



ASSIS BARBOSA DE LIRA NETO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE LAJES
TRELIÇADAS EM CONCRETO ARMADO E DE LAJES
ALVEOLARES EM CONCRETO PROTENDIDO SOB OS ASPECTOS
DE: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E
ORÇAMENTO**

ASSIS BARBOSA DE LIRA NETO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE LAJES
TRELIÇADAS EM CONCRETO ARMADO E DE LAJES
ALVEOLARES EM CONCRETO PROTENDIDO SOB OS ASPECTOS
DE: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E
ORÇAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Mateus Rodrigues da Costa

Cajazeiras
2020

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catálogo na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

L768a

Lira Neto, Assis Barbosa de

Análise comparativa entre sistemas de lajes treliçadas em concreto armado e de lajes alveolares em concreto protendido sob os aspectos de: concepção estrutural, dimensionamento e orçamento / Assis Barbosa de Lira Neto; orientador Mateus Rodrigues da Costa.- Cajazeiras, 2020.

117 f.: il.

Orientador: Mateus Rodrigues da Costa.

TCC (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2020.

1. Lajes – Engenharia civil 2. Orçamentos estruturais

691.328.1(0.067)

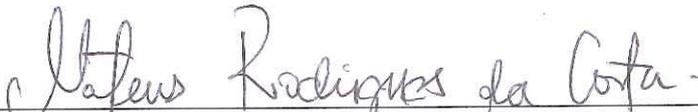
ASSIS BARBOSA DE LIRA NETO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE LAJES
TRELIÇADAS EM CONCRETO ARMADO E DE LAJES
ALVEOLARES EM CONCRETO PROTENDIDO SOB OS ASPECTOS
DE: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E
ORÇAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 19 de Fevereiro de 2020.

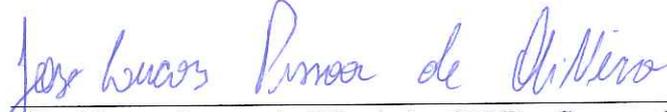
BANCA EXAMINADORA



(Mateus Rodrigues da Costa) – (IFPB - Campus Cajazeiras)
Orientador



(Daniel Torres Filho) – (IFPB - Campus Cajazeiras)
Coorientador



(José Lucas Pessoa de Oliveira) – (IFPB - Campus Cajazeiras)
Examinador 1

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais,
pois sem eles eu nada alcançaria.

AGRADECIMENTOS

Meus mais sinceros agradecimentos...

... primeiramente a Deus, por sempre iluminar o meu caminho, por não me deixar desistir em meio as tempestades.

... a meu pai, Ronildo, e a minha mãe, Diana, por terem sempre me concedido mais do que muitas vezes eu mereci, por terem me incentivado a estudar e buscar meus sonhos, por sempre serem minha base, o meu sustento e a minha certeza de que eu nunca estaria sozinho, por todo o amor e dedicação em toda a minha vida. Nenhum espaço seria suficiente para expressar minha gratidão e amor por vocês. Aos meus irmãos Eduardo e Maria Luiza, por em meio a discórdia me ensinarem a ter paciência, por em cada pequena atitude mostrarem amor, por serem sempre meus parceiros de vida.

... a Laryssa, por ser a minha companheira e alicerce em todos os momentos, por nunca ter me deixado desistir, pelo cuidado, carinho e dedicação, por tudo que jamais conseguirei agradecer.

... a todos os meus amigos, que levarei com toda certeza para a vida, por todos os ensinamentos e debates, por estarem sempre presentes nas dúvidas e nas dificuldades, por preocuparem-se e apoiarem em cada momento, por terem se tornado a minha segunda família. Alice, André, Aurélia, Alex, Alison, Breno, Geovane, Leonardo. A todos os demais.

... ao meu orientador Mateus, pela dedicação e empenho, por ter sido parte fundamental e indispensável a realização deste trabalho, por todos os ensinamentos que guardarei para a vida.

... ao meu coorientador e professor Daniel, por todos os conhecimentos passados no decorrer da graduação, por fazer parte da conclusão desta etapa na minha vida acadêmica. Ao professor e examinador Lucas, pela generosidade e disposição em fazer dessa etapa na minha vida acadêmica.

... ao IFPB, todos os professores, servidores e funcionários que contribuíram de forma substancial para que eu alcançasse as etapas dessa caminhada.

RESUMO

Sob a ótica de uma construção civil com industrialização crescente, a busca pelo desenvolvimento de tecnologias de âmbito estrutural é ininterrupta, oferecendo atualmente uma gama de opções aos projetistas e construtores. Nessa vertente, vários pesquisadores dedicam-se às análises dos diversos modelos de lajes existentes buscando as melhores respostas às demandas estruturais e arquitetônicas, aos esforços empregados, sem subjugar a análise dos custos de cada tipologia. Entretanto, percebe-se uma escassez quando tratados da comparação de dois sistemas de lajes específicos: as treliçadas em concreto armado e as alveolares em concreto protendido. Embora de características gerais distintas, a começar pela utilização de armaduras com atuações distintas, esses modelos de lajes apresentam como similaridade o uso, mesmo que parcial nas lajes treliçadas, de elementos não moldados no seu local definitivo, fornecendo boas possibilidades às construções enxutas, com redução na utilização e desperdício de materiais. Dessa forma, visando apresentar uma abordagem ampla acerca desses sistemas e suas influências, não se limitando apenas às lajes de forma individualizada, este estudo se objetivou a analisar as duas tipologias empregadas em um edifício de médio porte sob os aspectos da concepção estrutural, dimensionamento e orçamentação. Para tal, a partir do edifício modelo foram realizados estudos de concepção estrutural dos dois sistemas empregados, dimensionados os painéis e analisados os seus comportamentos aos esforços empregados e por fim, compôs-se orçamentos das duas estruturas de pilares, vigas e lajes formadas para a obtenção dos custos das duas tipologias. O emprego de lajes alveolares resultou em uma superestrutura enxuta, com redução no número de lajes, vigas e pilares, decorrente dos maiores vãos formados. Os dois sistemas, respeitados as suas características, não apresentaram problemas com cargas usuais nos vãos utilizados para lajes com altura de 20 cm, porém as lajes treliçadas obtiveram deformações excedentes aos limites quando disposta sob carregamentos de alvenaria. Com relação aos custos, a estrutura composta para suporte às lajes alveolares apresentou acréscimo de 17,11% em relação à estrutura para lajes treliçadas decorrente do alto valor ainda despendido na compra dos painéis protendidos.

Palavras-Chave: Comparativo de lajes alveolares e lajes treliçadas; Dimensionamento de lajes; Orçamentos estruturais.

ABSTRACT

From the perspective of civil construction with increasing industrialization, the search for the development of technologies of structural scope is uninterrupted, currently offering a range of options to designers and builders. In this regard, several researchers are dedicated to the analysis of the various models of existing slabs, seeking the best answers to structural and architectural demands, to the efforts employed, without subjugating the analysis of the costs of each typology. However, there is a shortage when dealing with the comparison of two specific slab systems: reinforced concrete trusses and prestressed concrete hollow core slabs. Although of different general characteristics, starting with the use of reinforcements with different performances, these models of slabs show similarity in the use, even if partial in the lattice slabs, of elements not molded in their final location, providing good possibilities for lean constructions, with reduction in the use and waste of materials. Thus, aiming to present a broad approach about these systems and their influences, not only limiting the slabs individually, this study aimed to analyze the two typologies used in a medium-sized building under the aspects of structural design, dimensioning and budgeting. To this end, from the model building, structural design studies of the two systems used were carried out, the panels were dimensioned and their behaviors were analyzed in relation to the efforts employed and finally, budgets of the two pillar structures, beams and slabs formed for the obtaining the costs of the two types. The use of hollow core slabs resulted in a lean superstructure, with a reduction in the number of slabs, beams and columns, due to the larger spans formed. The two systems, respecting their characteristics, did not present problems with usual loads in the spans used for slabs with a height of 20 cm, however the lattice slabs obtained deformations exceeding the limits when placed under masonry loads. With regard to costs, the composite structure to support hollow core slabs showed an increase of 17.11% compared to the structure for lattice slabs due to the high value still spent on the purchase of prestressed panels.

Keywords: Comparison of hollow core slabs and lattice slabs; Dimensioning of slabs; Structural budgets.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Modelos de vigotas pré-moldadas. a) VC, b) VP e c) VT.	16
Figura 2: Configuração de laje treliçada.....	17
Figura 3: Armadura treliçada para vigota.....	18
Figura 4: Representação de seção transversal de vigota treliçada.....	18
Figura 5: Formas sobre cavaletes para produção de vigotas.	19
Figura 6: Enchimentos em: a) Lajota cerâmica; b) EPS.....	20
Figura 7: Lajota em EPS.....	20
Figura 8: Armadura de distribuição em lajes treliçadas.	21
Figura 9: Camada de concreto moldada <i>in loco</i> para lajes treliçadas.....	22
Figura 10: Parâmetros geométricos da laje treliçada.....	23
Figura 11: Seção genérica de laje alveolar.	25
Figura 12: Disposição de painéis alveolares.	26
Figura 13: Seções com alvéolos distintos.....	28
Figura 14: Equipamento de moldagem de laje alveolar.	28
Figura 15: a) Máquina de produção de painéis por extrusão; b) Tubos helicoidais.....	29
Figura 16: Aplicação do desmoldante.	29
Figura 17: a) Cabos dispostos na pista; b) Protensão; c) Ancoragem nas cabeceiras.	30
Figura 18: Disposição de caçambas na saída da usina de concreto.....	31
Figura 19: Paginação de laje com recortes.	31
Figura 20: a) Corte transversal de painel; b) Corte longitudinal de painel.....	32
Figura 21: Içamento de painel alveolar.	33
Figura 22: Escoramento de laje treliçada.	34
Figura 23: Vigotas em: a) Apoio simples; b) Apoio engastado; c) Apoio contínuo.	34
Figura 24: Instalação de armadura	35
Figura 25: Transporte de painéis alveolares.....	35
Figura 26: a) Içamento e b) Instalação de painéis alveolares.....	36
Figura 27: a) Torniquetes de nivelamento; b) Espaço para chaveteamento.	37
Figura 28: Malha de aço para capa de concreto.	37
Figura 29 – Roteiro metodológico.....	38
Figura 30 – Fachadas Noroeste e Sudeste do Projeto do Bloco de Engenharia.	39
Figura 31 – Planta baixa do pavimento tipo.....	42

Figura 32: Pontos de tomada de decisão para concepção estrutural.....	44
Figura 33: Planta de forma para lajes treliçadas.....	50
Figura 34: Planta de forma para lajes alveolares.....	51
Figura 35: Dimensões da seção da laje treliçada.....	52
Figura 36: Áreas de aço das lajes treliçadas.....	55
Figura 37: Flechas imediatas e limites.....	56
Figura 38: Seção alveolar.....	57
Figura 39: Áreas de Aço de Protensão em ELS e ELU.....	62
Figura 40: Planta de forma das lajes LT09 e LA05.....	64
Figura 41: Número de elementos da superestrutura.....	64
Figura 42: Volumes de concreto da superestrutura.....	65
Figura 43: Custos de vigas (R\$).....	66
Figura 44: Custo de pilares (R\$).....	67
Figura 45: Custo de lajes (R\$).....	68
Figura 46: Custos totais das estruturas (R\$).....	70
Figura 47: Parâmetros da laje LT20.....	77
Figura 48: Dimensões da seção da laje treliçada.....	78
Figura 49: Cálculo de largura de mesa colaborante.....	79
Figura 50: Painéis L07 e L08 de lajes treliçadas.....	82
Figura 51: Carregamento de alvenarias com ftool.....	83
Figura 52: Seção transversal de painel alveolar.....	91
Figura 53: Alvenarias em painéis alveolares.....	96
Figura 54: Dimensões das lajes alveolares.....	97
Figura 55: Seção T de dimensionamento em ELU.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Capa mínima de concreto.	21
Tabela 2: Altura da laje em função do elemento de enchimento.....	24
Tabela 3: Roteiro de dimensionamento de lajes treliçadas	45
Tabela 4: Roteiro de dimensionamento de painéis alveolares.....	46
Tabela 5: Dimensões e momentos das lajes treliçadas.....	54
Tabela 6: Dimensões e momentos fletores dos painéis alveolares.....	59
Tabela 7: Tensões elásticas por carregamento e para as combinações de serviço.	60
Tabela 8: Resultados do dimensionamento dos painéis alveolares.	60
Tabela 9: Forças de protensão após decorridas as perdas.	61
Tabela 10: Momento e propriedades do aço em ELU.....	62
Tabela 11: Características gerais das lajes LT09 e LA05.	63
Tabela 12: Dimensões e direção de armação das lajes treliçadas.....	84
Tabela 13: Orçamento sintético para estrutura com lajes treliçadas.	106
Tabela 14: Orçamento analítico para estrutura com lajes treliçadas.	107
Tabela 15: Orçamento sintético para estrutura com lajes alveolares.....	110
Tabela 16: Orçamento analítico para estrutura com lajes alveolares.	111
Tabela 17: Consumo de materiais por m ³ de concreto.	115

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CA – Aço de concreto armado

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CP – Aço de concreto protendido

CP RB - Aço de concreto protendido com Relaxação Baixa

CPV ARI – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

ECM – Estrutura de Concreto Moldada *in loco*

ECP – Estrutura de Concreto Pré-Moldada

ELS – Estado Limite de Serviço

ELS-DE – Estado Limite de Serviço - Deformação Excessiva

ELU – Estado Limite Último

EPS – Poliestireno expansível

LA – Laje Alveolar

NBR – Norma Técnica Brasileira

ORSE - Sistema de Orçamentos de Obras de Sergipe

SCO RIO – Sistema de Custos para Obras e Serviços de Engenharia do Rio de Janeiro

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

TR – Armadura treliçada

VC – Vigota de concreto armado

VP – Vigota de concreto protendido

VT – Vigota treliçada

LISTA DE SÍMBOLOS

C_{ench} - comprimento do enchimento

h_{ench} - altura do enchimento

$b_{b.enc}$ - largura da base do enchimento

a_v - encaixa vertical do enchimento

a_h - encaixe horizontal do enchimento

S_{ct} - armadura adicional longitudinal para lajes treliçadas

S_{at} - armadura inferior de tração de lajes treliçadas

S_T - armadura transversal para lajes treliçadas

S_{st} - armadura superior de tração para lajes treliçadas

b_f - largura colaborante de mesa

b_w - largura da nervura

i_{eixo} - intereixo

h - altura da laje

h_v - altura da vigota

f_{ckj} - resistência característica a compressão do concreto em idade j

g_1 - carregamento permanente de peso próprio

$g_{2.rev}$ - carregamento permanente de revestimento de lajes treliçadas

$g_{2.capa}$ - carregamento permanente de capa de lajes alveolares

q_1 - carregamento variável

F_{alv} - carregamento de alvenaria

P_i - força de estiramento

h_f - altura da capa de concreto de lajes treliçadas

f_{ck} - resistência característica a compressão do concreto

γ_{esp} - peso específico do concreto

f_{yk} - resistência característica do aço de armadura passiva

E_s - módulo de elasticidade da aço de armadura passiva

d - distância do centro de gravidade da armadura a fibra superior

c_{br} - cobrimento

a_d - adicional de dimensionamento

γ_g – ponderador de carga permanente em combinação normal última
 γ_q – ponderador de carga variável em combinação normal última
 l_x – dimensão do vão no eixo x
 l_y – dimensão do vão no eixo y
 $M_{d.ELU}$ – momento de cálculo em ELU
 M_k – momento característico
 K_{MD} – adimensional função do momento
 K_x – profundidade relativa da linha neutra
 K_z – adimensional função do braço de alavanca
 ψ_2 – coeficiente de carga variável em combinação quase permanente
 a_{lim} – flecha limite
 e_{capa} – espessura da capa de concreto de lajes alveolares
 b_{sup} – base superior do painel alveolar
 b_{inf} – base inferior do painel alveolar
 \emptyset_{alv} – diâmetro do alvéolo
 e_{inf} – espessura inferior do painel alveolar
 e_{sup} – espessura superior do painel alveolar
 A_c – área de concreto
 Y_c – altura do centro de gravidade
 I_{xc} – inércia da seção de concreto
 W_{sup} – módulo resistente relacionado a fibra superior
 W_{inf} – módulo resistente relacionado a fibra inferior
 f_{ptk} – resistência característica do aço de protensão
 E_{ap} – módulo de elasticidade do aço de protensão
 e_p – excentricidade de protensão
 ψ_1 – coeficiente de carga variável em combinação frequente

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos específicos	15
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	15
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	16
2.1	LAJES TRELIÇADAS	16
2.1.1	Componentes	17
2.1.2	Parâmetros Geométricos	23
2.2	LAJES ALVEOLARES PROTENDIDAS.....	25
2.2.1	Características principais	27
2.2.2	Processos de fabricação	28
2.3	SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE LAJES TRELIÇADAS E ALVEOLARES	33
2.3.1	Execução de Lajes Treliçadas.....	33
2.3.2	Instalação de Lajes Alveolares	35
3	METODOLOGIA.....	38
3.1	EDIFÍCIO MODELO	39
3.2	CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS	44
3.3	DIMENSIONAMENTOS.....	44
3.3.1	Lajes Treliçadas	45
3.3.2	Lajes Alveolares	46
3.4	AVALIAÇÃO ORÇAMENTÁRIA	47
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	48
4.1	CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS	48

4.2	LAJES	52
4.2.1	Lajes Treliçadas: Características Gerais	52
4.2.1.1	Momentos Fletores	53
4.2.1.2	Áreas de Aço	54
4.2.1.3	Verificação em ELS - DE.....	55
4.2.2	Lajes Alveolares: Características Gerais	57
4.2.2.1	Estados Limites de Serviço	58
4.2.2.2	Áreas de Aço e Foças de Protensão	60
4.2.2.3	Perdas de Protensão.....	61
4.2.2.4	Verificação em ELU.....	62
4.2.3	Comparativo de Painéis Similares	63
4.3	QUANTITATIVOS DE VIGAS E PILARES.....	64
4.4	ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA	66
4.4.1	Vigas	66
4.4.2	Pilares.....	67
4.4.3	Lajes.....	68
4.4.4	Custos Totais.....	69
5	CONCLUSÃO	71
	REFERÊNCIAS	73
	APÊNDICE A.1 – DIMENSIONAMENTO DE LAJES TRELIÇADAS	77
A.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	77
B.	CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL	78
C.	Largura de Mesa Colaborante.....	78
D.	Considerações sobre Materiais	79
E.	Carregamentos	81
G.	Dimensões dos Painéis e Cálculo dos Momentos Fletores.....	84

H.	Momento de Cálculo em ELU	85
I.	Cálculo da Área de Aço	86
J.	Estado Limite de Deformação Excessiva	88
APÊNDICE A.2 – DIMENSIONAMENTO DE LAJES ALVEOLARES		91
A.	Características da Seção Transversal.....	91
B.	Considerações sobre Materiais	93
C.	Carregamentos	95
D.	Cadastro dos Painéis	97
E.	Cálculo de Momentos Fletores	97
F.	Tensões nas Fibras da Base e do Topo	98
G.	Estados Limites de Serviço para Dimensionamento.....	99
H.	Estados Limites de Serviço – Formação de Fissuras (ELS-F).....	99
I.	Estados Limites de Serviço – Deformações Excessivas (ELS-DE).....	100
J.	Comparação das Forças Estimadas e Força de Estiramento.....	100
K.	Área de Aço	101
L.	Determinação das Perdas de Protensão	102
M.	Verificação de Estado Limite Último	104
APÊNDICE A.3 – ORÇAMENTO SINTÉTICO PARA ESTRUTURA COM LAJE TRELIÇADAS.....		106
APÊNDICE A.4 – ORÇAMENTO ANALÍTICO PARA ESTRUTURA COM LAJES TRELIÇADAS.....		107
APÊNDICE A.5 – ORÇAMENTO SINTÉTICO PARA ESTRUTURA COM LAJES ALVEOLARES.....		110
APÊNDICE A.6 – ORÇAMENTO ANALÍTICO PARA ESTRUTURA COM LAJES ALVEOLARES.....		111
APÊNDICE A.7 – TAXAS DE CONSUMO DE AÇO E FORMAS POR M³ DE CONCRETO		115

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas é notória a busca por uma maior industrialização da construção civil, sendo esse processo atrelado a uma vasta gama de impactos significativos que englobam a redução dos custos e tempo de execução, o melhor aproveitamento dos materiais e da mão de obra, e acompanha uma tendência mundial de desenvolvimento sustentável quando consegue diminuir os consumos de materiais e a produção de resíduos.

Dos seguimentos da construção civil, destaca-se o projeto estrutural como processo expressivo nessa temática, e como integrante fundamental deste, os seus sistemas de pisos ou lajes. As lajes podem ser definidas, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), como elementos de placas que possuem como características principais a superfície nivelada e a submissão as ações normais ao seu plano. Sua função consiste basicamente na absorção dos esforços, sejam eles cargas normais de utilização ou devido as ações laterais do vento, e transmissão as vigas ou pilares (BEZERRA, 1995)

Em termos econômicos, de acordo com Costa (1997, *apud* ALBUQUERQUE, 1999) o sistema estrutural de uma edificação pode representar de 15 a 20% do seu custo total, e internamente a este, as lajes são os elementos de maior representatividade, alcançado até 40% do valor da estrutura (ALBUQUERQUE, 1999). Em números totais, as lajes quando analisadas isoladamente pode representar 8% do custo de uma obra.

Tendo em vista tais importâncias, empresas e pesquisadores buscam o aprimoramento e/ou desenvolvimento de técnicas que possibilitem fornecer uma peça ou estrutura otimizada e assim gerar uma reação em cadeia, partindo da redução do seu volume e peso, do custo e do consumo de materiais e resultando em uma estrutura com maior facilidade de transporte e consequente aumento da produção (LOPES, 2015).

Devido aos sucessivos avanços de técnicas e conhecimentos, hoje existem diversos sistemas de lajes possíveis de implementação nas mais variadas edificações. São normalmente utilizadas as de dois sistemas construtivos distintos, as lajes moldadas *in loco*, como as maciças e nervuradas com ou sem protensão, e as lajes pré-fabricadas ou pré-moldadas, como as com vigotas em concreto armado, as protendidas alveolares, os painéis mistos, entre outras (SANTOS, 2000).

O desenvolvimento das diferentes técnicas citadas acima parte de um problema atrelado aos tipos de pisos de maior uso nas edificações mais antigas, as lajes maciças. Com modelos arquitetônicos requisitando vãos cada vez maiores, essa tipologia começou a perder eficiência,

haja vista que necessitavam de maiores espessuras, ocasionando o aumento do seu peso e o maior consumo de concreto, resultando em elementos portantes mais robustos e caros (LOPES, 2015). Com isso, introduziram-se materiais inertes ou núcleos vazios em suas zonas tracionadas e elevando-se a altura sem impactar significativamente o peso-próprio e o consumo de concreto, proporcionaram-se maiores inércias capazes de vencer os vãos demandados, formulando desse modo as lajes nervuradas (SPOHR, 2008).

Vários trabalhos presentes na literatura buscam fornecer parâmetros de escolha aos projetistas e construtores entre os diversos sistemas existentes, porém, além dos estudos muitas vezes se limitarem a analisar as lajes de forma isolada, dispensando os seus impactos estruturais, percebe-se uma deficiência quando são abordados dois deles que possuem como características principais a pré-fabricação: as lajes treliçadas em concreto armado e as lajes alveolares protendidas.

A laje treliçada pré-moldada constitui-se como um sistema formado por vigotas lineares de concreto regularmente espaçadas, preenchidas com materiais inertes, normalmente lajotas cerâmicas ou blocos de EPS, e uma capa de concreto moldada no local com a função de distribuir os esforços. Devido a sua facilidade de fabricação, manuseio e transporte, elas são geralmente empregadas em construções de pequeno porte (CUNHA, 2012).

A laje alveolar protendida tem por característica a presença de alvéolos na sua seção e o seu baixo peso próprio, que agregados ao uso da protensão desenvolve a capacidade de vencer grandes vãos. Considerada uma das soluções mais avançadas para sistemas de pisos, esse componente vem difundindo-se no mundo e, desde a década de 80, no Brasil devido a sua possibilidade aplicação em diversos sistemas estruturais, a racionalização de materiais, a dispensa de escoramentos, formas e a rápida velocidade de montagem (COSTA, 2009).

Diante do exposto e da percepção de que, ainda atualmente, muitas edificações são concebidas com um determinado tipo de laje dispensando uma verificação de outras possibilidades que possam gerar impactos positivos de cunho econômico e sustentável. Justifica-se a realização de um trabalho que aborde uma análise detalhada, que realize comparações de quais são as principais diferenças no que tange aos aspectos de concepção estrutural, dimensionamento e viabilidade econômica dos modelos de lajes em vigotas treliçadas de concreto armado e painéis alveolares de concreto protendido.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Realizar análise comparativa, sob os aspectos do comportamento estrutural e viabilidade econômica, de dois sistemas estruturais de pisos distintos, as lajes pré-moldadas treliçadas em concreto armado e as lajes pré-fabricadas alveolares em concreto protendido aplicados a um estudo de caso local.

1.1.2 Objetivos específicos

- Analisar a influência dos dois sistemas em um edifício de médio porte sob a condicionante da concepção estrutural;
- Apresentar os dimensionamentos das duas tipologias de lajes;
- Verificar a interferência econômica no custo da edificação, no que se refere a mão de obra, materiais e equipamentos;
- Dispor resultados que possam auxiliar na escolha entre os tipos de lajes mencionados.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está ordenado e particionado em cinco capítulos. O primeiro destes refere-se as considerações iniciais compostas de introdução e objetivos, gerais e específicos.

O segundo capítulo corresponde a revisão de literatura, na qual são abordados conteúdos relacionados aos aspectos de produção e construção das lajes treliçadas e alveolares.

Os métodos empregados para a execução e detalhamento do estudo estão presentes no capítulo 3, constando e explanando todas as etapas realizadas.

O quarto capítulo traz a apresentação dos resultados obtidos com o processo de pesquisa. O quinto e último corresponde às considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

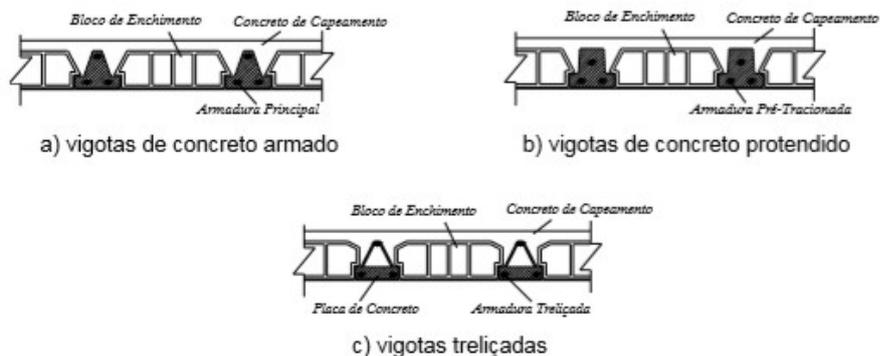
2.1 LAJES TRELIÇADAS

Atualmente um dos sistemas de piso mais utilizados no Brasil, as lajes formadas por vigotas treliçadas difundiram-se com rapidez nas últimas décadas nas construções de pequeno e médio porte devido aos preços acessíveis e as suas facilidades agregadas. A junção de componentes, como a sua fabricação simples sem a demanda por equipamentos caros e a execução dispensando formas, além da racionalização do escoramento, auxiliaram a sua abrangência e despertaram a atenção de pesquisadores para tal (CUNHA, 2012).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2005) a dificuldade encontrada nesse sistema deve-se a maior propensão em atingir o estado limite de deformações excessivas quando comparado as placas maciças.

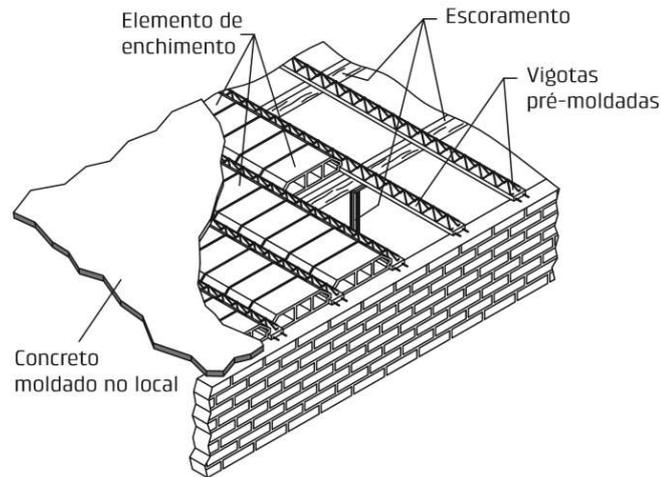
A NBR 14859-1 (ABNT, 2002) subdivide as lajes pré-moldadas formadas por vigotas em três tipos distintos entre si pelas suas nervuras, sendo: de concreto armado (VC); de concreto protendido (VP); em formato de treliça com base de concreto (VT). Os três modelos são ilustrados na Figura 1.

Figura 1: Modelos de vigotas pré-moldadas. a) VC, b) VP e c) VT.



Fonte: Medrano et al, 2005

O objeto desse estudo atenta-se as lajes nervuradas formadas por vigotas treliçadas com base de concreto (VT). Esse sistema de laje, denominado laje treliçada (LT), é basicamente definido como uma associação de elementos pré-fabricados lineares, denominados vigotas, componentes de enchimento, armadura de distribuição e concreto moldado *in loco* (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2005). A Figura 2 apresenta a configuração de montagem e os seus principais elementos, com exceção da armadura de distribuição.

Figura 2: Configuração de laje treliçada.

Fonte: El Debs, 2000.

2.1.1 Componentes

Dadas a considerações gerais sobre as lajes treliçadas, são apresentados neste item os seus componentes.

a. Vigotas

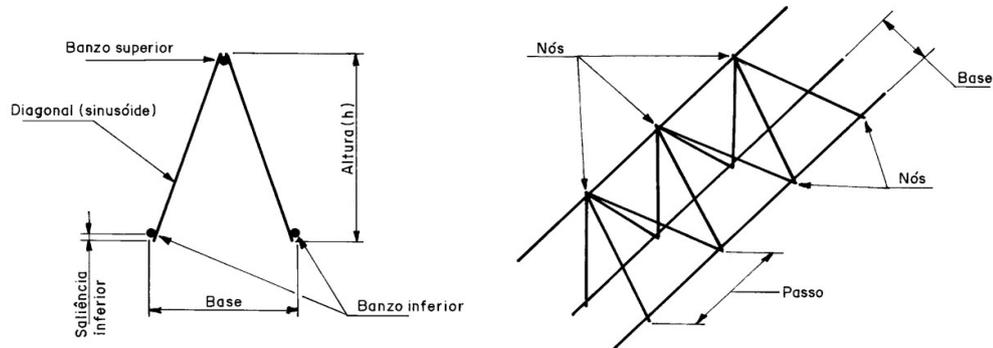
O elemento fundamental integrante deste tipo de laje são as vigotas treliçadas. Este componente compõe-se basicamente de uma armadura treliçada espacial e uma base de concreto que envolve parcialmente essa treliça.

Com relação a armadura treliçada, é a NBR 14859-3 (ABNT, 2017) responsável por regulamentar os seus elementos. A mesma constitui-se de um fio de aço no topo (banzo superior), dois fios de aço paralelos na base (banzo inferior) e esses dois componentes interligados nos nós por dois fios de aço diagonais, chamados sinusóides. Os fios diagonais são espaçados regularmente a uma distância designada passo e presos por eletrofusão/caldeamento aos banzos.

Os aços utilizados na fabricação das armaduras são os CA-50 e CA-60 regidos pela NBR 7480 (ABNT, 2007). Sobre as suas dimensões, tem-se o passo fixado em 20 cm, a largura da base dentro de um intervalo de 8 cm e 12 cm e as alturas padronizadas em 8 cm, 12 cm, 16 cm, 20 cm, 25 cm e 30 cm, podendo ainda serem utilizadas alturas diferentes, desde que respeitada a mínima de 8 cm. Conforme a norma NBR 14859-3 (ABNT, 2017), as treliças são fabricadas geralmente com comprimentos de 8 m, 10 m e 12 m, e são designadas por meio de nomenclaturas do tipo TR2010A69, que representa: uma armadura com 20 cm de altura, banzo superior com 10 mm, diagonais com 6 mm e banzo inferior com 9,5 mm. A letra A significa que a armadura de 10 mm é em aço CA-50, sendo essa especificidade dispensada quando

empregado aço CA-60. A Figura 3 apresenta a armadura treliçada com as suas respectivas denominações.

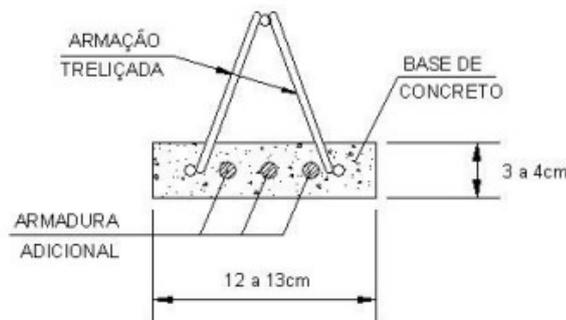
Figura 3: Armadura treliçada para vigota.



Fonte: ABNT NBR 14859-3, 2017.

Em relação a base em concreto, deve ser utilizado um compósito com resistência mínima a compressão de 20 MPa, com as dimensões da base variando entre 12 cm e 13 cm em largura e 3 cm e 4 cm em altura. Ainda podem ser adicionados aços extras de acordo com as necessidades de projeto (CUNHA, 2012). Apresenta-se na Figura 4 a seção transversal da vigota composta por sua armadura treliçada, base em concreto e armadura adicional.

Figura 4: Representação de seção transversal de vigota treliçada.



Fonte: Cunha, 2012.

O Manual ArcelorMittal (2010) traz as especificações referente a fabricação das vigotas. As mesmas devem ser executadas em chapas metálicas dobradas tipo calha com 3 mm de espessura e com a largura e altura da base variando conforme os valores citados anteriormente. Buscando a celeridade nos processos executivos de lançamento do concreto, adensamento, desforma e retirada das vigotas, posicionam-se as formas em cavaletes elevados a, no mínimo, 40 cm acima do piso e procede-se a limpeza e aplicação de uma demão de óleo antiaderente antes de cada concretagem. O tempo para retirada das formas varia de acordo com o concreto

utilizado, sendo usual após passadas 08 ou 16 horas, quando atingida uma resistência mínima de 4 MPa. Pode-se encontrar na Figura 5 a disposição das chapas para recebimento das vigotas.

Figura 5: Formas sobre cavaletes para produção de vigotas.



Fonte: Manual Puma, 2002.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a vigota é o elemento portante do sistema, seja em uso ou durante a execução. Sustentando o seu próprio peso e parte das cargas de enchimento, capa e locomoção de funcionários no processo executivo, ocasiona uma redução significativa da necessidade de escoramento, além de que, em conjunto com o enchimento, atuará como forma fazendo as mesmas dispensáveis.

b. Enchimento

O elemento de enchimento é definido pela NBR 14859-2 (ABNT, 2016) como um material inerte, industrializado fora do local de aplicação, que não contribui a resistência ou a rigidez da laje, podendo ser maciço ou vazado, intercalados entre vigotas ou sobre minipainéis e painéis de pré-lajes, e é empregado na busca da redução do peso próprio e do volume de concreto.

Entretanto, mesmo não contribuindo estruturalmente, é importante que esse possua uma capacidade mínima de suporte as cargas que lhe serão atribuídas no momento da execução, sendo assim requerido uma resistência mínima de 1 kN para elementos com altura superior a 8 cm e 0,7 kN para os demais. Os elementos de enchimento amplamente difundidos são as lajotas cerâmicas e os blocos de poliestireno expandido, EPS, ambos apresentados na Figura 6.

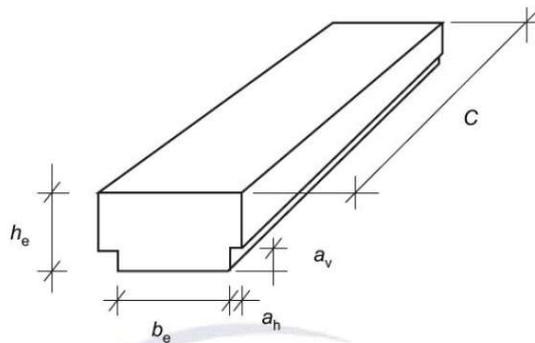
Figura 6: Enchimentos em: a) Lajota cerâmica; b) EPS.



Fonte: Manual ArcelorMittal, 2010.

O item 4.1.2 da NBR 14859-2 (ABNT, 2016) caracteriza o elemento de enchimento em EPS como de ruptura dúctil e apresenta as suas denominações utilizadas, como mostrado na Figura 7.

Figura 7: Lajota em EPS.



Fonte 1: ABNT NBR 14859-2, 2016.

Em que:

C : comprimento;
 h_e : altura da lajota;
 b_e : largura da lajota;
 a_v : encaixe vertical;
 a_h : encaixe horizontal.

c. Armadura de Distribuição

Segundo a NBR 14860-1 (ABNT, 2002) deve ser empregada na capa de concreto uma armadura de distribuição com a finalidade de disseminar na laje as cargas concentradas existentes e combater a fissuração decorrente da retração plástica e da variação volumétrica consequente da temperatura. A armadura deve possuir seção mínima de $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA-25 e $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA-50 e CA-60, com no mínimo três barras por metro. A Figura 8 apresenta a disposição da armadura de distribuição.

Figura 8: Armadura de distribuição em lajes treliçadas.



Fonte: Autoria própria, 2019.

d. Concreto Moldado *in loco*

Para complemento ao sistema de lajes treliçadas é prevista uma camada de concreto moldado no local que possui a função de preenchimento das nervuras longitudinais e, quando houverem, das transversais, além da composição da capa superior, conforme a NBR 14860-1 (ABNT, 2002).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a utilização desse componente fabricado *in loco* justifica-se pelo fato de que a implementação de elementos totalmente pré-moldados, devido ao seu peso, acarretaria grandes custos em equipamentos mecânicos de transporte.

A espessura da capa é contabilizada a partir da face superior do elemento de enchimento e junto com este padroniza as alturas totais da laje, conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Capa mínima de concreto.

Altura total da laje (cm)	Altura total do enchimento (cm)	Capa mínima (cm)
até 12,0	Maciço	
13,0 ; 14,0	7,0	3,0 ; 4,0
15,0 ; 16,0	8,0	4,0 ; 5,0

17,0 ; 18,0	10,0	4,0 ; 5,0
19,0 ; 20,0	12,0	4,0 ; 5,0
23,0 ; 24,0	16,0	4,0 ; 5,0
27,0 ; 28,0	20,0	4,0 ; 5,0
32,0 ; 33,0	20,0	5,0 ; 6,0
37,0 ; 38,0	24,0	5,0 ; 6,0

Fonte: NBR 14860-1, 2002.

A NBR 14860-1 (ABNT, 2002) define que a capa só possui função estrutural caso a espessura seja de no mínimo de 3 cm e existindo tubulações embutidas é necessária uma camada de 2 cm acima destas. Entretanto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza como mínima a espessura de 4 cm e na presença de tubulações as correlaciona ao seu diâmetro, sendo: 5 cm quando o diâmetro menor ou igual a 10 mm; 4 cm acrescida do diâmetro quando maior de 10 mm e duas vezes o diâmetro quando tubulações cruzadas.

Na Figura 9 pode ser observada a disposição da camada de concreto moldada *in loco* para complemento dos painéis de lajes treliçadas com enchimento em EPS.

Figura 9: Camada de concreto moldada *in loco* para lajes treliçadas.



Fonte: Autoria própria, 2019.

e. Armaduras Complementares

Além da armadura treliçada presente na vigota e da armadura de distribuição, podem ser necessárias armaduras complementares, que devem ser adicionadas em obras, dimensionadas e detalhadas de acordo com o projeto da laje, conforme a NBR 14859-1 (ABNT, 2002). Os tipos são:

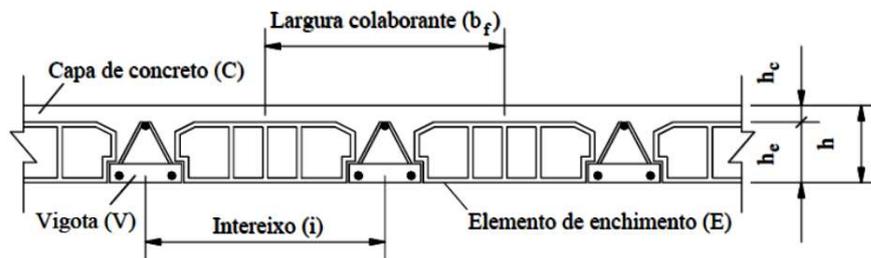
- a) Longitudinal (S_{ct}): É admissível quando da impossibilidade de aplicar na vigota toda a armadura passiva inferior de tração (S_{at});
- b) Transversal (S_T): Existente quando houver a necessidade de nervuras transversais;

- c) Superior de tração (S_{st}): Armadura posicionada na capa, na extremidade e no mesmo alinhamento das nervuras longitudinais, proporcionando a continuidade da estrutura, o combate a fissuração e a resistência ao momento fletor existente.

2.1.2 Parâmetros Geométricos

A NBR 14859-1 (ABNT, 2002) apresenta as designações necessárias aos projetos das lajes nervuradas unidirecionais. A Figura 10 apresenta a seção transversal de uma LT com as indicações dos parâmetros geométricos.

Figura 10: Parâmetros geométricos da laje treliçada.



Fonte: NBR 14589-1, 2002 *apud* Lopes, 2015.

- a) Largura da mesa colaborante ou largura colaborante (b_f)

Corresponde à largura da capa de concreto que associada a nervura formará uma seção T, estabelecendo um estado de distribuição de esforços internos, tensões, deformação e deslocamentos na estrutura, sendo calculada em função da largura da nervura e do intereixo adotado, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

- b) Largura das nervuras (b_w)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a largura da nervura é a menor largura da seção compreendida ao longo da altura útil d e indica que para lajes nervuradas moldadas no local essa dimensão não pode ser inferior a 5 cm. Já NBR 14859-1 (ABNT, 2002) cita que quando no sistema de laje montado a largura deve ser de no mínimo 4 cm.

- c) Intereixo (i)

A NBR 14859-1 (ABNT, 2016) diferencia dois tipos de intereixos, os de vigotas pré-fabricadas e os de minipainéis e painéis pré-fabricados de lajes. Segundo essa norma, o intereixo de vigotas pré-fabricadas é a distância entre os eixos destas entre as quais será aplicado o elemento de enchimento.

O intereixo mínimo varia de acordo com as dimensões do elemento de enchimento e também com o tipo de vigota utilizada, sendo para vigotas treliçadas (VT) mínimo de 42 cm, de acordo com a NBR 14859-1 (ABNT, 2002).

d) Altura do elemento de enchimento (h_e)

A Tabela 2 presente no item 3.2.1.4 mostra a definição da espessura da capa em função da altura do elemento de enchimento, compondo assim a altura total da laje. Já a NBR 14859-1 (ABNT, 2002) vincula a altura da laje a altura do elemento de enchimento, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2: Altura da laje em função do elemento de enchimento.

Altura do elemento de enchimento (h_e) (cm)	Atura total da laje (h) (cm)
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: ABNT NBR 14859-1, 2002.

e) Altura da vigota (h_v)

De acordo com a NBR 14859-1 (ABNT, 2016), a altura mínima da vigota deve ser, em milímetros, de 75 (± 2). Segundo Lopes (2014), a altura da vigota está vinculada a necessidade de armadura de cisalhamento na laje. Quando houve a necessidade dessa, o banzo superior deve ficar a aproximadamente 2 cm da face superior da laje e a armadura diagonal da treliça resistirá a esse esforço, condicionando dessa forma a altura da vigota a altura da laje. No caso de não haver necessidade de resistência ao cisalhamento, as diagonais trabalham apenas de forma construtiva e a altura da vigota e da laje são condicionadas apenas a magnitude do momento fletor aplicado.

f) Espessura da capa ou da mesa (h_c)

Como citado no item 2.2.1.4 deste trabalho, a espessura mínima da mesa está vinculada à altura da laje e do elemento de enchimento e deve respeitar as menores alturas para quando houver ou não a existência de tubulações, além da mínima para consideração estrutural.

g) Altura da laje (h)

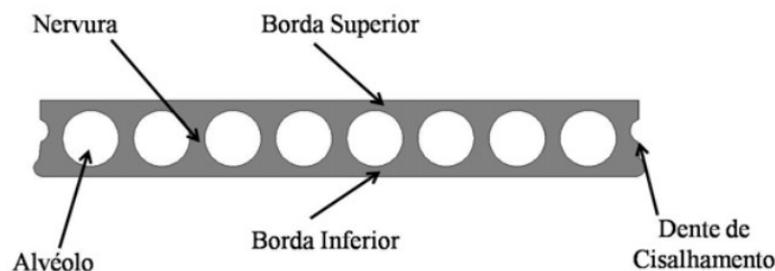
A altura da laje pode ser obtida somando-se a espessura da mesa (h_c) e a altura do elemento de enchimento (h_e).

2.2 LAJES ALVEOLARES PROTENDIDAS

Originária da Alemanha na década de 50 e difundindo-se na Europa e Estados Unidos nos anos seguintes, a laje alveolar é atualmente um dos sistemas de piso mais utilizados no mundo, como também uma das soluções estruturais mais avançadas. Devido a sua praticidade desde a produção até a execução, a automatização, racionalização de materiais como o concreto e o aço, a dispensa de escoramentos, velocidade de aplicação e capacidade de vencer grandes vãos, esse modelo tende a manter-se em alta numa construção civil cada vez mais tecnológica (COSTA, 2009).

O painel alveolar constitui-se basicamente como uma seção transversal de concreto com núcleos vazios (alvéolos), que possuem a função de diminuir o peso da estrutura, aliados a aços protendidos com aderência inicial, como mostrado na Figura 11. O peso relativamente baixo quando associado a protensão atribuí a esse componente a capacidade de suporte a elevadas cargas e vencer grandes vãos Petrucelli (2009). Por ser um elemento pré-fabricado, os painéis alveolares adaptam-se facilmente a muitos sistemas construtivos, como: concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, estrutura metálica e alvenaria estrutural.

Figura 11: Seção genérica de laje alveolar.

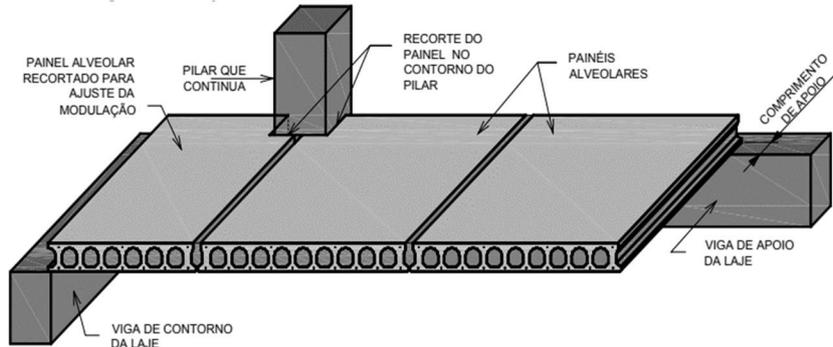


Fonte: Costa, 2009.

De acordo com o Manual Munte (2004) a viabilidade econômica amplia-se no uso das lajes alveolares quando o empreendimento é projetado e modulado para recebê-la. Com a utilização de módulos repetitivos e peças padronizadas é possível otimizar os processos de fabricação, evitar cortes e serviços manuais, diminuindo custos e valorizando a industrialização

e a mecanização características do processo. A Figura 12 mostra a disposição painéis alveolares com recorte para ajustes de modulação, encaixe de pilares e demais componentes.

Figura 12: Disposição de painéis alveolares.



Fonte: Catálogo Tatu, 2013.

Petrucci (2009) elenca os principais aspectos que podem ser melhores controlados devido ao fato do processo ser industrializado. Dentre eles podemos citar dois dos quais são de alta complexidade ou inviáveis de realização em estruturas moldadas *in loco*, como a verificação constante da resistência e do módulo de deformação de concreto e os ensaios de amostras em laboratório para atestar o comportamento a flexão, cisalhamento e deformações.

Segundo El Debs (2000) os principais benefícios da pré-moldagem são aqueles relacionados a produção dos elementos fora do local de uso definitivo. Para o autor, quando se tratam de elementos fabricados em grande escala e em série, as vantagens são mais significativas, dentre essas o mesmo cita o emprego da protensão com armadura pré-tracionada, a otimização dos materiais e o maior controle de qualidade. Petrucci (2009) cita ainda ganhos referentes a economia, como o baixo custo de fabricação decorrente da alta produção de uma mão-de-obra abreviada, o peso próprio reduzido devido a geometria acarretando um alívio estrutural, além de outros aspectos como o bom acabamento da face inferior, o bom isolamento térmico e acústico e a celeridade obtida em todos os processos, inclusive na montagem.

Como principais desvantagens desse sistema apresentam-se: as dificuldades de adaptação a alguns projetos devido aos recortes e a largura padronizada; resistência a flexão transversal limitada decorrente da ausência de armadura para esta; equipamentos e mão-de-obra especiais (PETRUCELLI, 2009). Para EL DEBS (2000), as dificuldades agregadas encontram-se no custo e nas limitações no momento do transporte e montagem das peças nos locais definitivos, já que são necessários veículos e maquinários de grande porte e valor elevado para o deslocamento e instalação.

Nos itens a seguir são apresentadas as principais características dos painéis alveolares e de forma sucinta os seus processos construtivos.

2.2.1 Características principais

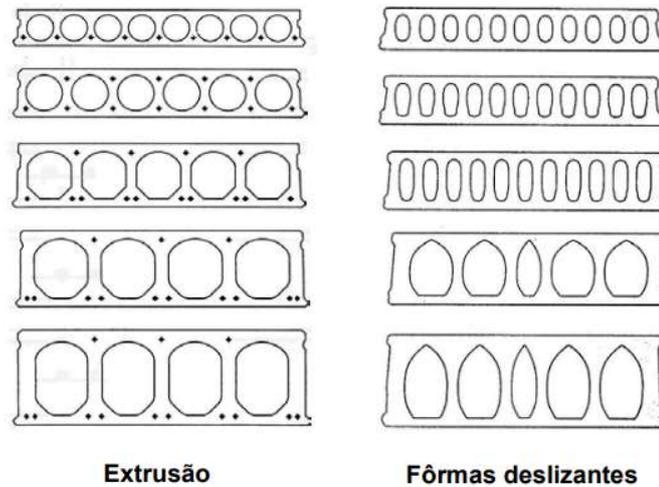
Comumente as pistas de protensão produzem painéis com largura em torno de 120 cm, alturas que podem variar entre 15 e 40 cm e são muito utilizados no Brasil vãos entre 6 e 12 metros. De acordo com a necessidade de cada empreendimento, pode ser empregada uma capa de concreto com espessura média de 5,0 cm com duas finalidades possíveis: atuar como acabamento, garantindo o nivelamento da superfície da laje e a correção da contra-flecha causada pela protensão; possuir função estrutural, agregando magnitude a inércia da seção e trabalhando como diafragma horizontal da estrutura, absorvendo as ações laterais de vento (COSTA, 2009).

Uma das características principais dos painéis alveolares protendido encontra-se no uso da protensão com aderência inicial, pois tal sistema só é viável de implementação em elementos pré-fabricados. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define o concreto com armadura ativa pré-tracionada como sendo:

“Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência.”

Usualmente são usadas cordoalhas longitudinais posicionadas na borda inferior da seção e, como citado, ancoradas por aderência. No caso de lajes em balanço as cordoalhas podem ser empregadas na parte superior e em geral não são utilizados estribos para combate ao esforço de cisalhamento, sendo apenas em caso extremos realizada essa aplicação (COSTA, 2009). As seções variam em largura, altura, número de cordoalhas e podem ser também utilizadas variações nos formatos dos alvéolos, como na Figura 13 de acordo com os diferentes processos fabris posteriormente explanados.

Figura 13: Seções com alvéolos distintos.



Fonte: Costa, 2009.

2.2.2 Processos de fabricação

As indústrias produtoras desses painéis utilizam pistas com até 150 m de comprimento, geralmente constituídas de formas metálicas com trilhos que suportam as máquinas necessárias na produção. Após a confecção, os elementos são recortados nos tamanhos desejados (PETRUCCELLI, 2009).

São dois os métodos mais utilizados de fabricação: por extrusão ou por moldagem com forma deslizante. No regime de forma deslizante o concreto possui um *slump* mais elevado e a produção ocorre com o lançamento e compactação efetuados por uma máquina em dois ou quatro estágios, sendo realizadas em várias camadas de concreto (CATOIA, 2011). Esse é um processo menos usual do que a fabricação por extrusão e na Figura 14 visualiza-se a máquina referida.

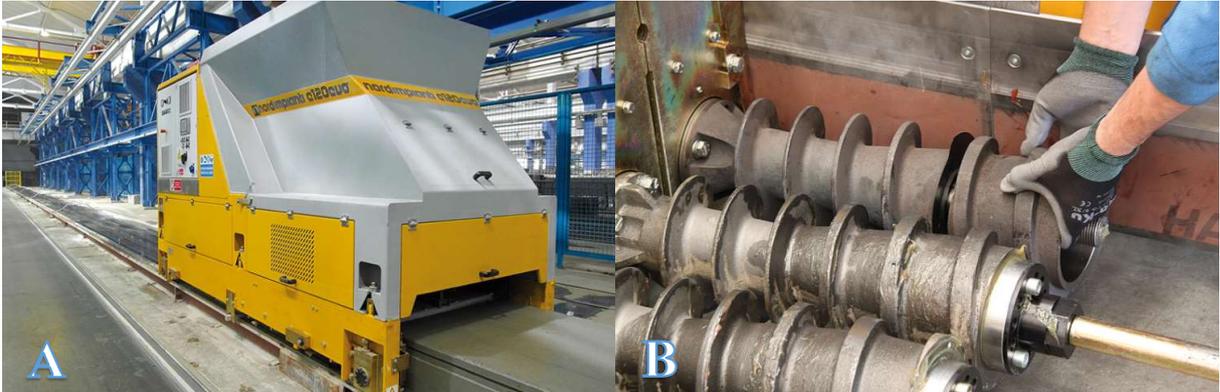
Figura 14: Equipamento de moldagem de laje alveolar.



Fonte: AECweb, 2018.

Na produção por extrusão o concreto é expulso e comprimido nas paredes do molde e os alvéolos se formam devido a compactação do material por tubos helicoidais. Nesse método o concreto possui um *slump* mais baixo e realiza-se todo o procedimento em apenas um estágio (CATOIA, 2011). Na Figura 15 é apresentado o equipamento de produção por extrusão.

Figura 15: a) Máquina de produção de painéis por extrusão; b) Tubos helicoidais.



Fonte: Nordimpianti, 2019.

Segundo Petrucelli (2009) o processo produtivo pode ser sequenciado em sete etapas, sendo:

a. Preparação das pistas:

Estágio no qual são retiradas todas as impurezas das pistas e realiza-se a aplicação do desmoldante. Tem função significativa pois influencia diretamente na qualidade estética estrutural da peça produzida, impedindo quebras, manchas e utilizando-se de materiais que não agriçam quimicamente o concreto, além da conservação das formas para obtenção do custo benefício necessário (PETRUCELLI, 2009). O processo de aplicação do desmoldante por meio de pulverizador é mostrado na Figura 16.

Figura 16: Aplicação do desmoldante.



Fonte: Petrucelli, 2009.

b) Posicionamento dos cabos e protensão:

Com a pista preparada, os cabos de aço são alocados de acordo com o projeto e procede-se com a protensão. Os cabos são inicialmente ancorados através de cunhas, passivas ou ativas, em suportes fixos, denominados cabeceiras, que se posicionam nas extremidades das pistas. As cunhas ativas posicionam-se na extremidade que receberá o macaco para aplicação de tensão e na outra extremidade aloca-se a cunha passiva (CATOIA, 2011). Os cabos podem ser tensionados pelos macacos de forma conjunta ou individual. A protensão conjunta é a ideal, pois na individual a cabeceira acumula pequenas deformações que interferem de forma sucessiva na sequência de cabos a serem protendidos, porém, como essa deformação é pequena acaba sendo desprezada (PETRUCELLI, 2009). Na Figura 17 podem ser visualizados esses processos.

Figura 17: a) Cabos dispostos na pista; b) Protensão; c) Ancoragem nas cabeceiras.



Fonte: Catoia, 2011.

c) Lançamento do concreto e produção das lajes:

Seja no processo de formas deslizantes ou por extrusão, é comum as indústrias possuírem as suas próprias usinas de produção de concreto. Após a produção do concreto, o material é lançado em caçambas e com auxílio de equipamentos de transporte, normalmente carrinhos ou pontes rolantes, é levado as máquinas de fabricação. Para garantia do posicionamento dos cabos durante o processo de execução dos painéis podem ser utilizadas chapas denominadas “guia-fio”, evitando o deslocamento destes e os problemas estruturais que podem ser causados (PETRUCELLI, 2009). A Figura 18 mostra a disposição dos carrinhos de transporte munidos de caçambas abaixo da saída da usina de concreto.

Figura 18: Disposição de caçambas na saída da usina de concreto.

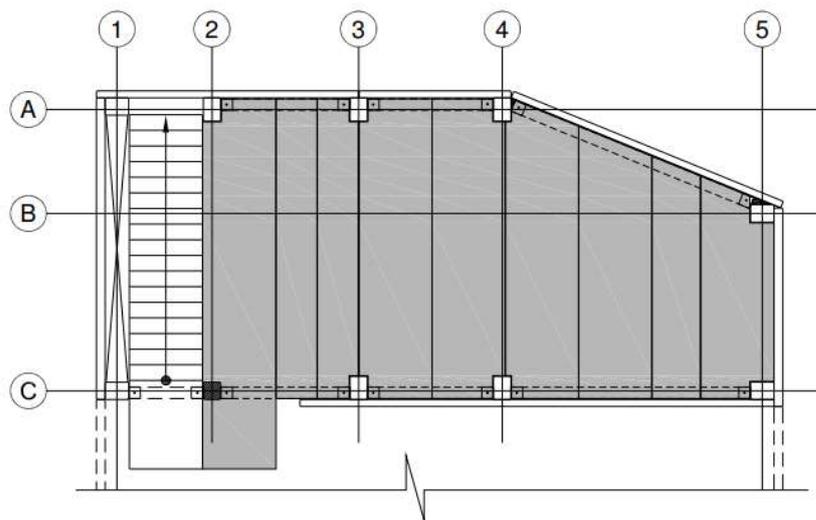


Fonte: Petruccelli, 2009.

d) Marcação dos painéis, recorte e cura:

A necessidade de se adaptar as arquiteturas cada vez mais complexa gerou a necessidade de recortes nos painéis de lajes, porém esses ainda são limitados e devem ser realizados com o devido cuidado. Os recortes mais comuns são os de pilares e os longitudinais para acomodar-se a paginação das lajes, porém podem também serem realizados recortes diagonais. De toda forma os recortes devem ser respaldados pelo engenheiro responsável pelo cálculo e pelo corpo técnico da fábrica (PETRUCCELLI, 2009). A Figura 19 apresenta uma paginação de laje com a necessidade de recortes longitudinais, diagonais e de pilares.

Figura 19: Paginação de laje com recortes.



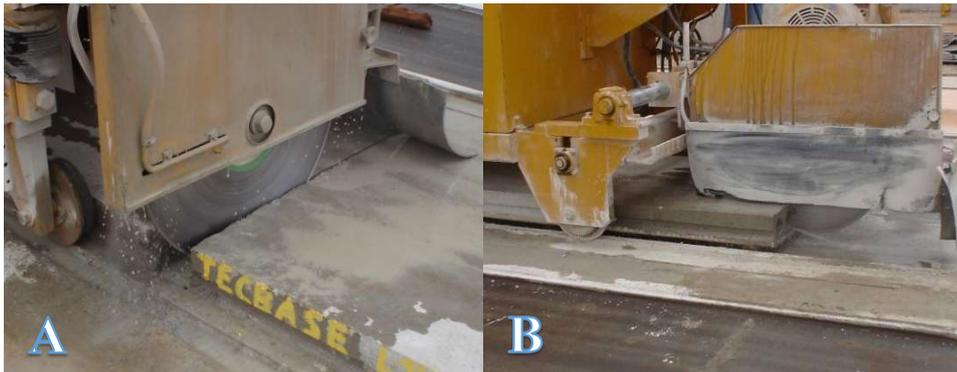
Fonte: Petruccelli, 2009.

A respeito da cura, podem ser realizadas de três tipos: cura térmica; cura a vapor; cura simples. Pelo fato de serem mais rápidas, possibilitam a liberação da protensão em menor tempo e a continuidade do processo fabril, sendo mais utilizada a cura térmica a vapor. Não é indicado o uso da cura química devido ao prejuízo da aderência da capa de concreto que pode ocorrer através da aplicação do produto na superfície do elemento (PETRUCELLI, 2009).

e) Liberação da protensão e corte

A liberação da protensão ocorre quando o concreto atinge uma resistência f_{ckj} definida em projeto e em função do tempo após iniciada a cura. É importante que seja respeitado o tempo determinado para a obtenção dessa resistência a fim de que não ocorram escorregamento das cordoalhas ou problemas de tração no concreto (PETRUCELLI, 2009). Após tensionados os painéis procedem-se os cortes transversais e longitudinais para que as peças possuam dimensões de acordo com a demanda de cada empreendimento, como pode ser visualizado na Figura 20.

Figura 20: a) Corte transversal de painel; b) Corte longitudinal de painel.



Fonte: Petruccelli, 2009.

f) Içamento e estocagem

O içamento das lajes pode ocorrer com sistemas de garras e balancins presos as pontes rolantes ou também por meio de ganchos nos casos de lajes com sistema de alças. Para estoque, ainda em fábrica ou na obra caso haja necessidade, é recomendado o uso de calços de madeira para evitar o contato com o solo e também em casos de empilhamento. Os calços devem estar deslocados de 20 a 40 cm das extremidades e devem ser alinhados de forma a evitar esforços de cisalhamento (CANTOIA, 2011). A Figura 21 apresenta o içamento de painéis por meio de garras e balancins.

Figura 21: Içamento de painel alveolar.



Fonte: Petruccelli, 2009.

g) Furação e *shafts*

Devido a necessidade da passagem de instalações complementares podem ser realizados furos, desde que esses passem obrigatoriamente pelos alvéolos e não interrompam as cordoalhas. Segundo o Manual Munte (2004), os furos longitudinais devem ser espaçados no mínimo 120 cm e transversalmente não devem existir mais que dois furos. A criação de *shafts* limita-se a largura de um painel e deve ser realizada solução de suporte para o painel recortado.

2.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE LAJES TRELIÇADAS E ALVEOLARES

Apresentados as tipologias de lajes empregadas nestes estudo, faz-se agora uma breve abordagem sobre seus *modus* construtivos.

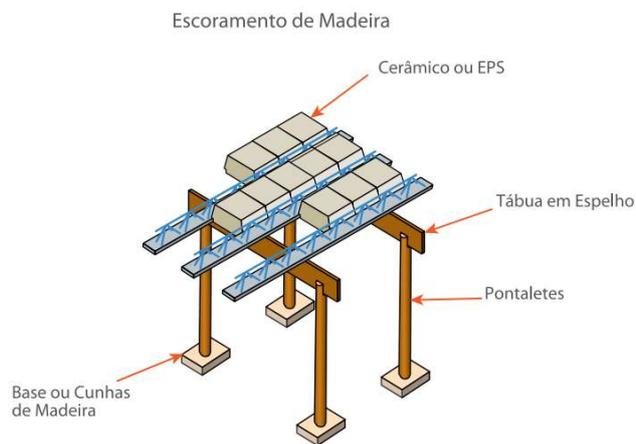
2.3.1 Execução de Lajes Trelaçadas

De acordo com o Guia Isoplast (2011) o transporte das vigotas trelaçadas até o canteiro de obras deve acontecer preferencialmente com uso de caminhão baú e, na impossibilidade deste, é necessário prever os devidos cuidados para evitar a danificação do produto. Ainda é indicado a estocagem em local coberto, protegendo o material dos efeitos climáticos e contribuindo com a sua durabilidade.

Como explanado na descrição das lajes trelaçadas, esses é um sistema parcialmente pré-moldados, característica correspondente as vigotas, e parcialmente moldados *in loco*, devido a capa de concreto executada na obra. Segundo Flório (2004), a ausência da capa de concreto no momento da execução influencia negativamente a resistência estrutural dessa laje, necessitando dessa forma de escoramento suporte as vigotas.

O Manual ArcelorMittal (2010) indica como primeira etapa de execução a realização do escoramento em pontaletes de madeira ou escoras metálicas sobre uma base firme e uso de peças de madeira para regularização. É necessário ainda que o escoramento possua altura suficiente a aplicação da contra-flecha. A configuração é apresentada na Figura 22.

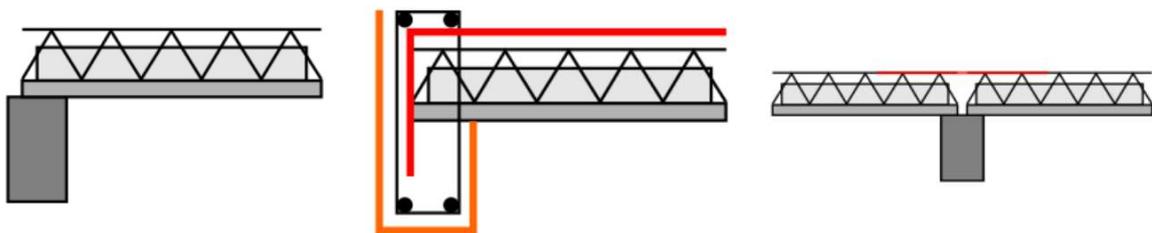
Figura 22: Escoramento de laje treliçada.



Fonte: Manual ArcelorMittal, 2010.

Em seguida procede-se com o transporte e a alocação das vigotas no devido local de utilização. Normalmente esses processos são realizados de forma manual e o apoio das vigotas depende dos padrões empregados no dimensionamento, determinando se a viga suporte deve estar totalmente, parcialmente ou não concretada. De acordo com o Manual de Lajes Real (2019) podem ser três as condições (Figura 23): apoio simples; apoio engastado; apoio contínuo.

Figura 23: Vigotas em: a) Apoio simples; b) Apoio engastado; c) Apoio contínuo.



Fonte: Manual de Lajes Real, 2018.

De acordo com Flório (2004) após a alocação das vigotas devem ser integrados ao sistema os elementos de enchimento e, quando previstas, as tubulações. A penúltima etapa corresponde a disposição da armadura de distribuição e, quando existentes, as complementares. Esses dois processos podem ser visualizados na Figura 24.

Figura 24: Instalação de armadura

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Por fim são realizadas as etapas de concretagem, cura e descimbramento da laje. Flório (2004) indica que antes da concretagem a laje seja molhada e quando na execução do processo o material seja bem adensado para a penetração nas lacunas a serem complementadas nas vigotas. Com relação a cura, o Manual ArcelorMittal (2010) indica que seja realizada com a aplicação de água por no mínimo três dias após a concretagem e, sobre o a retirada das escoras, essa deve ocorrer no mínimo após 18 dias da execução.

2.3.2 Instalação de Lajes Alveolares

De acordo com Oliveira (2002) o incremento da produtividade na execução de painéis alveolares correlaciona-se diretamente com o uso de métodos de aceleração dos processos. Dentre essa perspectiva destaca-se o modelo *just in time*, que consiste no transporte imediato das peças ao final da cura para o canteiro de obras, dispensando dessa forma custos com locais de armazenamento.

O transporte desse tipo de peça é comumente realizado com carretas ou caminhões plataformas, conforme pode ser visualizado na Figura 25.

Figura 25: Transporte de painéis alveolares.

Fonte: AECweb, 2018.

Segundo Taylor (1992, *apud* OLIVEIRA, 2002) o transporte necessita de total acordo com a operações que ocorrem em canteiro, visando a acessibilidade da carreta, prevendo quantas estarão dispostas na obra e o posicionamento das guias ou guindastes de retirada e montagem. Esse processo pode representar de 5 a 15% do custo total desse tipo dessas lajes (EL DEBS, 2000).

A montagem das lajes alveolares é um dos procedimentos mais simples e rápidos dentre os elementos pré-fabricados. Comumente realizam-se as identificações dos painéis ainda em fábrica e no canteiro de obra, a depender as especificidades, ocorre de forma imediata a retirada das lajes dos equipamentos de transporte e instalação nas vigas de apoio, por meio de guias ou guindastes com fitas para suspensão. Em média podem ser obtidas produções de 500 m² ao dia na instalação de desse sistema de lajes (PETRUCCELLI, 2009).

A Figura 26 apresenta o içamento a instalação dos painéis alveolares.

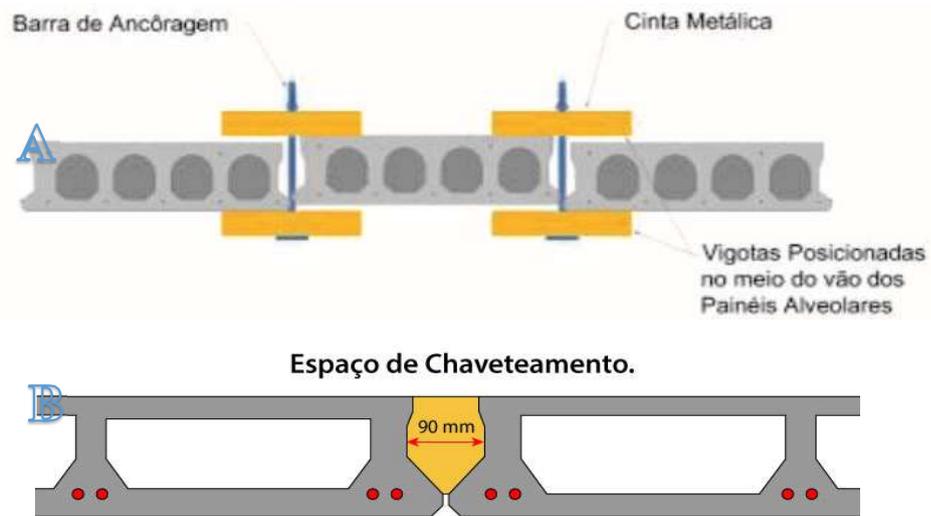
Figura 26: a) Içamento e b) Instalação de painéis alveolares.



Fonte: a) Cilel, 2017; b) AECweb, 2019.

Concluída a instalação procedem-se o nivelamento dos painéis por meio de torniquetes e o preenchimento dos chaveteamentos com graute, como representados na Figura 27 em a) e b), respectivamente. Por último, como já citado nas características desse tipo de laje, pode ser ou não empregada uma capa de concreto com função estrutural e/ou de nivelamento. Caso ocorra a execução, deve ser empregada uma malha de aço (Figura 28) com a função de distribuir os esforços e prevenir a fissuração dessa camada de concreto (PETRUCCELLI, 2009).

Figura 27: a) Torniquetes de nivelamento; b) Espaço para chaveamento.



Fonte: a) Puma, 2020; b) R4tecnico, 2020.

Figura 28: Malha de aço para capa de concreto.



Fonte: Petrucelli, 2009.

3 METODOLOGIA

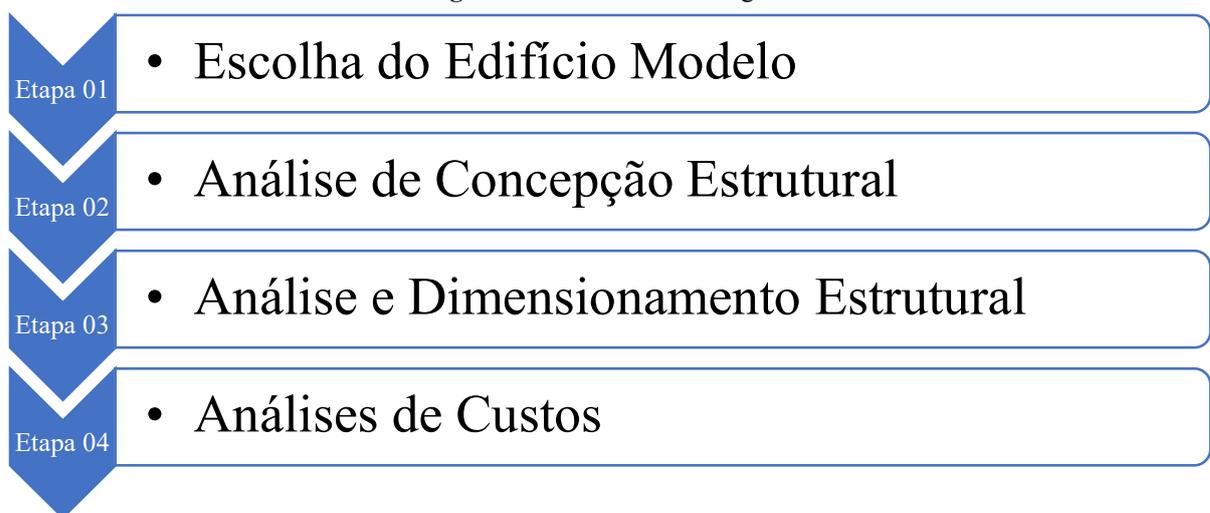
Neste presente trabalho desenvolveu-se um estudo comparativo entre os sistemas de lajes treliçadas em concreto armado e de lajes alveolares em concreto protendido tomando como parâmetros três ênfases principais: a concepção estrutural; o dimensionamento das lajes; os custos da superestrutura.

Para atingir os objetivos propostos, procedeu-se inicialmente com a escolha do edifício modelo que apoiara todos os desenvolvimentos da pesquisa. A partir deste foram realizadas as concepções estruturais para suporte as lajes treliçadas e alveolares, analisando as suas características, adaptabilidades e levantando os principais pontos de distinção e influência dos dois sistemas na superestrutura a ser formada.

Baseadas nas concepções realizadas, procederam-se os dimensionamentos dos painéis das duas tipologias, onde foram pré-dimensionados e calculados os dois pavimentos de lajes de cada estrutura, realizando as suas análises de cargas, esforços, áreas de aço, verificação de estados limites e também, a depender da especificidade do modelo, as: deformações; perdas de protensão; estudos da seção mais solicitada.

Por fim, procederam-se as análises econômicas das superestruturas, sendo desenvolvidas as composições orçamentárias de cada tipologia, considerando, além das lajes utilizadas, os sistemas construtivos empregados e os seus impactos nos custos de materiais, mão de obra e equipamentos.

Figura 29: Roteiro metodológico.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Em concordância com a fundamentação teórica supracitada e de maneira a alcançar os objetivos propostos, as etapas metodológicas foram particionadas conforme pode ser visualizado na Figura 29, compondo dessa forma os resultados que fundamentam a análise comparativa dos dois sistemas, desde os efeitos de dimensionamento até os aspectos impactados nas concepções e as consequências nas análises econômicas.

3.1 EDIFÍCIO MODELO

O edifício escolhido para a realização da análise comparativa foi o Bloco de Engenharia Civil pertencente ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba – *campus* Cajazeiras, localizado na Rua José Antônio da Silva, S/N, no Bairro Jardim Oásis. O Projeto Arquitetônico foi cedido pelo corpo técnico do instituto.

O edifício conta com dois pavimentos tipo, totalizando 1.457,72 m², destinados a salas de aula, banheiros e circulação, além de área de coberta com 906,89 m² sem uso previsto. A distância de piso a piso é de 3,55 m e na Figura 30 podem ser visualizadas as fachadas noroeste e sudeste oriundas dos projetos arquitetônicos.

Figura 30: Fachadas Noroeste e Sudeste do Projeto do Bloco de Engenharia.

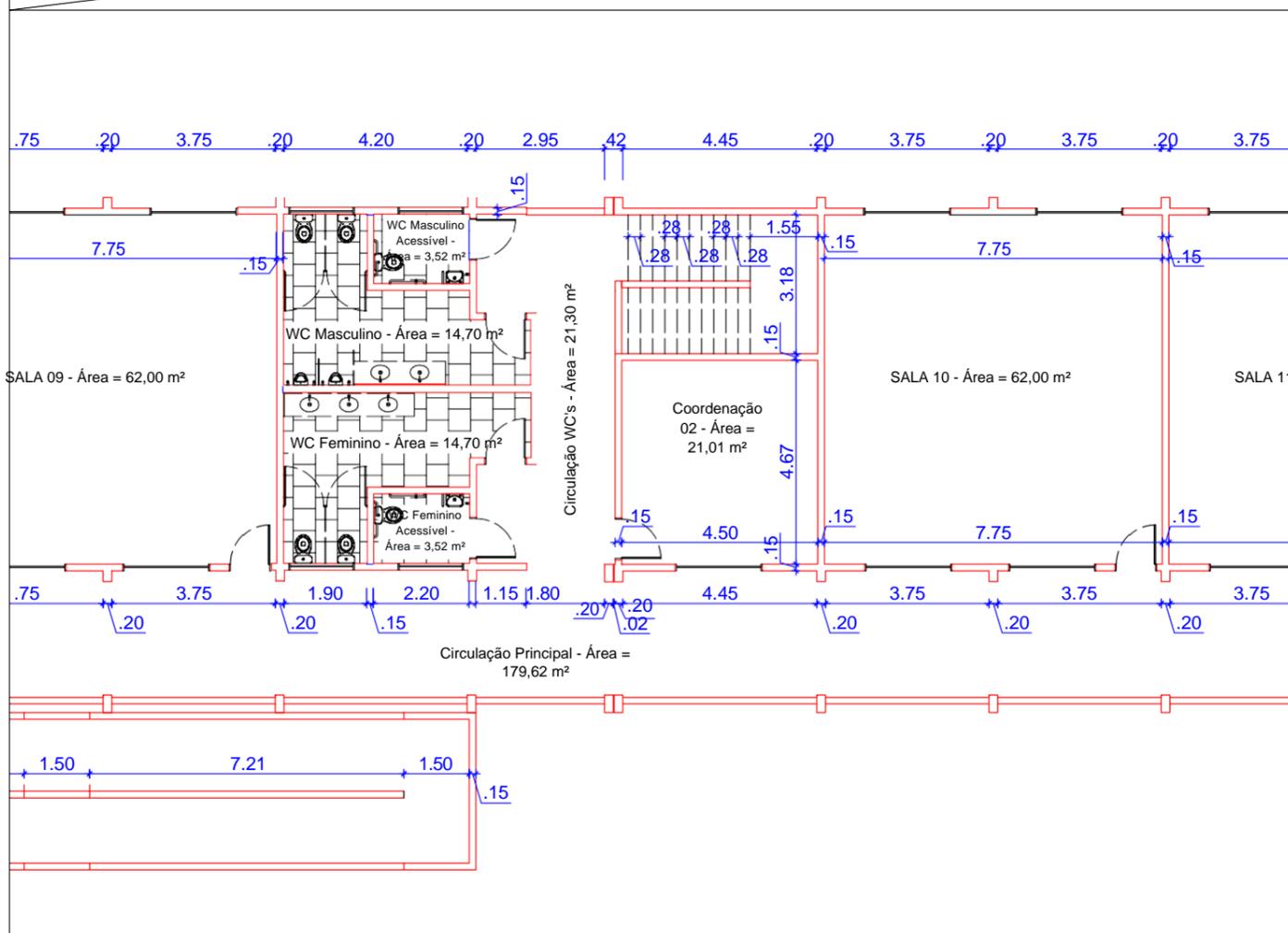
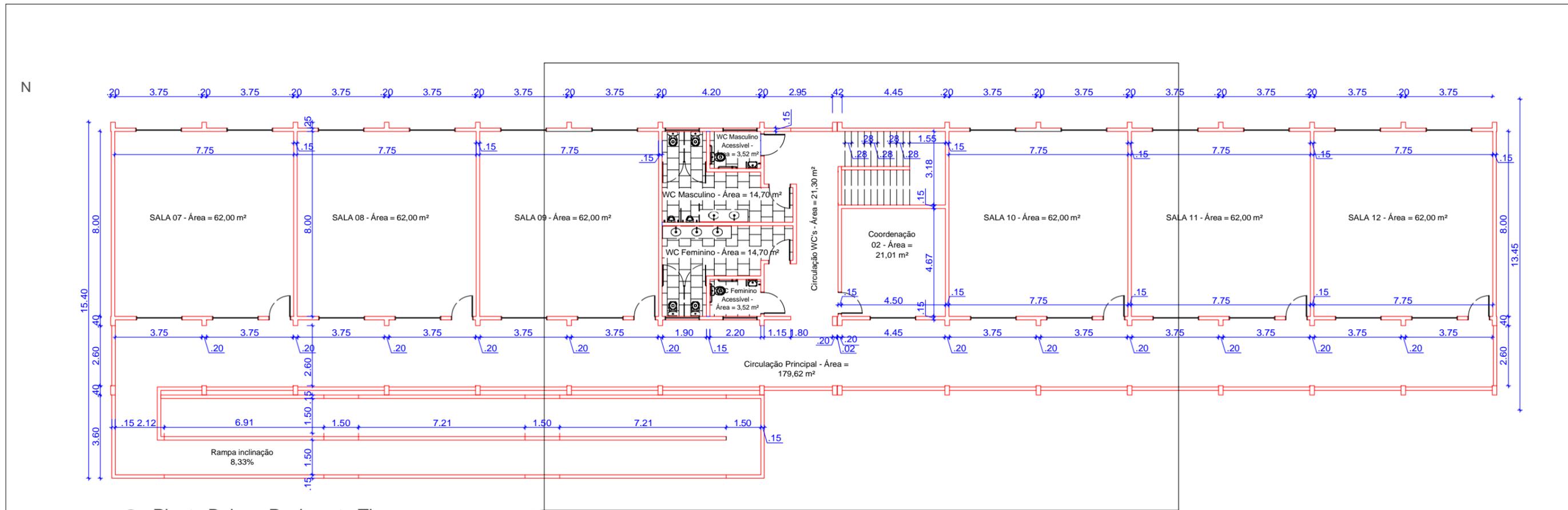


Fonte: Projetos Arquitetônicos, Bloco de Salas Cajazeiras, 2019.

A escolha da edificação apresentada deve-se ao entendimento de que a arquitetura e as necessidades de uso, como por exemplo os vãos a serem formados para as salas de aula, possibilitariam as situações adequadas para verificar o emprego das tipologias de lajes propostas e os seus impactos gerados nos demais aspectos considerados.

Na Figura 31 tem-se a planta baixa do pavimento tipo empregado nos pavimentos térreo e superior, além da rampa de acesso. Destaca-se que, para a realização desse estudo, o pavimento tipo foi tomado como igual ao pavimento de cobertura e embora o não haja uso previsto para o segundo, os carregamentos empregados também foram de mesma magnitude.

Figura 31: Planta baixa do pavimento tipo.



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

Bacharelado em Engenharia Civil
Componente Curricular: Trabalho de Conclusão de Curso
Abordagem: Comparativo Estrutural

Planta de Baixa - Pavimento Tipo
Escala 1/175
Ampliação
Escala 1/150

Prancha
03/03

Localização:
Cajazeiras - Paraíba

Data:
08.02.2020

Responsável Técnico:
Assis Baborsa de Lira Neto
201512200506

3.2 CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS

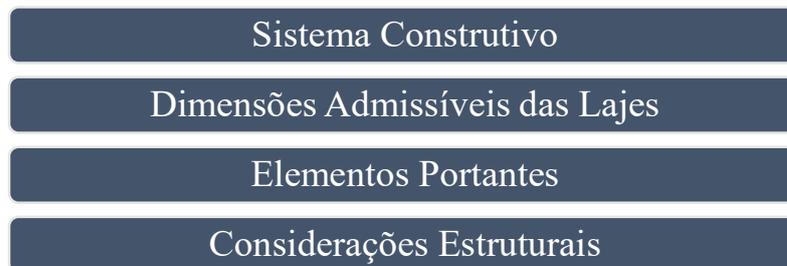
Apoiado a planta baixa do pavimento apresentada na Figura 31 e nas características arquitetônicas do projeto, foram realizados os estudos acerca das concepções estruturais, de forma a obter como produto os lançamentos das estruturas portantes da edificação para o recebimento das lajes treliçadas e das lajes alveolares.

A realização das concepções buscou integrar a cada modelo as características estruturais compatíveis com o que realmente é utilizado no meio da construção, respeitando as suas demandas, propriedades e empregando as normas e literaturas para obter dimensões seguras e econômicas.

A princípio elencaram-se quatro pontos aos quais os estudos de concepção deveriam ser fundamentados. Esses pontos abrangem as características intrínsecas aos modelos de piso instituídos na estrutura e as suas melhores adaptações a sistemas construtivos, bem como correlaciona tais fatores as demais decisões a serem tomadas e, ao fim, contribuem com um direcionamento a elaboração de cada estrutura. Os pontos são listados na Figura 32.

Da análise e discussão desses parâmetros resultaram os painéis de lajes a serem dimensionados, o sistema construtivo utilizado em cada tipologia e o pré-dimensionamento de vigas e pilares para compor os orçamentos das superestruturas.

Figura 32: Pontos de tomada de decisão para concepção estrutural.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

3.3 DIMENSIONAMENTOS

De posse dos painéis formados nas duas concepções estruturais, foram realizados os dimensionamentos das lajes alveolares protendidas e das lajes nervuradas treliçadas com base nas literaturas e normas técnicas vigentes fazendo uso da ferramenta *Mathcad* para os cálculos matemáticos.

Os cálculos detalhados de cada painel encontram-se nos Apêndices A.1 e A.2, sendo aqui apresentados apenas os roteiros de dimensionamento, visando desta forma não

descontinuar do texto com uma gama extensa de fórmulas e considerações já conhecidas das normas e literaturas de estruturas de concreto.

3.3.1 Lajes Treliçadas

Como padrão nas estruturas de concreto armado, realiza-se inicialmente o dimensionamento em Estado Limite Último (ELU) e por fim procedem-se as verificações de Estado Limite de Serviço (ELS) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2005). Desta forma, foi realizado o dimensionamento das lajes treliçadas fundamentado nas normas compatíveis e em duas literaturas principais: Carvalho e Figueiredo Filho (2015); Araújo (2014). O macrorroteito utilizado nessa tipologia de piso é apresentado na Tabela 3.

Tabela 3: Roteiro de dimensionamento de lajes treliçadas

Fases de Cálculo	Etapas
a. Pré-Dimensionamento	01. Altura da laje; 02. Dimensões da seção transversal; 03. Largura colaborante;
b. Materiais	04. Parâmetros característicos do concreto; 05. Propriedades do aço;
c. Composição dos Carregamentos	06. Carregamento permanente g_1 ; 07. Carga de revestimento g_2 ; 08. Carregamentos de alvenaria F_{alv} ; 09. Carga variável q_1 ;
d. Dimensionamento em ELU	10. Vãos efetivos; 11. Momento de cálculo em ELU; 12. Verificação da compressão; 13. Adimensionais; 14. Áreas de aço;
e. Estado Limite de Deformação Excessiva	15. Inércia no estágio I; 16. Inércia no estágio II; 17. Momento em ELS; 18. Momento de fissuração; 19. Inércia equivalente de Branson; 20. Flecha imediata; 22. Verificação das deformações limites.

Fonte: Autoria Própria, 2020.

3.3.2 Lajes Alveolares

Analogamente ao realizado nas lajes treliçadas, é apresentado aqui roteiro para o dimensionamento das lajes alveolares (Tabela 4). Em contraponto as estruturas de concreto armado, as peças protendida são comumente dimensionadas para o atendimento aos Estados Limites de Serviço (ELS) e verificados posteriormente os Estado Limite Último (ELU), devido ao fato do primeiro muitas vezes apresentar-se mais rigoroso, e assim diminuir a possibilidade de retrabalho (BASTOS, 2019).

Isto posto, realizou-se o processo de dimensionamento apoiados pelas normas técnicas vigentes e em três literaturas principais: Bastos (2014); Carvalho (2012); Hanai (2005). Na Tabela 4 é apresentado o roteiro de dimensionamento dos painéis alveolares.

Tabela 4: Roteiro de dimensionamento de painéis alveolares.

Fases de Cálculo	Etapas
a. Pré-Dimensionamento	01. Altura da Laje; 02. Dimensões da seção transversal; 03. Propriedades resistentes da seção;
b. Materiais	04. Parâmetros do concreto; 05. Concreto na protensão; 06. Propriedades do aço;
c. Carregamentos	07. Peso próprio g_1 ; 08. Capa de Concreto g_2 ; 09. Carga acidental q_1 ; 10. Carregamento de alvenaria F_{alv} ;
d. Vãos	11. Vãos efetivos; 12. Momentos por carga; 13. Tensões elásticas nas fibras extremas;
e. Dimensionamentos em ELS	14. Tensões devido protensão; 15. Força estimada de protensão; 16. Perdas estimadas; 17. Força de estiramento estimada; 18. Áreas de aço; 19. Força de estiramento efetiva P_i ;
f. Forças após as Perdas de Protensão	20. Força após a deformação da ancoragem P_a ; 21. Força após o encurtamento do concreto P_0 ; 22. Força após as perdas progressivas;
g. Verificação em ELU	23. Viga T; 24. Momento em ELU; 25. Momento proporcional; 26. Adimensionais; 27. Deformação e tensão no aço; 28. Verificação da área de aço em ELU;

Fonte: Autoria Própria, 2020.

3.4 AVALIAÇÃO ORÇAMENTÁRIA

O levantamento de custos envolve inúmeras variáveis em diversos ramos e de diferentes graus de dificuldade na sua caracterização. Visando reduzir a complexidade envolvida no orçamento de uma obra, consideraram-se neste trabalho apenas os elementos de superestrutura (vigas, pilares e laje), com a exclusão de escada e rampa, pois, entende-se que, embora diversos outros aspectos além dos estruturais ofereçam influência aos custos de uma edificação, os fatores considerados fornecem o suporte adequado ao que se propõe como análise.

Posto isso, foram elaboradas duas composições orçamentárias para as estruturas concebidas, empregando as dimensões de pilares, vigas e lajes oriundas das concepções relativas as duas tipologias, além dos sistemas construtivos escolhidos. A construção das composições de custos considerou os serviços referentes aos de produção de uma estrutura, ou seja, os despendimentos relativos a compras de matérias, aluguel de equipamentos, mão de obra, etc, não sendo envolvidos custos como, por exemplo, os de fabricação de um painel alveolar.

Para a realização da composição, obtenção de índices e custos unitários utilizaram-se os principais sistemas orçamentários empregados no país, sendo: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI, da Caixa Econômica Federal; Sistema de Orçamentos de Obras de Sergipe - ORSE, do Departamento Estadual de Habitação e Obras Públicas de Sergipe; Gerador de Preços para a Construção Civil, da CYPE Ingenieros, S.A; Sistema de Custos para Obras e Serviços de Engenharia do Rio de Janeiro – SCO RIO, da Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro.

Como não foi foco do estudo o dimensionamento de vigas e pilares, a obtenção dos quantitativos de aço e de formas, quando necessárias, para consideração orçamentária desses elementos se deu a partir dos volumes de concreto de cada peça correlacionados as taxas em kg/m^3 e m^2/m^3 definidas por Botelho (2004).

Da análise de custos resultaram os valores referentes a mão de obra, materiais e equipamentos individualizados por elemento estrutural e também por tipo de estrutura, para assim proceder com a análise comparativa. As composições orçamentárias sintéticas e analíticas podem ser encontradas nos Apêndices A.3, A.4, A.5 e A.6 deste trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Frente ao processo metodológico descrito, foram desenvolvidas as concepções estruturais, os dimensionamentos e as análises de custos da edificação modelo com os empregos das lajes nervuradas treliçadas e das lajes alveolares protendidas. Nesta unidade serão apresentados os resultados encontrados e realizadas as suas discussões.

4.1 CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS

A princípio são explanadas as discussões e tomadas de decisão referentes aos pontos principais em que se fundamentaram as concepções estruturais, como citado na metodologia.

a. Sistemas construtivos:

Segundo El Debs (2000) é necessário que os sistemas estruturais sejam concebidos levando em consideração os aspectos construtivos e, conseqüentemente, a conformidade entre a tipologia de laje empregada e o modo construtivo da superestrutura portante é fundamental.

Por ser um elemento pré-fabricado, é ideal para as lajes alveolares a utilização de uma estrutura pré-moldada, de forma que possa ser obtida celeridade no processo construtivo, fornecendo uniformidade desde a compra das peças até contratação da mão de obra e equipamentos para o transporte e instalação de vigas, pilares e lajes.

Analogamente, é apropriado que a superestrutura de suporte as lajes treliçadas seja moldada *in loco*, haja vista o fato desse modelo ser parcialmente executado em obra, podendo assim serem empregadas mão de obra, materiais e maquinários de forma constante a execução de toda a estrutura.

b. Dimensões admissíveis das lajes

O estudo de Figueiredo Filho e Shiramizu (2011) atestou através de pesquisa realizada com fabricantes de vigotas treliçadas em São Carlos, São Paulo, que 50% da demanda se dá para vãos entre 3 e 6 m, enquanto para as lajes alveolares, Carvalho (2017) indica o emprego em vãos de até 10 m. De acordo com esses dados e buscando conservar o modelo arquitetônico, as dimensões admissíveis para lajes treliçadas e lajes alveolares foram de 6 e 10 m, respectivamente.

c. Elementos Portantes

A utilização de um sistema convencional para suporte as lajes treliçadas e pré-moldado para as lajes alveolares impacta diretamente as dimensões de vigas e pilares empregados.

Devido aos distintos processos de fabricação, as considerações de dimensionamento sofrem algumas variações, pois enquanto o modelo convencional permite ao calculista uma maior adaptação das dimensões em função das características de forma e mão de obra, possibilitando atentar-se apenas as demandas de carregamento e arquitetônicas, as peças pré-moldadas necessitam de uma quantidade significativa de elementos padronizados para viabilidade econômica (EL DEBS, 2000). Além disso, Van Acker (2002) ainda cita que as peças pré-moldadas demandam dimensões maiores para acomodar as ligações pilares-vigas e também são limitadas as seções impostas pelos fabricantes, geralmente mínimas de 250 mm.

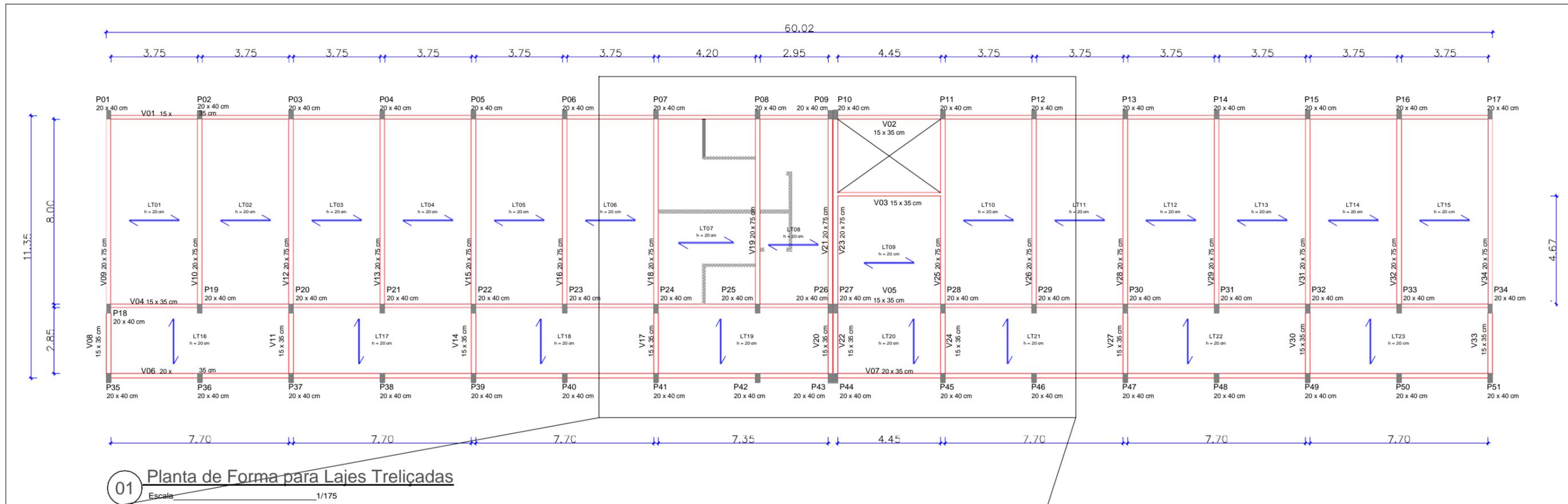
Em resumo, foram pré-dimensionadas vigas adaptando-se aos vãos na estrutura moldadas no local e pilares de dimensões usuais para edifícios de dois pavimentos. Na estrutura pré-moldada os pilares acompanharam as dimensões mínimas dos fabricantes e para as vigas buscou-se a padronização dos elementos de acordo com os vãos encontrados.

d. Considerações Estruturais

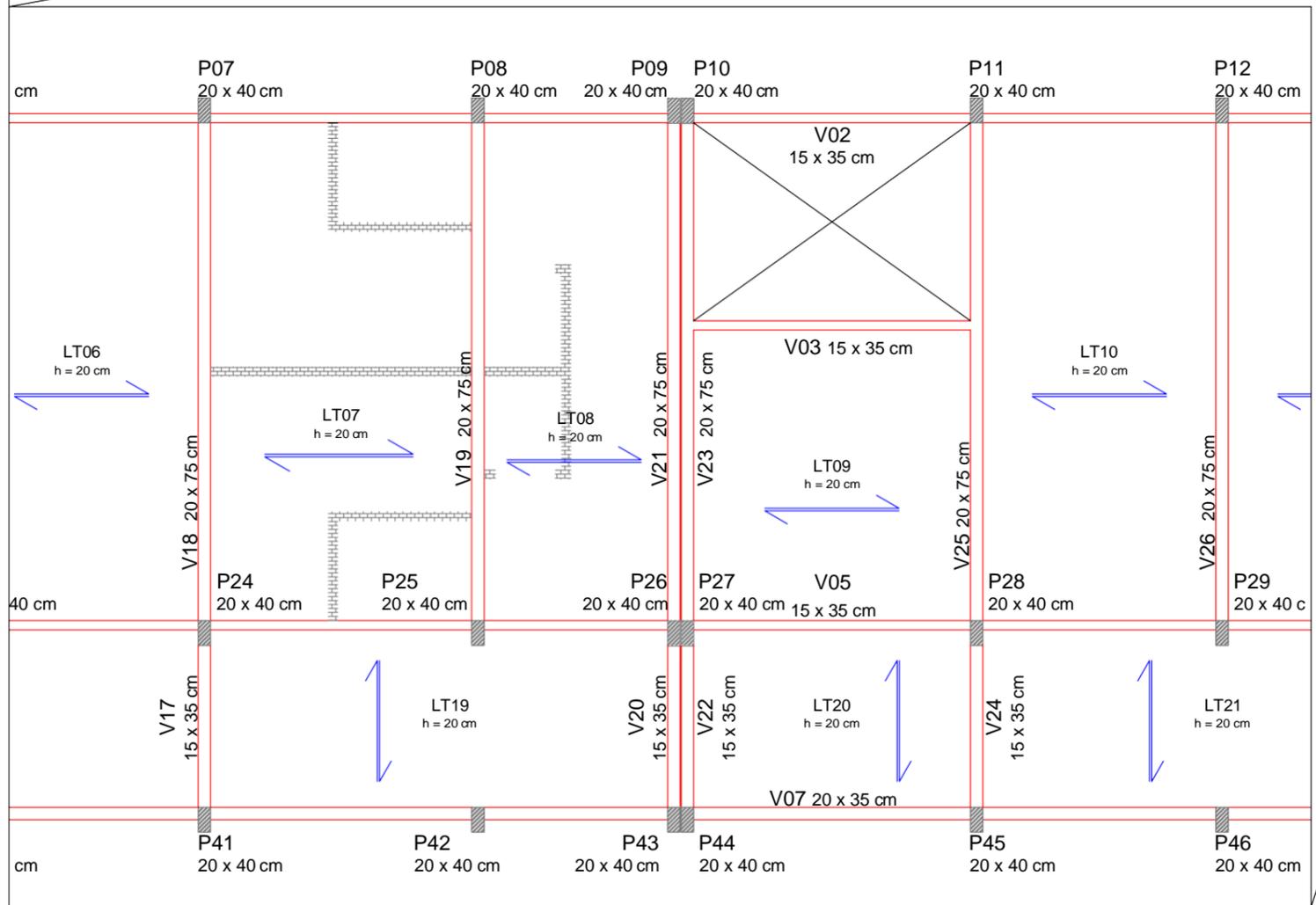
Embora as normas atuais de concreto armado (ABNT NBR 6118, 2014) e de concreto pré-moldado (ABNT NBR 9062, 2017) não prescrevam condições sobre as quais devam existir juntas de dilatação, a NBR 6118 (ABNT, 1980) indicava para as estruturas monolíticas que “[...] edifícios que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30 m, será dispensado o cálculo da influência da variação de temperatura”. Já em estruturas pré-moldadas, de acordo com El Debs (2000), as normas da ex-União Soviética recomendam dimensões de no máximo 60 m para aplicação de juntas de dilatação. Como a edificação tem comprimento de 60 m, com base nesses valores foi adotada a divisão do sistema moldado *in loco* e dispensada para o pré-moldado.

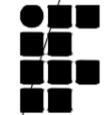
Nas Figuras 33 e 34 são apresentadas as plantas de forma dos pavimentos para lajes treliçadas e lajes alveolares, respectivamente.

Figura 33: Planta de forma para lajes treliçadas.



01 Planta de Forma para Lajes Treliçadas
Escala 1/175





INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO
CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

Bacharelado em Engenharia Civil
Componente Curricular: Trabalho de Conclusão de Curso
Abordagem: Comparativo Estrutural

Planta de Forma para Lajes Treliçadas
Escala 1/175
Ampliação
Escala 1/100

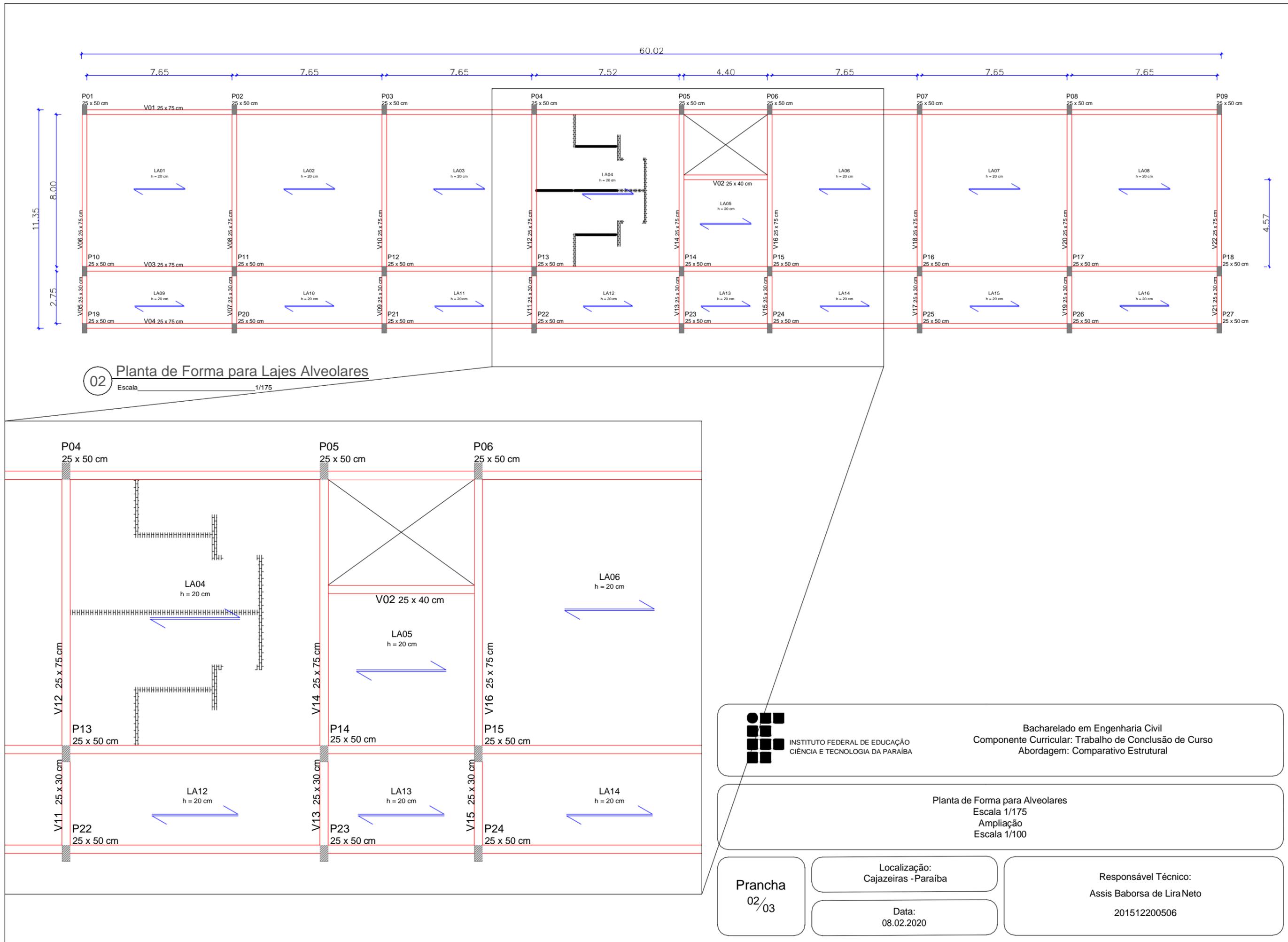
Prancha
01/03

Localização:
Cajazeiras - Paraíba

Responsável Técnico:
Assis Baborsa de Lira Neto
201512200506

Data:
08.02.2020

Figura 34: Planta de forma para lajes alveolares.



02 Planta de Forma para Lajes Alveolares
Escala 1/175



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO
CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

Bacharelado em Engenharia Civil
Componente Curricular: Trabalho de Conclusão de Curso
Abordagem: Comparativo Estrutural

Planta de Forma para Alveolares
Escala 1/175
Ampliação
Escala 1/100

Prancha
02/03

Localização:
Cajazeiras - Paraíba

Data:
08.02.2020

Responsável Técnico:
Assis Baborsa de Lira Neto
201512200506

4.2 LAJES

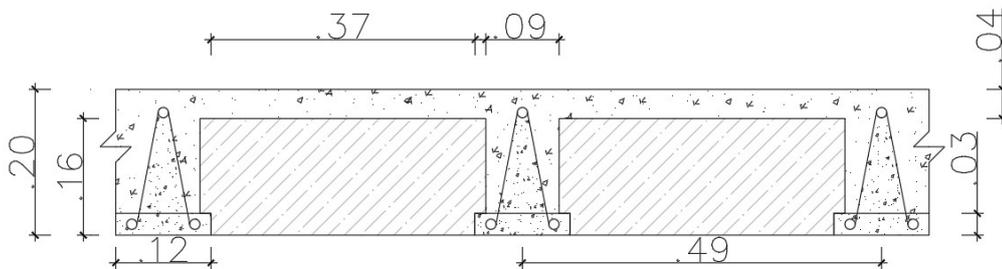
Neste item são explanados os principais resultados decorrentes dos dimensionamentos das lajes treliçadas e das lajes alveolares. Ressalta-se que serão apresentados apenas os pontos principais dos dois processos, pois, como já citado, os roteiros detalhados de cálculo podem ser encontrados nos Apêndice A.1 e A.2. São utilizados nesse tópico as denominações: LT para referir-se a lajes do tipo treliçada e LA para quando tratadas de lajes alveolares.

4.2.1 Lajes Treliçadas: Características Gerais

A partir dos painéis formados na concepção estrutural para recebimento das lajes treliçadas e fundamentado no roteiro apresentado na metodologia, procederam-se os dimensionamentos dessa tipologia. Dimensionou-se inicialmente no ELU e em seguida foi realizada a verificação de deformação excessiva no ELS.

Como é frequente nesse tipo de estrutura, o pré-dimensionamento utilizou manuais de fabricantes, considerando os vão empregados e a magnitude dos carregamentos, e desta forma tomou-se: $h = 20\text{ cm}$, correspondente à altura da laje; $h_{vig} = 16\text{ cm}$, altura da vigota; $h_f = 04\text{ cm}$, sendo a capa de concreto. A seção transversal da laje pode ser visualizada na Figura 35.

Figura 35: Dimensões da seção da laje treliçada.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

As demais considerações sobre a seção, os materiais, carregamentos e agressividade do ambiente para proceder o dimensionamento seguem-se abaixo:

- a. Seção: $i_{eixo} = 49\text{ cm}$ (intereixo); $b_w = 09\text{ cm}$ (largura da nervura); $h_{ench} = 16\text{ cm}$ (altura do enchimento); $b_{b.ench} = 37\text{ cm}$ (largura da base do enchimento); $h_f = i_{eixo} = 49\text{ cm}$ (largura calculada colaborante da mesa, calculada conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014));

- b. Concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, correspondente a classe C30; $\gamma_{esp} = 25 \text{ kN/m}^3$ (peso específico);
- c. Aço: CA 60 ($f_{yk} = 60 \text{ kN/cm}^2$), em conformidade com os aços mais utilizados para treliças; $E_s = 210 \text{ GPa}$ (módulo de elasticidade);
- d. Ambiente: urbano (CAA II); $c = 20 \text{ mm}$, cobrimento permitido após a consideração de resistência do concreto superior a mínima; $d = h - c - a_d = 17,75 \text{ cm}$ (distância admitida do centro de gravidade da armadura a fibra superior da seção, considerando um adicional para uma barra de 5 mm);
- e. Carregamentos: $g_1 = 1,98 \text{ kN/m}^2$ (peso-próprio); $g_2 = 0,915 \text{ kN/m}^2$, referente aos revestimentos de piso (3 cm) e teto (1,5 cm); $q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$, carga variável para salas de aula e corredores; $F_{alv} = 6,804 \text{ kN/m}$, força de alvenaria em blocos cerâmicos de oito furos em “meia vez” com revestimento argamassado nas duas faces.

4.2.1.1 Momentos Fletores

Todo o desenvolvimento considerou as vigotas simplesmente apoiadas e por característica do sistema, numa só direção, além dos momentos fletores como para elementos isolados de largura igual ao entreixo, consoante é respaldado por Carvalho e Figueiredo Filho (2015). Os carregamentos foram discretizados em cargas distribuídas para essa mesma largura de faixa e desta forma puderam ser obtidos os momentos característicos de dimensionamento no centro do vão.

Calcularam-se em seguida os momentos fletores na direção do menor vão devido a cada carga e em seguida se determinou o somatório desses na combinação última, respeitando os coeficientes ponderadores: $\gamma_g = 1,4$ para carga permanente e $\gamma_q = 1,5$ para cargas variáveis, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003).

Os resultados dos momentos fletores e, inclusive, as dimensões dos painéis, são apresentados na Tabela 5. Ressalta-se que as cargas de alvenaria foram consideradas de acordo com a sua disposição nas lajes, carregando apenas vigotas específicas em alguns casos e/ou distribuídas pontualmente em outros.

Como as lajes LT01 e LT16 possuem várias outras lajes com características iguais, quando tratadas das desses painéis, também são envolvidos os seus idênticos. De maneira similar são tratadas como iguais a laje LT16 os painéis LT19 e LT20, pois embora possuam dimensões l_x distintas são armadas sobre o mesmo vão e sem diferenças de carregamento.

Tabela 5: Dimensões e momentos das lajes treliçadas.

Laje	l_x (m)	l_y (m)	Armação	Vigota	$M_{d,ELU}$ (kN * m)
LT01 = LT02 = LT03 = LT04 = LT05 = LT06 = LT10 = LT11 = LT12 = LT13 = LT14 = LT15	3,95	8,15	l_x	Iguais	8,17
LT07	4,40	8,15	l_x	Alv. Paralela	33,19
				Alv. Pontual	15,04
LT08	3,15	8,15	l_x	Alv. Paralela	13,18
				Alv. Pontual	8,42
LT09	4,65	4,82	l_x	Iguais	11,33
LT16 = LT17 = LT18 = LT21 = LT22 = LT23	7,90	3,02	l_y	Iguais	4,79
LT19	7,55	3,02	l_y	Iguais	4,79
LT20	4,65	3,02	l_y	Iguais	4,79

Fonte: Autoria Própria, 2020.

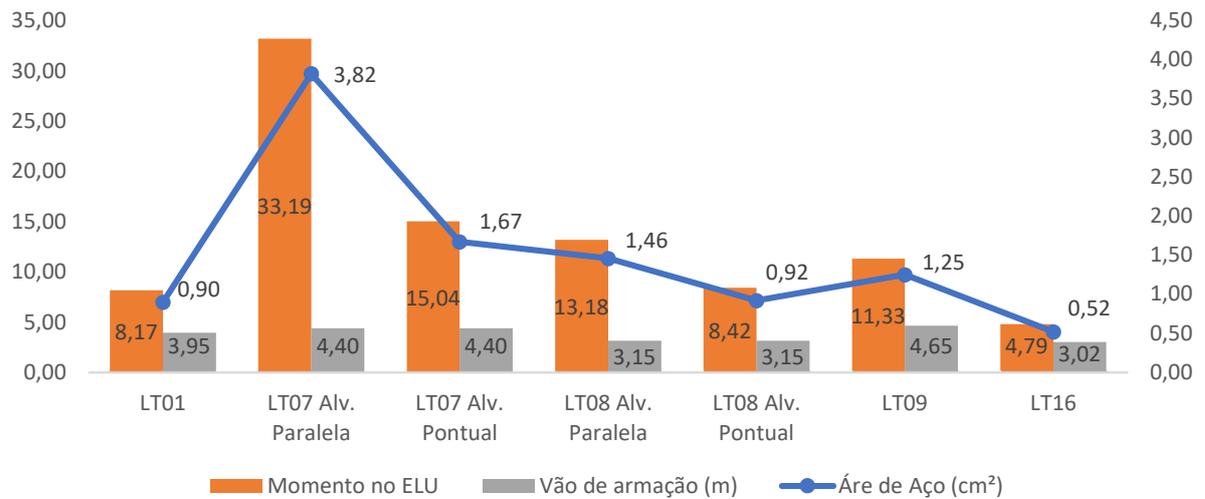
Pode se perceber na Tabela 5 uma elevação considerável nos momentos da LT01 quando confrontada a LT16, com uma diferença de 43,36%, embora a desigualdade do vão tenha sido de apenas 93 cm (23,42%). De maneira similar ocorre comparando a LT01 e LT09, com uma desigualdade de 27,84% no momento contra 15,05% no vão. Tais fatores devem-se à função de cálculo do momento fletor ($M_k = F * l^2/8$) que aumenta com o quadrado do vão.

Com relação aos momentos fletores nas lajes LT07 e LT08, pode ser constatada a grande atuação das cargas de alvenaria para elevação significativa desses valores, especialmente nas vigotas com alvenaria paralela.

Internamente ao painel LT07, a consideração dessa carga gerou um momento 120,68% maior do que nas vigotas com cargas pontuais oriundas de paredes transversais. Já na laje LT08, de configuração similar, os momentos obtidos para as vigotas com alvenaria paralela elevaram-se 56,55% em relação as que receberam cargas transversais, sendo um percentual bem menor que o relatado na laje LT07, pois a alvenaria paralela nessa laje se dispôs apenas em parte do vão de apoio.

4.2.1.2 Áreas de Aço

De posse dos momentos fletores na combinação última, foram dimensionadas as áreas de aço necessárias a cada vigota. Para tal, instituíram-se os adimensionais K_{MD} , K_x e K_z , e puderam ser obtidas as áreas de aço apresentadas na Figura 36. Para melhor análise são também dispostos os momentos fletores e os vãos de armação de cada vigota dimensionada.

Figura 36: Áreas de aço das lajes treliçadas.

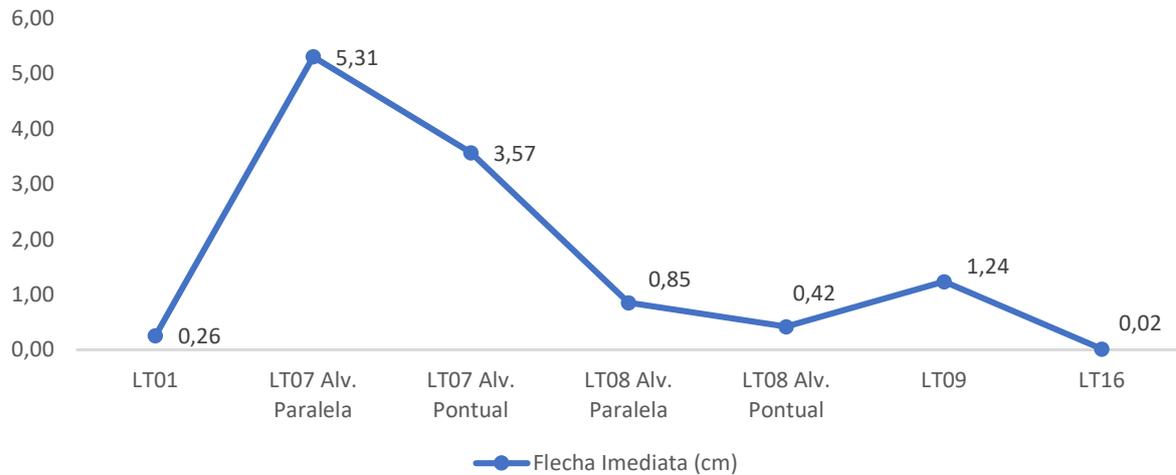
Fonte: Autoria Própria, 2020.

A maior área de aço obtida se encontrou na vigota que recebeu alvenaria paralela na LT07, em virtude do seu elevado momento fletor e vão considerável. A nível de observação, a área de aço é 56,28% maior do que a segunda mais elevada, e seriam necessárias no mínimo 8 barras de 10 mm para resistir aos esforços de tração.

Destaca-se a influência do tamanho do vão na área de aço, como por exemplo analisando a LT09 e LT08 com alvenaria transversal. Embora a segunda possua cargas pontuais de alvenaria, o seu vão de 3,15 m foi decisivo na geração de uma área de 0,92 cm², ao passo que o painel L09 com menor incidência de carregamentos, pois não possui alvenaria, alcançou uma área de aço 26,40% superior (1,25 cm²), decorrente do vão de 4,65 m sobre a qual é armada.

4.2.1.3 Verificação em ELS - DE

Utilizando a inércia equivalente de Branson para consideração da não-linearidade física da peça e o seu trabalho nos estádios I e II, foram determinados o somatório dos carregamentos para a combinação quase permanente, com a carga variável ponderada segundo o coeficiente dessa combinação ($\psi_2 = 0,3$), utilizando como base a NBR 6118 (ABNT, 2014), e calculadas as flechas imediatas, apresentadas na Figura 37. Na laje LT07 com alvenaria paralela foram consideradas três vigotas justapostas para ao acréscimo da inércia, como respaldado pelo Manual ArcelorMittal (2010).

Figura 37: Flechas imediatas.

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Pode ser visualizado que com exceção das vigotas da laje LT07, as demais vigotas apresentaram flechas relativamente baixas, sendo tal resultado justificado devido a combinação de dois fatores existentes nessa laje: a disposição considerável de alvenarias e o seu vão superior a quatro metros.

De acordo com Droppa Jr. (1999) a utilização de nervuras transversais ou de travamento contribuem com a redução dos deslocamentos relativos entre vigotas, especialmente quando aplicadas cargas não distribuídas, como por exemplo de alvenarias. A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda cita que podem ser utilizadas também contra-flechas como auxílio ao combate das deformações, sendo essas limitadas a $l/350$ o que resultaria em 1,26 cm para laje LT07. Desta forma a aplicação desses artificios podem reduzir as deformações expressivas encontradas na laje LT07.

Constata-se que embora LT08 também possua carregamentos de paredes, as suas flechas imediatas não foram tão expressivas quanto as encontradas em LT07, o que pode ser explicado devido a diferença de 28,41% (1,25 m) nos seus vãos, que quando atrelados a carregamentos elevados proporcionaram desigualdades significativas nas flechas obtidas.

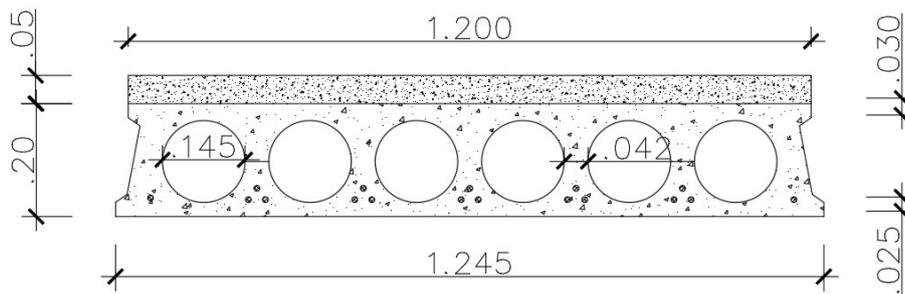
Ressalta-se o bom comportamento das demais lajes quando submetidos aos carregamentos usuais, obtendo deslocamentos baixos em lajes de vãos até 3,95 m, como LT01, e portando bem cargas de paredes em vãos na ordem de 3,15 m, como em LT08. Destaca-se ainda o painel LT09 que mesmo sob um vão de 4,65 m possuiu flecha imediata de 1,24 cm.

4.2.2 Lajes Alveolares: Características Gerais

Em contraponto as estruturas de concreto armado, as peças protendida são comumente dimensionadas nos Estados Limites de Serviço (ELS) e verificadas no Estado Limite Último (ELU), conforme é indicado por Bastos (2019) e realizado nesse estudo. Esse procedimento justifica-se pelo fato de que as condições de serviço nas peças protendidas geralmente são mais exigentes do que as de estado limite último.

Analogamente ao que foi realizado nas lajes treliçadas, a definição da altura da seção considerada partiu dos manuais de fabricantes e foi, novamente, função dos carregamentos e vão empregados, definindo-se assim: $h = 20 \text{ cm}$, altura do painel alveolar; $e_{capa} = 5 \text{ cm}$, espessura da capa de concreto. É admitida uma capa de concreto sem efeito a resistência da peça, funcionando para nivelamento da superfície e aplicação da malha de distribuição de esforços, como explicado no capítulo 2. A seção pode ser visualizada na Figura 38.

Figura 38: Seção alveolar.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

São agora expressadas as demais características e as propriedades da seção obtidas com auxílio do *software* AutoCad, bem como os materiais empregados, o ambiente considerado e os carregamentos.

- Dimensões: $b_{inf} = 1,245 \text{ m}$, base inferior do painel; $b_{sup} = 1,20 \text{ m}$, base superior do painel; $\varnothing_{alvéolo} = 14,5 \text{ cm}$, diâmetro do alvéolo; $b_w = 4,20 \text{ cm}$, largura da nervura; $e_{inf} = 2,50 \text{ cm}$, espessura inferior do painel; $e_{sup} = 2,50 \text{ cm}$, espessura superior do painel;
- Propriedades: $A_c = 0,14 \text{ m}^2$, área de concreto da seção; $Y_c = 11,81 \text{ cm}$, centro de gravidade da peça; $I_{xc} = 7948 \text{ cm}^4$, inércia do painel em relação ao eixo x; $W_{sup} = I_{xc}/(Y_c - h) = -970,39 \text{ cm}^3$, módulo resistente a flexão com relação a fibra superior; $W_{inf} = I_{xc}/Y_c = 673,03 \text{ cm}^3$, módulo resistente a flexão com relação a fibra inferior;

- c. Concreto: resistência $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$, correspondente a classe C45; $\gamma_{esp} = 25 \text{ kN/m}^3$ (peso específico); $f_{ckj} = 31,5 \text{ MPa}$, resistência do concreto no momento de aplicação da força, tomado um tempo de 20 horas com uso de cimento CPV ARI e cura térmica;
- d. Aço: CP 190 RB, correspondente ao aço de protensão de resistência a ruptura $f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$ com relaxação baixa; resistência característica de escoamento $f_{pyk} = 90\% * f_{ptk} = 171 \text{ kN/cm}^2$; $E_{ap} = 200 \text{ GPa}$, módulo de elasticidade;
- e. Ambiente: urbano (CAA II); $c = 20 \text{ mm}$, cobrimento permitido após as considerações de resistência do concreto superior a mínima (ABNT NBR 6118, 2014) e a pré-fabricação com (ABNT NBR 9062, 2017); $e_p = Y_c - c - a_d = 9,41 \text{ cm}$, distância admitida entre os centros de gravidade da armadura e da seção, tomado um adicional para uma cordoalha de 8 mm;
- f. Carregamentos: $g_1 = 2,91 \text{ kN/m}^2$ (peso-próprio); $g_2 = 1,25 \text{ kN/m}^2$, referente a capa de concreto; $q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$, carga variável para salas de aula e corredores; $F_{alv} = 6,804 \text{ kN/m}$, força de alvenaria em blocos cerâmicos de oito furos em “meia vez” com revestimento argamassado nas duas faces.

4.2.2.1 Estados Limites de Serviço

A partir das condições de ambiente supracitadas e tratando-se de uma peça pré-tensionada, a NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que devem ser verificados os Estados Limites de Descompressão e de Formação de Fissuras, além de que, é utilizada a protensão limitada, referente a uma peça em que podem ocorrer tensões de tração que não superem a admissível, desta forma não existindo fissuras.

Os dimensionamentos consideraram os painéis simplesmente apoiados em elementos indeslocáveis, sem a contribuição da continuidade, como respaldado por Petrucelli (2009). Todos os cálculos realizados para momentos fletores, tensões elásticas, áreas de aço e forças de protensão tomaram base um painel alveolar de base superior igual a 120 cm.

Visualizando a planta de forma presente na Figura 33 pode-se perceber que: são iguais as lajes $LA01 = LA02 = LA03 = LA06 = LA07 = LA08$, bem como possuem o mesmo vão de armação das lajes $LA09 = LA10 = LA11 = LA14 = LA15 = LA16$ que também são iguais, sendo todo esse grupo denominado de agora em diante por LA01; LA05 e LA13 também possuem o mesmo vão de armação, sendo padronizadas por LA05. Não se realiza o mesmo

procedimento para LA04 e LA12, pois embora armada sobre o mesmo vão, possuem carregamentos distintos.

Inicialmente são apresentados as dimensões e vãos de armação das lajes, os momentos fletores devido a cada carregamento considerado, conforme a Tabela 6.

Tabela 6: Dimensões e momentos fletores dos painéis alveolares.

Laje	l_x (m)	l_y (m)	Armação (m)	Carregamento	Momentos (kN * m)
LA01	7,90	8,25	l_x	g_1	27,28
				g_2	11,70
				q_1	28,08
LA04	7,77	8,25	l_x	g_1	26,39
				g_2	11,70
				q_1	27,17
				g_{alv}	51,35
LA05	4,65	5,72	l_x	g_1	9,45
				g_2	11,70
				q_1	9,73
LA12	7,77	3,00	l_x	g_1	26,39
				g_2	11,32
				q_1	27,17

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Pode-se perceber que todos os painéis foram armados segundo a direção l_x , muito embora a LA12 possua o vão l_y de menor dimensão. Tal escolha se deu visando o teor do estudo, pois, armar a laje na menor direção ou mudar o sistema de piso nesses painéis acarretaria o subaproveitamento das lajes alveolares ou mudança da análise proposta inicialmente. Porém, entende-se que a solução tomada representa um acréscimo econômico a tipologia.

A partir dos momentos fletores apresentados na Tabela 6 calcularam-se as tensões elásticas na base (σ_b) e no topo (σ_t) da seção para cada carregamento. Após isso foram determinadas as tensões na base que devem ser geradas com a atuação protensão no tempo infinito para atender as características de cada estado limite de serviço considerado, de acordo com as combinações quase permanente ($\psi_2 = 0,3$) para o ELS-D e a combinação frequente ($\psi_1 = 0,4$) para o ELS-F, como recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Sobre os estados limites, tem-se: ELS – D, as tensões na base da seção são nulas e no restante não há existência de tensões de tração; ELS – F, há, na base da seção, tensões de tração iguais a tensão admissível de tração concreto. Valores positivos de tensão representam tração, enquanto valores negativos decorrem da existência de compressão.

Tabela 7: Tensões elásticas por carregamento e para as combinações de serviço.

Laje	Carregamento	σ_b (MPa)	σ_t (MPa)	$\sigma_{b.Pinf}$ ELS-D (MPa)	$\sigma_{b.Pinf}$ ELS F (MPa)
LA01	g_1	40,54	-28,12		
	g_2	17,39	-12,06	-70,45	-71,43
	q_1	41,73	-28,94		
LA04	g_1	39,22	-27,2		
	g_2	17,38	-12,06	-145,01	-145,85
	q_1	40,37	-27,99		
	g_{alv}	76,29	-52,91		
LA05	g_1	14,05	-9,74		
	g_2	17,39	-12,06	-35,77	-34,03
	q_1	14,46	-10,03		
LA12	g_1	39,22	-27,2		
	g_2	16,82	-11,66	-68,15	-68,99
	q_1	40,37	-27,99		

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Sendo a partir dessas tensões estimadas as áreas de aço e força estiramento, nota-se na Tabela 7 a elevação expressiva da tensão na base necessária a força de protensão LA04 em comparação as demais, sendo tal fato decorrente da presença de alvenaria nesse painel. É perceptível a influência significativa desse carregamento observando os momentos apresentados na Tabela 06, em que apenas o momento devido a alvenaria representa 44,03% de todos os momentos de LA04.

4.2.2.2 Áreas de Aço e Foças de Protensão

Segundo as tensões na base calculadas para os estados limites de serviço, determinaram-se as duas forças de protensão estimada no tempo infinito e tomou-se a maior delas em cada laje para prosseguir com o dimensionamento. Na Tabela 8 são apresentados os resultados de: $P_{inf.estm}$, força estimada no tempo infinito; $P_{i.estm}$, força de estiramento estimada; $\sigma_{pi.lim}$, tensão limite do aço; $A_{p.est}$, área de aço de protensão estimada; n_{cord} , número de cordoalhas; $A_{p.ef}$, área de protensão efetiva; $P_{i.ef}$, força de estiramento efetiva. Para a obtenção dos resultados foram arbitradas perdas de 25% e o uso de cordoalhas de 3 fios com área nominal de 9,5 mm².

Tabela 8: Resultados do dimensionamento dos painéis alveolares.

Laje	Vão (m)	$P_{inf.estm}$ (kN * m)	$P_{i.estm}$ (kN * m)	$\sigma_{pi.lim}$ (MPa)	$A_{p.estm}$ (cm ²)	n_{cord} (und)	$A_{p.ef}$ (cm ²)	$P_{i.ef}$ (kN * m)
LA01	7,90	-486,07	-648,09	1454,00	4,46	15	4,50	-654,07

LA04	7,77	-992,51	-1323,00	9,10	31	9,30	-1352,00
LA05	4,65	-243,40	-324,54	2,23	8	2,40	-348,84
LA12	7,77	-469,49	-625,99	4,31	15	4,50	-654,07

Fonte: Autoria Própria, 2020.

O painel LA04 possui um vão 1,65% menor que LA01, porém a desigualdade na área de aço efetiva obtida foi na ordem de 51,61%, desigualdade decorrente da carga de alvenaria presente em LA04, como discutido. Como era esperado, decorrente dos esforços gerados, foi LA04 que obteve os maiores valores de área de aço de força de estiramento.

Os painéis LA01 e LA12 obtiveram resultados muito próximos, com diferença de apenas 3,41% nas forças de protensão e áreas de aço estimadas, haja vista os valores bem próximos dos vãos, tornando iguais os resultados efetivos de área de aço e força e protensão quando considerada a área nominal da cordoalha empregada. Tal mudança apresenta-se como um benefício ao sistema, pois viabiliza a padronização de mais um painel.

4.2.2.3 Perdas de Protensão

A partir da força de estiramento aplicada determinam-se as forças de protensão após ocorridas as perdas, sendo: $P_{i.ef}$, força de estiramento; P_a , força após a deformação da ancoragem; P_0 , força após o encurtamento do concreto; P_{inf} , força após decorridas todas as perdas. Na Tabela 9 constam as forças e os seus percentuais de perda com relação a força de estiramento aplicada.

Tabela 9: Forças de protensão após decorridas as perdas.

Laje	$P_{i.ef}$ (kN * m)	P_a (kN * m)		P_0 (kN * m)		P_{inf} (kN * m)	
LA01	-654,07	-639,07	2,29%	-532,36	18,61%	-502,99	23,10%
LA04	-1352,00	-1321,00	2,29%	-682,62	49,51%	-613,78	54,60%
LA05	-348,84	-340,84	2,29%	-300,00	14,00%	-291,67	16,39%
LA12	-654,07	-639,07	2,29%	-526,75	19,47%	-500,52	23,48%

Fonte: Autoria Própria, 2020.

De acordo com Bastos (2019) as perdas totais de protensão em peças pré-tracionadas chegam a atingir valores próximos a 47% da força inicial de estiramento, o que enquadra as perdas obtidas em LA01, LA05 e LA12. Entretanto, em LA04 as perdas totais representaram 54,60% dessa força, valor um pouco superior ao que indica o autor citado, sendo a perda após o encurtamento do concreto responsável pela maior parte desse valor (49,51%). Essa perda

expressiva deve-se a alta força de protensão aplicada em LA04 atrelada a inércia relativamente baixa da laje com 20 cm de altura.

4.2.2.4 Verificação em ELU

Realizada a combinação de momentos fletores em estado limite último utilizando os coeficientes ponderadores: $\gamma_g = 1,4$ para carga permanente e $\gamma_q = 1,5$ para cargas variáveis, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), procederam-se os dimensionamentos. Na Tabela 10 constam os momentos em estado limite último ($M_{d.ELU}$), as deformações no aço; de trabalho (ϵ_{pd}); de pré-alongamento ($\epsilon_{pré.along}$); de encurtamento do concreto (ϵ_{encurt}); totais ($\Delta\epsilon_{pd}$), além da tensão do aço sob essas deformações.

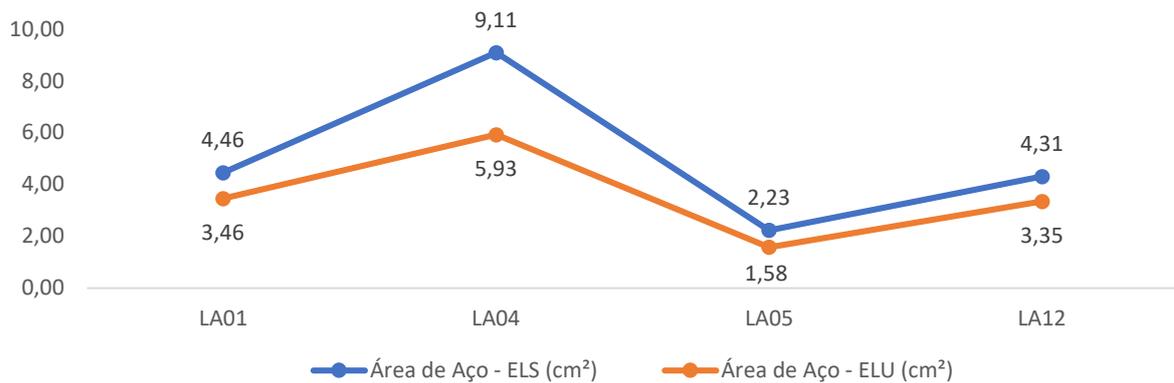
Tabela 10: Momento e propriedades do aço em ELU.

Laje	$M_{d.ELU}$	ϵ_{pd}	$\epsilon_{pré.along}$	ϵ_{encurt}	$\Delta\epsilon_{pd}$	σ_{pd} (MPa)
LA01	96,71	1,000%	0,348%	0,143%	1,491%	1713,19
LA04	165,97	1,000%	0,147%	0,174%	1,321%	1712,36
LA05	44,21	1,000%	0,391%	0,083%	1,475%	1713,10
LA12	93,55	1,000%	0,345%	0,142%	1,488%	1713,17

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Na Figura 39 são apresentados os resultados de área de aço nos painéis alveolares para as condições de serviço e última. Como havia sido pressuposto, a configuração de ELS mostrou-se mais exigente do que a de ELU, resultando valores superiores em todos as lajes alveolares.

Figura 39: Áreas de Aço de Protensão em ELS e ELU.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Pode ser percebido que as diferenças entre as duas análises apresentam um crescimento nas lajes com esforços mais elevados, como por exemplo em LA04 que obteve uma

desigualdade de 34,87%, indicando que, além dos ELS serem mais rigorosos, contribuem a favor da segurança em comparação ao ELU.

4.2.3 Comparativo de Painéis Similares

Das concepções elaboradas resultaram apenas quatro painéis de dimensões similares nas duas estruturas, sendo que somente dois deles foram armados sob o mesmo vão: LT09 das lajes treliçadas e LA05 das lajes alveolares.

Muitos aspectos internos as lajes alveolares protendidas e treliçadas em concreto armado possuem características distintas, inclusive o tipo de armadura utilizada, ativa e passiva, respectivamente, as características do aço, etc. Porém neste tópico é elaborada uma análise acerca dos resultados encontrados nesses dois painéis coincidentes. Na Tabela 11 são apresentadas as dimensões, os momentos devido ao peso próprio e em ELU, os volumes de concreto para as duas lajes e as áreas de aço. A consideração dos momentos fletores está para toda a dimensão l_y dos painéis, bem como as áreas de aço estão para uma seção transversal de laje de mesma dimensão.

Tabela 11: Características gerais das lajes LT09 e LA05.

Laje	l_x (m)	l_y (m)	Momento g_1 (kN * m)	Momento ELU (kN * m)	Volume de Concreto (m^3)	Área de Aço (cm^2)
LT09	4,65	4,82	25,772	111,450	1,74	11,91
LA05	4,65	4,82	37,975	177,577	2,48	8,77

Fonte: Autoria Própria, 2020.

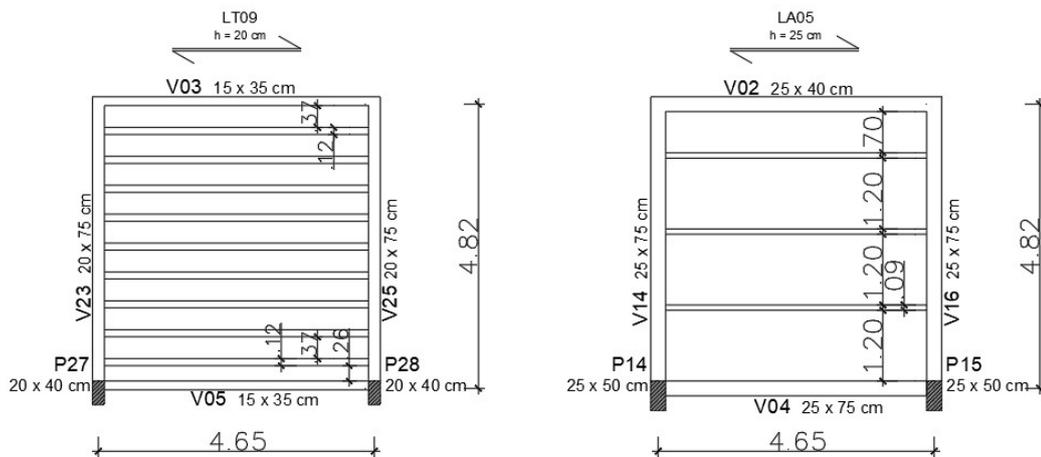
É perceptível na Tabela 11 a influência dos elementos de enchimento utilizados na composição das LT, pois esses materiais preenchem volumes significativos e acabam reduzindo o consumo de concreto e conseqüentemente os esforços gerados decorrentes do peso próprio em comparação as LA. Para os painéis em questão as desigualdades no volume de concreto contribuíram com a redução de 33,13% nos momentos de peso próprio da LT09 confrontada a LA05 e esses influenciaram também na desigualdade de 37,24% nos momentos em estado limite último. A redução o peso próprio dos sistemas de lajes, além de contribuir com a diminuição dos esforços a serem combatidos pela própria laje, também oferecem menores carregamentos as estruturas portantes.

Da Tabela 11 ainda pode-se perceber que, embora as LA possuam mais carregamentos intrínsecos a suas características e conseqüentemente gerem mais esforços, essas conseguem absorver as demandas requisitando menos área de aço, sendo esse decorrente da utilização da

protensão nas peças alveolares. Tal resultado pode também ser visualizado sob uma perspectiva de aumento dos vãos, pois se sobre o vão de 4,65 m a LT09 já requisitou mais área de aço, a tendência é que essa desigualdade cresça com a elevação da dimensão de armação, o que pode resultar numa equiparação de custos de aços para os dois sistemas, já que entende-se que a armadura protendida envolve outros valores além do próprio aço.

Na Figura 40 são apresentadas as plantas de forma para as duas lajes em questão.

Figura 40: Planta de forma das lajes LT09 e LA05.

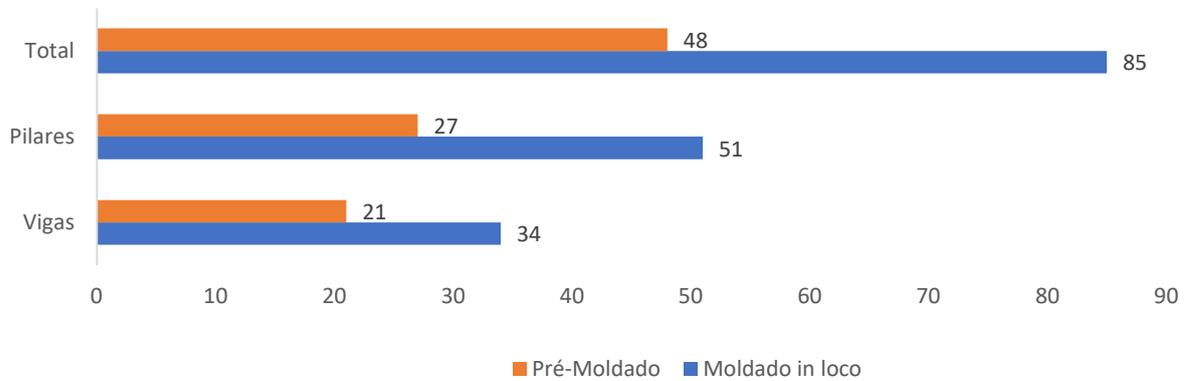


Fonte: Autoria Própria, 2020.

4.3 QUANTITATIVOS DE VIGAS E PILARES

Conforme pôde ser visualizado nas plantas de forma, existiram diferenças relevantes entre os resultados das duas concepções estruturais no que concerne as vigas e pilares. Atenta-se inicialmente ao número de elementos expostos na Figura 41.

Figura 41: Número de elementos da superestrutura.



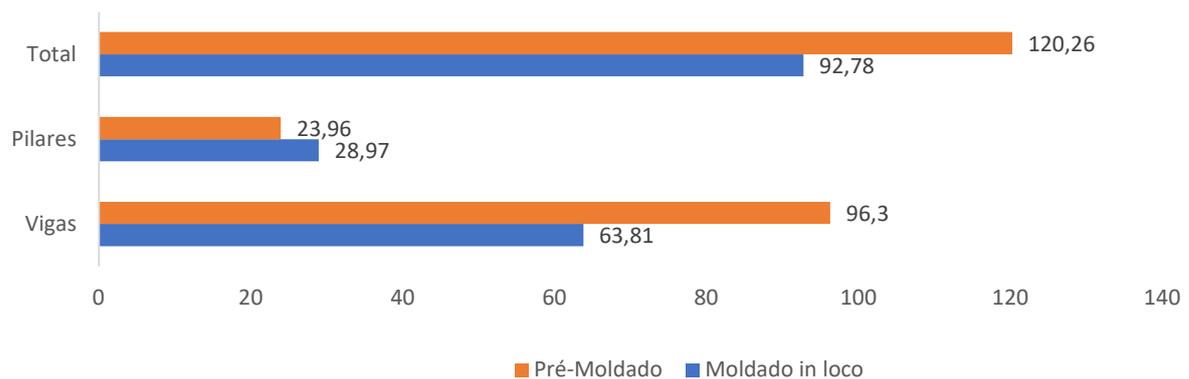
Fonte: Autoria Própria, 2020.

Percebe-se uma superestrutura para lajes alveolares mais abreviada quando comparada a de suporte as lajes treliçadas, com uma quantidade total de elementos reduzida em aproximadamente 43,53% e 47,06% somente em pilares. Tal característica deve-se principalmente aos distintos vãos admissíveis das lajes, pois enquanto as alveolares são capazes de vencer distâncias significativas e conseqüentemente espaçar as vigas e os pilares reduzindo o número desses elementos, as treliçadas necessitam de vigas de apoio mais próximas.

A redução do número de peças na estrutura pré-moldada adquire relevância ainda maior quando considerado o tempo de construção dessas duas tipologias, pois esse sistema pode reduzir o período construtivo a menos da metade quando confrontada ao modelo convencional (VAN ACKER, 2002).

Os resultados acerca dos volumes de concreto nos pré-dimensionamentos são apresentados nas Figura 42.

Figura 42: Volumes de concreto da superestrutura.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Embora o número de elementos resulte consideravelmente maior no sistema moldado *in loco*, as peças pré-moldadas consumiram 29,62% a mais de concreto do que o primeiro sistema e, quando consideradas somente as vigas, esse crescimento chegou a 50,92%. O crescimento no volume de concreto impacta diretamente no peso-próprio da estrutura, sendo dessa forma solicitadas em maior magnitude as fundações da edificação.

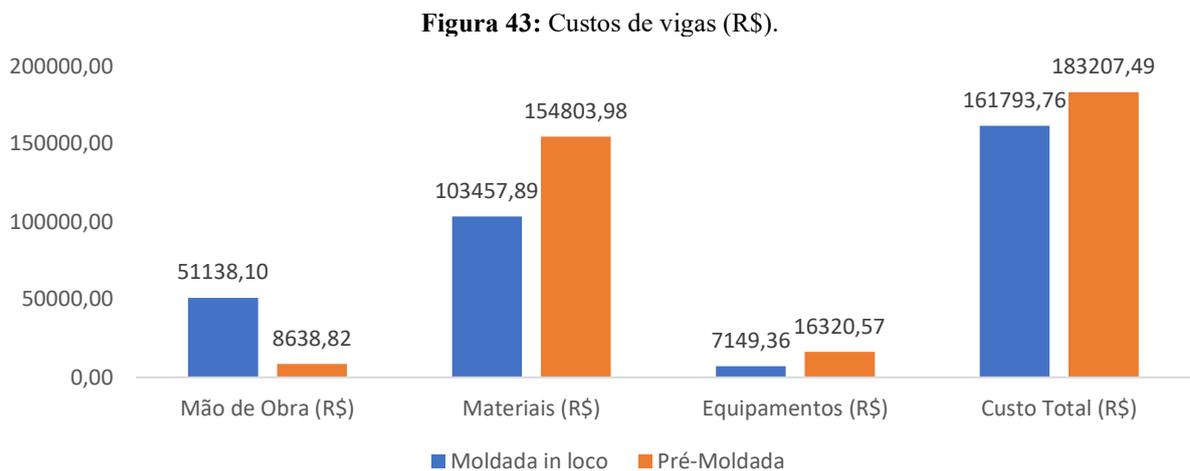
Além disso, apesar de que o alto consumo de concreto esteja diretamente ligado aos impactos ambientais, e como constatado a estrutura pré-fabricada possui resultados elevados neste ponto, de acordo com Nagalli (2014) os aspectos como resíduos gerados em escoras de madeiras e painéis compensados plastificados e a perda de concreto na produção nas estruturas moldadas *in loco* precisam ser considerados.

4.4 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA

O item 4.3 apresentou os resultados acerca do volume de concreto e do número de peças de vigas e pilares, já neste ponto são discutidos os custos desses elementos. Para tal abordagem foram considerados os custos referentes a materiais, mão de obra e equipamentos. Para simplificação são denominadas as estruturas pré-moldadas como ECP e as moldadas no local por ECM.

4.4.1 Vigas

Constatou-se a princípio que as vigas para as ECP possuíram um valor 11,69% maior do que a o modelo ECM, e não obtiveram insumos mais caros apenas na mão de obra, conforme pode ser visualizado na Figura 43.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Dentre os pontos que elevaram o custo da ECP em relação a ECM, destacam-se os materiais com um valor 33,16% mais alto. Embora nas ECM demande-se outros componentes como formas e escoramentos que são dispensados nas ECP, um aspecto foi crucial na elevação desse valor: os volumes superiores de concreto. Quando analisados os custos de materiais por metro cúbico de concreto resultam-se valores próximos, com as vigas pré-moldadas despendendo R\$ 1.607,52/m³, enquanto nas vigas moldadas no local R\$ 1.621,34, apesar das vigas na ECP consumirem 50,92% a mais de concreto.

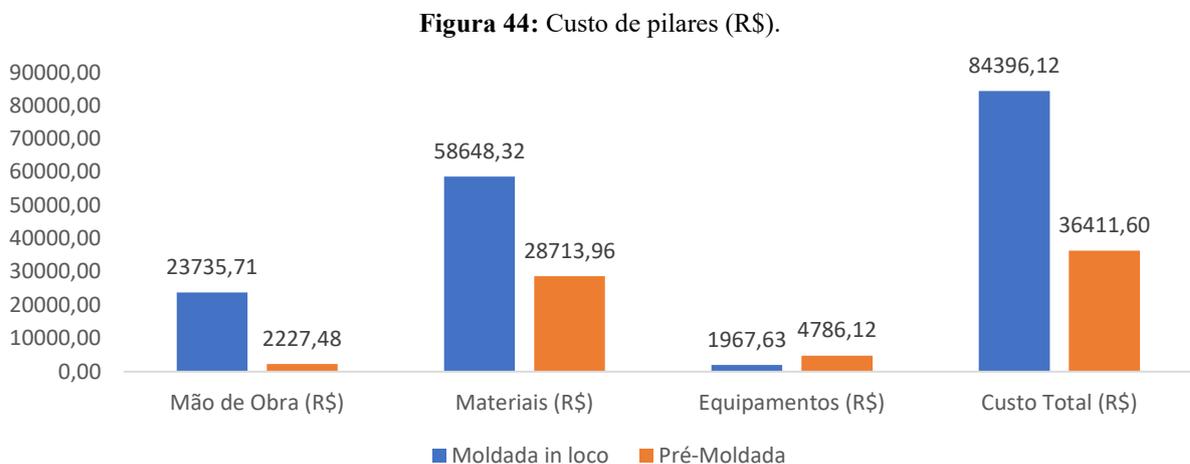
A ECP também dispôs de custos mais elevados no que concerne aos equipamentos, porém a diferença de 56,19% pode ser considerada pequena, pois, embora para na concretagem das vigas nas ECM se tenha utilizado concreto usinado e conseqüentemente caminhão

betoneira, as vigas da ECP demandam equipamentos em todos os seus processos, desde o transporte até o içamento e montagem. As despesas com equipamentos nas ECP representaram apenas 8,91% do seu custo total.

O único ponto onde as vigas da ECM obtiveram valores superiores as vigas da ECP foi a mão de obra, entretanto foi nesse aspecto que se apresentou a maior diferença percentual de preço (89,11%). É facilmente compreensível tamanha diferença, pois enquanto as ECP demandam poucos recursos humanos como operador de guindaste e montadores, para produzir as vigas da ECM são necessários armadores, carpinteiros, pedreiros e serventes dedicando-se a cada um dos processos para obter o produto final.

4.4.2 Pilares

Como foi apresentado no item 4.3 a variação do número de pilares necessários nas duas estruturas foi de 24 peças e esse fator se traduziu expressivamente nos custos totais desses componentes. Com uma diferença de R\$ 47.984,52 representando em percentuais 56,86%, esses foram os elementos estruturais de maior desigualdade de preço na comparação das ECP e ECM. Os seus custos totais, de mão de obra, materiais e equipamentos são apresentados na Figura 44.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Em contraposição ao que ocorreu nas vigas, os pilares da ECP demandaram um menor custo de materiais (51,04%) em relação as ECM, entretanto somente a desigualdade entre seus volumes de concreto (17,29%) não justifica tal diferença, sendo também fator relevante o despendimento obtido no consumo de formas de madeira nos pilares para ECM. Ressalta-se que nos dois sistemas os materiais compuseram parcela significativa nos custos totais dos

pilares, 69,49% nas ECM e 78,86% nas ECP, enquanto os equipamentos só obtiveram gastos relevantes nas ECP com 13,14% do total, sendo tal valor não muito expressivo decorrente também do baixo número de peças empregadas.

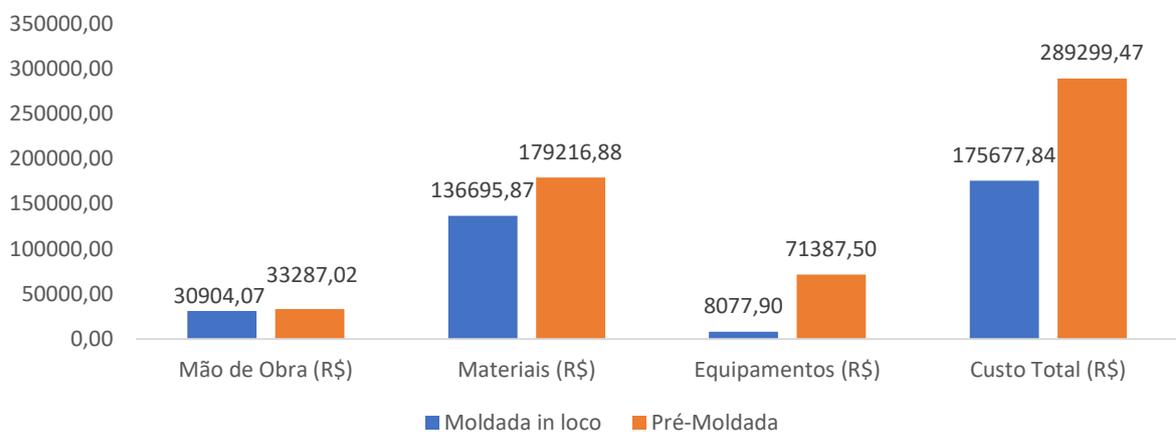
No que se refere a mão de obra torna-se evidente a redução desse custo quando comparadas as duas tipologias. Os recursos humanos para os pilares das ECP representaram apenas 6,12% do custo total, enquanto os da ECM despenderam 28,12% de todo o custo na produção de pilares. Apesar do número de pilares muito superior nas ECM (51) em relação as ECP (27), como visto no item 4.3, o custo de mão de obra por pilar ainda representa diferenças significativas, sendo de R\$ 465,41/pilar nas ECM e R\$ 82,50/pilar nas ECP, uma elevação percentual de 464,13%, representando o quanto demanda trabalho humano a fabricação desses elementos nas ECM.

Entretanto, embora a mão de obra e os materiais apresentem custos elevados nas ECM, isso muito se correlaciona com a quantidade de peças empregadas nas duas tipologias. Quando tratados de números unitários, os pilares da ECP custaram R\$1.348,58, enquanto os da ECM R\$ 1.654,82, uma diferença de 18,51% (R\$ 306,25) bem abaixo dos valores totais (56,86%).

4.4.3 Lajes

Foram realizados orçamentos de 1.350,62 m² de lajes para cada estrutura concebida. Nas lajes alveolares (LA) se obteve um custo total de R\$ 289.299,47, o que representa um valor 39,27% mais alto do que o custo das lajes treliçadas (LT). Cada metro quadrado de LT dispendeu R\$ 130,07, enquanto nas LA esse custo chegou a R\$ 214,20/m². No entanto, apesar da desigualdade significativa em valores totais, pode se perceber na Figura 45 que os custos de mão de obra e materiais não apresentaram distorção expressiva.

Figura 45: Custo de lajes (R\$).



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Dentre os três elementos estruturais abordados, somente nas lajes o custo de mão de obra foi superior nas ECP quando confrontadas as ECM, porém com uma diferença de apenas R\$ 2.382,95, o que representa um aumento de 7,71% das LT para as LA. Esse aumento se explica devido a quantidade de painéis que necessitam ser transportados, içados e montados, requisitando recursos humanos em todos os processos. Embora o custo de mão de obra aparente ser expressivo nas LA e realmente é, quando comparado aos outros elementos pré-moldados, vigas (4,72%) e pilares (7,12%), o percentual representativo desse insumo no seu custo total (11,51%) é inferior ao das LT (17,59%).

No que se refere ao consumo de materiais, as LA custaram 23,73% (R\$ 42.521,01) a mais que as LT. É possível constatar que apesar das LT demandarem ainda elementos de madeira, além do enchimento e escoramento, as LA possuem um preço consideravelmente elevado. Como verificação disso podem ser analisados os custos de materiais por metro quadrado de laje, obtendo: R\$ 101,26/m² nas LT e R\$ 132,75/m² nas LA.

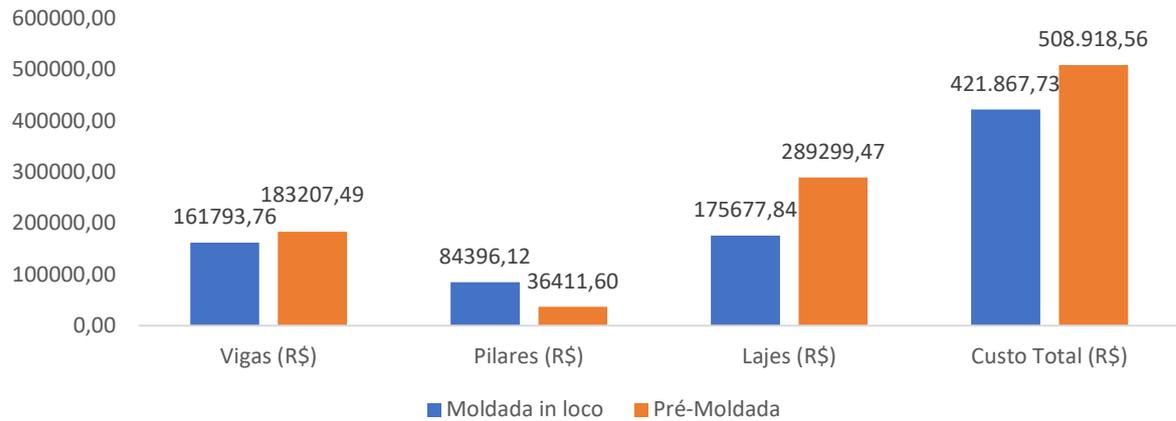
Percebe-se que nas LT materiais e mão de obras juntos compõem 95,40% do custo total, entretanto esse percentual cai significativamente nas LA chegando a 73,45%. Tal condição é decorrente do custo considerável dos equipamentos nas LA, que alcançaram 24,68% do valor total, bem superiores aos 13,14% nos pilares e 8,9% nas vigas pré-moldadas.

Como no comparativo sobre volumes de concreto, não apenas um fator é preponderante, devem ser analisados todo os demais. Embora a LA apresente um custo 39,27% superior a LT, de acordo com Pereira (2016) o tempo de execução desses sistemas merece apreciação, possuindo as LT uma demanda temporal 670,09% superior as LA.

4.4.4 Custos Totais

Após realizadas as análises dos custos de forma individualizada para cada elemento, verificaram-se os custos totais das duas edificações, como mostrado na Figura 46. A superestrutura formada de lajes alveolares e pilares e vigas pré-moldados apresentou um valor 17,11% (R\$ 87.050,83) superior a convencional com lajes treliçadas.

Apesar da ECP ter obtido uma redução expressiva nos valores dos pilares, o custo de lajes e vigas se sobressaíram e conseqüentemente elevaram o valor total dessa estrutura. Enquanto os pilares representaram nas ECM os pilares custaram 20,01% do valor total, nas ECP esse percentual foi reduzido a 7,15%, desigualdade justificada pela redução do número de elementos explanada no tópico 4.3.

Figura 46: Custos totais das estruturas (R\$).

Fonte: Autoria Própria, 2020.

As vigas pré-moldadas possuíram valores totais mais altos que as convencionais, porém a diferença de 11,69% discutida no item 4.4.1 não foi fator primordial a elevação do custo total da estrutura, responsabilidade atrelada as lajes. Em valores percentuais, as LT representaram 41,64% do valor da estrutura, ao passo que as LA contribuíram com 56,85%. Como explanado no item anterior, tais valores devem-se ao custo elevado do painel alveolar, sendo, portanto, esse um dos pontos principais aos quais devem ser direcionados esforços de redução do custo para estruturas pré-moldadas.

5 CONCLUSÃO

Diante de um contexto em que deve-se sempre proceder com a busca do melhor sistema a ser empregado, respeitando as peculiaridades de cada projeto, atendendo as suas demandas e considerando os custos atrelados a cada tecnologia, não se buscou atestar qual o melhor modelo estrutural a ser adotado entre as lajes treliçadas e alveolares, mas sim, fundamentado nos resultados obtidos na pesquisa, dispor parâmetros que indiquem a influência dos sistemas estudados em alguns dos diversos fatores que compõem essa escolha, para um estudo de caso local.

Em se tratando das concepções elaboradas, estas mostraram uma boa concordância das duas tipologias ao edifício modelo, ambos respeitando os requisitos arquitetônicos e estruturais. Pondera-se que, embora o projeto arquitetônico da edificação não tenha sido elaborado para estruturas pré-moldadas, a sua modulação simplificada facilitou o emprego destas, não havendo a necessidade de um número elevado de ligações, nem requisitando balanços e interrupções nas lajes.

Ainda das concepções, os vãos admissíveis das lajes propiciaram resultados expressivamente distintos aos elementos de vigas e pilares. Enquanto as lajes alveolares permitiram vãos de grandes dimensões, as lajes treliçadas requisitaram locações de elementos menos espaçados, conseqüentemente o número desses componentes caiu 43,53% na estrutura pré-moldada.

Sendo percebida a necessidade de uma obra de rápida execução, o uso de lajes alveolares agregou a pré-fabricação ao número reduzido de elementos, entretanto, o volume de concreto cresce nesse tipo de estrutura devido as dimensões comumente utilizadas nas suas peças.

No que concerne as propriedades estruturais das lajes, constatou-se um aumento do peso próprio nas lajes alveolares quando comparadas as lajes treliçadas, e conseqüentemente nos esforços gerados, o que impacta diretamente a estrutura de suporte a essas. Percebeu-se também a sensibilidade dos dois sistemas quando dispostas alvenarias diretas sobre o painel, gerando esforços que destoaram significativamente dos demais. Entretanto, enquanto houveram excedentes as deformações admissíveis nas lajes treliçadas sob cargas de alvenarias, atestando a necessidade da utilização de outras soluções nos painéis mais solicitados, as lajes alveolares ofereceram resultados aceitáveis no ELU.

Os custos com mão de obra apresentaram-se expressivamente superiores na estrutura para lajes treliçadas quando comparada a estrutura pré-moldada, decorrentes de uma

considerável elevação nas vigas e pilares. Em contraponto, os despendimentos com equipamentos atingiram altos valores nas estruturas pré-moldadas, obtendo distorções expressivas quando comparados esses insumos nas duas tipologias de lajes. Em resumo, na análise de vigas, pilares e lajes os custos de mão de obra e equipamentos tendem a uma compensação para os dois modelos empregados.

Embora os valores dependidos com pilares na estrutura pré-moldada tenham sido expressivamente inferiores aos da estrutura convencional, esse fator não foi suficiente para a compensação da desigualdade obtida no custo das lajes dos dois sistemas. Os valores empregados nos painéis protentidos foi aspecto preponderante a obtenção de uma estrutura de para lajes alveolares mais dispendiosa que a para lajes treliçadas, mostrando dessa forma que, caso esses custos sofram decréscimos, a utilização de lajes alveolares protendidas poderá se equiparar economicamente ao uso das lajes treliçadas.

Por fim, o emprego de lajes alveolares em edificações de médio porte mostrou-se uma solução apreciável quando comparada as lajes treliçadas, com redução de elementos empregados, bons desempenhos estruturais e uma desigualdade no custo não muito elevada.

Como forma de melhorar o objeto e a temática de estudo serão destacados alguns outros aspectos a serem investigados, propondo-se dessa forma para estudos futuros:

- a. Influência dos distintos pesos próprios nos dimensionamentos e custos de vigas, pilares e fundações;
- b. Análise dos tempos de execução e os impactos orçamentários atrelados;
- c. Comparativo dos desenvolvimentos estruturais em lajes de dimensões similares.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERTE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**, ed. 4. v. 1. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.

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

_____. **NBR 6118**. Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT. 1980.

_____. **NBR 6120**. Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT. 2019.

_____. **NBR 7480**. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT. 2007.

_____. **NBR 8681**. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT. 2003.

_____. **NBR 9062**. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT. 2017.

_____. **NBR 14859-1**. Laje pré-fabricada – Requisitos. Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro: ABNT. 2002.

_____. **NBR 14859-1**. Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT. 2016.

_____. **NBR 14859-2**. Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT. 2016.

_____. **NBR 14859-3**. Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT. 2017.

_____. **NBR 14860-1**. Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos. Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro: ABNT. 2002.

BASTOS, P. S. S. **Concreto protendido**. Curso de concreto protendido. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, *campus* Bauru: março, 2019. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/Protendido/Ap.%20Protendido.pdf>. Acesso em: 5 dezembro. 2019.

BELOHUBY, M; ALENCAR, R.S.A. **Manual Munte de projeto em pré-fabricados de concreto**, 1ed. São Paulo: Editora PINI, 2004.

BEZERRA, D. P. **Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

BOTELHO, M. H. C. **Concreto armado, eu te amo**, v.2, São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

CARVALHO, R. F. **Estruturas em concreto protendido: pré-tração, pós-tração – Cálculo e detalhamento**, 1. ed. São Paulo: Editora PINI, 2012.

CARVALHO, R. F.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**, 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

Catálogo TATU de lajes alveolares protendidas, 2013. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/tatu/catalogo-tatu-laje-alveolar.pdf>. Acesso em: 04 janeiro. 2020.

CATOIA, B. **Lajes alveolares protendidas: Cisalhamento em região fissurada por flexão**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, 2011.

COSTA, O. O. **Avaliação de desempenho de elementos de lajes alveolares protendidas pré-fabricadas**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, 2009.

CUNHA, M. O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2012.

DROPPA JR, A. **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, 1999.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**, 1. ed. São Carlos: Editora RiMa Artes e Textos, 2000.

FIGUEIREDO FILHO, J. R.; SHIRAMIZU, A. K. H. **Projeto, produção e execução de edificações com lajes pré-moldadas treliçadas**. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 4, n. 1, p. 123-146, Mar. 2011.

FLÓRIO, M.C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, 2004.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. E-Book. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2005. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/protendido/arquivos/cp_ebook_2005.pdf. Acesso em: 5 dezembro. 2019.

Laje Alveolar R4, 2018. R4TECNO. Disponível em: <https://www.r4tecno.com.br/laje-alveolar-r4-caracteristicas/>. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

Lajes Alveolares protendidas garantem versatilidade e racionalização da obra, 2019. AECweb. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/emp/cont/m/lajes-alveolares-protendidas-garantem-versatilidade-e-racionalizacao-da-obra_410_3322. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

Lajes Alveolares, 2017. CILEL. Disponível em: <http://www.cilel.com.br/produtos/15/Lajes-alveolares>. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

Lajes Alveolares: práticas de instalar, agilizam as etapas construtivas da obra, 2018. AECweb. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/emp/cont/m/lajes-alveolares-praticas-de-instalar-agilizam-as-etapas-construtivas-da-obra_30344_9343. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

LOPES, A. F. O. **Estudo comparativo entre lajes nervuradas moldadas no local com fôrmas de polipropileno e lajes pré-fabricadas treliçadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal do Pernambuco, 2015.

Manual básico de lajes treliçadas ISOPLAST, 2011. Disponível em: http://isoplast.ind.br/16/download/manual_lajota_eps_isoplast.pdf. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

Manual de fabricação de lajes treliçadas PUMA, 2012. Disponível em: <http://www.treliart.com.br/downloads/Manual%20de%20Fabricacao.pdf>. Acesso em: 18 dezembro. 2019.

Manual de lajes treliçadas REAL, 2018. Disponível em: <https://lajesreal.blog/2018/10/06/recomendacoes-gerais/>. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

Manual técnico de lajes treliçadas ARCELORMITTAL, 2017. Disponível em: <https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/catalogos> Acesso em: 18 dezembro. 2019.

Moldadora para lajes alveolares, 2019. NORDIMPIANTI. Disponível em: <https://www.nordimpianti.com/Produtos/M%C3%A1quina-de-Moldagem/Moldadora-S%C3%A9rie-SF/Moldadora-para-Lajes-Alveolares>. Acesso em: 21 dezembro. 2019.

Moldadoras WCH: fabricam lajes de 6 a 40 cm de altura com alta produtividade, 2018. AECweb. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/emp/cont/m/moldadoras-wch-fabricam-lajes-de-6-a-40-cm-de-altura-com-alta-productividade_8129_7028. Acesso em: 21 dezembro. 2019.

NAGALLI, A. **Gerenciamento de resíduos sólidos na construção civil**, 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

OLIVEIRA, L. A. **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Universidade de São Paulo, 2002.

PETRUCELLI, N. S. **Considerações sobre projeto e fabricação de lajes alveolares protendidas**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, 2009.

Puma lajes alveolares: Definição do Produto, 2016. LAJES ALVEOLARES PUMA. Disponível em: <http://lajealveolar.com/site/landing-page/>. Acesso em: 09 fevereiro. 2020.

SANTOS, D. G. **Análise construtiva dos tipos de lajes utilizadas nos sistemas estruturais das edificações de Florianópolis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2000.

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: Sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

VAN ACKER, A. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Tradução de Marcelo de Araújo Ferreira. São Paulo: ABCIC, 2003.

APÊNDICE A.1 – Dimensionamento de Lajes Treliçadas

Neste apêndice consta a roteiro detalhado de dimensionamento das lajes treliçadas, bem como as considerações empregadas no decorrer do trabalho de acordo com a estrutura concebida.

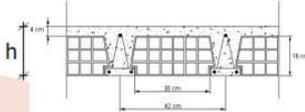
A. Pré-Dimensionamento

Na concepção responsável por receber as lajes treliçadas o maior vão efetivo obtido foi de 4,65 m e considerando o Manual Puma a laje LT20 suportaria essas características com três adicionais de 6,3 mm, conforme a Figura 47.

Figura 47: Parâmetros da laje LT20

Tabela Estrutural LT20 (16,0 + 4,0) - (Enchimento + Capa)

Peso Próprio = 274 kg/m² f_{ck} = 20 Mpa
 Revestimento = 30 kg/m² (já incluído) capa = 4 cm
 Condição de apoio = apoio simples Lajota Cerâmica H16/30 (Altura/Largura)
 Consumo de concreto = 73 litros/m² Treliça = TR16745



Vão (m)	CARGA ACIDENTAL (kg/m ²)											
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
3,60	s/ adic	s/ adic	s/ adic	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 4,2	2φ 5,0	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,3	2φ 6,3	1φ 10,0
3,80	s/ adic	s/ adic	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 4,2	2φ 5,0	3φ 4,2	2φ 6,3	2φ 6,0	1φ 10,0	1φ 10,0	3φ 6,3
4,00	s/ adic	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 5,0	2φ 5,0	1φ 8,0	2φ 6,3	2φ 6,0	1φ 10,0	3φ 6,3	3φ 6,3	2φ 8,0
4,20	1φ 4,2	1φ 6,3	2φ 4,2	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,3	3φ 5,0	1φ 10,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	1φ 12,5
4,40	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,3	3φ 5,0	3φ 6,3	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0
4,60	1φ 6,3	2φ 5,0	3φ 4,2	2φ 6,3	3φ 5,0	3φ 6,3	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 8,0
4,80	1φ 6,0	2φ 5,0	2φ 6,3	3φ 5,0	3φ 6,3	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	2φ 10,0	3φ 10,0
5,00	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,0	3φ 6,3	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0
5,20	3φ 4,2	2φ 6,3	1φ 10,0	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0
5,40	2φ 6,3	3φ 5,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0				
5,60	2φ 6,0	1φ 10,0	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0	não OK				
5,80	3φ 5,0	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 12,5	não OK				
6,00	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	2φ 10,0	3φ 12,5	não OK	não OK				

Fonte: Manual Técnico de Fabricação de Lajes Treliçadas Pumas

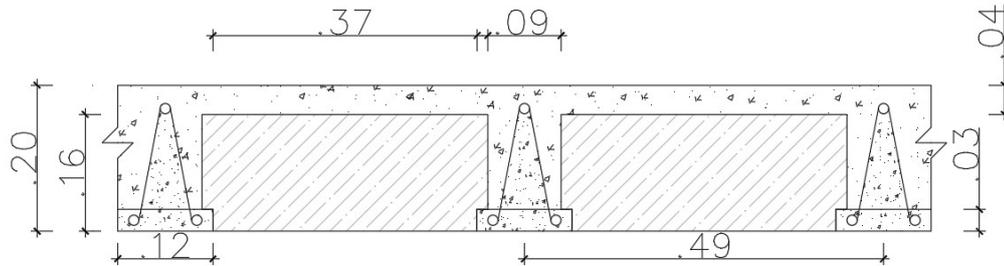
Desta forma optou-se pela laje LT20, sendo 16 cm de altura respectivos ao enchimento e 4 cm referentes a capa de concreto moldado *in loco*, totalizando uma altura de 20 cm. Segundo o mesmo deve ser utilizada a treliça TR16745, correspondendo a uma armação treliçada de 16 cm de altura com banzo superior de 7 mm, diagonais de 4,2 mm e banzo inferior de 5 mm, todos em aço CA 60.

O manual indica um concreto com f_{ck} de 20 MPa e enchimento com lajotas cerâmicas, entretanto nesse estudo os procedimentos consideraram concreto com f_{ck} de 30 MPa, tanto nas vigotas como no complemento e capa, e utilização de lajotas em EPS para as lajes treliçadas. Tais mudanças diminuem o peso próprio da laje e aumentam a sua capacidade resistente quando comparados com os valores presentes no manual.

B. Características da Seção Transversal

A princípio devem ser estabelecidas as dimensões da composição vigota, enchimento e capa, conforme a Figura 48.

Figura 48: Dimensões da seção da laje treliçada.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

A descrição das dimensões é dada a seguir.

$$\begin{aligned} h &= 20 \text{ cm} \\ h_{\text{capa}} &= 4 \text{ cm} \\ h_{\text{ench}} &= 16 \text{ cm} \\ b_{\text{ench}} &= 37 \text{ cm} \\ i_{\text{eixo}} &= 49 \text{ cm} \\ b_w &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

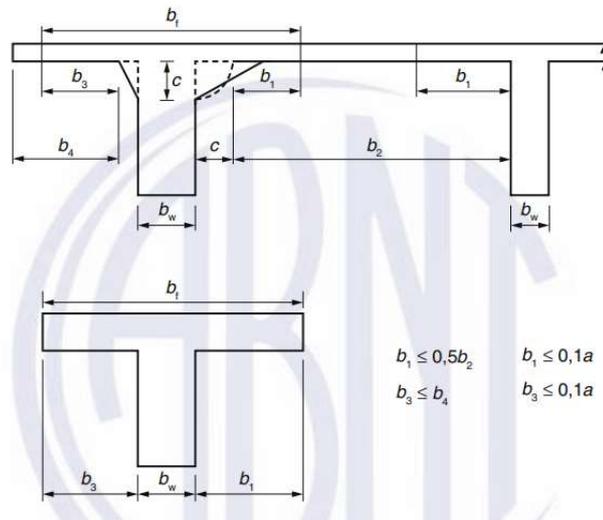
Em que:

- h : a altura total da laje;
- h_{capa} : espessura da capa de concreto;
- h_{ench} : altura do elemento de enchimento;
- b_{ench} : base do elemento de enchimento;
- i_{eixo} : distância entre os eixos das nervuras;
- b_w : espessura da alma da nervura.

C. Largura de Mesa Colaborante

Após a definição das dimensões estabelecidas em pré-dimensionamento, deve ser realizada a verificação de largura de mesa colaborante de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a Figura 49, seguindo o mesmo procedimento realizado para vigas com seção T.

Figura 49: Cálculo de largura de mesa colaborante.



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Conforme a norma, a largura colaborante deve respeitar os limites b_1 e b_3 , ou seja, deve ser o menor dos dois valores calculados. O primeiro item, b_1 , corresponde a metade da distância entre as faces das vigotas, enquanto o segundo, b_3 , é o valor respectivo a 10% do vão efetivo de apoio. Como b_1 é constante em todos os painéis de lajes, pois os mesmos possuem seções transversais iguais, se elencou o menor vão efetivo l dentre todos os painéis e realizou-se a comparação. Pode ser considerado $l = a$ para quando simplesmente apoiado.

$$b_1 = (i_{eixo} - b_w) / 2 = 18,5 \text{ cm}$$

$$b_3 = a * 10\% = 30,3 \text{ cm}$$

Em que:

b_1 : metade a distância entre as faces das vigotas;

b_2 : 10% do vão efetivo.

Como b_1 resultou menor, a largura colaborante resultou igual ao intereixo, dada por:

$$b_f = 2 * b_1 + b_w = 49 \text{ cm}$$

Em que:

b_f : largura colaborante de mesa;

D. Considerações sobre Materiais

Realizados os levantamentos referentes aos parâmetros geométricos, é necessário o estabelecimento dos dados relacionados aos materiais. Definida em projeto a resistência do

concreto, procede-se segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para calcular os demais parâmetros, sendo os mesmos e as suas fórmulas apresentadas abaixo.

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 * f_{cd} = 18,21 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 30,67 \text{ GPa}$$

$$\gamma_{concreto} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Onde:

f_{ck} : resistência a compressão característica do concreto;
 f_{cd} : resistência a compressão de cálculo;
 σ_{cd} : resistência de cálculo do concreto considera o efeito Rusch;
 γ_c : coeficiente de ponderação da resistência no ELU;
 $f_{ct,m}$: resistência média a tração do concreto;
 E_{ci} : módulo de deformação longitudinal do concreto;
 α_E : função do agregado utilizado;
 $\gamma_{concreto}$: peso específico do concreto segundo o item 8.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Analogamente ao processo definido para o concreto, define-se o aço utilizado como sendo CA 60 e conseqüentemente a sua resistência característica de escoamento e desenvolvem as características restantes.

$$f_{yk} = 60 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 521,74 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Onde:

f_{yk} : tensão de escoamento característica do aço;
 f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo aço;
 γ_s : coeficiente minorador da resistência;

E_s : módulo de deformação longitudinal do aço.

E. Carregamentos

Procede-se a seguir com a obtenção das cargas necessárias ao cálculo da armadura passiva de tração. São três as variações de cargas consideradas para todas os painéis, além dos carregamentos de alvenaria em lajes específicas. No geral são três carregamentos permanentes e um variável, sendo: g_1 devido ao peso próprio da laje; g_2 referente as cargas de revestimento de teto e piso; g_{alv} para os painéis que constarem cargas de alvenaria; q_1 sendo o carregamento variável.

A carga g_2 considerou 3 cm de contrapiso e 1,5 cm de revestimento de teto com os pesos específicos de 21 e 19 kN/m³, respectivamente, de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980). Para a carga q_1 foi tomado na mesma norma o valor de 3 kN/m² para salas de aula e corredores. Por fim, temos:

$$g_2 = e_{cpiso} * \gamma_{cpiso} + e_{teto} * \gamma_{teto} = 0,915 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

g_2 : carregamento permanente referentes aos revestimentos;

q_1 : carregamento variável.

O carregamento permanente devido ao peso próprio g_1 foi obtido para uma faixa de largura igual ao entreixo e em função do peso específico do concreto. Foi tomada uma área bruta em que havia a consideração do elemento de enchimento e posteriormente foi subtraída a área referente a esse componente para obtenção da área de concreto.

$$A_{brt} = i_{eixo} * h = 0,098 \text{ m}^2$$

$$A_{ench} = h_{ench} * b_{ench} = 0,059 \text{ m}^2$$

$$A_c = A_{brt} - A_{ench} = 0,039 \text{ m}^2$$

$$g_1 = A_c * \gamma_c = 0,97 \text{ kN/m}$$

Em que:

A_{brt} : área da seção bruta considerando a seção de concreto e o enchimento;

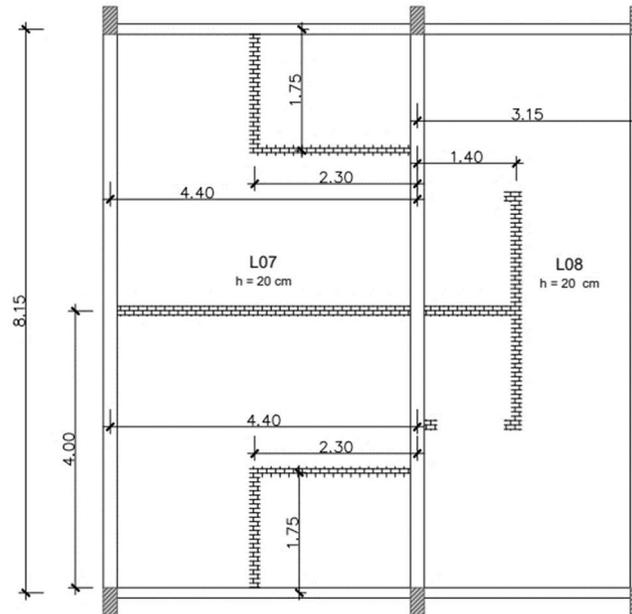
A_{ench} : área da seção do elemento de enchimento;

A_c : área da seção resultante de concreto;

g_1 : carregamento devido ao peso próprio.

Tratando-se dos carregamentos advindos de alvenarias, existiram apenas em dois painéis, os L07 e L08. Por se tratar de divisórias de banheiros, obteve-se uma disposição complexa das paredes no que concerne à consideração para o carregamento das vigotas, conforme pode ser visualizado na Figura 50.

Figura 50: Painéis L07 e L08 de lajes treliçadas.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Inicialmente foi calculado a carga gerada pela a alvenaria em função dos seus materiais e dimensões, considerando uma parede em blocos cerâmicos de oito furos assentados em “meia vez” e com revestimento em argamassa de cimento nas duas faces. Os dados e o cálculo são explanados a seguir.

$$e_{blo} = 9 \text{ cm}$$

$$e_{rev} = 3 \text{ cm}$$

$$h_{alv} = 280 \text{ cm}$$

$$\gamma_{bloco} = 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{rev} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_{alv.dist} = (e_{blo} * \gamma_{bloco} + 2 * e_{rev} * \gamma_{rev}) * h_{alv} = 6,804 \text{ kN/m}$$

Em que:

e_{blo} : espessura do bloco cerâmico;

e_{rev} : espessura do revestimento;

h_{alv} : altura da alvenaria;

γ_{bloco} : peso específico do bloco cerâmico segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980);

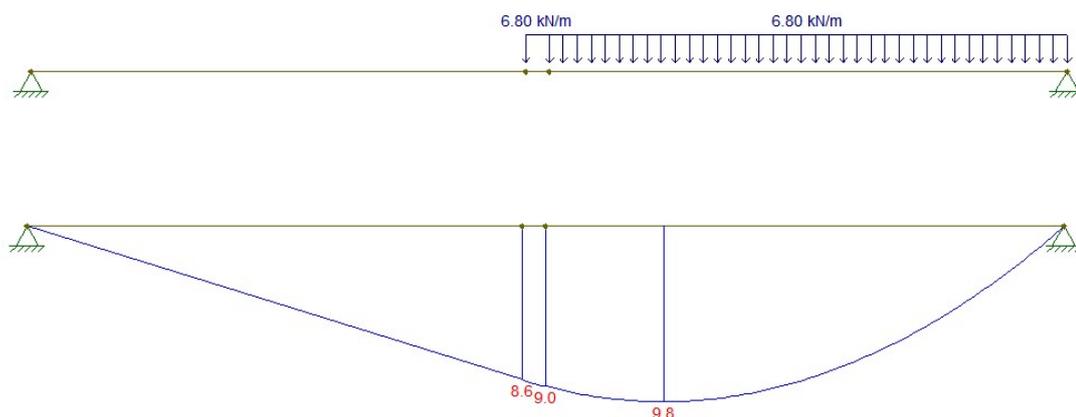
γ_{rev} : peso específico do revestimento argamassado segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980).

$g_{alv.dist}$: carga de alvenaria distribuída;

A consideração das alvenarias nos carregamentos se deu a partir do momento fletor que as mesmas geravam de acordo com sua posição. Utilizando-se do *software* Ftool, foram lançadas vigas bi apoiadas com vãos de acordo com cada painel. A partir das medidas obtidas em planta das disposições das paredes, como pode ser observado na Figura 31, e analisando a direção destas em comparação a das vigotas, se paralelas ou perpendiculares, foram aplicadas cargas distribuídas ou pontuais nas vigas e obtidos os seus momentos no centro do vão.

De forma simples pode ser usado como exemplo explicativo o painel L08. Nos extremos superiores e inferiores da laje há a presença de uma parede paralela a direção de armação das vigotas que dista 2,3 m da extremidade direita do painel. Como a carga é paralela a vigota, essa contribui de forma distribuída ao seu carregamento ($g_{alv.dist} = 6,804 \text{ kN/m}$). Essa força é lançada por 2,3 m a partir do extremo direito na viga de vão igual ao da laje disposta no Ftool e é obtido o seu momento fletor no centro do vão. Esse processo é ilustrado na Figura 32.

Figura 32: Carregamento de alvenarias com ftool.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

Percebe-se que a depender da posição da alvenaria o momento fletor no centro pode não ser o máximo, porém, para realizar o somatório com os momentos referentes a outras cargas que são máximos no meio do vão, levanta-se o valor do momento fletor nessa posição.

Analogamente ao processo descrito, seguiu-se para as demais alvenarias da laje L07 e também para a laje L08.

Por fim os carregamentos atuantes foram dados por:

$$F_{g1} = g_1 = 0,97 \text{ kN/m}$$

$$F_{g2} = g_2 * b_f = 0,448 \text{ kN/m}$$

$$F_{galv} = 6,804 \text{ kN/m}$$

$$F_{q1} = q_1 * b_f = 1,47 \text{ kN/m}$$

Em que:

F_{g1} : força distribuída devido a g_1 ;

F_{g2} : força distribuída devido a g_2 ;

F_{galv} : força distribuída devido a g_{alv} ;

F_{q1} : força distribuída devido a q_1 .

G. Dimensões dos Painéis e Cálculo dos Momentos Fletores

Realizadas os levantamentos de cargas, procedeu-se com o cadastro das dimensões das lajes para definição do vão em que a mesma é armada e posterior obtenção dos momentos fletores. O levantamento considerou o vão efetivo como sendo de eixo a eixo das vigas circundantes aos painéis e os dados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12: Dimensões e direção de armação das lajes treliçadas.

Laje	Lx (m)	Ly (m)	Direção de Armação
L01 = L02 = L03 = L04 = L05 = L06 = L10 = L11 = L12 = L13 = L14 = L15	3,95	8,15	X
L07	4,40	8,15	X
L08	3,15	8,15	X
L09	4,65	4,82	X
L16 = L17 = L18 = L21 = L22 = L23	7,90	3,025	Y
L19	7,55	3,025	Y
L20	4,65	3,025	Y

Fonte2: Autoria Própria, 2020.

Como pode ser visto na Tabela 3, os painéis L01, L02, L03, L04, L05, L06, L10, L11, L12, L13 e L15 possuem dimensões iguais, bem como os painéis L16, L17, L18, L21, L22 e L23. Desta forma, quando tratados das lajes L01 ou L16, serão incluídas todos os outros equivalentes a estas.

O cálculo do momento fletor é realizado de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), em que pode ser considerado para as nervuras, a favor da segurança, um momento máximo tal qual para um elemento isolado, dado por:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p * l^2}{8}$$

Em que:

p : carregamento considerado;

l : vão efetivo de armação da nervura.

Desta forma foram calculados os momentos individualizados de cada carga (g_1 , g_2 e q_1) para cada painel considerado conforme mostrado abaixo para o painel L01 e analogamente para os demais.

$$M_{g1.L01} = \frac{F_{g1} * l_{x1}^2}{8} = 1,89 \text{ kN} * m$$

$$M_{g2.L01} = \frac{F_{g2} * l_{x1}^2}{8} = 0,87 \text{ kN} * m$$

$$M_{q1.L01} = \frac{F_{q1} * l_{x1}^2}{8} = 2,87 \text{ kN} * m$$

Em que:

$M_{g1.L01}$: momento na laje 01 devido a carga g_1 ;

$M_{g2.L01}$: momento na laje 01 devido a carga g_2 ;

$M_{q1.L01}$: momento na laje 01 devido a carga q_1 ;

H. Momento de Cálculo em ELU

Na Combinação Normal Última todas as cargas permanentes e a carga variável principal devem ser consideradas com seus valores característicos, e no caso da existência de cargas variáveis secundárias, essas devem ser ponderadas NBR 6118 (ABNT, 2014). De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, as ações permanentes para edifícios em que a carga acidental não supera 5 kN/m² devem ser majoradas segundo o coeficiente $\gamma_g = 1,4$. Já para as ações variáveis atuando separadamente, pode ser considerado o coeficiente $\gamma_q = 1,5$.

De posse de todas os momentos advindos dos carregamentos, inclusive os de alvenarias, e conhecidos os coeficientes majoradores de ações, procederam-se com as obtenções dos momentos fletores de cálculo da seguinte forma:

$$M_{d.L07.nervcentral} = (M_{g1.L07} + M_{g2.L07} + M_{alvcentral.L0}) * \gamma_g + M_{q1} * \gamma_q = 33,193 \text{ kN} * m$$

Onde:

$M_{d.L07.nervcentral}$: momento de cálculo da nervura central da laje L07.

I. Cálculo da Área de Aço

Tendo posse de todos os dados necessários, deve ser realizado o processo final do dimensionamento resultante na área de aço necessária as nervuras. O processo utilizado foi o explanado por Carvalho e Figueiredo Filho (2015) para seções T.

Inicialmente é verificada a posição de compressão da seção, se apenas na mesa ou na mesa e na nervura. Para tal supõe-se que a mesa contribui plenamente a compressão e se obtém a altura útil correspondente.

$$d_0 = \frac{M_{d.L01}}{\sigma_{cd} * e_{capa} * b_f} + \frac{e_{capa}}{2}$$

Onde:

d_0 : altura útil da seção caso a mesa seja totalmente comprimida.

O valor da altura útil d_0 deve ser comparado a altura útil considerada para o dimensionamento (d). Caso $d_0 < d$, significa que há nessa seção altura suficiente para que somente a compressão total ou parcial da mesa necessite contribuir. Sendo $d_0 > d$ implica-se que apenas a compressão da mesa não é suficiente e é necessário também a contribuição da nervura.

A depender da análise supracitada existem dois percursos distintos a serem seguidos, sendo um para a nervura não comprimida e o outro para a nervura comprimida. Nos dois processos são realizados os usos de adimensionais, os quais serão apresentados no decorrer. Descrevem-se os processos

a. Nervura não comprimida:

Nesse estado pode ser considerada uma seção retangular de largura b_f . Inicialmente é calculado o adimensional K_{MD} que possui como função principal o momento de cálculo. Utilizando o valor de K_{MD} determina-se o segundo adimensional K_X , correspondente a posição relativa da linha neutra, através de uma equação de segundo grau e posteriormente obtém-se a profundidade da linha neutra x .

$$K_{MD} = \frac{M_d}{b_f * d^2 * f_{cd}}$$

$$-0,272 * K_X^2 + 0,68 * K_X - K_{MD} = 0$$

$$K_X = \frac{x}{d}$$

Onde:

K_{MD} : adimensional função do momento de cálculo;

d : altura útil estimada;

K_X : profundidade relativa da linha neutra;

x : linha neutra.

Com a posição relativa da linha neutra pode ser obtido ser definido o domínio de deformação. Quando $K_X < 0,259$ a seção trabalha no domínio 2 e a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda o trabalho no domínio 3 com $0,259 < K_X < 0,450$, para garantia de uma boa ductilidade da peça.

Por fim calcula-se o terceiro adimensional K_Z respectivo ao braço de alavanca da armadura para compor o momento resistente. Com esse parâmetro pode-se determinar o braço de alavanca z e a área de aço necessária para resistir ao momento fletor.

$$K_Z = 1 - 0,4 * K_X$$

$$z = K_Z * d$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * z}$$

Onde:

K_Z : adimensional referente ao braço de alavanca;

z : braço de alavanca da armadura positiva;

A_s : área de aço positiva.

b. Nervura comprimida:

Quando há a compressão na nervura é necessário a princípio realizar uma discretização entre os momentos resistidos pelas abas da mesa e o momento resistido pela nervura. O momento resistido pelas abas é dado por:

$$M_{md} = (b_f - b_w) * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2}\right) * \sigma_{cd}$$

Onde:

M_{md} : momento resistido pelas abas da mesa.

Subtraindo do momento de cálculo M_d o momento resistido pelas abas M_{md} teremos o momento que a nervura deve suportar.

$$M_{nd} = M_d - M_{md}$$

Onde:

M_{nd} : momento resistido pela nervura.

Agora segue-se com o processo semelhante ao item anterior para o momento na nervura M_{nd} , sendo determinados os adimensionais K_{MD} , K_x e K_z .

$$K_{MD} = \frac{M_d}{b_f * d^2 * f_{cd}}$$

$$0,272 * K_x^2 + 0,68 * K_x - K_{MD} = 0$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

Por fim, a área de aço é dada:

$$A_s = \frac{M_{md}}{f_{yd} * (d - h_f/2)} + \frac{M_{nd}}{K_z * d * f_{yd}}$$

J. Estado Limite de Deformação Excessiva

De acordo com o item 17.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o estado limite de deformações excessivas consiste na condição em que “as deformações atingem os limites para utilização norma”. Conhecida a importância da limitação das deformações para o bom funcionamento de elementos estruturais e não estruturais, além do conforto do usuário, procederam-se nesse trabalho a verificação desse estado para as lajes treliçadas como apresentado a seguir.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2015) as verificações de flechas imediatas e diferidas estão diretamente ligadas as inércias das seções, porém as peças de concreto armado podem conter diferentes estádios de deformação simultaneamente. Sendo assim e de acordo com o mesmo autor, deve ser composta a inércia equivalente dos estádios I e II, característicos do situações em serviço. O procedimento adotado baseia-se no autor supracitado.

a. Inércia no Estádio I

Devendo ser considerada a influência do aço ao centro de gravidade e a rigidez da seção, calcula-se inicialmente a seção homogeneizada.

$$A_h = (b_f - b_w) * h_f + b_w * h + A_s * (\alpha_e - 1)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

Onde:

A_h : área da seção homogeneizada e aço e concreto;

α_e : relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto;

A partir dessa seção calculada pode se determinar o novo centro de gravidade da seção e a inércia no estádio I.

$$Y_h = \frac{(b_f - b_w) * \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w * \frac{h^2}{2} + A_s * (\alpha - 1) * d}{A_h}$$

$$I_I = \frac{(b_f - b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h^3}{12} + (b_f - b_w) * h_f * \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h * \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s * (\alpha - 1) * (y_h - d)^2$$

Onde:

y_h : centro de gravidade da seção homogeneizada;

I_I : momento de inércia no estádio I.

b. Inércia no estádio II

Para o autor é conveniente denominar esse estádio como “estádio II puro” pois nesse não é considerada a resistência a tração do concreto abaixo da linha e há uma relação linear entre as deformações específicas e a tensão no concreto em toda a seção transversal. Com essas características, para a obtenção da inércia no estádio II é preciso determinar a posição da linha neutra, essa dada segundo a equação de segundo grau:

$$a_1 * x_{II}^2 + a_2 * x_{II} + a_3 = 0$$

$$a_1 = \frac{b_w}{2}$$

$$a_2 = h_f * (b_f - b_w) + \alpha_e * A_s$$

$$a_3 = -d * \alpha_e * A_s - \frac{h_f^2}{2} * (b_f - b_w)$$

Onde:

x_{II} : profundidade da linha neutra no estádio II;

a_1, a_2 e a_3 : componentes da equação segundo grau da linha neutra;

Nota: foram desconsiderados na descrição e no cálculo as parcelas relativas à armadura comprimida.

Por fim, são determinadas duas inércias no estádio II, sendo uma para quando a profundidade da linha neutra é menor que a espessura da mesa e a outra para quando a compressão se encontra na nervura.

$$I_{II} = \frac{b_f * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2$$

$$I'_{II} = \frac{(b_f * b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) * \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2$$

Onde:

I_{II} : inércia no estágio II para $x_{II} < h_f$;

I'_{II} : inércia no estágio II para quando $x_{II} > h_f$.

c. Inércia equivalente

A inércia equivalente é obtida pelo método de Branson e considera, além das inércias nos estádios I e II, o momento de fissuração do concreto, calculado para a seção bruta, e o momento atuante para a combinação quase permanente, sendo descritos abaixo:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct.m} * I_c}{y_c}$$

$$M_{qp} = \Sigma M_{gi} + \Sigma M_{qi} * \psi_2$$

Onde:

M_r : momento de fissuração do concreto;

α : coeficiente função do tipo de seção;

M_{qp} : momento para a combinação quase permanente;

ψ_2 : coeficiente ponderador para combinação quase permanente.

Finalmente calcula-se a inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{qp}} \right)^3 * I_I + \left(1 - \left(\frac{M_r}{M_{qp}} \right)^3 \right) * I_{II}$$

Definidas todas as características referentes a inércia, devem ser procedidas as verificações das flechas imediatas e diferidas no tempo. A flecha imediata é dada por:

$$a = \frac{5 * P_{qp} * l^4}{384 * E_c * I_{eq}}$$

$$P_{qp} = \Sigma g_i + \Sigma q_i * \psi_2$$

Onde:

a : flecha imediata;

P_{qp} : carregamento para a combinação quase permanente;

l : vão em que a vigota é armada;

Os resultados finais das deformações necessitam ser compatíveis com os limites de aceitabilidade, que podem ser sensoriais, de efeitos em elementos não estruturais e em elementos estruturais. A mais rigorosa é a de aceitabilidade sensorial, sendo limitada no vão de armação sobre 250 (a_{lim}).

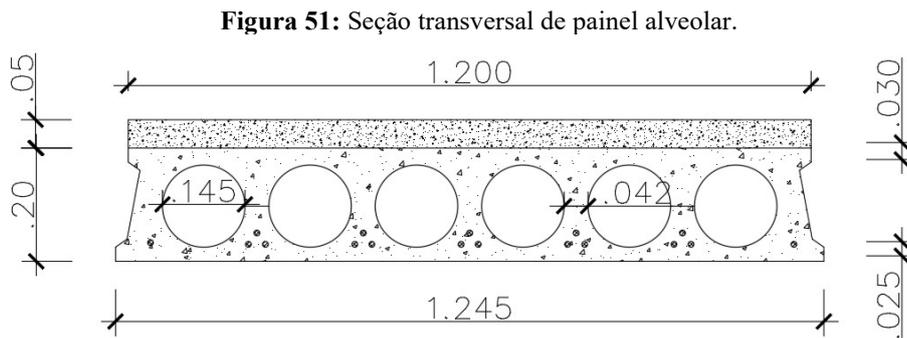
$$a_{lim} = l/250$$

APÊNDICE A.2 – Dimensionamento de Lajes Alveolares

Neste apêndice consta a roteiro detalhado de dimensionamento das lajes alveolares, bem como as considerações empregadas no decorrer do trabalho de acordo com a estrutura concebida.

A. Características da Seção Transversal

O pré-dimensionamento fornece como resultado a altura da seção a ser utilizada, porém são necessários instituir outros parâmetros. Para a definição da seção a ser utilizada foi tomado como modelo o trabalho de Petrucelli (2009) e em seguida, com o auxílio do *software* AutoCad, a seção foi representada e pode-se obter as suas características. A representação pode ser visualizada na Figura 52.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

As dimensões são explanadas abaixo.

$$b_{sup} = 120 \text{ cm}$$

$$b_{inf} = 124,5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{alv} = 14.5 \text{ cm}$$

$$e_{capa.inf} = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_{capa.sup} = 3 \text{ cm}$$

Em que:

b_{sup} : largura do tramo superior;

b_{inf} : largura do tramo inferior;

h : altura da seção;

Φ_{alv} : diâmetro dos alvéolos;

$e_{capa.inf}$: espessura da capa inferior;

$e_{capa.sup}$: espessura da capa superior.

Por se tratar de uma seção com geometria complexa e contando com a capacidade do *software* em fornecer propriedades de área e de massa, optou-se por obter essas características diretamente no AutoCad. Foram coletados os valores da seção bruta com a consideração dos vazios e da seção dos vazios, em seguida por meio da ferramenta MathCad calcularam-se os resultados para a seção de concreto. Seguem-se os dados e fórmulas de cálculo.

$$A_{brt} = 0,2389 \text{ m}^2$$

$$I_{brt} = 0,0008 \text{ m}^4$$

$$A_{vzs} = 0,2389 \text{ m}^2$$

$$I_{vzs} = 0,0001 \text{ m}^4$$

$$Y_{brt} = 0,0992 \text{ m}$$

$$Y_{vzs} = 0,0725 \text{ m}$$

$$n_{vzs} = 6$$

$$A_c = A_{brt} - n_{vzs} * A_{vzs} = 0,14 \text{ m}^2$$

$$Y_c = \frac{Y_{brt} * A_{brt} - Y_{vzs} * A_{vzs}}{A_c} = 11,81 \text{ cm}$$

$$I_c = I_{brt} - n_{vzs} * I_{vzs} + (Y_c - Y_{brt})^2 * A_{brt} - (Y_{vzs} - Y_c)^2 * n_{vzs} * A_{vzs} = 7,95 * 10^3 \text{ cm}^4$$

Em que:

A : área;

I : inércia;

Y : centro de gravidade;

Nota: As abreviações subscritas significam seção bruta (*brt*), seção dos vazios (*vzs*) e seção de concreto (*c*).

Por fim, são determinados os módulos resistentes a flexão para as fibras extremas da base e do topo.

$$W_{topo} = \frac{I_c}{Y_c - h} = -970,39 \text{ cm}^3$$

$$W_{base} = \frac{I_c}{Y_c} = 673,03 \text{ cm}^3$$

Em que:

W_{topo} : módulo resistente a flexão para a fibra do top;

W_{base} : módulo resistente a flexão para a fibra da base.

B. Considerações sobre Materiais

Realizados os desenvolvimentos acerca dos parâmetros da seção transversal, é necessário o estabelecimento dos dados relacionados aos materiais. Definida em projeto a resistência do concreto de 45 MPa, procede-se segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para calcular os demais parâmetros, tanto para um tempo superior a 28 dias, como na data da protensão.

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 * f_{cd}$$

$$\sigma_{adm,ck} = 0,7 * f_{ck}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m}$$

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}}$$

$$\gamma_{concreto} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Onde:

f_{ck} : resistência a compressão característica do concreto;

f_{cd} : resistência a compressão de cálculo;

σ_{cd} : resistência de cálculo do concreto considera o efeito Rusch;

$\sigma_{adm,ck}$: tensão de compressão admissível no concreto;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto no ELU;

$f_{ct,m}$: resistência média a tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$: resistência característica mínima a tração do concreto;

E_{ci} : módulo de deformação longitudinal do concreto;

α_E : função do agregado utilizado;

$\gamma_{concreto}$: peso específico do concreto segundo o item 8.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

No dimensionamento das peças protendidas é necessário também o levantamento das propriedades na idade da protensão. Neste trabalho foi considerada a idade de 20 horas e os parâmetros são definidos a partir da resistência a compressão f_{ckj} neste tempo.

$$f_{ckj} = \beta_1 * f_{ck}$$

$$c = e^{\left(s * \left(1 - \sqrt{28/t} \right) \right)}$$

$$s = 0,20$$

$$t = 20/24$$

$$\sigma_{adm,cj} = 0,7 * f_{ckj}$$

Em que:

- f_{ckj} : resistência característica a compressão no momento da protensão;
 β_1 : coeficiente determinante de f_{ckj} ;
 s : função do tipo de cimento, sendo tomada CPV ARI;
 t : tempo em dias no momento da protensão;
 $\sigma_{adm,cj}$: tensão de compressão admissível no concreto na idade t.

Por fim, são estabelecidos os parâmetros atrelados aos aços utilizados. Nas vigotas de concreto armado comumente a treliças são em aço CA 60 possuindo tensão de escoamento característica $f_{yk} = 60 \text{ kN/cm}^2$. Já para a protensão foi adotado aço CP 190 RB, com resistência característica a tração de $f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$. Percebe-se que na armadura passiva a denominação do aço trata da tensão de escoamento, enquanto na armadura ativa a denominação se refere a tensão última.

A resistência de cálculo é obtida igualmente para os dois tipos, sendo em função do coeficiente de ponderação da resistência, e os módulos de elasticidades são indicados segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) como 210 GPa para armadura passiva e 205 GPa para armadura ativa.

$$f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{pyk} = 0,9 * f_{ptk}$$

$$E_{s,ativa} = 200 \text{ GPa}$$

Em que:

- γ_s : coeficiente de ponderação da resistência do aço no ELU;
 f_{ptk} : resistência última característica do aço;
 f_{pyk} : resistência de escoamento característica do aço;

f_{pyd} : tensão de escoamento de cálculo do aço;
 E_s : módulo de elasticidade do aço de armadura ativa.

C. Carregamentos

Como nas lajes treliçadas, para as lajes alveolares foram também três os carregamentos considerados, sendo: g_1 referente ao peso próprio da seção; g_2 devido a capa de concreto; g_{alv} nos painéis que dispõem de paredes; q_1 relacionado as cargas variáveis. Por ser uma laje pré-fabricada o seu fundo apresenta qualidade estética considerável, sendo assim é dispensável o uso de revestimento na face inferior, sendo adotada apenas a capa de concreto na face superior pelos motivos explicados no item 2.4.1.

Possuindo a área de concreto da seção transversal do painel o cálculo de g_1 torna-se simplificado. Para a capa de concreto é adotada uma espessura de 5 cm e como nas lajes treliçadas, o carregamento q_1 é tomado como de 3 kN/m² para salas de aula e corredores, de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980).

$$g_1 = A_c * \gamma_{conc}$$

$$g_2 = \gamma_{conc} * e_{capa} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$e_{capa} = 5 \text{ cm}$$

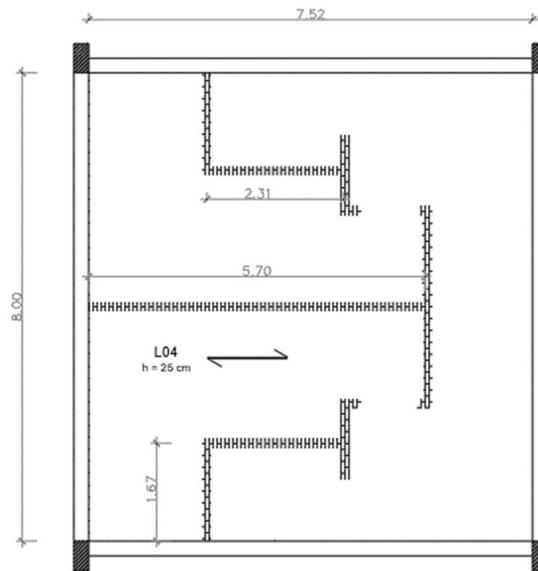
Em que:

g_1 : carga referente ao peso próprio da seção;
 g_2 : carga referente a capa de concreto;
 e_{capa} : espessura da capa de concreto.

O carregamento de alvenaria seguiu o mesmo princípio já utilizado anteriormente, pois as características da parede são as mesmas: blocos de alvenaria cerâmica de oito furos assentados em “meia vez” e com 2 cm de espessura de argamassa de cimento em cada face. Evitando a repetição das fórmulas que já constam no item 3.4.3.3, apresenta-se apenas a carga distribuída linear resultando da alvenaria.

$$g_{alv.dist} = 6,804 \text{ kN/m}$$

Pela formatação das lajes que resultaram da concepção estrutural, apenas uma laje alveolar contou com a presença de alvenaria, a laje L04 apresentada na Figura 53.

Figura 52: Alvenarias em painéis alveolares.

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Tendo em vista que todos os painéis que irão compor essa laje receberão alvenarias, buscou-se simplificar o dimensionamento e a execução fazendo apenas uma consideração referente a esse carregamento, sendo tomado o momento gerado por uma parede disposta paralelamente em todo o vão da laje, como dado a seguir.

$$M_{galv} = \frac{g_{alv,dist} * l_x^2}{8}$$

Em que:

M_{galv} : momento devido a carga de alvenaria paralela a laje;

Por fim os carregamentos atuantes foram dados por:

$$F_{g1} = g_1 \left(\frac{kN}{m} \right)$$

$$F_{g2} = g_2 * b_{sup} \left(\frac{kN}{m} \right)$$

$$F_{galv} = 6,804 \frac{kN}{m}$$

$$F_{q1} = q_1 * b_{sup} \left(\frac{kN}{m} \right)$$

Em que:

F_{g1} : força distribuída devido a g_1 ;

F_{g2} : força distribuída devido a g_2 ;

F_{galv} : força distribuída devido a g_{alv} ;

F_{q1} : força distribuída devido a q_1 .

D. Cadastro dos Painéis

A concepção estrutural das lajes alveolares possibilitou a formação de muitos painéis de dimensões similares como pode ser visualizado na Tabela 54.

Figura 53: Dimensões das lajes alveolares

Laje	Lx (m)	Ly (m)	Direção de Armação
L01 = L02 = L03 = L06 = L07 = L08	7,90	8,25	X
L04	7,77	8,25	X
L05	4,65	5,72	X
L09 = L10 = L11 = L14 = L15 = L16	7,90	3,00	X
L12	7,77	3,00	X
L23	4,65	3,00	X

Fonte: Autoria Própria, 2020.

Pode se perceber que as lajes L09, L10, L11, L12, L13, L14, L15 e L16 estão indicando armação na direção X mesmo quando o comum é trabalhar na direção do menor vão, nesse caso Ly. Entretanto, como a menor direção é muito pequena e tratando-se de lajes protendidas não se tornaria viável, optou-se por manter a direção lx para conservar o que se propõe o estudo.

Diante disso pode ser realizada ainda outra simplificação com base nas direções de armação de cada laje, resultando em apenas cinco distinções. Toma-se para o dimensionamento L01 = L02 = L03 = L06 = L07 = L08 = L09 = L10 = L11 = L14 = L15 = L16, L04, L05 = L23 e L12. As lajes L04 e L12 mesmo possuindo o mesmo vão de trabalho não são igualadas pois possuem carregamentos diferentes.

E. Cálculo de Momentos Fletores

Como nas lajes treliçada os momentos fletores das lajes alveolares também foram considerados para a condição simplesmente apoiada. Em resumo os momentos foram obtidos seguindo os mesmos procedimentos citados no sistema anterior. Demonstra-se para a laje L04

$$M_{g1.L04} = \frac{F_{g1} * l_{x4}^2}{8}$$

$$M_{g2.L04} = \frac{F_{g2} * l_{x4}^2}{8}$$

$$M_{galv.L0} = \frac{F_{galv} * l_{x4}^2}{8}$$

$$M_{q1.L0} = \frac{F_{q1} * l_{x4}^2}{8}$$

Em que:

$M_{g1.L04}$: momento devido a carga g_1 na laje L04;

$M_{g2.L04}$: momento devido a carga g_2 na laje L04;

$M_{galv.L0}$: momento devido a carga g_{alv} na laje L04;

$M_{q1.L04}$: momento devido a carga q_1 na laje L04.

F. Tensões nas Fibras da Base e do Topo

É usual no dimensionamento de concreto protendido utilizar as tensões elásticas na base e no topo da seção nos cálculos e verificações. Sendo assim devem ser definidas essas tensões para cada carregamento considerado. O processo é simples e utiliza os módulos resistentes para a base e para o topo apresentados no item 3.4.4.1. É apresentado para a laje L05.

$$\sigma_{t.g1.L0} = \frac{M_{g1.L05}}{W_t}$$

$$\sigma_{b.g1.L05} = \frac{M_{g1.L0}}{W_b}$$

$$\sigma_{t.g2.L05} = \frac{M_{g2.L05}}{W_t}$$

$$\sigma_{b.g2.L05} = \frac{M_{g2.L05}}{W_b}$$

$$\sigma_{t.q1.L05} = \frac{M_{q1.L05}}{W_t}$$

$$\sigma_{b.q1.L05} = \frac{M_{q1.L05}}{W_b}$$

Em que:

$\sigma_{t.g1.L05}$: tensão no topo devido a carga g_1 ;

$\sigma_{b.g1.L05}$: tensão na base devido a carga g_1 ;

$\sigma_{t.g2.L05}$: tensão no topo devido a carga g_2 ;

$\sigma_{b.g2.L05}$: tensão na base devido a carga g_2 ;

$\sigma_{t.q1.L05}$: tensão no topo devido a carga q_1 ;

$\sigma_{b.q1.L0}$: tensão na base devido a carga q_1 .

G. Estados Limites de Serviço para Dimensionamento

Como citado o dimensionamento inicia-se pelos Estados Limites de Serviço, porém é a partir da NBR 6118 (ABNT, 2014) que são elencados quais estados devem ser tomados. No item 13.4.2 desta norma são tratadas das “exigências de durabilidade relacionadas a fissuração e à proteção da armadura, em função da classe de agressividade ambiental” e em sua Tabela 13.4 pode ser definido forma simples o nível de protensão a ser utilizada e os estados.

São duas as características de entrada na tabela citada, sendo: classe de agressividade ambiental; tipo de protensão. Sendo tratados nesse estudo sobre painéis alveolares e como explanado em revisão bibliográfica, utiliza-se a pré-tração não aderente como tipo de protensão. Já a classe de agressividade é de grau II, anteriormente definida. Com base nessas características a norma indica um concreto protendido de nível 2 com uso da protensão limitada e as verificações dos Estados Limites de Formação de Fissuras (ELS-F) e de Deformações Excessivas (ELS-DE) com as combinações frequentes e quase permanentes, respectivamente.

Para cada estado limite estudado são geradas duas forças de protensão estimadas no tempo infinito e a maior delas é tomada para seguir-se o dimensionamento.

H. Estados Limites de Serviço – Formação de Fissuras (ELS-F)

Nesse estado as tensões na base da seção devem ser limitadas a tensão admissível de tração do concreto. A partir dessa limitação é realizado o somatório das tensões na base da seção, respeitando a combinação frequente (ψ_1), e define-se a tensão neste ponto resultante da força de protensão. É apresentado o processo para a laje L01

$$\alpha * f_{ctk,inf}$$

$$\Sigma\sigma_{b.L0} = \sigma_{b.g1.L01} + \sigma_{b.g2.L01} + \sigma_{b.q1.L01} * \psi_1 + \sigma_{b.PestA.L01} = \alpha * f_{ctk,inf}$$

Em que:

$\alpha * f_{ctk,inf}$: tensão limite de tração admissível para o concreto;

α : função da seção transversal, sendo 1,2 para seções alveolares;

$\Sigma\sigma_{b.L01}$: somatório das tensões na base da laje L01;

ψ_1 : ponderador da carga variável para a combinação frequente;

$\sigma_{b.PestA.L01}$: tensão devido a força de protensão estimada A na base da seção.

A partir da tensão obtida é calculada a primeira força de protensão estimada, dada por:

$$P_{estA.L01} = \frac{\sigma_{b.Pest.L0}}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_b}\right)}$$

Em que:

$P_{estA.L01}$: força de protensão estimada A para a laje L01;
 e_p : excentricidade de protensão.

Ainda deve ser verificado se as tensões de compressão no topo da seção não atingem os limites admissíveis pelo concreto.

$$\Sigma\sigma_{t.L0} = \sigma_{t.g1.L0} + \sigma_{t.g2.L01} + \sigma_{t.q1.L01} * \psi_1 + P_{estA.L01} * \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_t}\right) \leq \sigma_{adm.ck}$$

Em que:

$\Sigma\sigma_{t.L0}$: somatório das tensões no topo da laje L01;

I. Estados Limites de Serviço – Deformações Excessivas (ELS-DE)

O processo é análogo ao descrito no item anterior com apenas duas alterações: as tensões na base da seção são nulas; utiliza-se a combinação quase permanente (ψ_1). Segue o processo.

$$\Sigma\sigma_{b.L01} = \sigma_{b.g1.L01} + \sigma_{b.g2.L01} + \sigma_{b.q1.L01} * \psi_2 + \sigma_{b.PestB.L0} = 0$$

Em que:

ψ_2 : ponderador da carga variável para a combinação quase permanente;
 $\sigma_{b.PestB.L01}$: tensão devido a força de protensão estimada B na base da seção.

Determina-se a segunda força de protensão estimada.

$$P_{estB.L01} = \frac{\sigma_{b.PestB.L0}}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_b}\right)}$$

Em que:

$P_{estB.L01}$: força de protensão estimada B para a laje L01.

E por fim realiza-se a verificação da compressão no topo da seção.

$$\Sigma\sigma_{t.L0} = \sigma_{t.g1.L01} + \sigma_{t.g2.L0} + \sigma_{t.q1.L0} * \psi_2 + P_{estB.L01} * \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_t}\right) \leq \sigma_{adm.ck}$$

J. Comparação das Forças Estimadas e Força de Estiramento

Conforme foi citado é realizada a comparação entre as duas forças estimadas e escolhe-se maior para proceder o dimensionamento.

$$P_{est.L0} \geq \begin{cases} P_{estA.L01} \\ P_{estB.L01} \end{cases}$$

A força de protensão estimada é a que deve existir após procedidas todas as perdas, então é necessário determinar qual deve ser a força aplicada aos cabos pelo macaco no ato da protensão, denominada força estiramento estimada. Para a determinação dessa força é preciso estimar as perdas ocorridas, pois neste momento essas ainda não foram calculadas. Segundo Hanai (2005) podem ser consideradas perdas na ordem de 20 a 30% e desta forma a força de estiramento estimada é dada por:

$$\Delta P = 25\%$$

$$P_{i.est} = \frac{P_{est.L01}}{1 - \Delta P}$$

Em que:

ΔP : perdas de protensão arbitradas;

$P_{i.est}$: força de estiramento estimada.

K. Área de Aço

É a partir da força de estiramento estimada que pode ser obtida a área de aço de protensão resultante dos estados limites de serviço para posterior verificação no estado limite último. Para obtenção dessa área necessita-se da tensão limite de estiramento do aço que é prescrita no item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A norma limita as tensões de acordo com o tipo de protensão, pré-tração ou pós-tração, e com a relaxação do aço utilizado. Para este caso com o uso de aço CP 190 com relaxação baixa, se tem:

$$\sigma_{pi.lim} \leq \begin{cases} 0,77 * f_{ptk} \\ 0,85 * f_{pyk} \end{cases}$$

Em que:

$\sigma_{pi.lim}$: tensão limite de estiramento do aço.

Tomado o menor desses valores, a área de aço de protensão estimada é dada pela relação entre a força de estiramento estimada e a tensão limite.

$$A_{p.est} = \frac{P_{i.est}}{\sigma_{pi.lim}}$$

Em que:

$A_{p.est}$: área de aço de armadura ativa estimada.

Deve ser escolhido o tipo de fio ou cordoalha utilizados nos painéis e obtida a sua área nominal, pois é a partir desta que se determina o número de cordoalhas utilizadas.

$$n_c = \frac{A_{p.est}}{A_{nom}}$$

Em que:

n_c : número de cordoalhas;

A_{nom} : área nominal do fio ou cordoalha escolhido.

Normalmente o resultado referente ao número de cordoalhas é fracionário, então a favor da segurança n_c é tomado como o valor inteiro imediatamente superior e com isso ocorre um acréscimo da área utilizada, sendo assim obtida a área de aço efetiva e posteriormente a tensão efetiva de estiramento.

$$A_{p.ef} = n_c * A_{nom}$$

$$P_{i.ef} = A_{p.ef} * \sigma_{pi.lim}$$

Em que:

$A_{p.ef}$: área de armadura ativa efetiva;

$P_{i.ef}$: tensão de estiramento efetiva.

L. Determinação das Perdas de Protensão

A partir da força de estiramento efetiva calculada no item anterior, procede-se com a determinação das perdas de protensão e conseqüentemente as forças decorrentes dessas perdas. Para peças pré-tracionadas são três as forças a se determinar: P_a , força de protensão após ocorridas as perdas iniciais decorrentes do escorregamento dos fios, relaxação inicial da armadura e retração inicial do concreto; P_0 , refere-se a força após ocorridas as perdas imediatas devido ao encurtamento elástico do concreto; P_{inf} , força após ocorridas as perdas progressivas decorrentes da relaxação posterior do aço, fluência e retração posteriores do concreto.

Determina-se agora de acordo com Bastos (2019) as forças de protensão pós-perdas:

a. Força P_a

A determinação desta passa pelos cálculos das perdas de tensão de cada contribuinte, sendo:

$$\Delta\sigma_{anc} = \varepsilon_l * E_{ap}$$

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l_{pista}}$$

$$\Delta\sigma_{ri} = \sigma_{pi} * \psi_t$$

$$\sigma_{Pa} = \Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_{ri}$$

Em que:

$\Delta\sigma_{anc}$: perda de tensão por escorregamento dos fios na aconragem;

l_{pista} : comprimento da pista;

Δl : escorregamento considerado igual a 6 mm;

$\Delta\sigma_{ri}$: perda de tensão por relaxação inicial da armadura;

ψ_t : coeficiente calculado segundo o item 8.4.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

σ_{Pa} : perda inicial de tensão.

De acordo com Gustani (2017), as perdas decorrentes da retração inicial do concreto podem ser desprezadas para peças pré-tracionadas. Por fim pode ser calculada a força P_a :

$$\sigma_{1etapa} = \sigma_{pi} - \sigma_{pa}$$

$$P_a = \sigma_{1etapa} * A_{p.ef}$$

Em que:

σ_{1etapa} : tensão resultante das perdas iniciais;

b. c

A força após as perdas imediatas depende exclusivamente do encurtamento elástico do concreto. Segundo Bastos (2019) pode ser utilizada a seção bruta para o cálculo da tensão no concreto ao nível do centro de gravidade e assim determinar a perda de tensão por encurtamento.

$$\sigma_{cp} = \frac{-P_a}{A_c} - \frac{P_a * e_p^2}{I_c} + \frac{M_{g1} * e_p}{I_c}$$

$$\Delta\sigma_{enc} = \frac{E_{ap}}{E_{ci,j}} * \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{2et} = \sigma_{1e} - \Delta\sigma_{enc}$$

$$P_0 = \sigma_{2etapa} * A_{p.ef}$$

Em que:

σ_{cp} : tensão ao nível do centro de gravidade;

$\Delta\sigma_{enc}$: perda de tensão por encurtamento imediato do concreto;

σ_{2etapa} : tensão resultando na armadura após ocorrida as perdas imediatas;

c. Força P_{inf}

A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite segundo o seu item 9.6.3.4.3 o cálculo das perdas progressivas segundo o processo aproximado para aço de relaxação baixa dado por:

$$\Delta\sigma_{prog} = 7,4 + \frac{E_{ap}}{E_{ci} * 18,7} * \varphi(t_{inf})^{1,07} * (3 + \sigma_{c,pg})$$

$$\sigma_{c,pg} = \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 * e_p^2}{I_c}$$

$$\sigma_{3eta} = \sigma_{2etapa} - \Delta\sigma_{prog}$$

$$P_0 = A_{p.ef} * \sigma_{3etapa}$$

Em que:

$\Delta\sigma_{prog}$: perda de tensão progressiva;

$\varphi(t_{inf})$: coeficiente de fluência obtido segundo o item 8.2.11 da mesma norma;

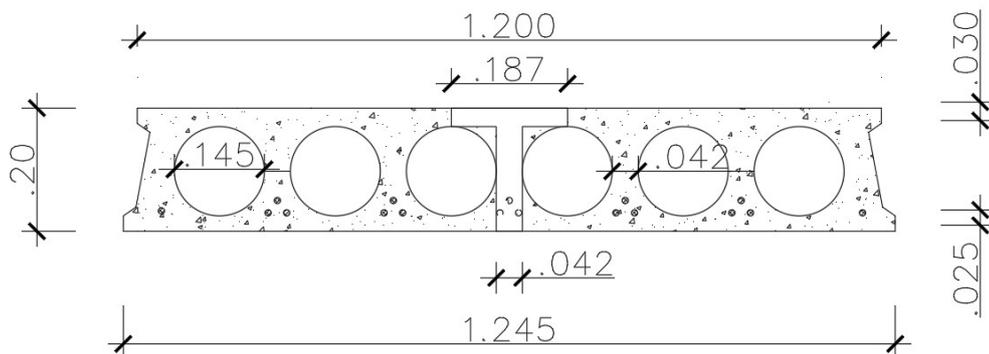
$\sigma_{c,pg}$: tensão no concreto ao nível da armadura decorrente da força P_0 ;

σ_{3eta} : tensão após ocorridas as perdas progressivas;

M. Verificação de Estado Limite Último

O processo de verificação em ELU para as lajes alveolares é dado segundo o cálculo de uma seção T submetida a um momento proporcional a sua largura de mesa colaborante. A seção T formada pode ser visualizada na Figura 55 e o procedimento de dimensionamento segue o mesmo como mostrado no item de lajes treliçadas.

Figura 54: Seção T de dimensionamento em ELU.



Fonte: Autoria Própria, 2020.

A diferença encontrada neste item comparada ao de dimensionamento de seções T para lajes treliçadas encontra-se na deformação do aço e conseqüentemente na tensão deste.

Como trata-se de um aço de protensão, esse carrega uma deformação inicial que precisa ser determinada para somar-se a tensão de trabalho decorrente obtidas dos estádios de deformação.

A deformação de inicial possui duas parcelas, sendo: $\varepsilon_{pré.along}$, referente a deformação de pré-alongamento do aço; $\varepsilon_{enc.conc}$, deformação por encurtamento do concreto.

$$\sigma_{cpd} = 0,9 * P_{i.ef} * \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right)$$

$$P_{nd} = 0,9 * P_{i.ef} - \frac{E_{ap}}{E_{ci}} * A_{p.ef} * \sigma_{cpd}$$

$$\varepsilon_{pré.along} = \frac{P_{nd}}{A_{p.ef} * E_{ap}}$$

$$\varepsilon_{enc.conc} = \frac{1}{E_{ci}} * \left(\frac{0,9 * P_{inf}}{A_c} + \frac{0,9 * P_{inf} * e_p^2}{I_c} \right)$$

Em que:

σ_{cpd} : tensão no concreto ao nível do centro de gravidade da armadura;

P_{nd} : força de neutralização;

$\varepsilon_{pré.along}$: deformação de pré-alongamento do aço;

$\varepsilon_{enc.conc}$: deformação de encurtamento do concreto.

Realizando o somatório das duas deformações obtidas com a de trabalho do aço oriunda dos domínios de deformação, tem-se a deformação total da armadura e pode ser determinada a tensão do aço para o dimensionamento.

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pd} + \varepsilon_{pré.along} + \varepsilon_{enc.conc}$$

Em que:

$\Delta\varepsilon_{pd}$: tensão no aço de protensão;

ε_{pd} : tensão de trabalho do aço;

Caso a deformação seja inferior à de escoamento do aço, adota-se a tensão de escoamento, já se for superior a tensão de cálculo pode ser dada por:

$$\sigma_{pd} = f_{pyk} + \left(\frac{f_{ptk} - f_{pyk}}{\varepsilon_{ptk} - \varepsilon_{pyd}} \right) * (\Delta\varepsilon_{pd} - \varepsilon_{pyd})$$

Em que:

σ_{pd} : tensão de cálculo do aço;

APÊNDICE A.3 – Orçamento Sintético para Estrutura com Laje Treliçadas

Tabela 13: Orçamento sintético para estrutura com lajes treliçadas.

ORGÃO	REFERÊNCIA	DISCRIMINAÇÃO	UNIDADE	QUANTITATIVO	PREÇO UNITÁRIO	V. TOTAL (R\$)
PILARES						84396,12
SINAPI	92719	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 30 MPA, COM USO DE GRUA EM	m ³	28,97	352,30	10206,18
SINAPI	92759	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE	kg	869,04	8,99	7812,67
SINAPI	92763	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE	kg	3476,16	5,90	20509,34
SINAPI	92415	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E	M2	579,36	79,17	45867,93
VIGAS						161793,76
SINAPI	92726	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=30 MPA, PARA LAJES	m ³	63,81	345,01	22015,09
SINAPI	92760	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE	kg	3828,44	8,00	30627,48
SINAPI	92763	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE	kg	4147,47	5,90	24470,08
SINAPI	92456	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE VIGA, ESCORAMENTO	m ²	1148,53	73,73	84681,12
LAJES						175677,84
CYPE	EHU024	LAJE NERVURADA DE CONCRETO ARMADO, HORIZONTAL, COM ALTURA	m ²	1350,62	130,07	175677,84

Fonte: Autoria Própria, 2020.

APÊNDICE A.4 – Orçamento Analítico para Estrutura com Lajes Treliçadas

Tabela 14: Orçamento analítico para estrutura com lajes treliçadas.

ORGÃO	DESCRICAÇÃO DA COMPOSIÇÃO	UND.	CUSTO TOTAL	CODIGO ITEM	DESCRIÇÃO ITEM	UND.	COEFIC.	PREÇO UNITARIO	CUSTO TOTAL
VIGAS									
SINAPI	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=20 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA EM EDIFICAÇÃO COM ÁREA MÉDIA DE	M3	345,01	34494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL,	M3	1,103	298,4	329,18
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM	H	0,085	14,75	1,25
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS	H	0,5120	14,85	7,60
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS	H	0,5860	11,74	6,88
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO,	CHP	0,0440	1,2	0,05
				90587	VIËBRADOR DE IMERSÃO,	CHI	0,1270	0,33	0,04
SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS	kg	8,00	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25	KG	0,0250000	13,00	0,32
				39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR	UN	0,9700000	0,15	0,14
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM	H	0,0155000	12,85	0,19
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS	H	0,0947000	17,03	1,61
				92792	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50,	KG	1,0000000	5,74	5,74
SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS	kg	5,9	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25	KG	0,0250000	13,00	0,32
				39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR	UN	0,3670000	0,15	0,05
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM	H	0,0063000	12,85	0,08
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS	H	0,0386000	17,03	0,65
				92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50,	KG	1,0000000	4,80	4,80
SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE VIGA, ESCORAMENTO METÁLICO, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA RESINADA,	M2	73,73	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA	L	0,0100000	6,95	0,06
				4491	PONTALETE DE MADEIRA NAO	M	0,5190000	5,91	3,06
				10749	LOCACAO DE ESCORA METALICA	MES	1,1860000	2,17	2,57
				40275	LOCACAO DE VIGA SANDUICHE	MES	0,3560000	4,75	1,69
				40287	LOCACAO DE BARRA DE	MES	0,4740000	1,18	0,55
				40304	PREGO DE ACO POLIDO COM	KG	0,0330000	15,69	0,51
				40339	LOCACAO DE CRUZETA PARA	MES	1,1860000	1,18	1,39

	4 UTILIZAÇÕES. AF_12/2015			88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM	H	0,3000000	14,09	4,22
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM	H	1,6350000	16,99	27,77
				92265	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA	M2	0,4140000	77,08	31,91
PILARES									
SINAPI	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 30 MPA, COM USO DE GRUA EM EDIFICAÇÃO COM SEÇÃO MÉDIA DE PILARES MENOR OU IGUAL A 0,25 M ² -	m ³	352,3016						
				34494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL,	M3	1,103	298,4	329,18
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM	H	0,353	14,75	5,21
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS	H	0,353	14,85	5,24
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS	H	1,059	11,74	12,43
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO,	CHP	0,143	1,2	0,17
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO,	CHI	0,21	0,33	0,07
SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS	kg	8,99						
				337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25	KG	0,0250000	13,00	0,32
				39017	ESPAÇADOR / DISTANCIADOR	UN	1,1900000	0,15	0,17
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM	H	0,0203000	12,85	0,26
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS	H	0,1241000	17,03	2,11
				92791	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-60,	KG	1,0000000	6,13	6,13
SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS	kg	5,9						
				337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25	KG	0,0250000	13,00	0,32
				39017	ESPAÇADOR / DISTANCIADOR	UN	0,3670000	0,15	0,05
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM	H	0,0063000	12,85	0,08
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS	H	0,0386000	17,03	0,65
				92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50,	KG	1,0000000	4,80	4,80
SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E ESTRUTURAS SIMILARES COM ÁREA MÉDIA DAS SEÇÕES MAIOR QUE 0,25 M ² , PÉ- DIREITO SIMPLES,	M2	79,17						
				2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA	L	0,0100000	6,95	0,06
				40271	LOCACAO DE APRUMADOR	MES	0,1960000	3,08	0,60
				40275	LOCACAO DE VIGA SANDUICHE	MES	0,3930000	4,75	1,86
				40287	LOCACAO DE BARRA DE	MES	0,7850000	1,18	0,92
				40304	PREGO DE ACO POLIDO COM	KG	0,0190000	15,69	0,29
				88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM	H	0,2060000	14,09	2,90
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM	H	1,1250000	16,99	19,11
				92263	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA	M2	0,5250000	101,7	53,43
LAJES									
CYPE		m ²	130,07236						

LAJE NERVURADA DE CONCRETO ARMADO, HORIZONTAL, COM ALTURA LIVRE DE PISO DE ENTRE 3 E 4 M, ALTURA 20 = 16 + 4 CM, REALIZADO COM CONCRETO C30 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II E TIPO DE AMBIENTE URBANO, BRITA 1, CONSISTÊNCIA S100 DOSADO EM CENTRAL, E CONCRETAGEM COM	MT08EBR04	TÁBUA DE MADEIRA SERRADA, DE	m	1,414	4,46	6,31
	MT08VAR20	PREGOS COMUNS 17X21 COM	kg	0,03	3,86	0,12
	MT08EBR03	ESCORA METÁLICA TELESCÓPICA,	Un	0,02	73,2	1,46
	MT07BVB02	LAJOTA DE POLIESTIRENO	Un	10	1,56	15,6
	MT07VBR01	VIGOTA COM ARMADURA	m	2	13,47	26,94
	MT07ACO07	AÇO EM FIOS LISOS, CA-60, DE	kg	2,1	4,21	8,84
	MT08VAR05	ARAME GALVANIZADO PARA ATAR,	kg	0,024	2,49	0,06
	MT07AME06	TELA ELETROSSOLDADA Q 92	m ²	1,1	8,22	9,04
	MT10HAF08	CONCRETO C30 CLASSE DE	m ³	0,095	345,48	32,82
	MT08AAA01	ÁGUA.	m ³	0,005	3,39	0,02
	MQ06BHE01	CAMINHÃO BOMBA ESTACIONADO	h	0,012	477,97	5,74
	88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM	H	0,353	14,75	5,21
	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS	H	0,353	14,85	5,24
	88316	SERVENTE COM ENCARGOS	H	1,059	11,74	12,43
	90586	VIBRADOR DE IMERSÃO,	CHP	0,143	1,2	0,17
	90587	VIBRADOR DE IMERSÃO,	CHI	0,21	0,33	0,07

Fonte: Autoria Própria, 2020.

APÊNDICE A.5 – Orçamento Sintético para Estrutura com Lajes Alveolares

Tabela 15: Orçamento sintético para estrutura com lajes alveolares.

ÓRGÃO	REFERÊNCIA	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANTITATIVO	PREÇO UNIT.	V. TOTAL (R\$)
VIGAS						183207,4933
CYPE	EPV010	VIGA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO ARMADO TIPO T INVERTIDO, DE	M	544,72	302,7	164886,744
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHP	68,81032613	141,69	9749,73511
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	68,81032613	79,28	5455,282656
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	68,81032613	45,28	3115,731567
PILARES						36411,60
CYPE	-	PILAR PRÉ-FABRICADO DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO 35X35 CM, DE	UND	54	606,86	32770,44
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHP	13,67571831	141,69	1937,712527
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	13,67571831	79,28	1084,210948
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	13,67571831	45,28	619,2365251
LAJES						289299
CYPE	-	LAJE DE 20 + 5 CM DE ALTURA, REALIZADA COM PAINÉIS	M ²	1350,62	173,5	260369,5222
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHP	108,6570776	141,69	15395,62133
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	108,6570776	79,28	8614,333113
SCO	EQ	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	108,6570776	45,28	4919,992474

Fonte: Autoria Própria, 2020.

APÊNDICE A.6 – Orçamento Analítico para Estrutura com Lajes Alveolares

Tabela 16: Orçamento analítico para estrutura com lajes alveolares.

ORGÃO	DESCRICAÇÃO DA COMPOSIÇÃO	UNID.	CUSTO TOTAL	TIPO ITEM	DESCRIÇÃO ITEM	UNID.	COEFIC.	PREÇO UNITARIO	CUSTO TOTAL
VIGAS									
CYPE	VIGA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO ARMADO TIPO T INVERTIDO, DE 30 CM DE LARGURA DE ALMA, 30 CM DE ALTURA	UN	302,7	MT07PHA	VIGA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO	M	1	284,19	284,19
				MQ07GTE	GUINDASTE MÓVEL DE BRAÇO	H	0,05	188,23	9,41
				MO046	MONTADOR DE ESTRUTURAS PRÉ-	H	0,053	23,7	1,26
				MO093	AJUDANTE DE MONTADOR DE	H	0,105	18,08	1,9
					CUSTOS DIRETOS COMPLEMENTARES	%	2	296,76	5,94
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM MOTORISTA OPERADOR E UM AJUDANTE, MATERIAL DE	CHP	141,69	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
				IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
				IEQ0078	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	95.511,00	6,36
				IEQ0081	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	61.000,00	4,06
				IEQ0085	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	15.000,00	1
				IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	23,2848	3,65	84,99
				IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
				MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
				MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
				EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM MOTORISTA	CHI	79,28	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
				IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
				IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	9,3139	3,65	34
				IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
				MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
				MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
				EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA,	CHI	45,28	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78

	CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM		IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
			IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
			MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
			MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
			EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
CYPE	PILAR PRÉ-FABRICADO DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO 35X35 CM, DE 3 M DE ALTURA, PARA ACABAMENTO	UN	606,86					
			MT07PHA	PILAR PRÉ-FABRICADO DE	UN	1	531,74	531,74
			MQ07GTE	GUINDASTE MÓVEL DE BRAÇO	H	0,252	188,23	47,43
			MO046	MONTADOR DE ESTRUTURAS PRÉ-	H	0,264	23,7	6,26
			MO093	AJUDANTE DE MONTADOR DE	H	0,527	18,08	9,53
				CUSTOS DIRETOS COMPLEMENTARES	%	2	594,96	11,9
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM MOTORISTA OPERADOR E UM AJUDANTE, MATERIAL DE	CHP	141,69					
			IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
			IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
			IEQ0078	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	95.511,00	6,36
			IEQ0081	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	61.000,00	4,06
			IEQ0085	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	15.000,00	1
			IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	23,2848	3,65	84,99
			IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
			MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
			MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
			EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM MOTORISTA	CHI	79,28					
			IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
			IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
			IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	9,3139	3,65	34
			IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
			MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
			MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
			EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO	CHI	45,28					
			IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
			IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
			IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23

	COM GUINDASTE	MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
	HIDRAULICO COM	MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
	CAPACIDADE DE	EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
CYPE	LAJE DE 20 + 5 CM	M ²	173,5				
	DE ALTURA,	MT07PHA	PAINEL ALVEOLAR PRÉ-FABRICADO	M ²	1	80,95	80,95
	REALIZADA COM	MT07ALA	AÇO LAMINADO A 572 GRAU 42, EM	KG	1	2,04	2,04
	PAINÉIS	MT07ACO	SEPARADOR CERTIFICADO PARA	UN	3	0,17	0,51
	ALVEOLARES PRÉ-	MT07AME	TELA ELETROSSOLDADA Q 92 15X15	M ²	1,15	8,22	9,45
	FABRICADOS DE	MT07ACO	AÇO EM BARRAS NERVURADAS, CA-	KG	2,111	3,84	8,11
	CONCRETO	MT08VAR	ARAME GALVANIZADÔ PARA ATAR,	KG	0,043	2,49	0,11
	PROTENDIDO, DE 20	MT08AAA	ÁGUA.	M ³	0,013	3,39	0,04
	CM DE ALTURA E	MT01ARG	AREIA MÉDIA LAVADA.	M ³	0,037	102,16	3,78
	120 CM DE	MT01ARG	PEDRA BRITADA TIPO 1.	M ³	0,044	100,33	4,41
	LARGURA, COM	MT08CEM	CIMENTO CINZA EM SACOS.	KG	20,64	0,55	11,35
	MOMENTO FLETOR	MQ07GTE	GUINDASTE MÓVEL DE BRAÇO	H	0,186	188,23	35,01
	RESISTENTE DE 104	MO046	MONTADOR DE ESTRUTURAS PRÉ-	H	0,195	23,7	4,62
	KN·M/M, COM	MO093	AJUDANTE DE MONTADOR DE	H	0,195	18,08	3,53
	ALTURA LIVRE DE	MO043	ARMADOR.	H	0,051	23,7	1,21
	PISO DE ENTRE 3 E	MO090	AJUDANTE DE ARMADOR.	H	0,049	18,08	0,89
	4 M, APOIADA	MO113	AUXILIAR DE SERVIÇOS GERAIS.	H	0,067	20,46	1,37
	DIRETAMENTE SOBRE	MO112	SERVENTE DE PEDREIRO.	H	0,07	19,46	1,36
	VIGAS ALTAS OU	MO045	OFICIAL DE TRABALHOS DE	H	0,014	23,7	0,33
	MUROS DE CARGA;	MO092	AJUDANTE DE TRABALHOS	H	0,057	18,08	1,03
	REJUNTAMENTO		CUSTOS DIRETOS COMPLEMENTARES	%	2	170,1	3,4
	ENTRE PAINÉIS						
	ALVEOLARES, ZONAS						
	DE LIGAÇÃO COM						
SCO	CAMINHAO COM	CHP	141,69				
	CARROCERIA FIXA,	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
	CAPACIDADE DE	IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
	7,5T, EQUIPADO	IEQ0078	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	95.511,00	6,36
	COM GUINDASTE	IEQ0081	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	61.000,00	4,06
	HIDRAULICO COM	IEQ0085	CUSTO DE MATERIAL DE	UN	0,0000666	15.000,00	1
	CAPACIDADE DE	IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	23,2848	3,65	84,99
	3,5T, COM	IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
	MOTORISTA	MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
	OPERADOR E UM	MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
	AJUDANTE,						

	MATERIAL DE		EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01	
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM MOTORISTA	CHI	79,28	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
				IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
				IEQ0112	CUSTO DE MATERIAL DE OPERACAO,	L	9,3139	3,65	34
				IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
				MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
				MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
				EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01
SCO	CAMINHAO COM CARROCERIA FIXA, CAPACIDADE DE 7,5T, EQUIPADO COM GUINDASTE HIDRAULICO COM CAPACIDADE DE 3,5T, COM	CHI	45,28	IEQ0033	CAMINHAO, MOTOR DIESEL DE	UN	0,00005	95.511,00	4,78
				IEQ0040	CARROCERIA CARGA SECA EM	UN	0,00005	15.000,00	0,75
				IEQ0138	GUINDAUTO, COM CAPACIDADE DE	UN	0,0000857	61.000,00	5,23
				MOD9020	OPERADOR DE MAQUINAS - TRATOR,	H	1	20,38	20,38
				MOD9024	SERVENTE (DESONERADO)	H	1	13,13	13,13
				EVE0000	3% INCIDENTE SOBRE MAO DE OBRA	%	1	33,51	1,01

Fonte: Autoria Própria, 2020.

APÊNDICE A.7 – Taxas de Consumo de Aço e Formas por m³ de Concreto**Tabela 17:** Consumo de materiais por m³ de concreto.

Material	Aço ($\frac{kg}{m^3}$)	Forma ($\frac{m^2}{m^3}$)
Taxa	100	12

Fonte: Adaptado de Botelho, 2004.