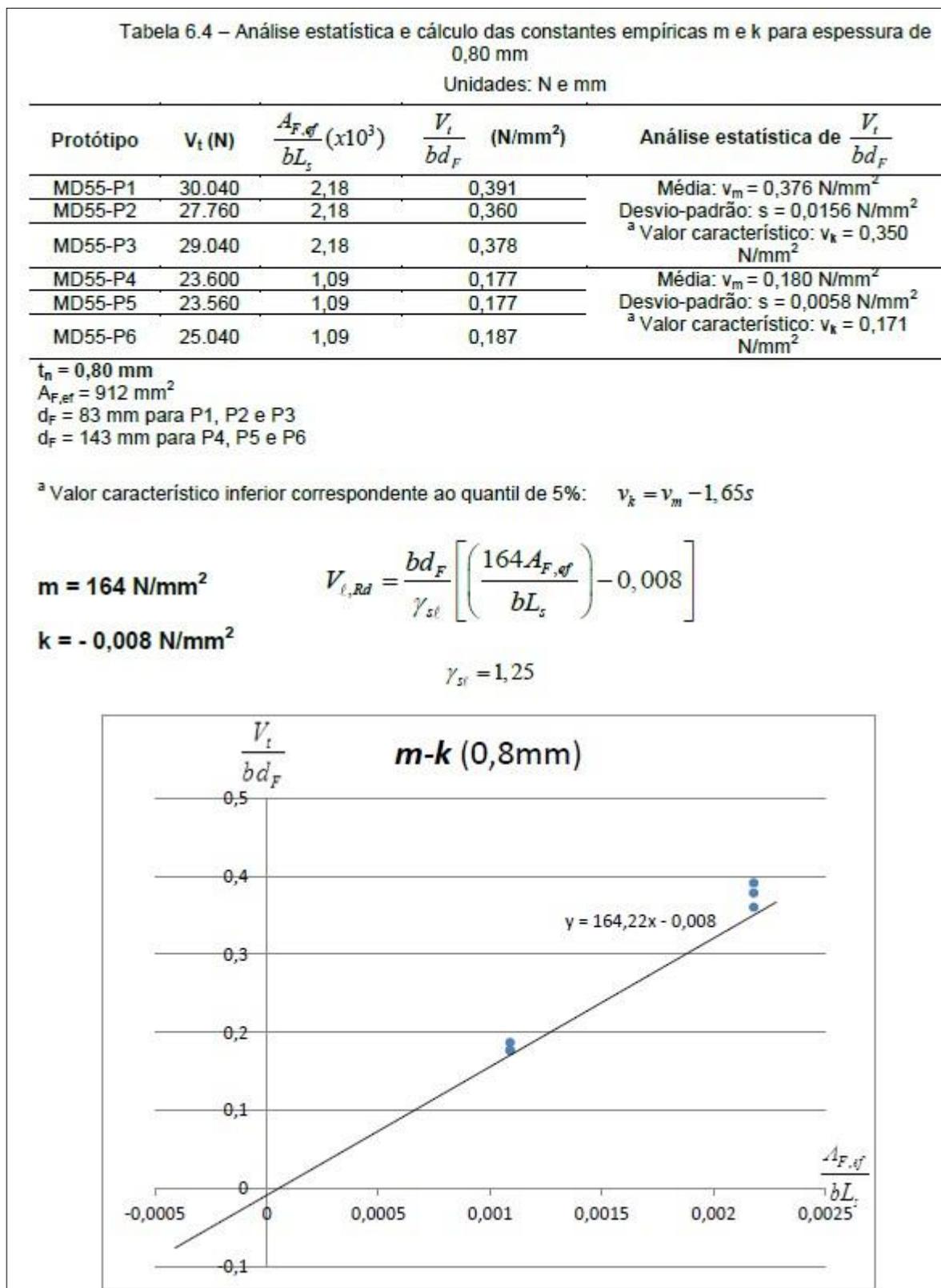
Fonte: (METFORM, 2000)

Figura 04 - Consumo de concreto e armadura em tela soldada – MF - 75

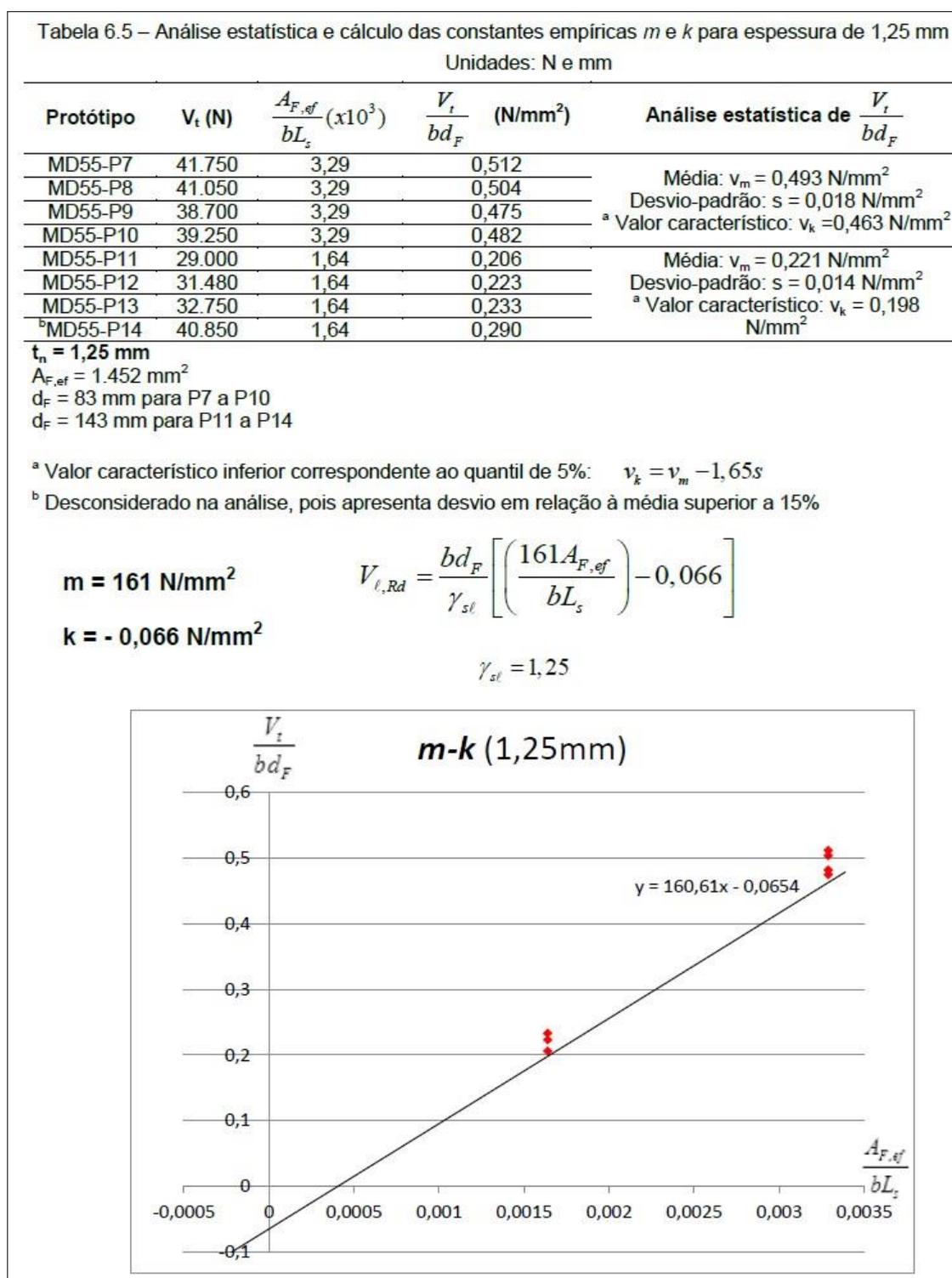
Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
130	0,0925	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
140	0,1025	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
150	0,1125	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
160	0,1225	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
170	0,1325	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
180	0,1425	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
190	0,1525	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20
200	0,1625	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20

Fonte: (METFORM, 2000)

ANEXO C – COEFICIENTES M-K

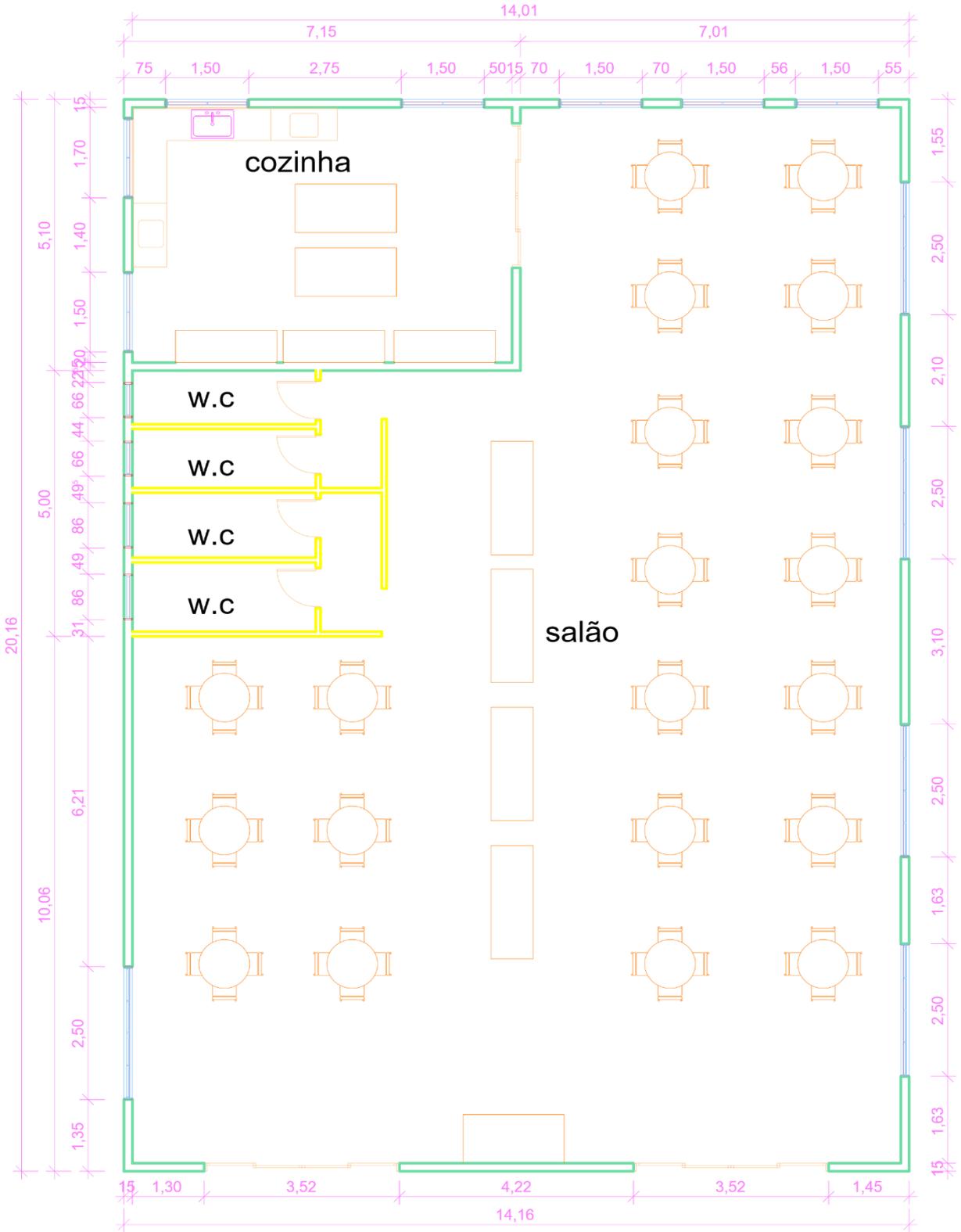
Figura 01 - Coeficientes m-k para fôrmas com espessura $e = 0,8 \text{ mm}$ 

Fonte: (SIEG, 2015)

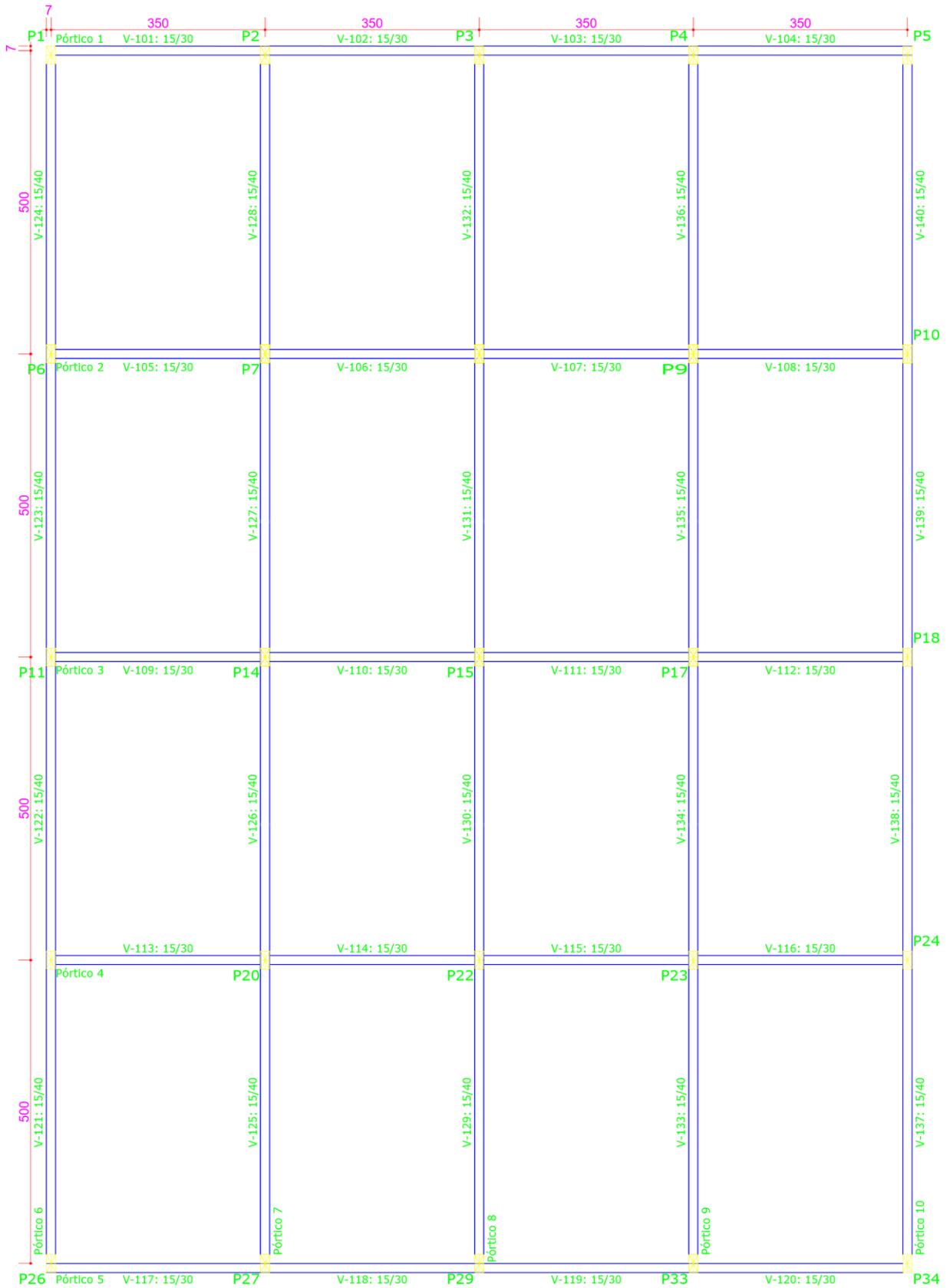
Figura 02 – Coeficientes m-k para fôrmas com espessura $e = 1,25 \text{ mm}$ 

Fonte: (SIEG, 2015)

APÊNDICE A – PLANTA BAIXA



APÊNDICE B – PLANTA DE FORMA



APÊNDICE C – DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE E MOMENTO FLETOR DAS LAJES MISTAS “STEEL DECK”.

Figura 01 - Diagrama de esforço cortante e momento fletor L1,4,8,9,12,13,16 (kN/m)

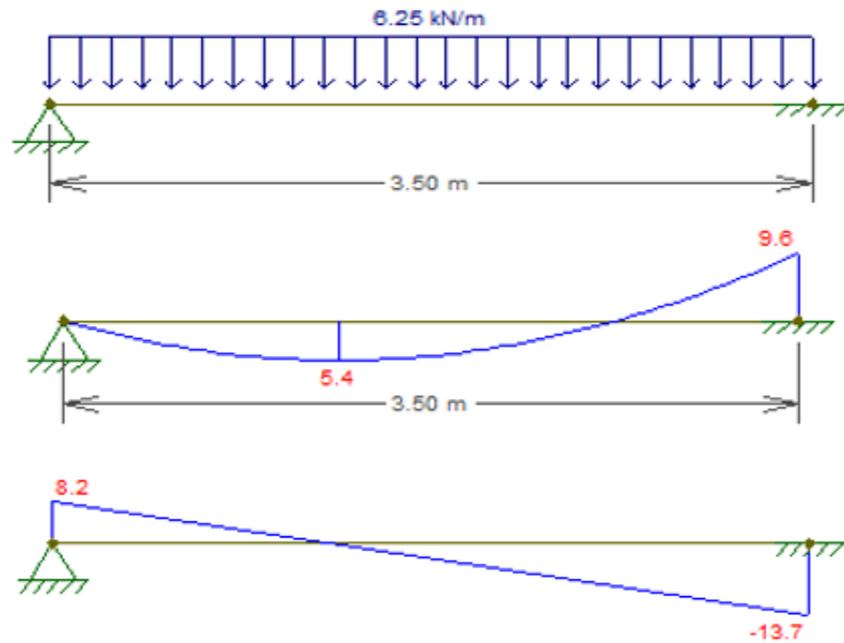


Figura 02 - Diagrama de esforço cortante e momento fletor L2,3,7,10,11,14,15 (kN/m)

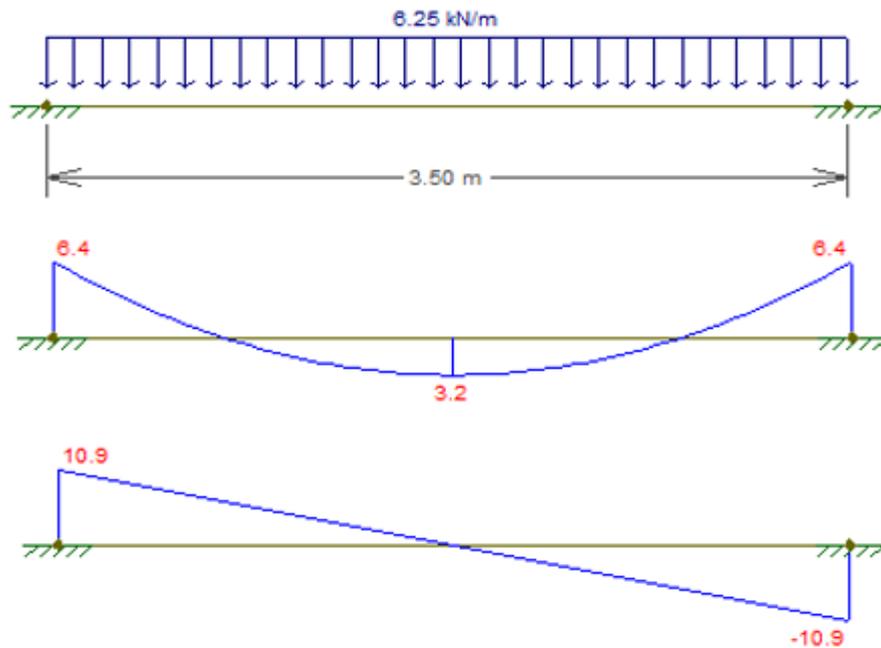
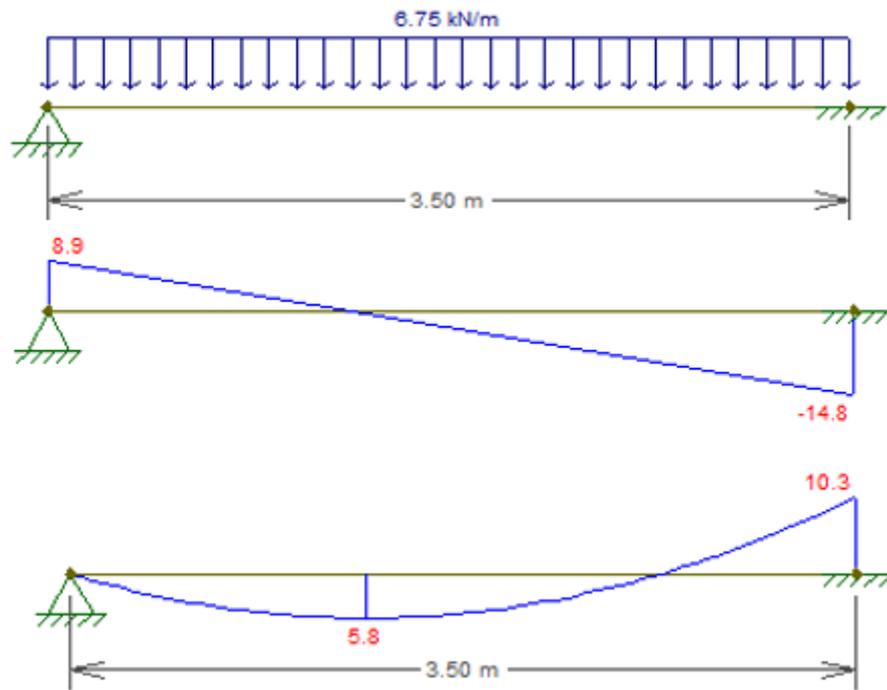


Figura 03 - Diagrama de esforço cortante e momento fletor L5,6 (kN/m).



APÊNDICE D – CÁLCULO LAJE L05

Tabela 07 – Dados dimensionamento laje L05

M (kN.cm/nerv)	686,96
k_{md}	0,049
k_x	0,074
k_z	0,970
y - (linha neutra - cm)	0,83
Verificação LN	ok
Verificação de k_x -limite	ok
A_s (cm ² /nervura)	1,36
α_c	0,85
λ	0,80
E_{ci} (MPa)	28.000,00
E_{cs} (MPa)	24.150,00
Inércia Equivalente - Branson	
E_{cs} (MPa)	24.150,00
M_r (kN.cm/nervura)	370,10
Características Geométrias - Estádio I	
SEM ARMADURA	
A_g (cm ²)	500
y_g (cm)	6,42
I_g (cm ⁴)	11.524,14
Características Geométrias - Estádio I	
COM ARMADURA	
$\alpha = E_s/E_{cs}$	8,696
A_h (cm ²)	510,44
y_h (cm)	6,57
I_h (cm ⁴)	12.112,52
Características Geométricas Estádio II	
a_1 (cm)	28,00
a_2 (cm ²)	11,80
a_3 (cm ³)	-165,20
X_{II} (cm)	2,23
$I_{x,lo}$ (cm ⁴)	1.841,81
Verif. da nec. de Arm. Transversal	
τ_{Rd} (MPa)	0,321
k	1,46
ρ_1	0,0042
$b_{w,min}$ (cm)	12,25
V_{Rd1} (kN)	20,63
V_{Sd} (kN)	10,99

Tabela 08 - Verificação de flechas máximas.

	Carga (kN/m)	MF (kN.cm)	Ieq (cm⁴)	a (cm)	aLimite (cm)	Verificação
Carga Permanente	2,81	429,7	8404,17	0,27	1,4	OK!
Quase Permanente	3,48	3,48	5288,13	0,53	1,4	OK!
Rara	4,49	687,0	344797	1,05	x-x-x	x-x-x
Acidental				0,78	1,0	OK!

APÊNDICE E – CÁLCULO DE PESO DE AÇO PARA LAJES

Tabela 01- Calculo de peso de aço laje pré-moldada

Posição	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa nominal (Kg/m)	Quantidade	Peso total (Kg)	Peso total + 10% (Kg)
N1	5,0	3,5	0,154	192	103,48	113,83
N2	6,3	1,12	0,245	340	93,29	102,62
N3	6,3	2,05	0,245	138	68,31	76,24
N4	6,3	10,20	0,245	96	239,91	263,9
TOTAL						556,60

Tabela 02 - cálculo de peso de aço para treliças da laje pré-moldada.

Treliça	Tamanho (m)	Quantidade	Massa nominal (Kg/m)	Peso (Kg)
TB 12M	3,50	192	0,886	595,4

Tabela 03 - calculo volume de concreto laje mista "Steel Deck".

Descrição	Lx (m)	Ly (m)	Área (m ²)	Especificação Fôrma	Consumo de concreto (m ³ /m ²)	Concreto (m ³)
-----------	--------	--------	------------------------	------------------------	--	-------------------------------

L01	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L02	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L03	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L04	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L05	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L06	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L07	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L08	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L09	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L10	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L11	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L12	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L13	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L14	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L15	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
L16	3,50	5,0	17,50	MF-75	0,11	1,925
TOTAL CONCRETO						30,80
(m ³)						

Tabela 04 - Cálculo peso tela soldada laje mista "Steel Deck".

Descrição	Especificação Fôrma	Tela soldada	Composição	Peso (Kg/m ²)	Área (m ²)	Aço (Kg)
L01	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L02	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L03	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L04	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L05	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L06	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L07	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L08	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L09	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50

L10	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L11	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L12	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L13	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L14	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L15	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
L16	MF-75	Q - 113	Ø3,8 x Ø3,8 100 x 100	1,80	17,50	31,50
TOTAL PESO (Kg)						504,00

Tabela 05 - Peso do aço da forma de "Steel Deck"

Descrição	Especificação Fôrma	Espessura (mm)	Peso "Steel Deck" (Kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (Kg/m ²)
L01	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L02	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L03	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L04	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L05	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L06	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L07	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L08	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L09	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L10	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L11	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L12	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L13	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L14	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L15	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
L16	MF-75	1,25	14,63	17,50	256,025
TOTAL PESO (Kg)					4.096,40

Tabela 06 - Peso armadura para momento negativo da laje mista "Steel Deck".

Posição	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa nominal (Kg/m)	Quantidade	Peso total (Kg)	Peso total + 10% (Kg)
N1	8,0	2,00	0,395	272	214,88	236,368
N2	8,0	1,80	0,395	104	73,94	81,334
TOTAL						317,70