

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL  
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

**LEANDRO STUANI**

**ANÁLISE DAS VIABILIDADES TÉCNICA E ECONÔMICA  
ENTRE A LAJE NERVURADA E A LAJE TRELIÇADA  
EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

**CAXIAS DO SUL**

**2021**

**LEANDRO STUANI**

**ANÁLISE DAS VIABILIDADES TÉCNICA E ECONÔMICA  
ENTRE A LAJE NERVURADA E A LAJE TRELIÇADA  
EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Professor Me. Luciano Zatti

**CAXIAS DO SUL**

**2021**

**LEANDRO STUANI**

**ANÁLISE DAS VIABILIDADES TÉCNICA E ECONÔMICA  
ENTRE A LAJE NERVURADA E A LAJE TRELIÇADA  
EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

**Banca Examinadora**

---

Professor Me. Luciano Zatti - Orientador  
Universidade de Caxias do Sul

---

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva  
Universidade de Caxias do Sul

---

Prof. Esp. Sergio Paulo da Silva Pacheco  
Universidade de Caxias do Sul

Dedico esse estudo para os meus familiares, principalmente, ao meu pai, Dorvalino Antônio Stuani, e ao meu irmão, Gustavo Stuani, pelos esforços e recursos financeiros disponibilizados para que eu pudesse finalizar este curso de graduação.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pelo dom da vida e por me guiar nesta caminhada.

Um agradecimento especial à minha mãe, Mari Neusa Bertolini Stuan, (*in memoriam*), que com certeza se estivesse aqui estaria muito orgulhosa e feliz com a minha conquista, infelizmente faleceu ainda quando eu era um menino de nove anos. Gratidão sempre!!

Agradeço à minha namorada, Mariéle Pellin Michelin, que me acompanhou toda a minha trajetória ao longo da realização deste curso.

Ao orientador, professor Me. Luciano Zatti pelos ensinamentos e paciência na condução deste estudo.

Aos demais professores desta instituição de ensino superior que contribuíram para a minha formação.

Muito obrigado!

“O mundo está nas mãos daqueles que têm a coragem de sonhar e de correr o risco de viver seus sonhos”

**Paulo Coelho**

## RESUMO

Na construção civil as edificações estruturadas em concreto armado com o uso de lajes maciças aos poucos estão sendo substituídas por outros tipos de lajes, como é o caso das alternativas das lajes nervuradas e das lajes treliçadas, ênfase deste estudo. Diante disso, o estudo teve por objetivo principal comparar as viabilidades técnicas e econômicas entre os tipos de lajes nervuradas (Caso 1) e lajes treliçadas (Caso 2) em uma edificação de dois pavimentos de uso comercial de concreto armado. Para atender ao objetivo foram efetuados os dimensionamentos das estruturas propostas com laje nervurada e laje treliçada empregando-se o *software* estrutural Eberick. Com os resultados obtidos foi realizado um comparativo entre os modelos estruturais do Caso 1 e Caso 2 e foram analisadas as variáveis da distribuição das cargas verticais; os pesos do aço; os volumes de concreto; as áreas das formas; os deslocamentos das estruturas; e os custos dos materiais, no intuito de definir a melhor alternativa técnica e econômica para o projeto proposto. Os resultados indicaram que para a edificação de dois pavimentos de uso comercial de concreto armado avaliada neste estudo, a laje treliçada (Caso 2) apresenta melhor desempenho técnico e menor custo financeiro ao ser comparada com a utilização da laje nervurada (Caso 1), representando uma economia de R\$ 153.434,65.

**Palavras-chave:** Concreto armado. Laje nervurada. Laje treliçada. Viabilidade Técnica e Econômica.

## ABSTRACT

In civil construction, Building structured in reinforced concrete with the use of solid slabs are gradually being replaced by other types of slabs, such as the alternatives of ribbed slabs and lattice slabs, emphasis of this study. Therefore, the main objective of the study was to compare the technical and economic feasibility between the types of ribbed slabs (Case 1) and lattice slabs (Case 2) in a two-storey building for commercial use in reinforced concrete. To meet the objective, the design of the proposed structures with ribbed slab and lattice slab was carried out using the Eberick structural software. With the results obtained, a comparison was made between the structural models of Case 1 and Case 2 and the variables of the distribution of vertical loads were analyzed; the weights of steel; the volumes of concrete; the areas of the forms; the displacements of structures; and the costs of materials, in order to define the best technical and economic alternative for the proposed project. The results indicated that for the construction of two floors of reinforced concrete commercial use evaluated in this study, the lattice slab (Case 2) presents better technical performance and lower financial cost when compared with the use of the ribbed slab (Case 1), representing savings of R\$153.434,65.

**Keywords:** Reinforced Concrete. Ribbed Slab. Lattice Slab. Technical and Economic Feasibility.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos principais de estrutura de concreto armado .....	28
Figura 2 – Definições básicas do vento.....	32
Figura 3 – Comportamento da laje nervurada como diafragma .....	38
Figura 4 – Dimensões usuais das vigotas pré-fabricadas treliçadas.....	47
Figura 5 – Vista externa frontal da edificação em estudo.....	52
Figura 6 – Vista externa aos fundos da edificação em estudo .....	53
Figura 7 – Planta Baixa Pavimento Térreo.....	53
Figura 8 – Planta Baixa Segundo Pavimento.....	54
Figura 9 – Modelo estrutural Caso 1 .....	55
Figura 10 – Modelo estrutural Caso 2 .....	56
Figura 11 – Planta baixa Pavimento Térreo .....	56
Figura 12 – Laje nervurada executada em cubetas plásticas .....	57
Figura 13 – Planta baixa Pavimento Térreo .....	58
Figura 14 – Laje treliçada com preenchimento em EPS .....	59
Figura 15 – Área de estudo .....	62
Figura 16 – Distribuição das cargas verticais (%) Caso 1 .....	64
Figura 17 – Distribuição das carga verticais (%) Caso 2.....	65
Figura 18 – Comparativo das distribuição de cargas verticais (%).....	66
Figura 19 – Deslocamentos horizontais devido à ação do vento .....	67
Figura 20 – Deslocamento da viga na vista frontal da edificação Caso 1 .....	69
Figura 21 – Planta baixa da edificação Caso 1 .....	70
Figura 22 – Vista aos fundos da edificação Caso 2 .....	72
Figura 23 – Planta baixa da edificação Caso 2 .....	73
Figura 24 – Peso de aço nos elementos estruturais (%) Caso 1.....	75
Figura 25 – Peso de aço nos elementos estruturais (%) Caso 2.....	76
Figura 26 – Volume de concreto nos elementos estruturais (%) Caso 1.....	77
Figura 27 – Volume de concreto nos elementos estruturais (%) Caso 2.....	78
Figura 28 – Área de forma nos elementos estruturais (%) Caso 1.....	80
Figura 29 – Área de forma nos elementos estruturais (%) Caso 2.....	81
Figura 30 – Comparativo modelos estruturais: Caso 1 e Caso 2 .....	82
Figura 31 – Variação do peso de aço nos elementos estruturais (Kg) .....	83
Figura 32 – Variação do volume de concreto nos elementos estruturais (m <sup>3</sup> ) .....	84

Figura 33 – Variação da área de forma nos elementos estruturais (m <sup>2</sup> ) .....	85
Figura 34 – Comparativo dos custos por material (R\$) .....	87
Figura 35 – Planta baixa Pavimento Térreo.....	90

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Aplicações do concreto armado .....	20
Quadro 2 – Normas Brasileiras para o concreto armado .....	21
Quadro 3 – Classes de resistência do aço .....	24
Quadro 4 – Principais propriedades do aço .....	25
Quadro 5 – Vantagens do concreto armado.....	26
Quadro 6 – Desvantagens do concreto armado.....	27
Quadro 7 – Combinações últimas das ações .....	33
Quadro 8 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA) <sup>1</sup> .....	35
Quadro 9 – Cobrimentos nominais $\Delta c = 10$ mm.....	44
Quadro 10 – Vantagens e desvantagens das lajes nervuradas .....	45
Quadro 11 – Vantagens e desvantagens das lajes treliçadas.....	50
Quadro 12 – Pesos na distribuição das cargas verticais .....	64

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência do concreto para fins estruturais.....	23
Tabela 2 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas.....	48
Tabela 3 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas.....	48
Tabela 4 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas.....	49
Tabela 5 – Parâmetros da edificação.....	55
Tabela 6 – Materiais utilizados.....	61
Tabela 7 – Ações atuantes do projeto.....	61
Tabela 8 – Modelos estruturais de estudo.....	62
Tabela 9 – Distribuição das cargas verticais (kN) Caso 1.....	63
Tabela 10 – Distribuição das cargas verticais (kN) Caso 2.....	65
Tabela 11 – Parâmetros das verificações: altura e deslocamento.....	67
Tabela 12 – Parâmetros das verificações dos deslocamentos por pavimento.....	68
Tabela 13 – Deslocamentos da estrutura.....	74
Tabela 14 – Quantidade de aço nos elementos estruturais (kg) Caso 1.....	75
Tabela 15 – Peso de aço nos elementos estruturais (kg) Caso 2.....	76
Tabela 16 – Volume de concreto nos elementos estruturais (m <sup>3</sup> ) Caso 1.....	77
Tabela 17 – Volume de concreto nos elementos estruturais (m <sup>3</sup> ) Caso 2.....	78
Tabela 18 – Área de forma nos elementos estruturais (m <sup>2</sup> ) Caso 1.....	79
Tabela 19 – Área de forma os elementos estruturais (m <sup>2</sup> ) Caso 2.....	80
Tabela 20 – Resultados da consulta de custos dos materiais.....	86
Tabela 21 – Comparativo entre os custos dos materiais.....	86

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BCF	<i>BIM Collaboration Format</i>
BIM	<i>Building Information Model</i>
C	Concreto
CAA	Classes de Agressividade Ambiental
CAD	<i>Computer-Aided Manufacturing</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EPS	<i>Expanded Polystyrene</i>
GPa	Giga Pascal
IFC	<i>Industry Foundation Classes</i>
LC	Vigotas de concreto armado
LP	Vigotas de concreto protendido
LT	Vigotas treliçadas
Mpa	Mega Pascal
NBR	Normas Brasileiras
PR	Paraná
PSQ	Programa Setorial de Qualidade
RS	Rio Grande do Sul
SINAPI	Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil
VC	Vigotas de Concreto Armado não Protendido
VP	Vigotas de Concreto Protendido
VT	Vigotas com Armação Treliçada

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
1.1 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	17
1.1.1 Tema da pesquisa .....	17
1.1.2 Questão da pesquisa .....	17
1.1.3 Objetivos da pesquisa .....	17
1.1.3.1 Objetivo principal .....	17
1.1.3.2 Objetivos específicos.....	17
1.1.4 Hipóteses .....	18
1.1.5 Pressupostos.....	18
1.1.6 Premissas e delimitações.....	18
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>19</b>
2.1 CONCRETO ARMADO .....	19
2.1.1 Normas brasileiras para o concreto armado .....	21
2.1.2 Propriedades dos materiais .....	22
2.1.2.1 Concreto .....	23
2.1.2.2 Aço .....	24
2.1.3 Vantagens e desvantagens do concreto armado .....	25
2.2 BASES DO DIMENSIONAMENTO DO CONCRETO ARMADO .....	27
2.2.1 Elementos estruturais.....	27
2.2.2 Ações atuantes nos elementos estruturais (cargas).....	29
2.2.2.1 Ações permanentes.....	29
2.2.2.2 Ações variáveis .....	30
2.2.3 Combinações de ações.....	32
2.2.4 Estados limites .....	34
2.2.5 Resistência de cálculo e coeficientes de segurança .....	36
2.3 LAJES: CONCEITOS E TIPOS .....	36
2.4 LAJES NERVURADAS.....	37
2.4.1 Tipos de lajes nervuradas .....	39
2.4.2 Materiais de enchimento.....	40
2.4.3 Dimensionamento das lajes nervuradas .....	41
2.4.4 Vantagens e desvantagens das lajes nervuradas .....	45

2.5 LAJES TRELIÇADAS .....	45
<b>2.5.1 Dimensionamento das lajes treliçadas.....</b>	<b>46</b>
<b>2.5.2 Vantagens e desvantagens das lajes treliçadas.....</b>	<b>49</b>
2.6 SOFTWARE ESTRUTURAL EBERICK.....	50
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>52</b>
3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA .....	52
3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO.....	52
3.3 PARÂMETROS DA EDIFICAÇÃO .....	55
3.4 CONCEPÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS: CASO 1 E CASO 2.....	55
<b>3.4.1 Caso 1.....</b>	<b>56</b>
<b>3.4.2 Caso 2.....</b>	<b>58</b>
3.5 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS ESTRUTURAIS .....	59
<b>3.5.1 Materiais utilizados .....</b>	<b>60</b>
<b>3.5.2 Ações atuantes.....</b>	<b>61</b>
<b>3.5.3 Área e modelos estruturais de estudo .....</b>	<b>61</b>
<b>4 RESULTADOS.....</b>	<b>63</b>
4.1 CARGAS VERTICAIS NA EDIFICAÇÃO.....	63
<b>4.1.1 Cargas verticais no Caso 1.....</b>	<b>63</b>
<b>4.1.2 Cargas verticais no Caso 2.....</b>	<b>65</b>
<b>4.1.3 Comparativo das cargas verticais (kN) .....</b>	<b>65</b>
4.2 DESLOCAMENTOS DA AÇÃO DO VENTO E DA ESTRUTURA .....	66
<b>4.2.1 Deslocamentos horizontais devido à ação do vento .....</b>	<b>67</b>
<b>4.2.2 Deslocamentos da estrutura no Caso 1 .....</b>	<b>68</b>
<b>4.2.3 Deslocamentos da estrutura no Caso 2 .....</b>	<b>71</b>
<b>4.2.4 Comparativo de deslocamentos da estrutura.....</b>	<b>74</b>
4.3 QUANTIDADE DE AÇO .....	74
<b>4.3.1 Quantidade de aço no Caso 1 .....</b>	<b>74</b>
<b>4.3.2 Quantidade de aço no Caso 2 .....</b>	<b>75</b>
4.4 VOLUME DE CONCRETO.....	77
<b>4.4.1 Quantidade de concreto no Caso 1 .....</b>	<b>77</b>
<b>4.4.2 Quantidade de concreto no Caso 2 .....</b>	<b>78</b>

4.5 QUANTIDADE DE FORMAS.....	79
4.5.1 Quantidade de formas no Caso 1 .....	79
4.5.2 Quantidade de formas no Caso 2 .....	80
4.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	81
4.6.1 Comparativo dos modelos estruturais .....	82
4.6.2 Comparativo do peso de aço (Kg) .....	82
4.6.3 Comparativo do volume de concreto (m <sup>3</sup> ).....	83
4.6.4 Comparativo da área das formas (m <sup>2</sup> ) .....	84
4.6.5 Comparativo de custos dos materiais.....	85
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	89
REFERÊNCIAS.....	91
ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO – PLANTA BAIXA PAVIMENTO TÉRREO.....	95
ANEXO B – PROJETO ARQUITETÔNICO – PLANTA BAIXA SEGUNDO PAVIMENTO.....	97
APÊNDICE A – FORMAS PAVIMENTO TÉRREO – LAJE NERVURADA.....	99
APÊNDICE B – FORMAS SEGUNDO PAVIMENTO – LAJE NERVURADA.....	101
APÊNDICE C – FORMAS COBERTURA ELEVADOR E CASA DE MÁQUINA - LAJE NERVURADA.....	103
APÊNDICE D – FORMAS PAVIMENTO TÉRREO – LAJE TRELIÇADA.....	105
APÊNDICE E – FORMAS SEGUNDO PAVIMENTO – LAJE TRELIÇADA.....	107
APÊNDICE F – FORMAS COBERTURA ELEVADOR E CASA DE MÁQUINA – LAJE TRELIÇADA .....	109
APÊNDICE G – RESUMO POR ELEMENTO E POR PAVIMENTO – LAJE NERVURADA .....	111
APÊNDICE H – RESUMO POR ELEMENTO E POR PAVIMENTO – LAJE TRELIÇADA .....	113



## 1 INTRODUÇÃO

As primeiras edificações estruturadas de concreto armado foram construídas empregando-se as lajes maciças, e aos poucos foram testadas alternativas com o uso de outros tipos de lajes. Neste sentido, com a inserção das inovações tecnológicas e mediante a evolução da construção civil, passou a ser possível a utilização de concretos mais resistentes bem como a realização de análises mais apuradas para o cálculo do dimensionamento e a utilização de novas alternativas de estruturas. Como exemplos, o uso das lajes treliçadas; das lajes nervuradas; e da protensão de estruturas habituais nas edificações. Tais evoluções oportunizam uma variação maior de peças de concreto e de soluções mais avançadas para as edificações.

Ao desenvolver a concepção estrutural, o engenheiro civil deverá levar em consideração os vários aspectos como a estética e a funcionalidade do projeto arquitetônico e os esforços atuantes na estrutura a ser construída, e, também, os métodos construtivos e os respectivos custos.

A escolha do sistema estrutural de uma edificação, normalmente é influenciada pelas imposições arquitetônicas, pelas rotinas construtivas e, também, pela infraestrutura da região onde será construída a respectiva edificação. Para isso é importante analisar qual o elemento estrutural será o mais adequado e que se apresente como o mais econômico para o projeto.

Para este projeto são analisadas, em especial, as lajes nervuradas e as lajes treliçadas. As lajes nervuradas são aplicadas para atender a necessidade de cobrir os grandes vãos ou para oferecer resistência para as elevadas ações verticais. Já, as lajes treliçadas tiveram sua origem na Europa com o objetivo de se configurar como uma alternativa que oferecesse mais economia para os projetos das edificações quando comparadas com as lajes maciças de concreto, sendo que passaram a ser empregadas em outros países.

Neste estudo pretende-se desenvolver uma análise comparativa das viabilidades técnica e econômica entre as lajes nervuradas e as lajes treliçadas em uma estrutura de concreto armado de uma edificação de uso comercial que apresenta dois pavimentos. Para isso, objetiva utilizar um *software* estrutural para efetuar os cálculos dos dimensionamentos das lajes treliçadas e das lajes nervuradas.

## 1.1 DIRETRIZES DA PESQUISA

### 1.1.1 Tema da pesquisa

Análise das viabilidades técnica e econômica de uma estrutura de concreto armado considerando-se as lajes nervuradas *versus* lajes treliçadas.

### 1.1.2 Questão da pesquisa

Qual será a melhor alternativa técnica e econômica entre as lajes nervuradas e as lajes treliçadas para a utilização em uma edificação de uso comercial de concreto armado?

### 1.1.3 Objetivos da pesquisa

#### 1.1.3.1 Objetivo principal

Comparar as viabilidades técnica e econômica entre os tipos de lajes nervuradas e lajes treliçadas em uma edificação de dois pavimentos de uso comercial de concreto armado.

#### 1.1.3.2 Objetivos específicos

Para a obtenção do objetivo principal são definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) dimensionar a estrutura proposta com laje nervurada utilizando o *software* estrutural Eberick;
- b) dimensionar a estrutura do projeto com laje treliçada empregando o *software* estrutural Eberick
- c) definir a melhor alternativa técnica e econômica para o projeto arquitetônico.

#### 1.1.4 Hipóteses

A utilização de lajes treliçadas em uma edificação de uso comercial de concreto armado resulta em um melhor desempenho técnico e menor custo financeiro quando comparada com o uso de lajes nervuradas.

#### 1.1.5 Pressupostos

As normas utilizadas para o desenvolvimento deste estudo pressupõem serem suficientes para o dimensionamento das estruturas do projeto proposto, dentre elas tem-se: as Normas Brasileiras (NBR) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): NBR 6123:1988; NBR 8681:2003; NBR 6118:2014; e NBR 6120:2019 (ABNT, 1988; 2003; 2014; 2019)..

Para efetuar o cálculo dos dimensionamentos das estruturas com a laje nervurada e com a laje treliçada será empregado o *software* para projetos estruturais que é denominado Eberick, motivado pelo fato que leva em consideração todas as diretrizes previstas nas Normas Brasileiras, já mencionadas anteriormente.

No processo de orçamentação serão considerados os dados divulgados pelo Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil (SINAPI), por se apresentarem confiáveis no contexto do segmento da construção civil.

#### 1.1.6 Premissas e delimitações

As premissas e as delimitações para o desenvolvimento do projeto estão destacadas na sequência:

- a) o projeto a ser desenvolvido compreende uma edificação de uso comercial que apresenta dois pavimentos;
- b) a concepção estrutural do projeto será de concreto armado;
- c) somente será realizado o dimensionamento da laje nervurada, da laje treliçada, das vigas e dos pilares que farão parte do projeto;
- d) não serão dimensionados os elementos de fundação da edificação;
- e) não serão analisados os custos em relação à mão de obra.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é desenvolvida a revisão bibliográfica que auxiliará no embasamento teórico do estudo. Inicialmente é realizada uma abordagem sobre o concreto armado indicando os seus conceitos, as normas brasileiras que o padronizam; as propriedades dos materiais (concreto e aço); e as vantagens e as desvantagens da aplicação do concreto armado.

Na sequência são descritas as bases do dimensionamento do concreto armado citando os elementos estruturais; as ações atuantes nos elementos estruturais (ações permanentes e variáveis); as combinações de ações; os estados-limites; a resistência de cálculo e os coeficientes de segurança; e os estádios de flexão. Na parte final do capítulo são apresentados as principais características e os dimensionamentos das lajes treliçadas e das lajes nervuradas, ênfase deste estudo.

### 2.1 CONCRETO ARMADO

O concreto armado como o próprio nome sinaliza é um material formado pela associação do concreto com armaduras que são os elementos de aço incorporados em seu interior, que é utilizado para a construção de estruturas que estão sujeitas aos diferentes tipos de esforços (PARIZOTTO, 2017).

Giuliani (2014, p. 2) esclarece que o concreto armado é definido como a “[...] união do concreto e de um material resistente à tração, normalmente o aço, envolvido pelo concreto e nele convenientemente disposto, de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços a que forem submetidos”.

Ainda conforme Giuliani (2014, p. 2), o princípio básico das peças do concreto armado consiste em “[...] combinar o concreto e o aço de maneira tal, que em uma mesma peça os esforços de tração sejam absorvidos pelo aço e os esforços de compressão de preferência pelo concreto”.

Araújo (2014) ressalta que devido à baixa resistência à tração do concreto, ou seja, em torno de 10% de resistência à compressão, as barras de aço têm por finalidade a absorção dos esforços de tração da estrutura e são utilizadas para elevar a capacidade de carga das peças comprimidas. Para o autor, o funcionamento conjunto entre o aço e o concreto só é possibilitado em função da aderência que ocorre entre os dois materiais, pois as deformações das barras de aço se configuram

semelhantes às deformações do concreto que as incorpora (ARAÚJO, 2014). O concreto armado na atualidade tem sido utilizado nos mais variados tipos de construções e de edificações, as principais aplicações do concreto armado estão demonstradas no Quadro 1.

Quadro 1 – Aplicações do concreto armado

<b>Aplicações</b>	<b>Descrição</b>
Edifícios	Podem ser totalmente construídos em concreto armado, ou somente alguns de seus elementos, tais como: concreto sendo moldado no local e com estruturas pré-moldadas.
Galpões	São construídos com as estruturas pré-moldadas de concreto armado, prontas para serem montadas no local da obra.
Pisos industriais	São placas de concreto armado com telas soldadas para os ambientes tais como: estacionamentos; depósitos; armazéns; quadras esportivas; postos de gasolina; dentre outros locais que estejam sujeitos aos carregamentos intensos e que necessitam apresentar elevada resistência.
Obras rodoviárias	É possível empregar o concreto armado na construção de pavimentos; pontes; viadutos; passarelas; túneis; galerias; estruturas de contenção; dentre outras.
Obras hidráulicas e de saneamento	O concreto armado se torna uma opção viável para a construção de reservatórios; de estações de tratamento; tubos; barragens; canais; dentre outros.
Estruturas variadas	Para as construções de torres; chaminés; postes; elementos de cobertura; silos; dormentes; piscinas; dentre outros.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Parizotto (2017, p. 211).

De acordo com Araújo (2014), o concreto devido a sua característica de baixa resistência à tração acaba fissurando na zona tracionada do elemento estrutural. Assim sendo, no concreto armado, os esforços de tração são absorvidos pelas barras de armadura, impedindo uma ruína e/ou ruptura precipitada da estrutura, que poderia ocorrer como por exemplo nas vigas de concreto simples.

O concreto armado também protege as armaduras contra a corrosão e embora a fissuração que é sempre inevitável na estrutura de concreto armado, a durabilidade das armaduras não é prejudicada, considerando-se que as aberturas das fissuras sejam limitadas. Além disso, um revestimento mínimo de concreto, levando-se em consideração a agressividade do meio onde será construída a estrutura se torna necessário para que possa permitir a sua durabilidade (ARAÚJO, 2014).

Para as estruturas de concreto armado é importante salientar que os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço são muito semelhantes. Assim,

as estruturas de concreto armado ao serem submetidas às moderadas variações de temperatura, as tensões internas entre o concreto e o aço que são resultantes da diferença entre os coeficientes de dilatação térmica, serão reduzidas. Por sua vez, nos casos em que a estrutura de concreto armado for submetida às elevadas temperaturas, como por exemplo, nos incêndios, será preciso partir para a adoção de um maior cobrimento de concreto no intuito de diminuir a variação de temperatura no nível das barras de armadura (ARAÚJO, 2014).

### 2.1.1 Normas brasileiras para o concreto armado

As normas brasileiras que estão relacionadas ao concreto armado são as detalhadas no Quadro 2 e são descritas na sequência.

Quadro 2 – Normas Brasileiras para o concreto armado

<b>Normas Brasileiras</b>	
NBR 6123:1988	Forças devidas ao vento em edificações.
NBR 8681:2003	Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
NBR 7480:2007	Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
NBR 6118:2014	Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento.
NBR 8953: 2015	Concretos para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.
NBR 6120:2019	Ações para o cálculo de estruturas de edificações.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em ABNT (1988; 2003; 2007; 2014; 2015; 2019).

Como identificado no Quadro 2, a NBR 6123 de 1988, a qual foi corrigida no ano de 2013, tem por objetivo fixar as condições que são exigíveis na consideração das forças devidas às ações estática e dinâmica dos ventos para efeitos de cálculo das edificações (ABNT, 1988). Já, a NBR 8681:2003 dispôs sobre as ações e a segurança para as estruturas indicando quais os procedimentos que deverão ser adotados (ABNT, 2003).

A NBR 7480:2007 estabeleceu os requisitos que são exigidos para a encomenda, a fabricação e o fornecimento das barras de aço e dos fios de aço que são destinados para as armaduras das estruturas de concreto armado, com ou sem revestimento superficial (ABNT, 2007).

A NBR 6118:2014 estabeleceu os requisitos básicos exigidos para os projetos de estruturas de concretos simples, armado e protendido, excluindo aquelas estruturas em que se utiliza o concreto leve, pesado ou outros especiais (ABNT, 2014).

A NBR 8953:2015 estabeleceu as classes do concreto em função de sua massa específica, com resistência à compressão axial e à consistência, sendo aplicada para os concretos leves, concretos normais e/ou concretos, sendo misturados nos canteiros de obras ou ainda dosados em central, ou no próprio local da obra ou fora dela, utilizados nos elementos de concretos dos tipos simples, armado e/ou protendido, e, também, como nos elementos armados com perfis rígidos de aço (ABNT, 2015).

A NBR 6120:2019 estabeleceu as ações mínimas consideradas nos projetos de estruturas de edificações, qualquer que seja a sua classe e seu destino, com exceção dos casos previstos em Normas Brasileiras específicas, tais como: NBR 6123:1988; NBR 15421:2006; NBR 14323:2013; e NBR 15200:2012 (ABNT, 1988; 2006; 2013; 2012; 2019).

### **2.1.2 Propriedades dos materiais**

O concreto armado é um material constituído por concreto simples e por barras de aço e para resistir aos esforços que são submetidos estes dois materiais – concreto e aço – deverão agir de maneira conjunta e estarem dispostos de forma a empregar as resistências próprias de cada um deles de modo otimizado (PARIZOTTO, 2017).

Na atualidade o concreto armado tem sido utilizado principalmente na construção civil e os seus dois principais componentes são o concreto e o aço, os quais garantem a resistência dos elementos estruturais tanto à compressão quanto à tração como referido anteriormente (PARIZOTTO, 2017).

O concreto armado se apresenta esquematizado com a seguinte composição: cimento + mais água = pasta de cimento; pasta de cimento + agregado miúdo (areia) = argamassa armada; argamassa + agregado graúdo (areia + brita) = concreto; concreto + armadura = concreto armado (GONÇALVES, 2015).

### 2.1.2.1 Concreto

Na Tabela 1 é possível verificar os valores e a designação de cada classe do concreto para fins estruturais conforme indicados pela NBR 8953:2015.

Tabela 1 – Classes de resistência do concreto para fins estruturais

<b>Classe de Resistência Grupo I</b>	<b>Resistência Característica à Compressão MPa</b>	<b>Classe de Resistência Grupo II</b>	<b>Resistência Característica à Compressão MPa</b>
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT (2015, p. 2).

Nota: C = Concreto; MPa = Mega Pascal

Como se observa na Tabela 1, a NBR 8953:2015 definiu que os concretos estruturais representam os concretos classificados na classe de resistência superior a C20 e as resistências de compressão são definidas conforme as classes de resistências listadas na Tabela 1 (ABNT, 2015). De acordo com Araújo (2014), a resistência à compressão do concreto é definida por meio de ensaios padronizados com duração curta mediante carregamento rápido. Para o autor, a resistência à compressão do concreto é dependente de vários fatores tais como:

- a) composição: considerando-se o consumo e os tipos de cimentos, o fator água-cimento e outros;
- b) condições de cura: levando em conta a temperatura e a umidade;
- c) a velocidade de aplicação da carga: conforme ensaios estático e/ou dinâmico;
- d) a duração dos carregamentos: mediante realização de ensaios de curta ou de longa duração;
- e) a idade do concreto: segundo o efeito do envelhecimento;
- f) o estado das tensões: considerando-se a compressão simples e a compressão multiaxial;
- g) as formas e as dimensões dos corpos de prova (ARAÚJO, 2014).



Outro aspecto a acrescentar está relacionado à qualidade do concreto que é determinada em função do valor da resistência característica ( $f_{ck}$ ), pois a resistência média de maneira isolada não oferece as informações referentes à variabilidade de tal propriedade mecânica (ARAÚJO, 2014).

### 2.1.2.2 Aço

O aço é empregado no concreto armado por intermédio dos fios de aço e das barras de aço que devem apresentar a aderência assegurada ao concreto. Desse modo, o coeficiente de conformação superficial do tipo de armadura que deverá ser empregado servirá para realizar a análise da aderência entre os dois materiais (PARIZOTTO, 2017).

Araújo (2014) acrescenta que as barras de aço são alcançadas por meio da laminação a quente e sem a deformação a frio futura se configurando com característica de escoamento no diagrama tensão-deformação. Já, os fios de aço são conseguidos por intermédio da deformação a frio que compreende o processo de trefilação e não possuem patamar de escoamento.

Os aços para o concreto armado são regulamentados pela NBR 7480:2007 (Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado), que estabeleceu a divisão em três classes considerando-se as suas resistências à tração e a outras características mecânicas, como mostrado no Quadro 3. Para o aço, a nomenclatura compreende a função da tensão de escoamento  $f_y$  (Kg/mm<sup>2</sup>) (ABNT, 2007).

Quadro 3 – Classes de resistência do aço

Classe de Resistência	Composição
CA-25	Barras de superfície lisa; resistência característica de escoamento ( $f_{yk}$ ) igual a 250 MPa; e coeficiente de conformação superficial mínimo igual a 1.
CA-50	Barras com nervuras transversais e oblíquas para evitar o giro da barra dentro do elemento de concreto; resistência característica de escoamento ( $f_{yk}$ ) a 500 MPa; e coeficiente de conformação superficial mínimo igual a 1,5 para as barras que apresentam diâmetro superior a 10 mm, e 1 para as barras com diâmetro inferior a 10 mm.
CA-60	Fios: lisos, nervurados ou entalhados. Para os fios de diâmetro igual a 10 mm é obrigatória a presença de nervuras ou entalhes. Resistência característica de escoamento ( $f_{yk}$ ) igual a 600 MPa; e coeficiente de conformação superficial mínimo igual a 1,5 para as barras com diâmetro superior a 10 mm, e 1 para as barras com diâmetro inferior a 10 mm.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em ABNT (2015).

Nota: CA = Concreto Armado

Como mostrado no Quadro 3, a NBR 7480:2007 determinou como barras de aço os produtos de diâmetro nominal de 5,0 ou superior, que são obtidos exclusivamente por laminação a quente. Além disso, foi determinado que no valor característico da resistência de escoamento as barras de aços são classificadas nas categorias CA-25 a CA-60 (ABNT, 2007).

Os aços CA-25 e CA-50 são considerados como de alta ductilidade; enquanto os aços CA-60 são considerados de ductilidade normal conforme determinado pela NBR 6118:2014, em seu item 8.3.7 (ABNT, 2014).

Conforme indicação da NBR 6118:2014, em seu item 8.3, as principais propriedades consideradas para os aços que são utilizados no concreto armado estão destacadas no Quadro 4.

Quadro 4 – Principais propriedades do aço

Propriedades	Valores e Descrição
Massa específica	7.850 Kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de dilatação térmica	10 <sup>-5</sup> / °C para intervalos de temperatura entre – 20°C e 150 °C
Módulo de elasticidade	E <sub>s</sub> : 210 GPa (210.000 MPa), na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em ABNT (2014).

Nota: GPa = Giga Pascal

### 2.1.3 Vantagens e desvantagens do concreto armado

De acordo com Araújo (2014), as principais vantagens do concreto armado em relação aos demais materiais estruturais são: a economia de materiais; a facilidade no momento da execução nos vários tipos de formas; a resistência ao fogo, agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico; a praticidade, pois normalmente não necessita de manutenção e/ou conservação; propicia a facilidade da construção de estruturas hiperestáticas que são as estruturas com reservas de segurança; dentre outras.

Para Araújo (2014) dentre as principais desvantagens do concreto armado estão: o superior peso das construções; dificuldades para executar as reformas e/ou demolições; e apresenta reduzida proteção térmica.

No Quadro 5 estão destacadas as principais vantagens da aplicação do concreto armado conforme entendimento de Parizotto (2017).

Quadro 5 – Vantagens do concreto armado

<b>Vantagens</b>	<b>Descrição</b>
Custo	Os materiais constituintes do concreto apresentam ampla disponibilidade e baixo custo (água e agregados); e o aço está disponível mundialmente a preços competitivos.
Moldabilidade	Apresenta facilidade de moldagem e variabilidade de formas, o que favorece o projeto arquitetônico.
Estrutura Monolítica	As estruturas são construídas sem a necessidade de ligações, desse modo, as peças trabalham em conjunto quando solicitadas.
Resistência Mecânica	O concreto armado apresenta excelente desempenho à compressão e à tração.
Mão de Obra	Não são necessários profissionais com elevados níveis de qualificação e nem equipamentos avançados.
Resistência ao Fogo	O concreto armado é resistente às elevadas temperaturas e se mantém intacto durante um bom tempo (com relação a outros materiais), suportando o período necessário à evacuação segura de pessoas dos ambientes.
Resistência à Fadiga	Especialmente em comparação ao aço, o concreto se comporta melhor quando submetido aos carregamentos cíclicos, já que o aço é mais suscetível ao estado de tensões que variam no tempo.
Resistência aos Choques e às Vibrações	Por apresentar grande massa e rigidez, as estruturas de concreto minimizam os efeitos das vibrações e das oscilações provocadas pelo vento e/ou por ações decorrentes de utilização.
Durabilidade	As estruturas de concreto, desde que bem projetadas e executadas, apresentam boa resistência à ação de intempéries; o custo de manutenção é menor, quando analisado de maneira adequada em fase de projeto; as armaduras colocadas no interior do concreto são protegidas pelo meio alcalino promovido por ele, evitando a corrosão do aço quando as barras são posicionadas de maneira correta, obedecendo aos valores mínimos de cobrimento.
Execução	Os processos construtivos são muito conhecidos e difundidos, além de apresentarem facilidade e rapidez de execução.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Parizotto (2017, p. 211).

As principais desvantagens da utilização do concreto armado nas construções e edificações, conforme Parizotto (2017) estão listadas no Quadro 6.

Quadro 6 – Desvantagens do concreto armado

<b>Desvantagens</b>	<b>Descrição</b>
Massa Específica	O valor de massa específica é bastante elevado (2.500 kg/m <sup>3</sup> ) e apresenta baixa resistência por unidade de volume em comparação com o aço, pois são necessários grandes volumes de estruturas de concreto e, conseqüentemente, pesos elevados para suportar os carregamentos.
Reformas e Demolições	É complicado realizar as reformas, os reforços e a remodelagem das peças de concreto armado.
Desempenho Térmico e Acústico	Não possui um desempenho adequado para a transmissão de calor e de som.
Formas e Escoramentos	O concreto armado por ser moldado no local e na hora da construção é preciso utilizar as formas e os escoramentos, o que demanda mais custos.
Produção	Em função de ser produzido no local, a resistência final do concreto é afetada devido aos erros durante os processos de mistura e de cura, ou até mesmo durante o lançamento e adensamento.
Fissuração	A retração que é redução de volume do concreto pela perda de umidade e a fluência que se refere à deformação lenta das estruturas sujeitas às cargas de longa duração têm sido as duas situações do aparecimento das fissuras no concreto.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Parizotto (2017, p. 214).

## 2.2 BASES DO DIMENSIONAMENTO DO CONCRETO ARMADO

As bases consideradas para o dimensionamento do concreto armado para este estudo são: os elementos estruturais; as ações atuantes (cargas) nos elementos estruturais com ênfase nas ações permanentes e nas ações variáveis; as combinações de ações; os estados limites; a resistência de cálculo; os coeficientes de segurança; os quais estão detalhados nos próximos itens.

### 2.2.1 Elementos estruturais

A análise estrutural compreende a parte mecânica que tem por finalidade estudar os sistemas estruturais, com a preocupação básica na definição dos esforços e das deformações a que estão sujeitos quando solicitados pelos agentes externos (PARIZOTTO, 2017).

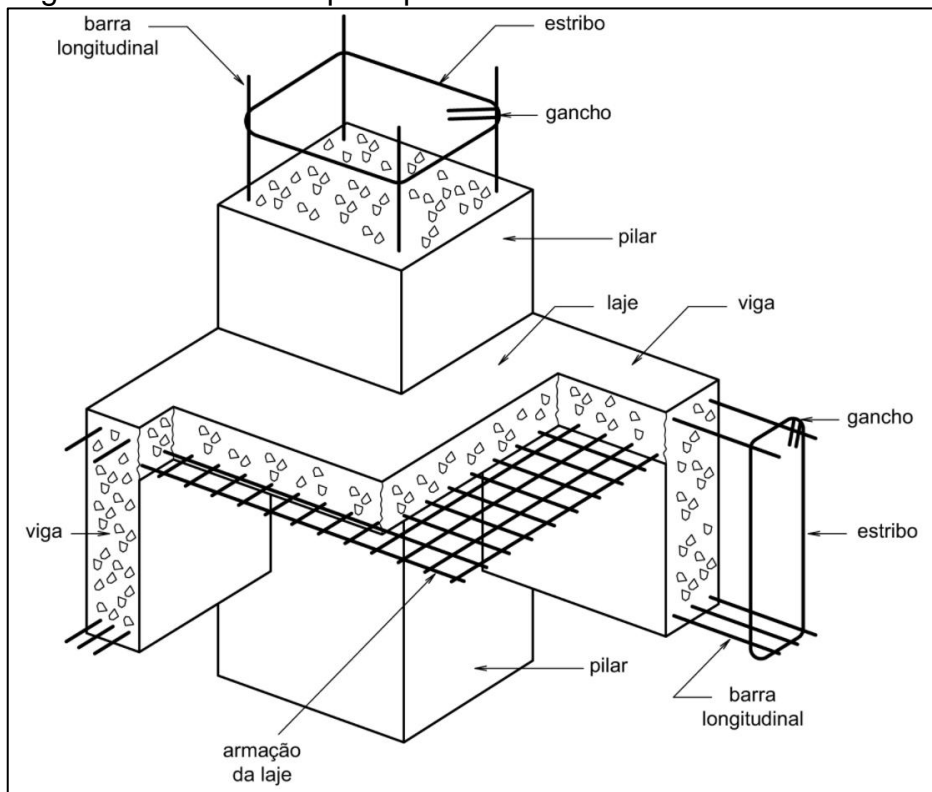
A finalidade das estruturas consiste na absorção dos possíveis efeitos das ações que são sofridas para que possam transmitir aos poucos para os pontos de apoio, logicamente, sem exceder esforços que são permitidos pelos componentes. As

estruturas se compõem de um conjunto de elementos estruturais que oferecem origem aos denominados sistemas estruturais (PARIZOTTO, 2017). Para o autor, os elementos estruturais são classificados da seguinte forma:

- a) elementos estruturais lineares retos: compreendendo as vigas, os pilares, os tirantes e os pórticos;
- b) elementos estruturais lineares curvos: abrangendo as vigas curvas e os arcos;
- c) elementos estruturais planos e/ou elementos estruturais de superfície: que são as lajes, as paredes portantes e as vigas-parede;
- d) outros elementos estruturais: cascas, estruturas plissadas, estruturas maciças (blocos, barragens) (PARIZOTTO, 2017).

Na NBR 6118:2014 foi definido que o comprimento longitudinal dos elementos estruturais lineares deverá suportar pelos menos três vezes o comprimento da maior dimensão de sua seção transversal que também são conhecidas como barras (ABNT, 2014). Na construção civil os exemplos mais tradicionais dos elementos lineares são as vigas e os pilares (PARIZOTTO, 2017). Na Figura 1 são ilustrados os elementos principais de estrutura de concreto armado.

Figura 1 – Elementos principais de estrutura de concreto armado



Fonte: Côrrea (2019, p. 53).

Como ressalta Parizotto (2017), os elementos de superfície consistem naqueles que apresentam uma dimensão bem pequena se comparada às demais e geralmente designa-se como a espessura do elemento. Como exemplos têm-se as lajes e as vigas-paredes. Enquanto, os elementos de volume apresentam dimensões com a mesma ordem de grandeza: os blocos de fundação e as sapatas.

### **2.2.2 Ações atuantes nos elementos estruturais (cargas)**

As estruturas das edificações estão sujeitas aos diversos tipos de ações que atuam desde a fase de construção da edificação até o momento em que elas deixam de existir (PARIZOTTO, 2017). Como define Carvalho (2017, p. 33), as ações compreendem “[...] qualquer influência que provoque esforços ou deformações nas estruturas”.

As ações atuantes nos elementos estruturais, conforme determinado pela NBR 6120:2019, no item 3.1, são consideradas como as causas que proporcionam os esforços solicitantes atuantes nessas estruturas, sendo capazes de gerar ou de modificar as deformações ou o estado de tensão nesses elementos (ABNT, 2019).

No entendimento de Araújo (2014), as ações nas estruturas são classificadas em três tipos: as ações permanentes subdivididas em ações permanentes diretas e indiretas; as ações variáveis e; as ações excepcionais com duração curta e probabilidade de ocorrência pequena (exemplos: explosões, choques de veículos, incêndios, sismos, dentre outros). Para este estudo são caracterizadas as ações permanentes e as ações variáveis, como detalhado nos próximos subitens.

#### **2.2.2.1 Ações permanentes**

Em conformidade com a NBR 6120:2019, as ações permanentes são definidas como aquelas que “[...] atuam com valores praticamente constantes, ou com pequena variação em torno de sua média, durante a vida da edificação ou que aumentam com tempo, tendendo a um valor limite constante” (ABNT, 2019, p. 8).

Nas palavras de Carvalho (2017, p. 33), as ações permanentes “[...] são sempre como verticais uniformemente distribuídas na estrutura e são praticamente invariáveis ao longo da vida útil da edificação”. Como exemplos de ações permanentes têm-se: o próprio peso da estrutura e dos demais elementos construtivos (pisos,

paredes, permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações); os pesos dos equipamentos fixos; os empuxos em função do peso próprio da terra e outros materiais granulosos quando admitidos como não removíveis; o peso da água em piscinas e em reservatórios que permanecem cheios durante a maior parte da vida da edificação (ABNT, 2019; CARVALHO, 2017).

Para Araújo (2014), as ações permanentes classificam-se em diretas considerando-se o peso próprio da estrutura, as alvenarias, os revestimentos, o peso dos equipamentos fixos, dentre outros e; ações permanentes indiretas levando-se em consideração os recalques de apoio, a retração e a fluência do concreto, a protensão, imperfeições geométricas de pilares, dentre outros.

#### 2.2.2.2 Ações variáveis

De acordo com a NBR 6120:2019, as ações variáveis são aquelas ações em que os valores, que são estabelecidos por consenso, representam as variações significativas considerando-se a sua média durante a vida útil da edificação. Os valores das ações variáveis apresentam entre 25% a 35% probabilidades de serem ultrapassados no sentido desfavorável, no período de 50 anos, o que equivale ao período médio de retorno entre 174 a 117 anos, respectivamente. Em função da probabilidade de ocorrência durante a vida da edificação, as ações variáveis são classificadas como ações normais e ações especiais (ABNT, 2019).

Conforme Carvalho (2017, p. 33), as ações variáveis são definidas como “[...] aquelas que são decorrentes do uso e ocupação da edificação, a exemplo das ações do vento e a sobrecarga devida à utilização, como pessoas, móveis e paredes removíveis”. Na NBR 6118:2014, item 11.4, as ações variáveis são classificadas em ações variáveis diretas e ações variáveis indiretas (ABNT, 2014).

De acordo com a NBR 6120:2019, os exemplos de ações variáveis são: as ações de uso e de ocupação da edificação que atuam nos pisos, coberturas, barreiras, guarda-corpos e os parapeitos; nas divisórias móveis; as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, com exceção do peso da água nas piscinas e reservatórios, os quais permanecem cheios durante a maior parte da vida útil da edificação; e as forças relacionadas à ação dos ventos e da variação de temperatura (ABNT, 2019).

Araújo (2014) cita que as ações variáveis acontecem com os valores que sofrem expressivas variações durante a vida útil da construção, indicando como exemplos: as cargas acidentais que são o peso das pessoas, dos móveis e dos veículos, dentre outros; as forças de frenação, de impacto e centrífugas; os efeitos do vento e das variações de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

As cargas acidentais que devem ser previstas para o uso da construção como indicado pela NBR 6118:2014 são: as cargas verticais de uso da construção; as cargas móveis levando-se em conta o impacto vertical; os impactos laterais; as forças longitudinais de frenação e/ou de aceleração e; a força centrífuga. Cabe destacar que as cargas acidentais deverão ser dispostas nas respectivas posições consideradas mais desfavoráveis para que o elemento estrutural que será estudado, e, também, é preciso considerar as simplificações que são permitidas pelas Normas Brasileiras em específico (ABNT, 2014).

Por sua vez, a NBR 6118:2014 indicou que os esforços que são solicitados referentes às ações do vento deverão ser levados em conta e são recomendados que sejam definidos em conformidade com o que está prescrito na NBR 6123:1988, que permite o uso de regras simplificadas, as quais estão dispostas nas Normas Brasileiras específicas (ABNT, 2014; ABNT, 1988).

Chamberlain (2004) acrescenta que os casos de acidentes das ações dos ventos costumam ocorrer nas construções leves, especialmente naquelas que apresentam grandes vãos livres, como exemplos: hangares; pavilhões de feiras e de exposições; pavilhões industriais; coberturas de estádios; e ginásios cobertos. O autor explica que, os ensaios em túneis de vento indicam que:

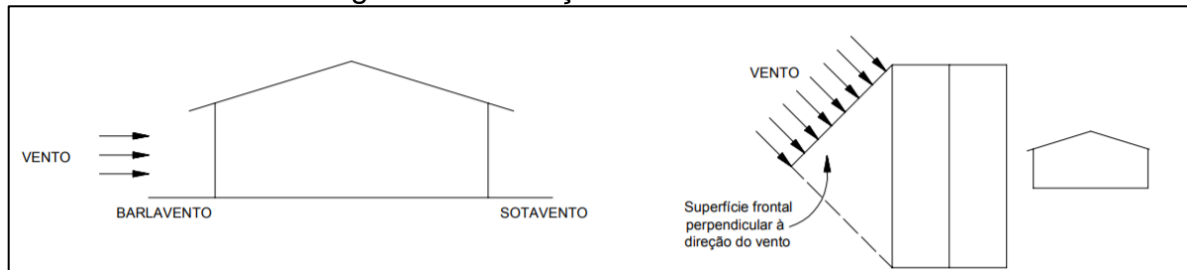
[...] o máximo de sucção média aparece em coberturas com inclinação entre 80 e 120, para certas proporções da construção, exatamente as inclinações de uso corrente na arquitetura em um grande número de construções (CHAMBERLAIN, 2004, p. 1).

Como ressalta Chamberlain (2004), dentre as principais causas da ocorrência de acidentes em função das ações do vento estão: a falta de ancoragem das terças; o contraventamento insuficiente das estruturas de cobertura; as fundações inadequadas; as paredes impróprias; e a deformabilidades excessivas das edificações. O vento é gerado pelas diferenças das temperaturas de massas de ar na atmosfera. O autor cita que um caso típico deste fenômeno ocorre quando “[...] uma frente fria que chega à área e choca-se com o ar quente produzindo vento, esse tipo



de fenômeno pode ser observado antes do início de uma chuva” (CHAMBERLAIN, 2004, p. 1). A Figura 2 destaca as definições básicas do vento.

Figura 2 – Definições básicas do vento



Fonte: Chamberlain (2004, p. 1).

Como identificado na Figura 2, o barlavento ocorre na região de onde sopra o vento em relação à edificação; enquanto, o sotavento ocorre na região oposta àquela de onde sopra o vento. Por sua vez, quando o vento soprar sobre uma superfície ocorrerá uma sobrepressão (sinal positivo), no entanto, em alguns casos poderá ocorrer o contrário, isto é, ocorrer uma sucção (sinal negativo) sobre a superfície. Além disso, o vento sempre atua de maneira perpendicular à superfície obstruindo a sua passagem, como mostrado na Figura 2.

### 2.2.3 Combinações de ações

Como disposto na NBR 6118:2014, o carregamento é determinado conforme a combinação das ações que apresentam as probabilidades que não sejam desprezíveis de atuarem de maneira simultânea em relação à estrutura, considerando-se um período predeterminado (ABNT, 2014).

A NBR 6118:2014 também indicou que a combinação das ações deverá ser realizada de maneira que possam ser definidos os efeitos que normalmente são considerados mais desfavoráveis para as estruturas. Neste sentido, é imprescindível a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e estados limites de serviço, em que deverá ser desenvolvida em função das combinações últimas e das combinações de serviços respectivamente (ABNT, 2014).

No Quadro 7 estão detalhadas as combinações últimas das ações conforme indicação da NBR 6118:2014, as quais são classificadas em normal, especial ou de construção e excepcional.

Quadro 7 – Combinações últimas das ações

Combinações Últimas	Descrição	Cálculo das Solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Armado <sup>1</sup> .	$Fd = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Protendido.	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k,máx}$ e $P_{k,mín}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente.
	Perda do equilíbrio como corpo rígido.	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,mín}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>2</sup>	$Fd = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	
Excepcionais <sup>2</sup>	$Fd = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	

onde:

$F_d$  = valor de cálculo das ações para combinação última;  $F_{gk}$  = representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$  = representa as ações indiretas permanentes como a retração  $F_{\varepsilon gk}$  e variáveis como a temperatura  $F_{\varepsilon qk}$ ;

$F_{qk}$  = representa as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhida principal;

$\gamma_g$ ,  $\gamma_{\varepsilon g}$ ,  $\gamma_q$ ,  $\gamma_{\varepsilon q}$ ,  $\psi_{oj}$ ,  $\psi_{o\varepsilon}$ ;

$F_{sd}$  = representa as ações estabilizantes;  $F_{nd}$  = representa as ações não estabilizantes;  $G_{sk}$  = valor característico da ação permanente estabilizante;

$R_d$  = esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;

$G_{nk}$  = valor característico da ação permanente instabilizante;

$$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$$

$Q_{nk}$  = valor característico das ações variáveis instabilizantes;

$Q_{1k}$  = valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;

$\psi_{oj}$  e  $Q_{jk}$  = são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;

$Q_{s,mín}$  = valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.

- No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de  $\gamma_g = 1,0$ . No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram  $\gamma_g$  reduzido (1,0) não precisam ser consideradas;
- Quando  $F_{q1k}$  ou  $F_{q1exc}$  atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa,  $\psi_{oj}$  pode ser substituído por  $\psi_2$ . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em ABNT (2014).

Como verificado no Quadro 7, nas combinações últimas normais devem ser inseridas as ações permanentes; a ação variável principal com os respectivos valores característicos; e as variáveis secundárias com os valores reduzidos de combinação, como foi determinado na NBR 8681:2003 (ABNT, 2014; 2003).

Conforme a NBR 8681:2003, nas combinações últimas especiais ou de construção deverão se fazer presentes as ações permanentes; a ação variável especial, se existir com seus valores característicos respectivos; e as demais ações variáveis com a probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, mediante seus valores reduzidos de combinação (ABNT, 2003).

Como indicado NBR 8681:2003, nas combinações últimas excepcionais deverão estar configuradas as ações permanentes, a ação variável excepcional e se existir, considerados os seus valores representativos; e as demais ações variáveis com a probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea em conjunto com os seus valores reduzidos de combinação, enquadrando-se como exemplos, os sismos e os incêndios (ABNT, 2003).

Por sua vez, as combinações de serviços foram classificadas levando-se em consideração a permanência nas estruturas em: quase permanentes que atuam durante a maioria do período de vida útil da estrutura, devendo ser necessária para a averiguação do estado-limite das deformações excessivas; frequentes quando são repetidas muitas vezes ao longo da vida útil da estrutura sendo necessária para a verificação do estado-limite de formação das fissuras, de abertura das fissuras e das vibrações excessivas; e raras que ocorrem algumas vezes durante a vida útil da estrutura sem do preciso para verificar o estado-limite da formação das fissuras (ABNT, 2003).

#### **2.2.4 Estados limites**

De acordo a NBR 6118:2014, em seus itens 3.2 e 3.10, foram definidos os aspectos da segurança configurando-se os estados limites que compreendem aquelas situações limites em que as estruturas não poderão exceder. A segurança da estrutura contra os colapsos que estão relacionados ao denominado Estado Limite Último (ELU) (item 3.2); enquanto a segurança dos usuários pelo uso da estrutura refere-se ao Estado-Limite de Serviço (ELS) (item 3.10) (ABNT, 2014).

Conforme Araújo (2014), no Estado Limite Último, o interesse está na garantia da segurança da estrutura contra possíveis ruínas e/ou rupturas, dimensionando-se as seções dos elementos estruturais e as armaduras no intuito de garantir a segurança. Já, para o Estado Limite de Utilização e/ou Estado Limite de Serviço é preciso identificar qual o comportamento da estrutura nas condições normais de uso

limitado as flechas e as aberturas das fissuras para as cargas de serviço. Na NBR 6118:2014 foi determinado no item 6.4.1, sobre a agressividade do meio ambiente sobre as estruturas que:

[...] está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas (ABNT, 2014, p. 16).

Para os projetos das estruturas, a agressividade ambiental é classificada conforme o que está detalhado no Quadro 8, podendo ser avaliada de maneira simplificada, ao se considerar as condições de exposição das estruturas ou de suas partes, como determinado no item 6.4.2 da NBR 6118:2014.

Quadro 8 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)<sup>1</sup>

<b>Classe de Agressividade Ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de Projeto</b>	<b>Risco de Deterioração da Estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>2;3</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>2</sup>	Grande
		Industrial <sup>2;3</sup>	
IV	Muito Forte	Industrial <sup>3;4</sup>	Elevado
		Respingos de maré	
Nota: 1. NBR 6118:2014 (Tabela 6.1).			
Nota: 2. Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura)			
Nota: 3. Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.			
Nota: 4. Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: Elaborado pelo autor com base ABNT (2014) e Araújo (2014).

Ao conhecer o ambiente no qual a estrutura será construída e/ou instalada, o engenheiro civil poderá levar em consideração uma condição de agressividade maior do que as detalhadas na tabela 1 indicada na NBR 6118:2014, já detalhadas no Quadro 8 (ABNT, 2014).

### 2.2.5 Resistência de cálculo e coeficientes de segurança

Carvalho (2017, p. 33) menciona que a segurança das edificações bem como a capacidade para o desempenho satisfatório da sua função passa a ser garantida mediante a realização do dimensionamento adequado considerando as normas técnicas estruturais. Nos casos da resistência de cálculo do concreto, a NBR 6118:2014 definiu que a resistência de cálculo é considerada em função da idade do concreto (ABNT, 2014). Ao considerar a resistência dos materiais, deve-se calcular a resistência utilizando-se a Equação 1 para o concreto; e a Equação 2 para o aço.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (1)$$

onde:

$f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto;

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (2)$$

onde:

$f_{yd}$  = resistência de cálculo à compressão do aço;

$f_{yk}$  = resistência característica à compressão do aço.

$\gamma_s$  = coeficiente de ponderação da resistência do aço.

Para o desenvolvimento deste estudo são enfatizados os elementos estruturais planos e/ou elementos estruturais de superfície, em especial, as lajes nervuradas e as lajes treliçadas, as quais estão detalhadas na sequência.

### 2.3 LAJES: CONCEITOS E TIPOS

Conforme explica Dalla Vecchia (2017), as lajes ou também conhecidas como placas de concreto são os elementos estruturais que poderão exercer duas funções: a função de placa e a função de chapa. As lajes apresentam a função de placa quando

recebem as ações verticais e as transmite para os apoios; e as lajes realizam a função de chapa quando elas atuam como se fossem diafragmas horizontais rígidos, realizando a distribuição das ações horizontais entre os vários pilares existentes na estrutura.

Para Mariano (2015), a principal função da laje consiste em servir de piso e/ou de cobertura para as construções civis recebendo as ações perpendiculares que são aplicadas ao plano da laje e, posteriormente são transmitidas para as vigas que estão apoiadas nas bordas das lajes ou ainda diretamente nos pilares.

No entendimento de Dalla Vecchia (2017), o comportamento de chapa das lajes se apresenta muito importante, notadamente nas obras altas porque elas conferem a estabilidade para a edificação. Além disso, é por meio das lajes que os pilares são apoiados nos seus elementos de contraventamento, o que lhe confere segurança no que se refere às ações laterais.

Parizotto (2017) complementa afirmando que, no sistema estrutural as lajes têm a responsabilidade de receber todo o carregamento de utilização da estrutura nas edificações, tais como a circulação das pessoas; o peso dos móveis, do revestimento; das paredes de divisões de cômodos; dentre outros fatores. Neste sentido, a função das lajes consiste em resistir a tais carregamentos, sem que sofra as modificações que possam causar desconfortos aos usuários.

No entendimento de Souza e Lopes (2016), as lajes, em concreto armado são classificadas conforme os diferentes critérios em quatro categorias: quanto à secção transversal se classificam em lajes maciças e lajes nervuradas; quanto à execução: as lajes se classificam em lajes moldadas *in loco* e lajes pré-moldadas; quanto ao apoio: consistem as lajes em vigas e/ou de alvenaria estrutural e lajes em pilares; e quanto à armação são classificadas em lajes aramadas em uma direção e lajes aramadas em duas direções. Para este estudo serão detalhadas as lajes treliçadas e as lajes nervuradas, como abordado nas próximas seções.

## 2.4 LAJES NERVURADAS

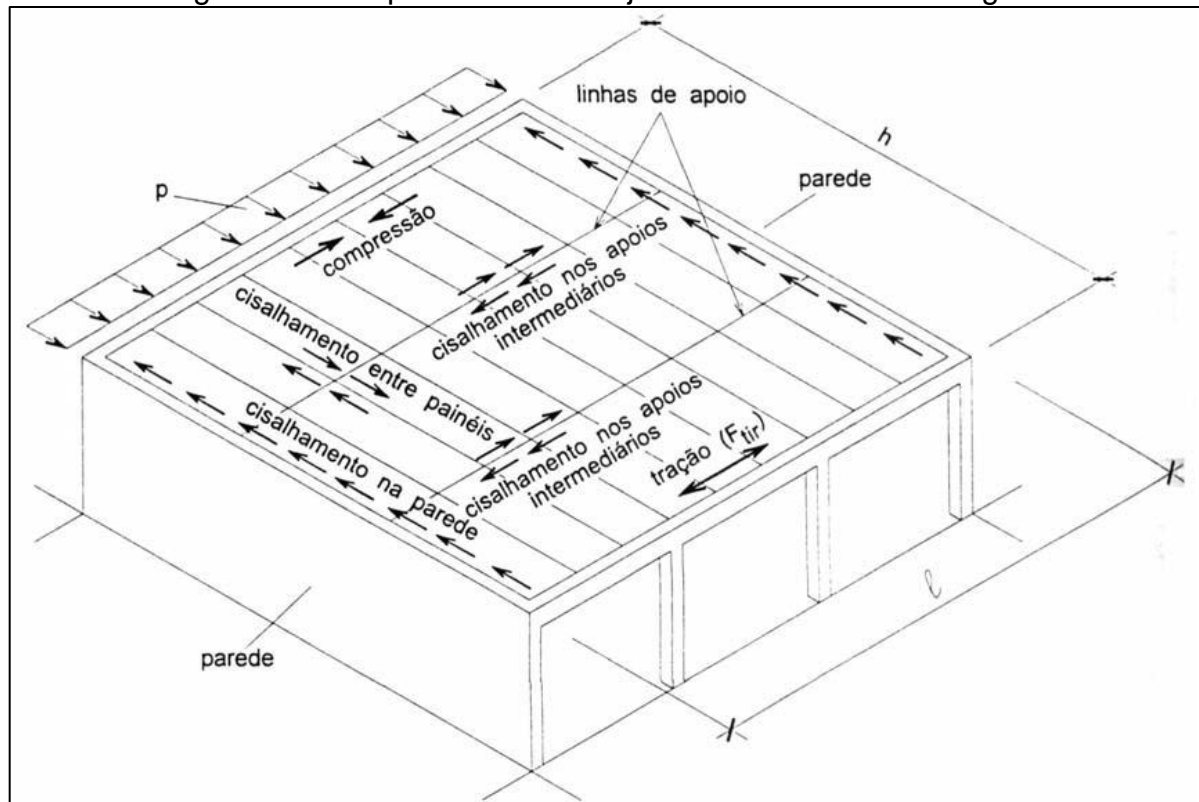
Albuquerque (1999) define que, as lajes nervuradas compreendem um conjunto formado por nervuras solidarizadas por uma mesa de concreto. De acordo com Ferreira (2016), as lajes nervuradas surgiram da necessidade de diminuir o peso próprio da estrutura, ocorrendo a supressão de uma parte do concreto que não exerce

o trabalho na zona tracionada da laje, em que são agrupadas as armaduras de tração em faixas, denominadas de nervuras, sendo que entre essas nervuras são adicionados materiais inertes como exemplos: os tijolos de argila, os blocos de concreto poroso; as placas de gesso, o isopor, dentre outros materiais.

A Norma 6118:2014 em seu item 14.7.7 definiu que as lajes nervuradas compreendem as lajes que são moldadas no local ou também com nervuras pré-moldadas, sendo que entre tais nervuras são colocados os materiais inertes (ABNT, 2014).

De acordo com Pinheiro (2007), as lajes nervuradas apresentam duas funções. A função de placa quando recebem as ações verticais, perpendiculares à superfície média e as transmitem para os apoios; e a função de chapa atuando como diafragmas horizontais rígido realizando a distribuição das ações horizontais entre os vários pilares da estrutura, sofrendo ações ao longo do seu plano. A Figura 3 apresenta um exemplo de transferência de forças e de tensões em laje formada por painéis pré-moldados, que se comporta como um diafragma.

Figura 3 – Comportamento da laje nervurada como diafragma



Fonte: Pinheiro (2007, p. 253).

Conforme Ferreira (2016), as lajes nervuradas são aplicadas nos projetos que requerem o vencimento de grandes vãos ou para a resistência de elevadas ações verticais, e quando as lajes nervuradas vencem os grandes vãos, a quantidade de pilares e de vigas acabam por serem menores. Além disso, em função da supressão do concreto abaixo da linha neutra, acontece a diminuição no peso próprio da estrutura oportunizando um melhor aproveitamento do aço e do concreto (FERREIRA, 2016).

#### **2.4.1 Tipos de lajes nervuradas**

Na NBR 6118:2014 em seu item 14.7 foi determinado que, as lajes nervuradas classificadas em unidirecionais deverão ser calculadas considerando-se a direção das nervuras desprezando-se a rigidez transversal e a rigidez à torção (ABNT, 2014). Enquanto, as lajes nervuradas do tipo bidirecionais, em conformidade com NBR 14859:2017, poderão ser calculadas para efeitos de esforços solicitantes, segundo o cálculo de dimensionamento das lajes maciças (ABNT, 2017).

Ferreira (2016) acrescenta que as lajes nervuradas poderão ser armadas em uma direção que são denominados de lajes unidirecionais e; em duas direções denominado de lajes nervuradas bidirecionais ou também conhecidas como lajes nervuradas em cruz, devido à existência de nervuras em uma ou em duas direções.

Como explica Nunes (2018), as lajes nervuradas de concreto armado se configuram como apoiadas em: paredes de concreto; alvenaria estrutural; vigas; e diretamente em pilares mediante apoios discretos.

A NBR 6118:2014, no seu item 14.7.7, definiu que as lajes nervuradas compreendem as lajes que são moldadas no local e/ou com as nervuras pré-moldadas, sendo que a zona de tração para os momentos positivos situa-se nas nervuras onde poderá ser adicionado o material considerado imóvel (ABNT, 2014).

Pinheiro (2007) esclarece que, as lajes nervuradas podem ser moldadas no local, ou seja, todas as etapas de execução são desenvolvidas no próprio local da obra, sendo necessário o emprego das formas; dos escoramentos e do material de enchimento. O autor ressalta que neste tipo de laje nervurada pode-se utilizar as formas em substituição aos materiais inertes, cujas formas são constituídas de polipropileno ou ainda em metal, com dimensões moduladas necessitando de desmoldantes semelhantes aos que são utilizados nas lajes maciças.



De acordo com Pinheiro (2007), outro tipo de laje nervurada é a pré-moldada, em que as nervuras se compõem de vigotas pré-moldadas dispensando o uso dos tabuleiros de formas tradicionais. Tais vigotas têm a capacidade de suportar o peso próprio e as ações da construção e necessita somente de cimbramentos (estrutura de suporte provisório) intermediários. Desse modo, as lajes nervuradas pré-moldadas são compostas pelas vigotas (concreto armado, concreto protendido e vigota treliçada) e são formadas de elementos de enchimento, os quais são colocados sobre os elementos pré-moldados, e, também, de concreto moldado no local (PINHEIRO, 2007).

Pinheiro (2007) acrescenta as lajes nervuradas com a presença de capitéis e de vigas-faixa. O autor ressalta que, nas regiões de apoio poderá ocorrer a concentração de tensões transversais provocando ruínas por punção ou ainda por cisalhamento. Isso é explicado em função de sua fragilidade, assim esses tipos de ruínas deverão ser evitados para garantir que tais ruínas ocorram por flexão, além disso, mediante o esquema estático adotado poderão aparecer alguns esforços solicitantes elevados e que precisam de estruturas mais robustas.

#### **2.4.2 Materiais de enchimento**

Ferreira (2016) acrescenta que, a resistência dos materiais de enchimento não é considerada, pois não contribui para elevar a resistência das lajes nervuradas. Para o autor, são as nervuras que unidas e solidarizadas pela mesa que propiciam as devidas resistências e rigidez e a referida mesa é a responsável pela resistência de dos esforços de compressão.

Pinheiro (2007) lembra que as lajes nervuradas se caracterizam pela redução da quantidade de concreto na região que é tracionada, portanto pode-se empregar os materiais de enchimento.

De acordo com Ferreira (2016), os materiais de enchimento são constituídos por vários materiais, dentre os principais utilizados tem-se: as cubas plásticas; os blocos cerâmicos furados/ os blocos de concreto; os blocos de concreto celular autoclavado; o isopor, dentre outros materiais. O autor acrescenta que, as nervuras também poderão permanecer expostas e/ou aparentes, a partir do momento em que não forem adicionados os materiais inertes entre as nervuras.

Nas lajes nervuradas além da redução do concreto tem-se também um alívio do peso próprio, o que implica na necessidade da aplicação de materiais de enchimento mais leves e que apresentem resistência para oferecer suporte às operações de execução. Para o cálculo da laje não é considerada a resistência desses materiais de enchimento (PINHEIRO, 2007).

### 2.4.3 Dimensionamento das lajes nervuradas

A NBR 6118:2014, em seu item 14.7.7 determinou que “Todas as prescrições anteriores relativas às lajes podem ser consideradas válidas, desde que sejam obedecidas as condições de 13.2.4.2”. O termo ‘prescrições anteriores’ está relacionado às estruturas com elementos de placa, descrito no item 14.7 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Nunes (2018) acrescenta que, os esforços que são predominantes nas lajes são os momentos fletores e as forças cortantes. Tais esforços solicitantes e as deformações poderão ser definidos mediante diversas teorias, tais como: a Teoria das Placas que foi desenvolvida baseada na Teoria da Elasticidade; os Processos Aproximados; Método das Linhas de Ruptura ou das Chameiras Plásticas, e outras.

Para este estudo é considerada a Teoria das Placas que é obtida pela equação geral das placas que é uma equação diferencial de quarta ordem, não homogênea, sendo desenvolvida por Lagrange em 1811, e que relaciona o deslocamento  $w$  com a carga  $p$  distribuída normal ao plano da placa (NUNES, 2018), como mostra a Equação 3 na sequência:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x,y)}{D} \quad (3)$$

onde:

$w$ : deslocamento na direção normal ao plano da placa;

$D$ : módulo de rigidez à flexão da placa;

$p(x, y)$ : carga distribuída normal ao plano da placa.

A NBR 6118:2014 autorizou o cálculo das lajes nervuradas como placa (lajes) no regime elástico, mas é preciso obedecer às condições indicadas no seu item

13.2.4.2. A partir do momento em que as condições do item 13.2.4.2 não ocorrerem, a NBR 6118:2014 no item 14.7.7 definiu que será preciso analisar as lajes nervuradas levando-se em conta a capa como laje maciça sendo apoiada em uma grelha de vigas (ABNT, 2014).

As condições da NBR 6118:2014 citadas no item 13.2.4.2 apresentam dois tipos: as condições referentes às especificações para as dimensões das lajes; e as condições referentes ao projeto da laje (ABNT, 2014). Desse modo, as especificações quanto às dimensões das lajes nervuradas de concreto armado para a realização do cálculo do dimensionamento indicado pela NBR 6118:2014 são:

- a) espessura da mesa: se não houver tubulações horizontais embutidas, deverão ser maiores ou igual à  $1/15$  da distância entre as faces das nervuras ( $l_0$ ) e não menor que 4 cm;
- b) valor mínimo absoluto da espessura da mesa: se apresentar em 5 cm, quando houver as tubulações embutidas com diâmetro menor ou igual a 10 mm. Além disso, para as tubulações com diâmetro  $\varnothing$  maior que 10 mm, a mesa deverá apresentar uma espessura mínima de  $4 \text{ cm} + \varnothing$ , ou  $4 \text{ cm} + 2 \varnothing$  quando ocorrer o cruzamento de tais tubulações;
- c) a largura das nervuras: não poderá ser inferior a 5 cm;
- d) nervuras com largura menor que 8 cm: não poderá apresentar armadura de compressão (ABNT, 2014).

As especificações para o cálculo do dimensionamento relacionadas ao projeto das lajes nervuradas, conforme o item 13.2.4.2 da NBR 6118:2014 deverão considerar as condições listadas na sequência:

- a) para as lajes nervuradas que apresentarem o espaçamento entre os eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, poderá ser dispensada a averiguação da flexão da mesa; e para a constatação do cisalhamento da região das nervuras, é permitido considerar os critérios de laje maciças ( $- l_{cc} \leq 65 \text{ cm}$ );
- b) para as lajes com o espaçamento entre os eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm exige-se verificar a flexão da mesa ( $- 65 \text{ cm} < l_{cc} \leq 110 \text{ cm}$ ); e as nervuras verificar ao cisalhamento como vigas; é permitida a verificação como as lajes se o espaçamento entre os eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras ser maior que 12 cm ( $- l_{cc} \leq 90 \text{ cm}$  e  $b_w \text{ nerv} > 12 \text{ cm}$ );

- c) para as lajes nervuradas com o espaçamento entre os eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deverá ser projetada como é feito na laje maciça, sendo apoiada na grelha de vigas, acatando os seus limites mínimos de espessura ( $-l_{cc} \leq 110 \text{ cm}$ ) (ABNT, 2014)

As condições mencionadas são reforçadas pela redação do item 14.7.7 da NBR 6118:2014: “Quando essas hipóteses não forem verificadas, deve-se analisar a laje nervurada considerando a capa como laje maciça apoiada em grelha de vigas” (ABNT 2014). Os limites mínimos de espessura estão relacionados às espessuras mínimas que foram estabelecidas na NBR 6118: 2014 para as lajes maciças, listadas no item 13.2.4.1 (ABNT, 2014).

Nunes (2018) entende que, nas lajes que são apoiadas e armadas na direção ( $\lambda > 2$ ), os esforços solicitantes de maior magnitude acontecem conforme a direção do menor vão  $l_x$ , denominada direção principal. E na outra direção, denominada secundária, os esforços solicitantes  $M_y$  serão menores e, habitualmente, são desprezados nas etapas de dimensionamento das armaduras de flexão. Por sua vez, nas lajes armadas em duas direções ( $\lambda \leq 2$ ), os esforços solicitantes conforme as duas direções basilares da laje se apresentam em intensidades ponderáveis. Desse modo, os dois momentos fletores máximos  $M_x$  e  $M_y$  são levados em conta nas etapas do dimensionamento das armaduras de flexão (NUNES, 2018).

Por sua vez, as ações atuantes nas lajes nervuradas podem se apresentar mediante várias formas e por distintas causas, as quais estão previstas na NBR 6118:2014 em seu item 11 e na NBR 8681:2003, já referenciadas no capítulo dois deste estudo (ABNT, 2014; ABNT, 2003). As mais relevantes para as lajes nervuradas são as ações permanentes ( $g$ ) e as ações variáveis ( $q$ ) indicada pela NBR 6120:2019 (ABNT, 2019). As ações nas paredes apoiadas na laje poderão ser determinadas conforme os mesmos critérios de cálculo apontados às lajes maciças, conforme item 3.4 da NBR 8681:2003 que definiu as “[...] ações como causas que proporcionam esforços ou deformações nas estruturas” (NUNES, 2018, p. 34).

Nunes (2018) complementa que uma das verificações que não poderá faltar no dimensionamento das lajes nervuradas é a verificação de estados limites (os estados limites últimos e os estados limites de serviço), no intuito de garantir a segurança e o bom desempenho em serviço da estrutura que será projetada, como já mencionado no item 2.2.4. Para realizar o cálculo do dimensionamento dos elementos estruturais de concreto armado, inclusive das lajes nervuradas, Nunes (2018, p. 43)

esclarece que em relação ao “[...] seu esgotamento da capacidade resistente, devem ser consideradas as combinações últimas normais”.

Para realizar o cálculo do dimensionamento dos elementos estruturais, como é o caso das lajes nervuradas é preciso estimar o nível de agressividade ambiental que a peça estrutural poderá estar exposta após a sua execução (NUNES, 2018).

Em conformidade com a NBR 6118:2014, a agressividade ambiental refere-se às ações físicas e às ações químicas que poderão atuar nas estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas; das variações volumétricas que apresentem origem térmica; da retração hidráulica; e de outras que estejam previstas no dimensionamento das estruturas. Para os projetos estruturais, a agressividade ambiental é classificada como indicado na tabela 6.1 da NBR 6118:2014 (ver seção 2.2.4 – Quadro 8), sendo avaliada de maneira simplificada e conforme as condições de exposição da estrutura ou das suas partes (ABNT, 2014).

A NBR 6118:2014, em seu item 7.4.7.2, determinou que para garantir o cobrimento mínimo ( $C_{min}$ ), o projeto e a execução deverão levar em conta o cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ), que se refere ao cobrimento mínimo ( $C_{min}$ ) acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Neste sentido, as dimensões das armaduras e os espaçadores deverão respeitar os cobrimentos nominais que foram determinados na tabela 7.2 da NBR 6118:2014, como mostra o Quadro 9 (ABNT, 2014).

Quadro 9 – Cobrimentos nominais  $\Delta c = 10$  mm

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de Agressividade Ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3</sup>
		Cobrimento Nominal mm			
Concreto Armado	Laje <sup>2</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Protendido <sup>1</sup>	Todos	30	35	45	55

1. Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

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

3. Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em ABNT (2014).

As dimensões limites para os projetos das lajes nervuradas foram determinadas pela NBR 6118:2014 sendo que a vinculação é determinada considerando-se como base a resistência do concreto à compressão (ABNT, 2014).

Nunes (2018) esclarece que de uma forma geral, para o cálculo do dimensionamento das lajes de concreto armado, as ações permanentes consideradas são o peso próprio da laje; o piso; o contrapiso; revestimento de teto; e as paredes.

#### 2.4.4 Vantagens e desvantagens das lajes nervuradas

No quadro 10 estão listadas as principais vantagens e as desvantagens do emprego das lajes nervuradas no concreto armado.

Quadro 10 – Vantagens e desvantagens das lajes nervuradas

Vantagens	Desvantagens
Maior economia, pois, as nervuras atuam como vigas possibilitando vencer maiores vãos.	Pela necessidade da elaboração necessita das nervuras e da colocação da armadura, cujo sistema exige mão de obra especializada e maior volume de material para a execução das formas.
Proporciona mais liberdade de <i>layout</i> arquitetônico na sua superfície.	Estruturalmente, aumentam a altura das construções.
Para vãos acima de 7,0 metros é viável investir na possibilidade das lajes nervuradas.	Pelo desenho, apresenta maior dificuldade na compatibilização com as outras etapas de projeto, tais como sistemas de instalações prediais, como exemplos: elétrica e hidráulica.
Para os perímetros quadrados ou próximos deste, é indicado o uso da grelha em duas direções.	No canteiro de obra, exige cuidado e atenção na concretagem, para que não haja áreas vazias, exigindo atenção no processo de vibração do concreto
Nos casos de plantas muito retangulares, se indica o uso das nervuras em apenas uma direção sempre disposta no sentido do menor vão.	

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Pereira (2019).

#### 2.5 LAJES TRELIÇADAS

Como define Droppa Júnior (1999, p. 8), “As lajes pré-moldadas são aquelas que possuem a seção resistente composta pela parte pré-moldada e, se houver, pelo concreto moldado no local”.

Pilotto Neto (2018) indica que para as cargas mais expressivas e de maiores responsabilidades foram criadas as lajes pré-moldadas também conhecidas como

lajes treliçadas, as quais são elaboradas com vigotas treliçadas de banzos paralelos e a concepção das lajes treliçadas é semelhante às lajes nervuradas.

Como esclarece Ferreira (2016), as lajes treliçadas foram desenvolvidas inicialmente no Continente Europeu objetivando se mostrar como uma alternativa menos custosa quando comparadas às lajes maciças de concreto. Na atualidade, as lajes treliçadas são empregadas em vários países se configurando para suportar grandes vãos; apresentando peso próprio menor; e expressiva diminuição da quantidade de mão de obra durante a realização do projeto.

Para Dalla Vechia (2017, p. 26), “Pelo fato da solidarização da armadura da treliça com o concreto moldado no local para a concretagem da capa, as lajes de vigotas treliçadas podem ser classificadas como estruturas monolíticas”.

Magalhães (2001) acrescenta que, as diagonais das treliças proporcionam as seguintes vantagens: rigidez ao conjunto estrutural; ótimas condições de transporte e de manuseio das peças; ligação adequada entre o concreto moldado no local e o concreto da base da vigota; e, também, as lajes treliçadas poderão combater as tensões de cisalhamento operando como armaduras transversais.

Dalla Vechia (2017) complementa indicando que, as vigotas treliçadas são executadas de maneira industrial e comumente compõem-se de fios de aço CA-60 na forma de treliça espacial.

### **2.5.1 Dimensionamento das lajes treliçadas**

Bastos (2021) ressalta que para o dimensionamento das lajes treliçadas é preciso ter uma atenção especial no que se refere à flecha final da laje e; também atentar para a possibilidade de vibração devido à utilização, por exemplo, nos pisos das academias de ginástica.

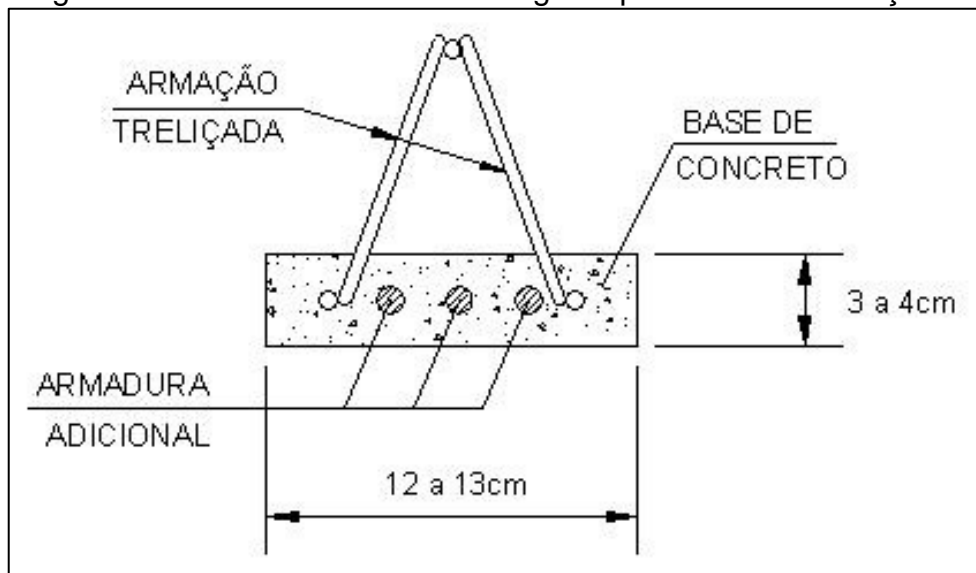
Como explica Bastos (2021), para o dimensionamento das dimensões das lajes treliçadas, os parâmetros iniciais são: os vãos efetivos; as ações atuantes envolvendo as ações permanentes e as ações variáveis (ver seção 2.2.2); a vinculação nos apoios; e o tipo de utilização da laje treliçada.

Dalla Vechia (2017) orienta que a altura da treliça poderá variar entre 7 a 25 cm; a distância entre as barras do banzo inferior permanece, comumente, igual a 8 cm; os fios do sinusóide geralmente apresentam uma distância de 20 cm.

Na NBR 14859:2017, que se refere às armaduras treliçadas eletrossoldadas, foram determinados os requisitos, no item 4.5, como a padronização das treliças e as suas respectivas nomenclaturas. Desse modo, foi definido que a armadura treliçada (TR8634) deverá apresentar: 8,0 cm de altura; fios do banzo superior com diâmetro de 6,0 mm; os fios das diagonais com diâmetro de 3,4 mm; e os fios do banzo inferior com diâmetro de 4,2 mm (DALLA VECHIA, 2017).

Cunha (2012) complementa indicando que as vigotas são comumente fabricadas com a medida da base de concreto que oscila entre 12 e 13 cm de largura e entre 3 a 4 cm de altura, como demonstrado na Figura 4.

Figura 4 – Dimensões usuais das vigotas pré-fabricadas treliçadas



Fonte: Cunha (2012, p. 8).

Dalla Vechia (2017) acrescenta que uma das características positivas das lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas consiste na possibilidade de embutir na capa de concreto ou ainda entre os banzos da treliça, as instalações elétricas necessárias para a estrutura construtiva. No entanto, o autor ressalta que não se recomenda embutir nas instalações hidros sanitárias, em função da probabilidade de acontecer uma ruptura da tubulação, pois a laje se configura como um elemento que se deforma (DALLA VECHIA, 2017).

Na NBR 14859:2017 foi determinado em seu item 4.1, que as alturas das lajes pré-fabricadas devido às alturas padronizadas dos elementos de enchimento devem se apresentar como indicado na Tabela 2, cujas dimensões deverão se apresentar em centímetros.



Tabela 2 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas

Altura do Elemento de Enchimento ( $h_e$ )	Altura Total da Laje ( $h$ )
7,0	10,0 ; 11,0 ; 12,0
8,0	11,0 ; 12,0 ; 13,0
10,0	14,0 ; 15,0
12,0	16,0 ; 17,0
16,0	20,0 ; 21,0
20,0	24,0 ; 25,0
24,0	29,0 ; 30,0
29,0	34,0 ; 35,0

Fonte: Dalla Vecchia (2017, p. 28); ABNT (2017a).

Na NBR 14859:2017, em seu 4.1.3, foi definida a qualificação da altura padronizada da laje, que deverá ser composta pela sigla, LC para vigotas de concreto armado; LP para vigotas de concreto protendido; e LT para as vigotas treliçadas mediante altura total  $h$  da altura do elemento de enchimento  $h_e$ , e seguida pelo símbolo '+' e da altura da capa  $h_c$ ; conforme detalhado na Tabela 3, considerando-se as dimensões em centímetros (ABNT, 2017a).

Tabela 3 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas

Genérico	Exemplos
LC $h$ ( $h_e + h_c$ )	LC 11 (7 + 4)
LP $h$ ( $h_e + h_c$ )	LP 12 (8 + 4)
LT $h$ ( $h_e + h_c$ )	LT 30 (24 + 6)

Fonte: Dalla Vecchia (2017, p. 28); ABNT (2017a).

Por sua vez, os intereixos são definidos pela NBR 14859:2017, no item 3.2, como a “[...] distância entre eixos de vigotas pré-fabricadas, entre as quais serão montados os elementos de enchimento” (ABNT, 2017a).

As distâncias mínimas oscilam devido ao tipo de vigota e das dimensões dos elementos de enchimento. Desse modo, os intereixos mínimos foram padronizados no item 4.2 da NBR 14859:2017, como indicado na Tabela 4. No que se refere às vigotas treliçadas com as alturas maiores que 13 cm, a NBR 14859:2017 permitiu a adoção do intereixo mínimo de 40 cm (ABNT, 2017a).

Tabela 4 – Alturas padronizadas das lajes pré-fabricadas

<b>Tipo de Vigota</b>	<b>Intereixos Mínimos Padronizados (cm)</b>
VC	33,0
VP	40,0
VT	42,0

Fonte: Dalla Vecchia (2017, p. 29); ABNT (2017a).

Nota: VC: Vigotas de Concreto Armado Não Protendido; VP: Vigotas de Concreto Protendido; VT: Vigotas com Armação Trelaçada.

Como esclarece Dalla Vecchia (2017), a execução do processo das lajes de vigotas pré-fabricadas trelaçadas deverá levar em conta as normativas da NBR 14931:2004 (ABNT, 2004) para a execução das estruturas de concreto e, também, as recomendações da NBR 9062:2017 (ABNT, 2017b) que compreende a execução das estruturas de concreto pré-moldado.

As etapas que deverão ser seguidas no processo executivo, segundo Dalla Vecchia (2017) são: o escoramento; a colocação das vigotas; a colocação dos elementos de enchimento; a colocação das armaduras de distribuição e negativas, a limpeza, a concretagem e a retirada do escoramento.

Marques (2017) complementa que, para realizar o cálculo do dimensionamento das lajes trelaçadas deve-se considerar os seguintes aspectos: o cobrimento (NBR 6118:2014); a correspondência entre as classes de agressividade ambiental e respectivamente as classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2014); as ações e a segurança nas estruturas (NBR 8681:2003) considerando-se os estados limites últimos e os estados limites de serviço (NBR 6118:2014); os deslocamentos (NBR 6118:2014, item 6.1); os limites para os deslocamentos (NBR 6118:2014, item 13.3) os quais já foram mencionados anteriormente.

### **2.5.2 Vantagens e desvantagens das lajes trelaçadas**

Uma das grandes vantagens do uso das lajes pré-moldadas, como explica Droppa Júnior (1999) consiste na diminuição da quantidade de formas, quando comparada à laje maciça ou à laje nervurada que é moldada no local. O autor ressalta que atrelada às suas características geométricas, as lajes pré-moldadas proporcionam uma redução no volume de concreto e de armadura, quando comparada às lajes maciças (DROPPA JÚNIOR, 1999).

O Quadro 11 apresenta as principais vantagens e as desvantagens da utilização das lajes treliçadas nas edificações de concreto armado.

Quadro 11 – Vantagens e desvantagens das lajes treliçadas

Vantagens	Desvantagens
Baixo valor de comercialização.	Pelo tipo de material utilizado é difícil realizar furos ou aberturas na parte inferior.
Sistema permite rapidez construtiva.	Necessidade de aplicar materiais aderentes, chapisco ou gesso para execução do revestimento da parte inferior.
Dispensa mão de obra especializada.	
Apresenta leveza.	
Ajuda na garantia do isolamento térmico.	
Propicia equilíbrio na temperatura interna, sem absorver calor.	

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Pereira (2019).

## 2.6 SOFTWARE ESTRUTURAL EBERICK

Para este estudo será utilizado o software estrutural Eberick desenvolvido pela empresa AltoQi com a finalidade de elaborar os projetos estruturais em concreto armado moldado *in loco* e pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas híbridas, utilizando os recursos que envolvem todas as etapas do projeto (ALTOQI, 2021).

De acordo com Mariano (2015), a empresa AltoQi foi criada no ano de 1989 pelos profissionais formados pela Universidade Estadual de Santa Catarina, sendo que os analistas de sistemas monitoraram o cálculo e o detalhamento de vigas de um edifício de concreto armado que fora elaborado pelo Engenheiro Civil. No ano de 1996 foi desenvolvido o *software* Eberick para o sistema *Microsoft Windows*, que passou a integrar em um único sistema, todos os demais *softwares* que haviam sido lançados anteriormente ao referido ano.

O *software* estrutural Eberick identifica os elementos para o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviços considerando as normas brasileiras e realiza várias outras análises normativas. Os resultados obtidos no dimensionamento são representados em janelas específicas apresentando os esforços e os resultados de armadura (ALTOQI, 2021).

O Eberick referente a versão mais atualizada até o momento disponibiliza vários pacotes de módulos para complementar a solução, conforme as necessidades dos projetos a serem desenvolvidos, sendo distribuídos em três diferentes pacotes:

- a) pacote *Light*: que é indicado para as edificações de pequeno porte e é composto por 14 módulos;
- b) pacote *Essencial*: que é recomendado para os projetos de médio porte e oferece 29 módulos;
- c) pacote *Top*: que é indicado para os projetos de grande porte contemplando 37 módulos (ALTOQI, 2021).

O Eberick também disponibiliza o ambiente de *Computer-Aided Manufacturing* (CAD) próprio para a modelagem de pilares, vigas, lajes, escadas, fundações, reservatórios, muros e elementos de outros materiais. Assim, o modelo gerado poderá ser visualizado e compatibilizado no pântico 3D por meio de ferramentas de modelagem com inteligência *Building Information Model* (BIM), elevando a qualidade dos projetos (ALTOQI, 2021).

O programa também propicia a aplicação da metodologia BIM para os projetos com importação e exportação de arquivos .IFC (*Industry Foundation Classes*), compatibilização de disciplinas, identificação automática de colisões, notas de colaboração entre projetistas (*BIM Collaboration Format – BCF*) e demais agentes construtivos (ALTOQI, 2021).

Acrescenta-se que o *software* estrutural Eberick cria os detalhamentos e demais plantas do projeto com nitidez e alta qualidade, permitindo também, a geração de um documento único contemplando o memorial de cálculo do projeto, composto pelos relatórios relacionados as análises, obtenção dos esforços e dimensionamentos dos elementos. E ainda propicia a geração de um resumo de materiais da edificação com o quantitativo de materiais e custos (ALTOQI, 2021).

### 3 METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a metodologia descrevendo a classificação da pesquisa; é indicado o projeto arquitetônico; e são detalhados os parâmetros da edificação; e, por fim, o dimensionamento dos modelos estruturais com a relação dos materiais utilizados, indicação das cargas atuantes e os modelos de estudo.

#### 3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa é classificada como um estudo de caso, a partir de um projeto arquitetônico existente, sendo que foi executado em um canteiro de obra. O propósito do estudo foi realizar o dimensionamento estrutural do projeto em dois sistemas distintos: laje nervurada e laje treliçada. A pesquisa está amparada nos materiais da literatura de engenharia civil publicados por diversos autores.

#### 3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico foi elaborado pela empresa Equevo Arquitetura, e está baseado em um edifício de uso comercial, apresentado nas Figuras 5 e 6. A edificação está localizada na cidade de Canela, no Estado do Rio Grande do Sul (RS). A obra pertence a uma construção que irá ser utilizada como local de lazer e entretenimento.

Figura 5 – Vista externa frontal da edificação em estudo



Fonte: Equevo Arquitetura (2021).

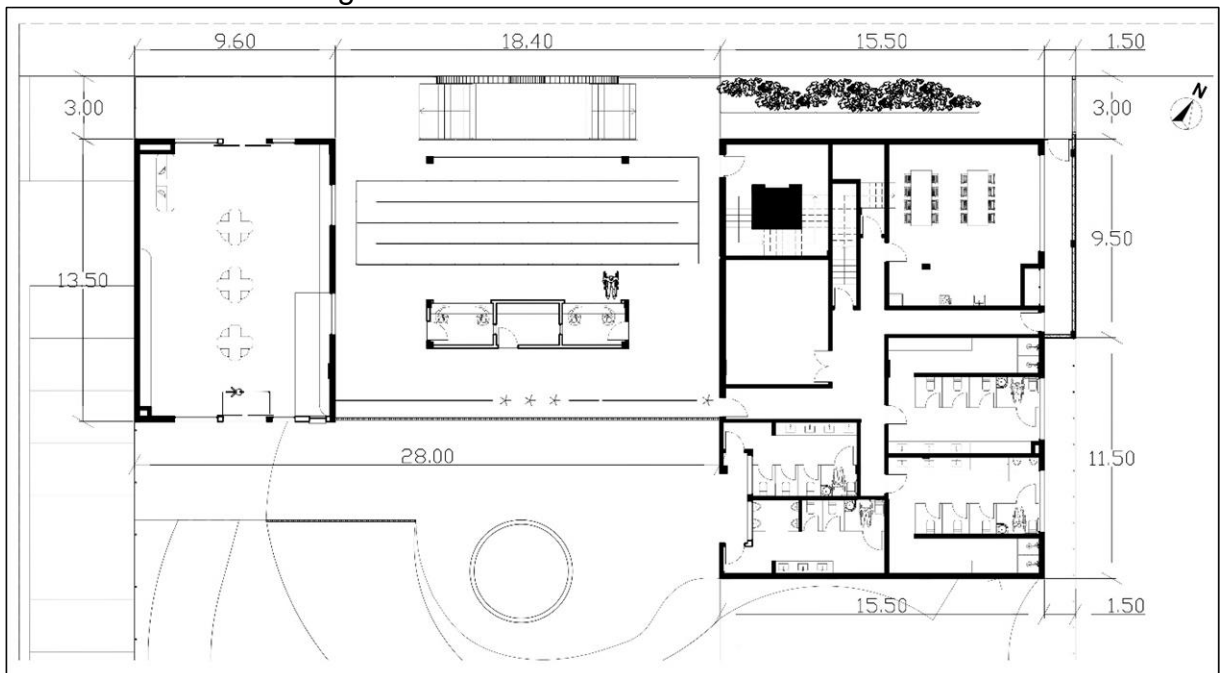
Figura 6 – Vista externa aos fundos da edificação em estudo



Fonte: Equevo Arquitetura (2021).

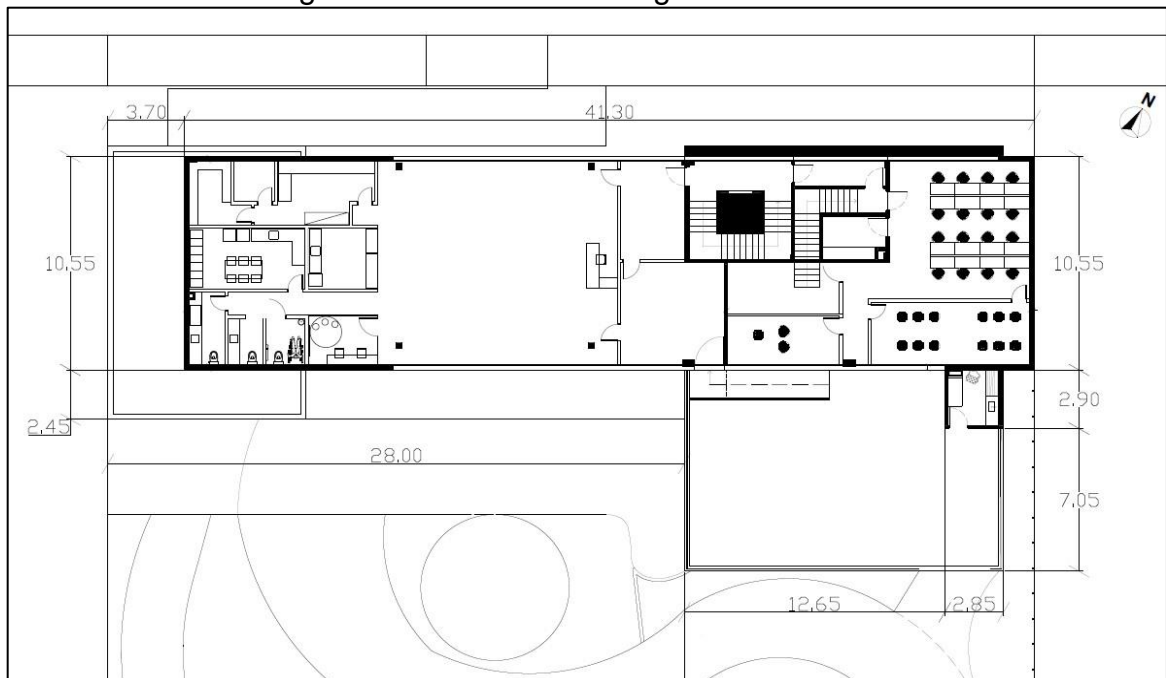
A estrutura é composta por dois pavimentos, conforme mostram as Figuras 7 e 8 e estão detalhados nos Anexos A e B. No pavimento térreo encontram-se: a área de bilheteria; os vestiários, a copa; os banheiros para os funcionários; e os banheiros para o público em geral, como ilustrado na Figura 7.

Figura 7 – Planta Baixa Pavimento Térreo



Fonte: Equevo Arquitetura (2021).

Figura 8 – Planta Baixa Segundo Pavimento



Fonte: Equevo Arquitetura (2021).

Como identificado na Figura 8, o segundo pavimento conta com a área administrativa; salas divididas para reuniões; salas de uso geral; copa e banheiros para funcionários. O prédio possui dois tipos de acesso entre os pavimentos, por elevador ou por meio de escada. Os funcionários possuem uma entrada lateral para o acesso do seu local de trabalho.

O empreendimento possui uma área total construída de 1.147 m<sup>2</sup>, sendo 703 m<sup>2</sup> no primeiro pavimento e 444 m<sup>2</sup> no segundo pavimento. O primeiro pavimento possui um pé direito de 3,40 metros, enquanto o segundo pavimento possui 3,30 metros.

O edifício está projetado para ser construído em concreto armado com paredes em tijolo cerâmico revestido com reboco. As esquadrias serão em alumínio e com vidro temperado. O piso interno será revestido em porcelanato, enquanto o piso externo em concreto polido. A cobertura será executada com platibanda e laje impermeabilizada.

Os reservatórios para o armazenamento de água estão localizados em outro edifício apresentando duas caixas de água de 10.000 litros cada, que alimentarão esse prédio e o prédio em estudo. O prédio possui um vão livre na bilheteria de 18 metros, onde foi realizado o estudo comparativo entre a utilização de duas lajes distintas.

### 3.3 PARÂMETROS DA EDIFICAÇÃO

Os parâmetros que foram considerados na edificação analisada para o cálculo do dimensionamento estão listados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros da edificação

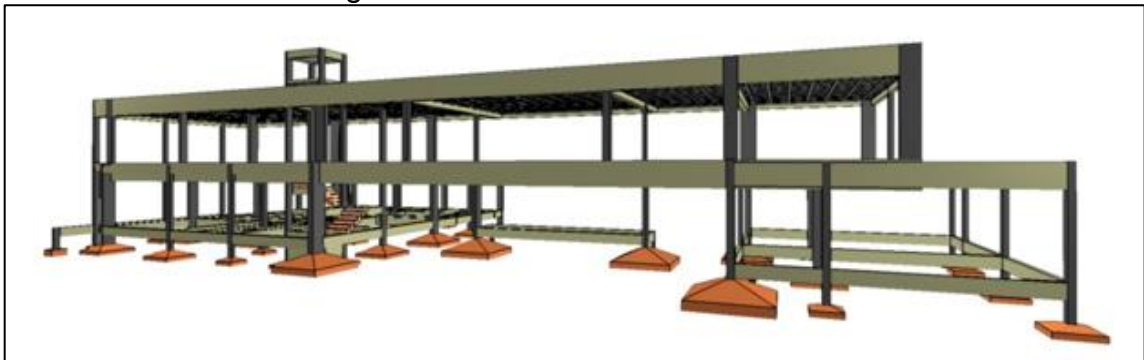
Parâmetros de Cálculo	
Itens	Descrição
Aço Utilizado	CA-50 e CA-60
Agressividade Ambiental	Moderada (Classe 2)
Cobrimento da Armadura	25mm
Dimensão do Agregado Graúdo	10mm a 20mm (Brita nº 1 e 2)
Fator S1	1.0
Fator S2	1.1
Fator S3	1.0
Relação a/c (argamassa)	0,65
Resistência Característica a Compressão	30 MPa
Risco de Deterioração da Estrutura	Baixo
Velocidade do Vento	45 m/s

Fonte: o Autor (2021).

### 3.4 CONCEPÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS: CASO 1 E CASO 2

Os modelos estruturais partiram do mesmo projeto arquitetônico, já ilustrado nas Figuras 5 e 6, na seção 3.2. O pavimento térreo apresenta o pé direito de 3,4 metros, enquanto o segundo pavimento 3,3 metros, como identificados na Figura 9 para o Caso 1 e na Figura 10 para o Caso 2; e detalhados nos próximos itens.

Figura 9 – Modelo estrutural Caso 1



Fonte: o Autor (2021).



Figura 10 – Modelo estrutural Caso 2

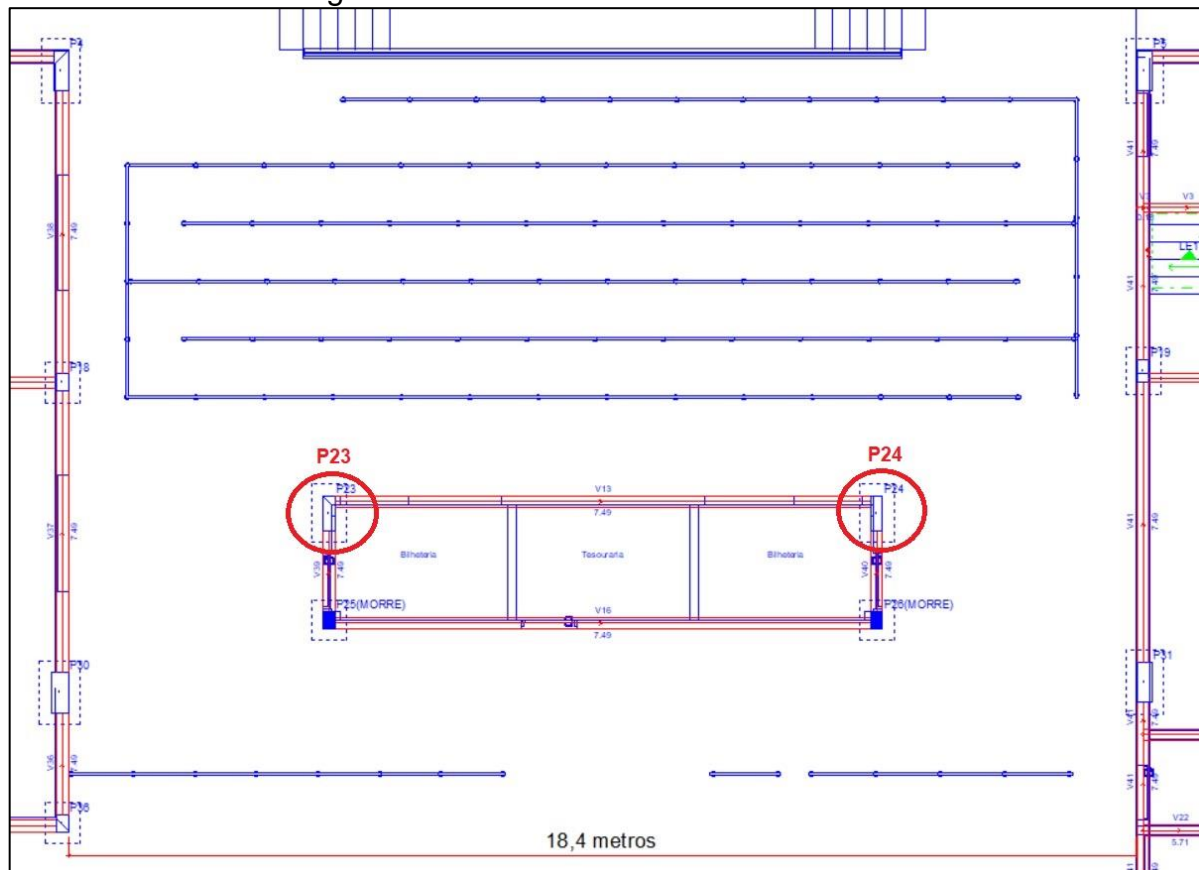


Fonte: o Autor (2021).

### 3.4.1 Caso 1

Na planta baixa do pavimento térreo, conforme representado na Figura 11, tem-se o vão de interesse de 18,4 metros na direção horizontal, ou seja, no maior comprimento, onde dois pilares, P23 e P24 apresentam a sua origem na fundação e acabam na laje do pavimento cobertura.

Figura 11 – Planta baixa Pavimento Térreo



Fonte: o Autor (2021).

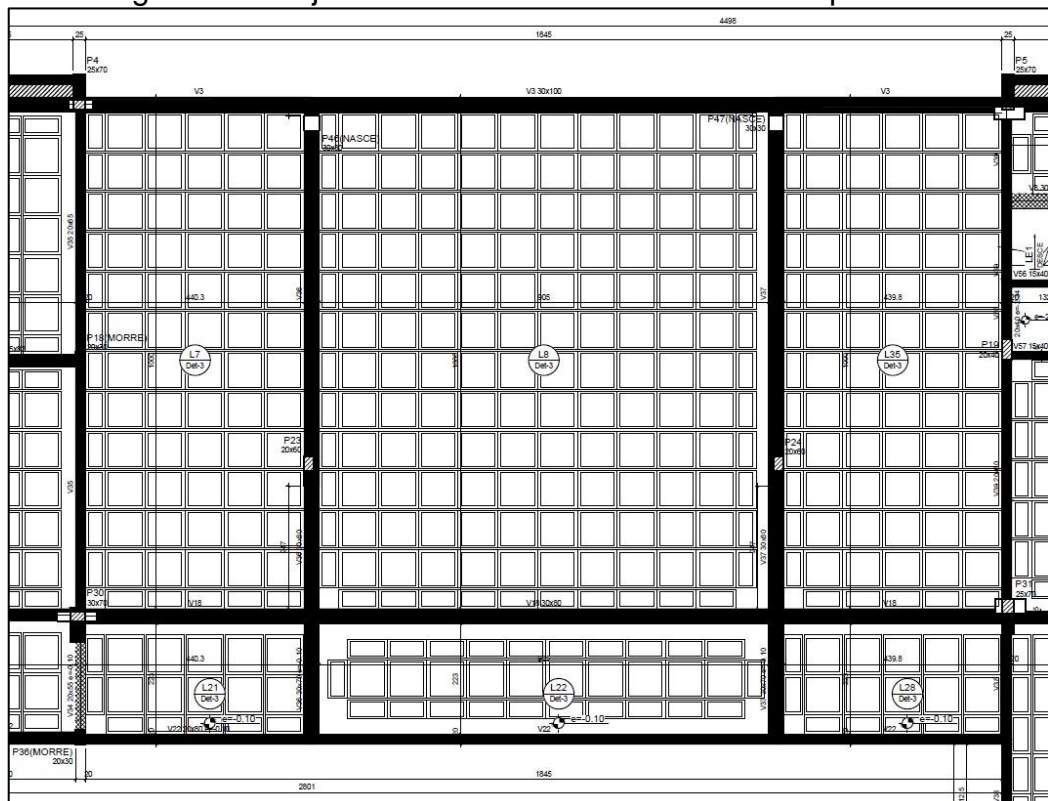
O estudo do vão ilustrado na Figura 11 se originou no pavimento térreo onde fica a área de acesso à bilheteria. A necessidade desse estudo veio a partir do projeto arquitetônico, ou seja, tendo como consideração um ambiente mais limpo e moderno.

Desse modo, foi considerada parcialmente a laje nervurada em toda a edificação, somente em alguns trechos com dimensões muito inferiores e que não havia a possibilidade de executar a laje nervurada optando-se pela execução da laje maciça de concreto com espessura de 10cm.

Para o vão de 18,4 metros foi considerada a espessura de 45 centímetros de laje, sendo utilizado as cubetas plásticas com dimensões de 40x40 centímetros; espessura de 40 centímetros; e com a capa de concreto de espessura de 5 centímetros. O motivo da escolha se deu pelo dimensionamento para atender o grande vão.

Para o restante da edificação foi considerada a espessura da laje em 35 centímetros, com cubetas plásticas nas dimensões de 80x80 cm e, também, com espessura de 30 cm e capa de concreto com espessura de 5 centímetros. Na Figura 12 estão representadas as formas plásticas para a execução da laje nervurada, sugerida para este estudo.

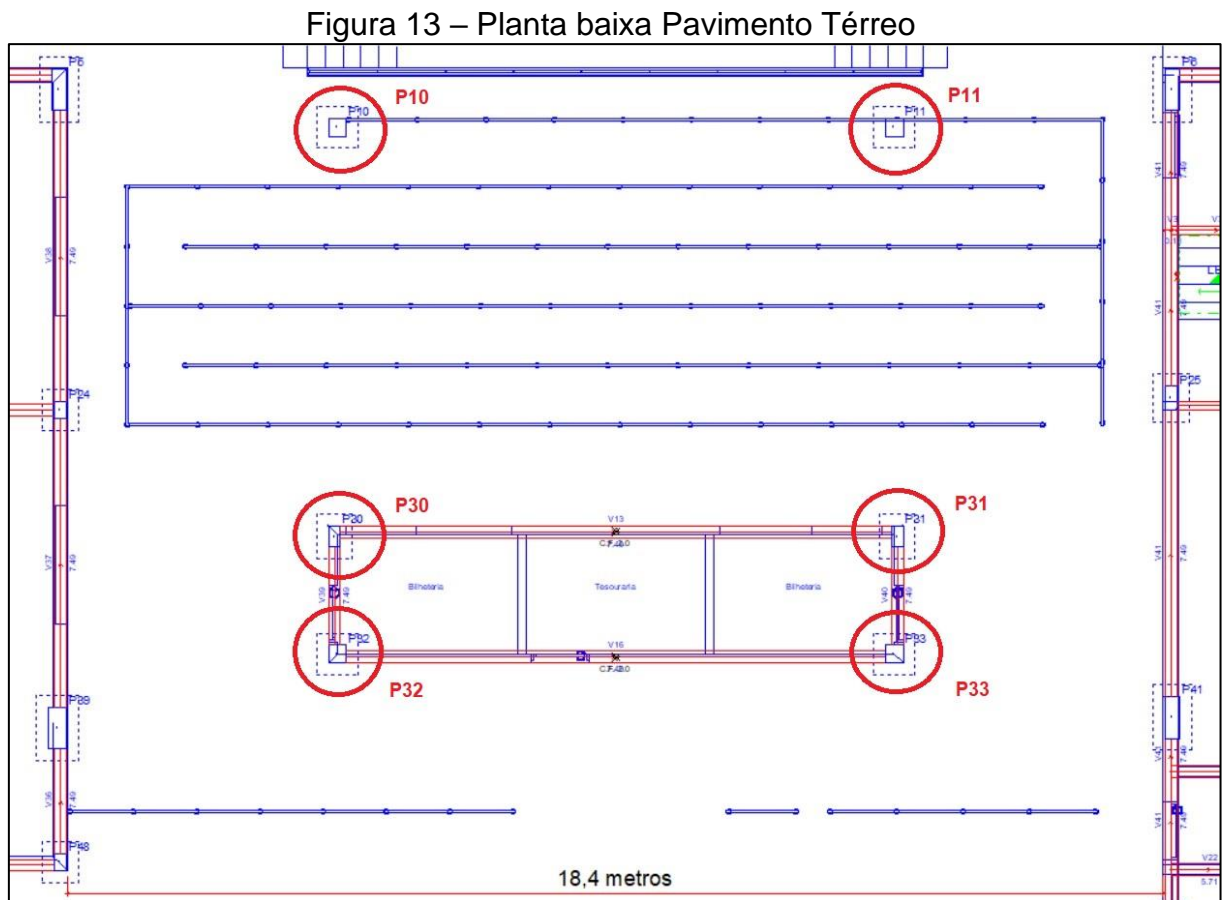
Figura 12 – Laje nervurada executada em cubetas plásticas



Fonte: o Autor (2021).

### 3.4.2 Caso 2

Para o Caso 2 tem-se a utilização de seis pilares que se originam no pavimento fundação para a sustentação da laje na edificação. Desse modo, quatro desses pilares – P10, P11, P32 e P33 – acabam na laje do pavimento cobertura, enquanto os outros dois pilares – P30 e P31 – acabam na laje do segundo pavimento, conforme indicado na planta baixa do pavimento térreo ilustrada na Figura 13.



Fonte: o Autor (2021).

Como identificado na Figura 13, houve a necessidade da realização desse estudo na área de acesso à bilheteria, no intuito de analisar os custos para verificar a viabilidade econômica e, também, a viabilidade técnica entre a laje treliçada e a laje nervurada. Para esse estudo foi considerada a laje treliçada em toda a edificação.

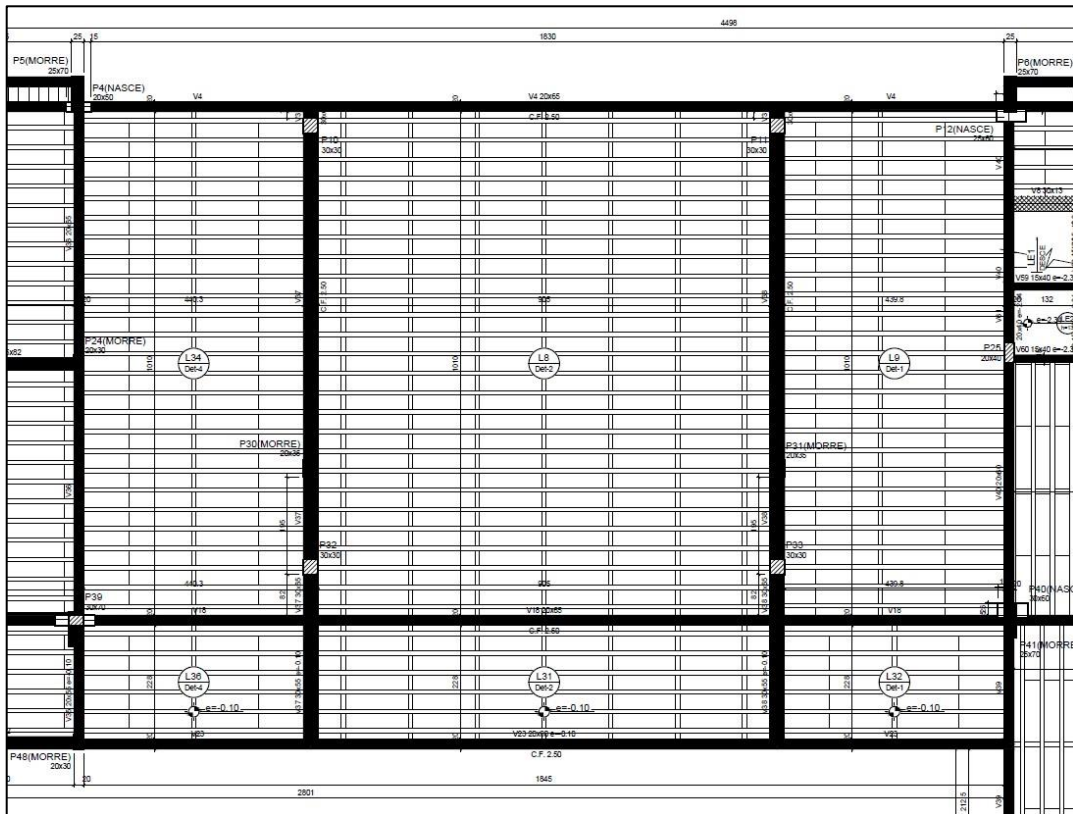
Neste sentido, para o vão de 18,4 metros foi considerada a laje treliçada com 25 centímetros de espessura, sendo 20 centímetros de vigota treliçada de 9x9x20 de

dimensões e com preenchimento em EPS (*Expanded Polystyrene*) com dimensões de 30x125 centímetros e espessura de 20 centímetros.

Para o restante da edificação foi considerada a laje com a espessura de 15 centímetros, sendo utilizada a vigota treliçada de 9x9x10 centímetros, com preenchimento nas dimensões de 30x125 centímetros e com espessura de 10 centímetros.

Na Figura 14 é demonstrada a laje com o preenchimento dos espaços entre nervuras com concretagem, sendo que são preenchidos os vazios entre cubos de poliestireno expandido (EPS) e vigotas treliçadas dispostas em uma direção, sugerida para este estudo.

Figura 14 – Laje treliçada com preenchimento em EPS



Fonte: o Autor (2021).

### 3.5 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS ESTRUTURAIS

A partir do modelo arquitetônico já detalhado, foram lançados dois modelos diferentes de concepção de estruturas de lajes em concreto armado. Em primeiro momento foi dimensionada a laje nervurada e em segundo momento a laje treliçada. As referidas lajes foram dimensionadas com variação de pilares. Na laje nervurada

não foram considerados os pilares na bilheteria, enquanto na laje treliçada foram considerados tais pilares.

Os modelos estruturais foram dimensionados a partir do *software* estrutural Eberick na versão atualizada em 2021, pertencente à empresa, AltoQi Tecnologia, que analisa a estrutura em concreto armado, com base na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e conforme a fundamentação teórica apresentada no capítulo 2 deste estudo.

A partir dos modelos dimensionados foram analisadas as viabilidades técnica e econômica entre as duas estruturas, utilizando-se como base a planilha orçamentária divulgada pelo SINAPI do Estado do Rio Grande do Sul (RS), onde são disponibilizados as composições e os insumos dos materiais respectivamente.

### 3.5.1 Materiais utilizados

A edificação está projetada para ser executada em concreto armado, com o fechamento em alvenaria, utilizando-se o bloco cerâmico de seis furos com dimensões 11,5 x 19 x 29 centímetros, fabricados pela empresa, Cerâmica Kaspary, que está localizada na cidade de Bom Princípio, no Estado do Rio Grande do Sul.

A empresa que fornecerá os blocos está localizada no mesmo Estado onde será realizada a obra e possui certificado do Programa Setorial de Qualidade (PSQ) que atesta se a empresa possui produtos de acordo com as normas brasileiras da ABNT (CERÂMICA KASPARY, 2021).

As paredes externas serão duplas, revestidas por chapisco, emboço e reboco, enquanto as paredes internas serão simples e com o mesmo revestimento. O acabamento interno será composto por massa corrida e pintura semibrilho e; o acabamento externo apresentará textura e pintura acetinada.

No contrapiso será empregada a brita leve para que ocorra menor carregamento nas lajes. A composição das duas lajes será distinta, como segue:

- a) a laje nervurada será composta por concreto armado, sendo moldadas por cubetas plásticas, para que haja maior resistência e vença os grandes vãos;
- b) a laje treliçada será composta por vigotas em concreto armado e tavela em EPS (*Expanded Polystyrene*).

Na Tabela 6 estão listados os materiais a serem utilizados para a edificação deste projeto indicando o peso específico aparente em  $\text{kN/m}^3$ .

Tabela 6 – Materiais utilizados

<b>Materiais</b>	<b>Peso específico aparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Tijolos furados	13
Argamassa de cal, cimento e areia	19
Concreto simples	24
Concreto armado	25
Blocos cerâmicos	18

Fonte: Elaborada pelo autor com base em NBR 6120:2019 (ABNT, 2019).

### 3.5.2 Ações atuantes

No empreendimento além das ações permanentes, ou seja, a ação da estrutura em si, haverá as ações não permanentes que são as ações acidentais, provenientes de esforços horizontais e verticais, e estarão separadas conforme a área de uso, com base no critério da NBR 6120:2019 (ABNT, 2019). Na Tabela 7 estão indicadas as ações atuantes do projeto aqui desenvolvido.

Tabela 7 – Ações atuantes do projeto

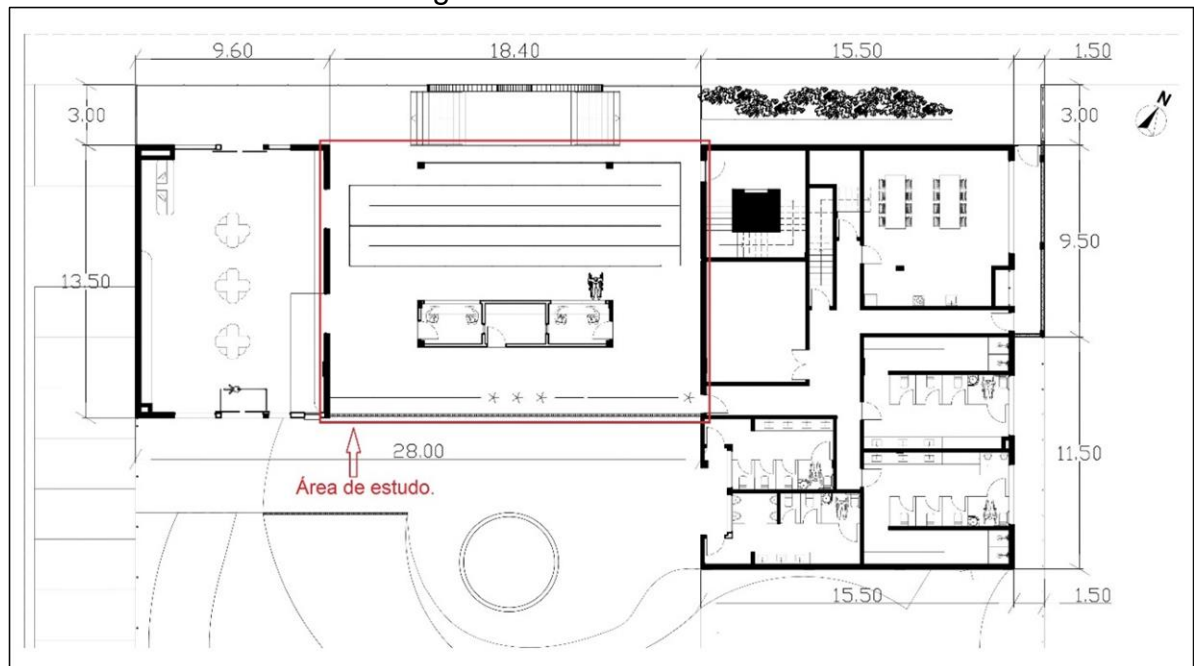
<b>Local</b>	<b>Carga uniformemente distribuída (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Corredores com acesso ao público	3
Corredores sem acesso ao público	2
Salas administrativas	2
Escadas com acesso ao público	3
Escadas sem acesso ao público	2,5
Sanitários	2
Terraço com acesso ao público	3

Fonte: Elaborada pelo autor com base em NBR 6120:2019 (ABNT, 2019).

### 3.5.3 Área e modelos estruturais de estudo

O projeto foi calculado de duas formas diferentes na área da bilheteria, conforme assinalado em vermelho na Figura 15.

Figura 15 – Área de estudo



Fonte: adaptada pelo autor com base em Equevo Arquitetura (2021).

Como indicado na Figura 15, o primeiro caso compõe-se por dois pilares com vão de estudo de 18,4 metros; e no segundo caso é composto por seis pilares. No formato do projeto com dois pilares (Caso 1), ou seja, a sustentação se concentra nas áreas laterais da bilheteria, possibilitando um ambiente mais moderno e limpo. Já, no formato de projeto com seis pilares (Caso 2), quatro deles nas áreas laterais da bilheteria; e os outros dois na fachada frontal da edificação, sendo que quatro dos seis pilares no início da fundação e no término da laje do primeiro pavimento.

Os projetos foram desenvolvidos em dois modelos estruturais: laje nervurada denominado de Caso 1; e laje treliçada (Caso 2), para que se pudesse realizar a análise comparativa das viabilidades técnica e econômica para cumprir com o objetivo desse estudo. Além disso, são apresentados os cálculos estruturais, juntamente com as tabelas, os gráficos e as imagens para um melhor entendimento do estudo entre os dois modelos estruturais avaliados, como indicado na Tabela 8.

Tabela 8 – Modelos estruturais de estudo

Caso	Vão Livre	Modelo de Laje
1	Vão com 2 pilares	Nervurada
2	Vão com 6 pilares	Treliçada

Fonte: o Autor (2021).

## 4 RESULTADOS

Este estudo tem por finalidade realizar um comparativo das viabilidades técnica e econômica entre os tipos de laje nervurada e laje treliçadas em uma edificação de dois pavimentos de uso comercial de concreto armado, considerando-se a distribuição das cargas verticais, o consumo de materiais e os deslocamentos da estrutura em cada caso analisado.

O Caso 1 se configura com um vão de estudo de 18,4 metros e com o uso de dois pilares para a sustentação; e no caso 2 com o mesmo vão de estudo de 18,4 metros com a utilização de seis pilares de sustentação. Para o Caso 1 foi utilizada a laje nervurada, enquanto no Caso 2 empregou-se a laje treliçada. No restante foi utilizado o mesmo sistema construtivo para os dois casos.

Os resultados apresentados neste capítulo foram gerados por meio do *software* Eberick 2021, desenvolvido pela empresa AltoQi Tecnologia, que apresenta as funções de gerar os relatórios quantitativos dos materiais empregados em seus dimensionamentos para efetuar o comparativo conforme determinado pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

### 4.1 CARGAS VERTICAIS NA EDIFICAÇÃO

Nesta seção são demonstrados os resultados obtidos no Caso 1 e no Caso 2 no que diz respeito às distribuições das cargas verticais na edificação, no intuito de avaliar a viabilidade técnica entre os dois modelos estruturais.

#### 4.1.1 Cargas verticais no Caso 1

Na Tabela 9 e na Figura 16 são representados os resultados das distribuições das cargas verticais, considerando-se os resultados para o Caso 1.

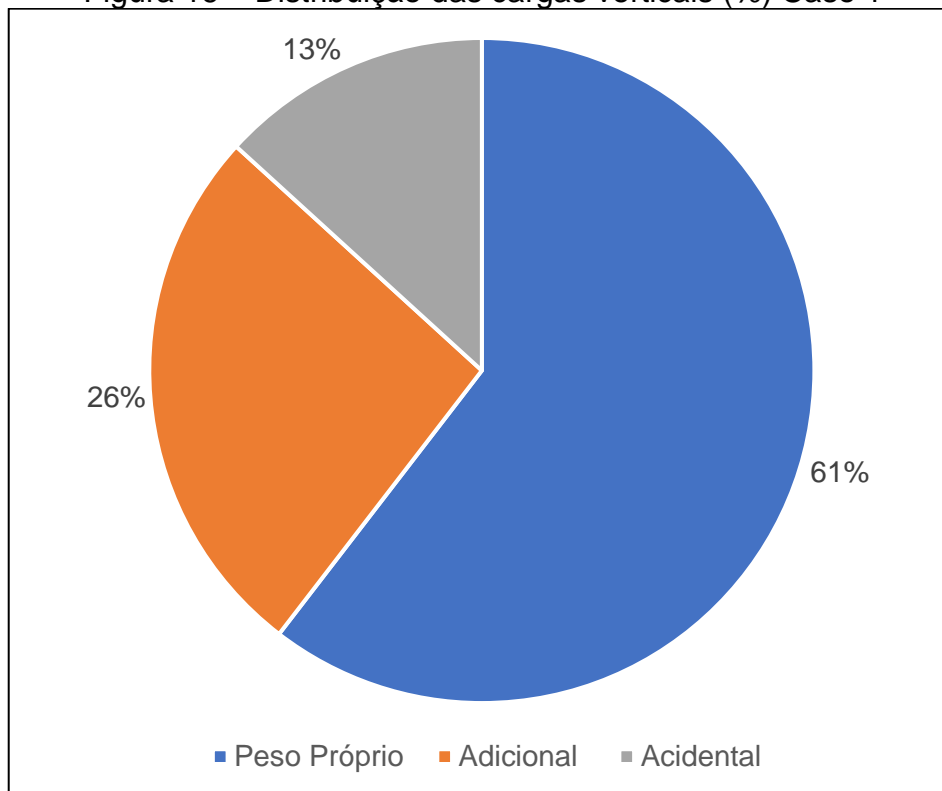
Tabela 9 – Distribuição das cargas verticais (kN) Caso 1

Tipos de Peso	Resultados (kN)
Peso Próprio	8.345,55
Peso Adicional	3.635,55
Peso Acidental	1.826,84
<b>Total</b>	<b>13.807,94</b>

Fonte: o Autor (2021).



Figura 16 – Distribuição das cargas verticais (%) Caso 1



Fonte: o Autor (2021).

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 9, a distribuição das cargas verticais na edificação para o Caso 1 totalizou 13.807,94 kN, sendo que o peso próprio representa 61% desta carga, enquanto o peso adicional em 26% e o peso acidental em 13%, como ilustrado na Figura 16.

No Quadro 12 estão indicados os significados dos pesos (próprio, adicional e acidental) considerados na distribuição das cargas verticais para este estudo.

Quadro 12 – Pesos na distribuição das cargas verticais

<b>Tipos de Peso</b>	<b>Significados</b>
Peso Próprio	Carregamento considerando-se o peso dos elementos estruturais fixos e das instalações permanentes (peso de toda estrutura em si, vigas, pilares, lajes); e as instalações permanentes (hidrossanitário, elétrico e gás).
Peso Adicional	Carregamento considerando desde as cargas de revestimento (reboco das paredes, pisos, porcelanato e outros); as cargas de parede (parede de alvenaria); e as cargas extras.
Peso Acidental	Carga utilizada por m <sup>2</sup> , dependendo do uso da edificação. Exemplos: academia, salas comerciais, residência e outros. E são as ações atuante no projeto, ou seja, são os pesos dos móveis, dos equipamentos, das pessoas que transitam no local, e outros.

Fonte: o Autor (2021).

#### 4.1.2 Cargas verticais no Caso 2

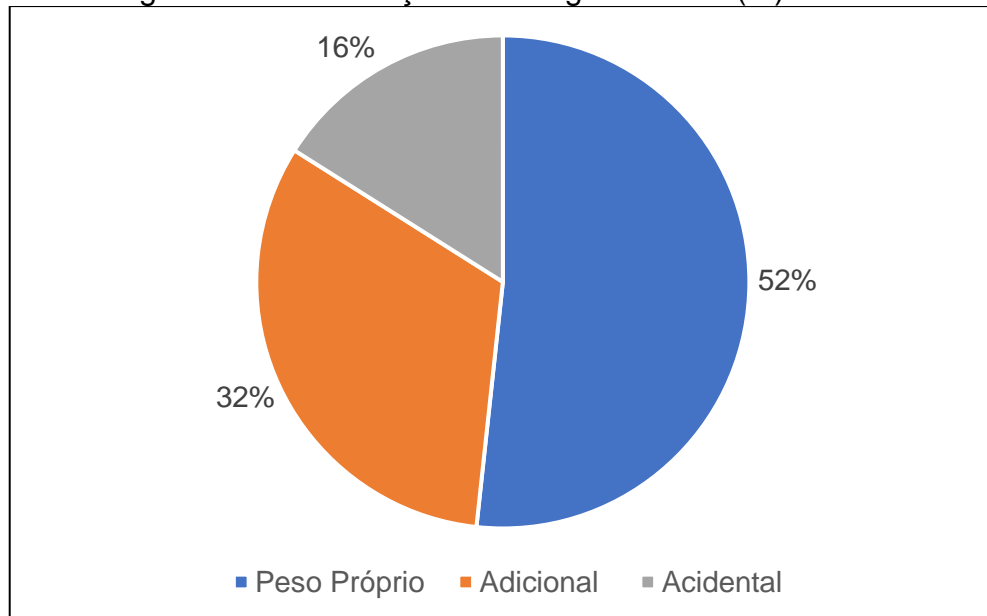
Na Tabela 10 e Figura 17 é demonstrada a distribuição das cargas verticais considerando-se os resultados para o Caso 2.

Tabela 10 – Distribuição das cargas verticais (kN) Caso 2

Tipos de Peso	Resultados (kN)
Peso Próprio	5.892,78
Peso Adicional	3.675,42
Peso Acidental	1.827,45
<b>Total</b>	<b>11.395,65</b>

Fonte: o Autor (2021).

Figura 17 – Distribuição das carga verticais (%) Caso 2



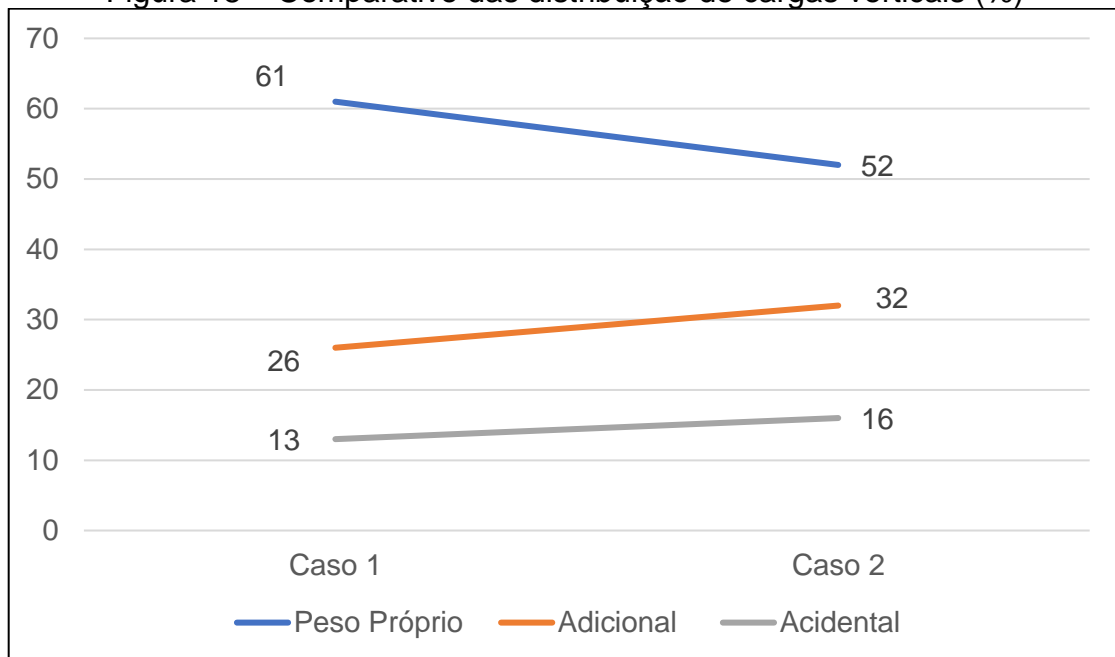
Fonte: o Autor (2021).

Conforme resultados demonstrados na Tabela 10, a distribuição das cargas verticais na edificação para o Caso 2 totalizou 11.395,65 94 kN e deste total 52% representam o peso próprio; 32% o peso adicional; e 16% o peso acidental, como ilustrado na Figura 17.

#### 4.1.3 Comparativo das cargas verticais (kN)

Na Figura 18 é realizado um comparativo dos resultados referentes à distribuição das cargas verticais (kN) do Caso 1 em relação ao Caso 2.

Figura 18 – Comparativo das distribuição de cargas verticais (%)



Fonte: o Autor (2021).

Nota-se na Figura 18 que a distribuição de cargas referente ao peso próprio do modelo estrutural para o Caso 1 é mais representativa em relação ao Caso 2, com uma participação de 61% contra 52%. Conforme resultados auferidos, significa dizer que, no Caso 1, que resultou em 61%, será utilizado mais concreto tornando-a mais pesada, no entanto, com os dois pilares se configura com uma visualização mais leve esteticamente para a edificação.

Já, no Caso 2, com um percentual de 52%, pode-se afirmar que o modelo estrutural com os seis pilares irá oferecer uma distribuição mais adequada das cargas verticais para a edificação, mas esteticamente se torna uma visualização mais 'poluída' esteticamente. Em contraponto, o peso adicional do modelo estrutural do Caso 2 é maior quando comparado ao Caso 1. Já, o peso acidental se apresenta muito próximo, ou seja, para o Caso 2 em 16% contra 13% do Caso 1.

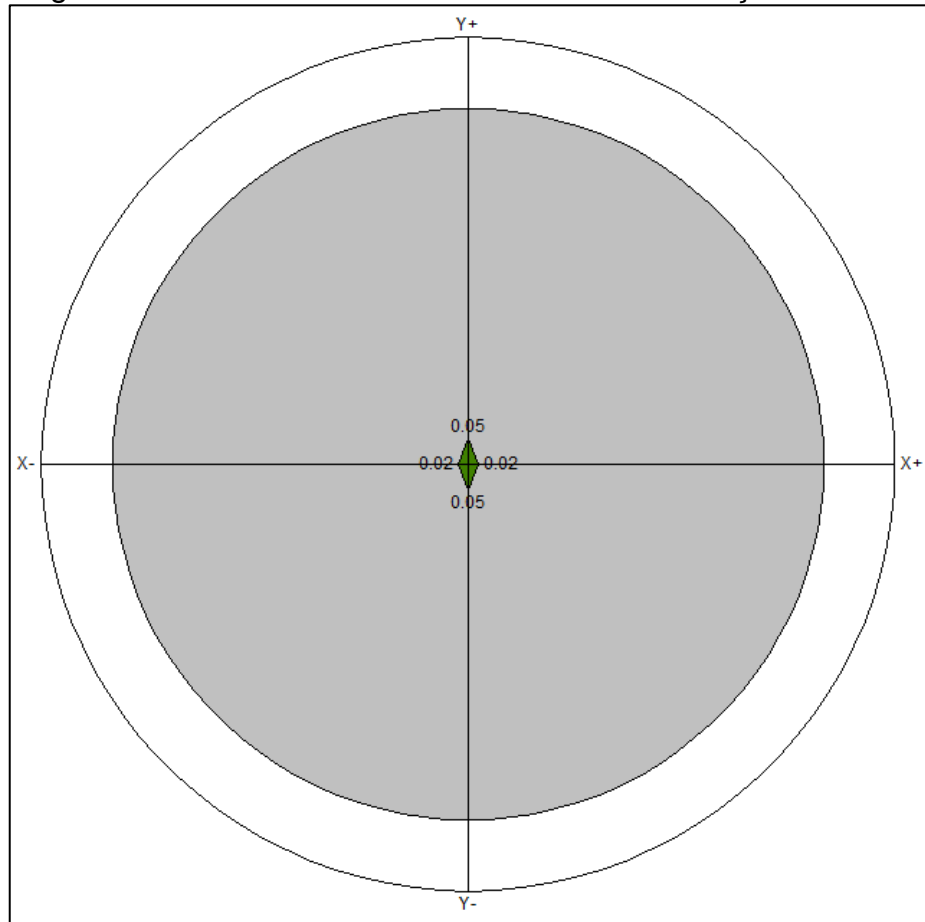
#### 4.2 DESLOCAMENTOS DA AÇÃO DO VENTO E DA ESTRUTURA

A seção apresenta inicialmente os deslocamentos horizontais devido à ação do vento; e em seguida são detalhados os resultados obtidos em relação aos deslocamentos da estrutura para o Caso 1 e, também, relacionado ao Caso 2, para a análise da técnica entre os dois modelos estruturais.

#### 4.2.1 Deslocamentos horizontais devido à ação do vento

Na Figura 19 estão apresentados os resultados obtidos referentes aos deslocamentos horizontais devido à ação do vento, sendo que para o Caso 1 e para o Caso 2 os valores encontrados dos deslocamentos foram semelhantes.

Figura 19 – Deslocamentos horizontais devido à ação do vento



Fonte: o Autor (2021).

Para a determinação dos deslocamentos horizontais devido à ação do vento foram considerados os parâmetros detalhados nas Tabelas 11 e 12. Na Tabela 11 estão demonstrados os parâmetros utilizados para as verificações considerando-se a altura da edificação em centímetros (cm) e o deslocamento limite em centímetros (cm).

Tabela 11 – Parâmetros das verificações: altura e deslocamento

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	1.070.00			
Deslocamento limite (cm)	0.63			

Fonte: o Autor (2021).

Na Tabela 12 estão detalhados os parâmetros para as verificações de deslocamento indicando a descrição dos pavimentos; a altura (cm); os deslocamentos e as respectivas combinações mais frequentes (cm); a diferença (cm) e o limite (cm).

Tabela 12 – Parâmetros das verificações dos deslocamentos por pavimento

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento Combinações Frequentes (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Cobertura Elevador	150.00	0.02	-0.02	0.05	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18
Casa de Máquina	100.00	0.01	-0.01	0.04	-0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12
2º Pavimento.	320.00	0.01	-0.01	0.04	-0.04	0.00	0.00	0.02	-0.02	0.38
Térreo	350.00	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.41
Fundação	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18

Fonte: o Autor (2021).

#### 4.2.2 Deslocamentos da estrutura no Caso 1

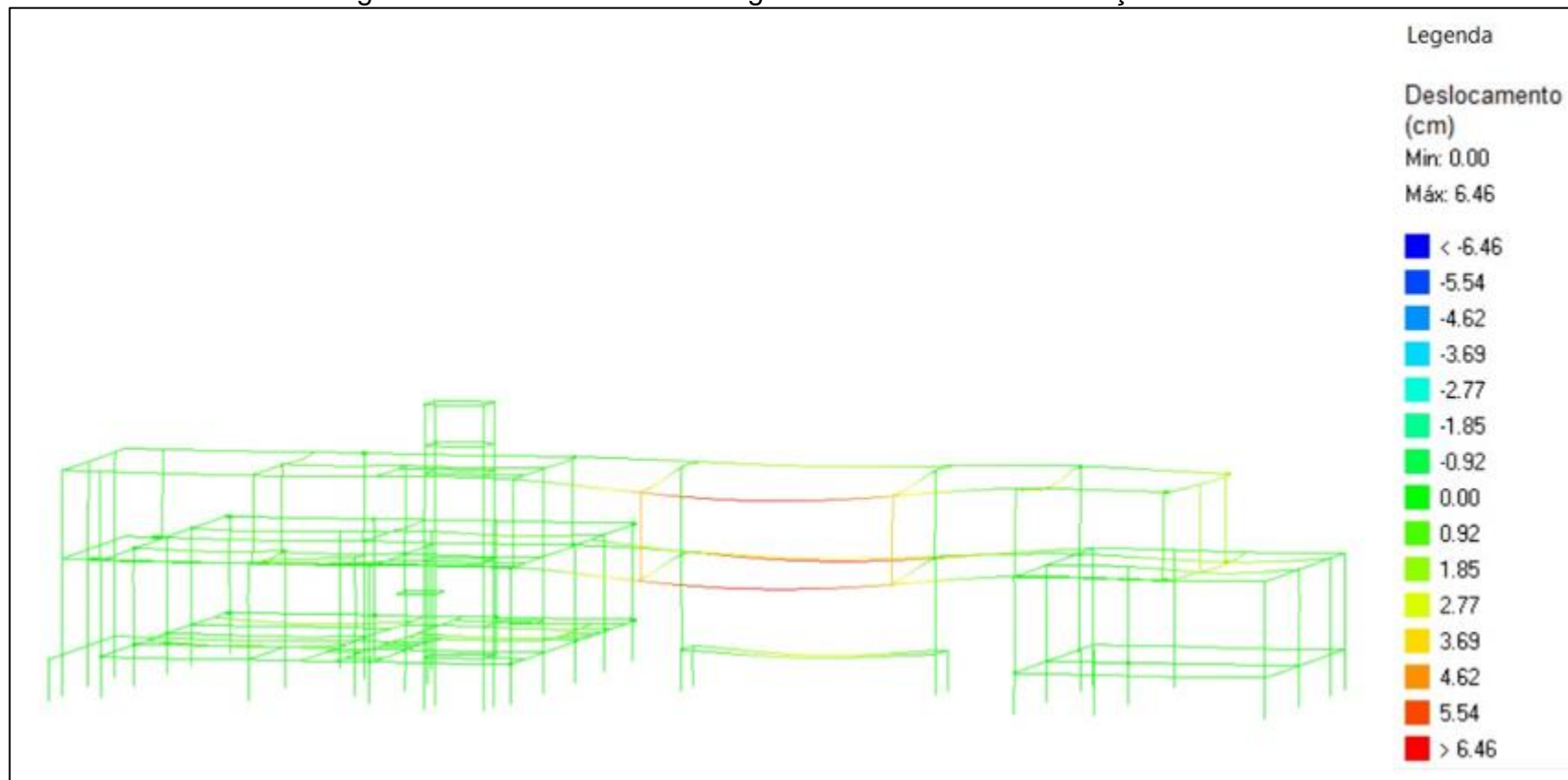
A Figura 20 demonstra os deslocamentos relacionada à vista frontal da edificação analisada neste estudo, considerando-se os resultados para o Caso 1. Nota-se que, o deslocamento máximo (flecha limite) se apresenta em 6.46 cm (assinalado em vermelho na imagem) na viga da vista frontal da edificação, onde o mesmo possui o vão livre de 18,4 metros (1.840 cm). A flecha limite considerado é calculada a partir da Equação 4:

$$\text{Flecha limite} = L \div 250 = 1.840\text{cm} \div 250 = 7,36 \text{ cm} \quad (4)$$

O resultado de 7,36 cm consiste na flecha limite, sendo que a flecha limite no projeto considerando-se o Caso 1 está em 6,46 cm, ou seja, está adequado, não ultrapassando o limite determinado pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

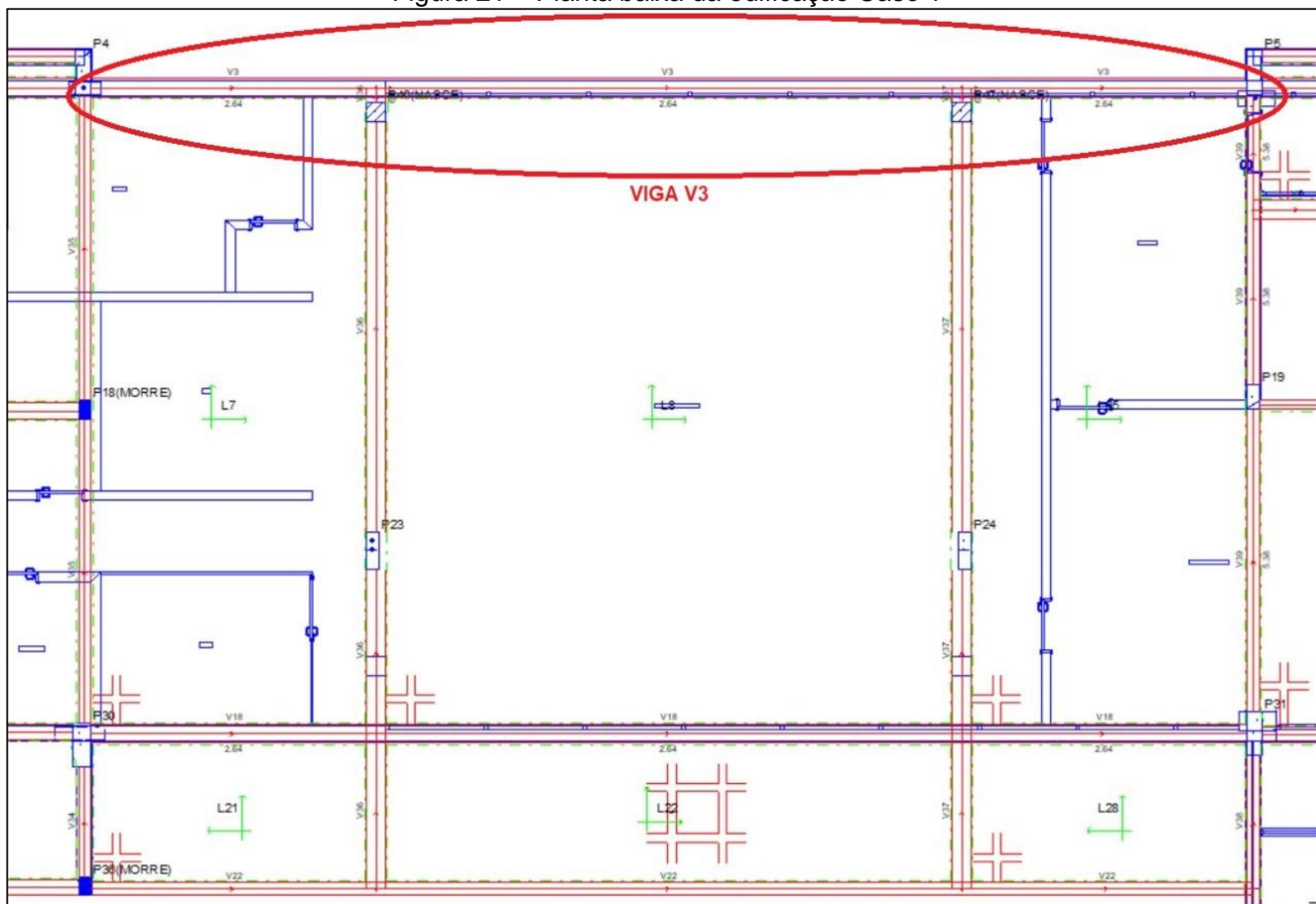
Por sua vez, a Figura 21 representa a planta baixa da edificação assinalando o deslocamento da estrutura referente ao Caso 1, que se apresenta na 'Viga V3' como circulado em vermelho na imagem.

Figura 20 – Deslocamento da viga na vista frontal da edificação Caso 1



Fonte: O autor (2021).

Figura 21 – Planta baixa da edificação Caso 1



Fonte: O autor (2021).

### 4.2.3 Deslocamentos da estrutura no Caso 2

A Figura 22 apresenta o deslocamento na vista aos fundos da edificação avaliada neste estudo, considerando-se os resultados para o Caso 2.

Como verificado na Figura 22, para a laje treliçada, verifica-se que o deslocamento máximo (flecha limite) é de 5,21 cm (que está salientado em vermelho na imagem) na viga da vista dos fundos da edificação, onde o mesmo possui o vão livre no comprimento de 18,4 metros (1.840cm). A flecha limite considerado é obtida mediante o cálculo da Equação 5:

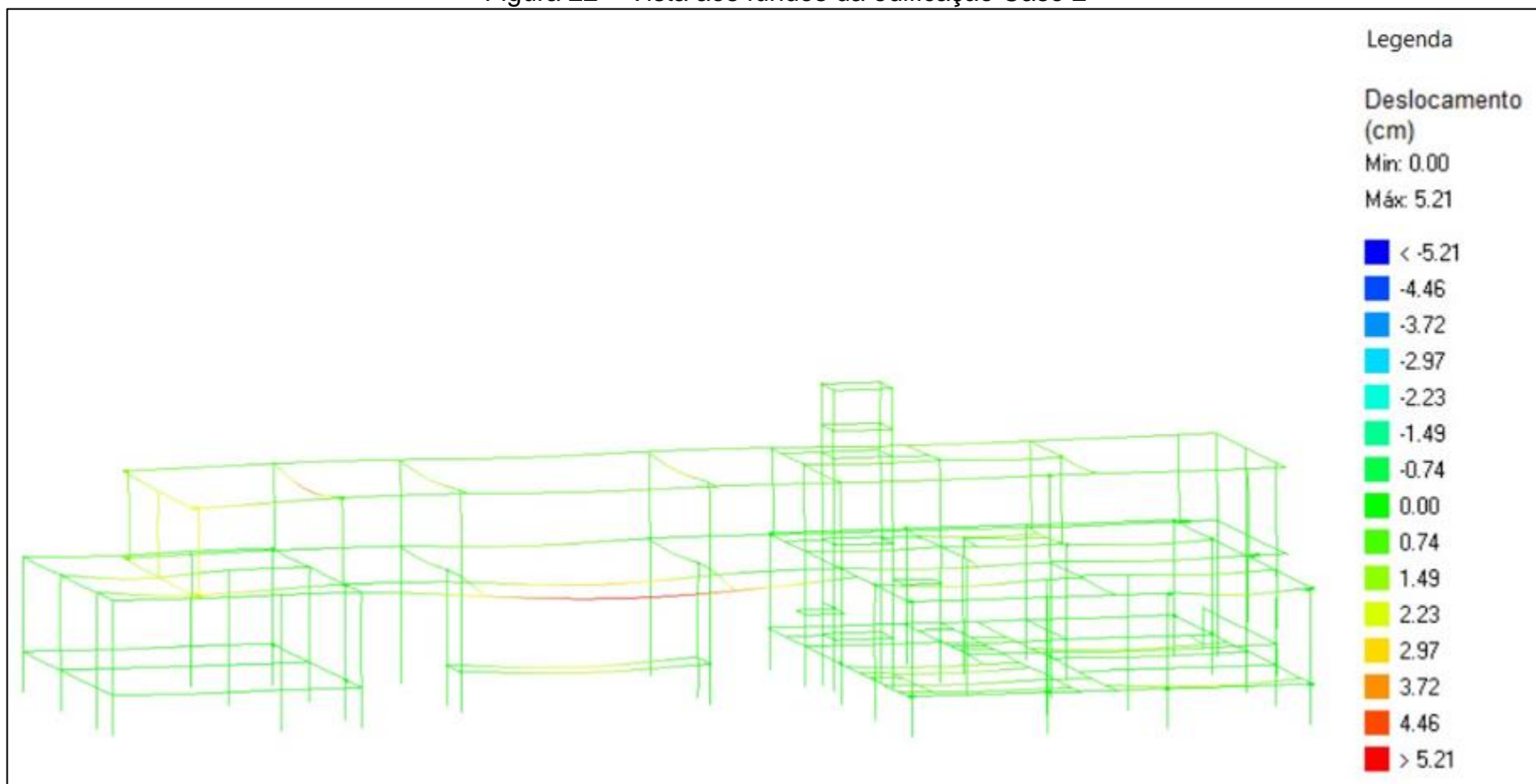
$$\text{Flecha limite} = L \div 250 = 1.840\text{cm} \div 250 = 7,36 \text{ cm} \quad (5)$$

O resultado de 7,36 cm, compreende a flecha limite, sendo que a flecha limite no projeto relacionado ao Caso 2 resultou em 5,21 cm, ou seja, está adequado, não ultrapassando o limite definido pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Na Figura 23 está demonstrada a planta baixa da edificação assinalando o deslocamento da estrutura relacionada ao Caso 2, que está aparente na 'Viga V23' representada por um círculo em vermelho na imagem.

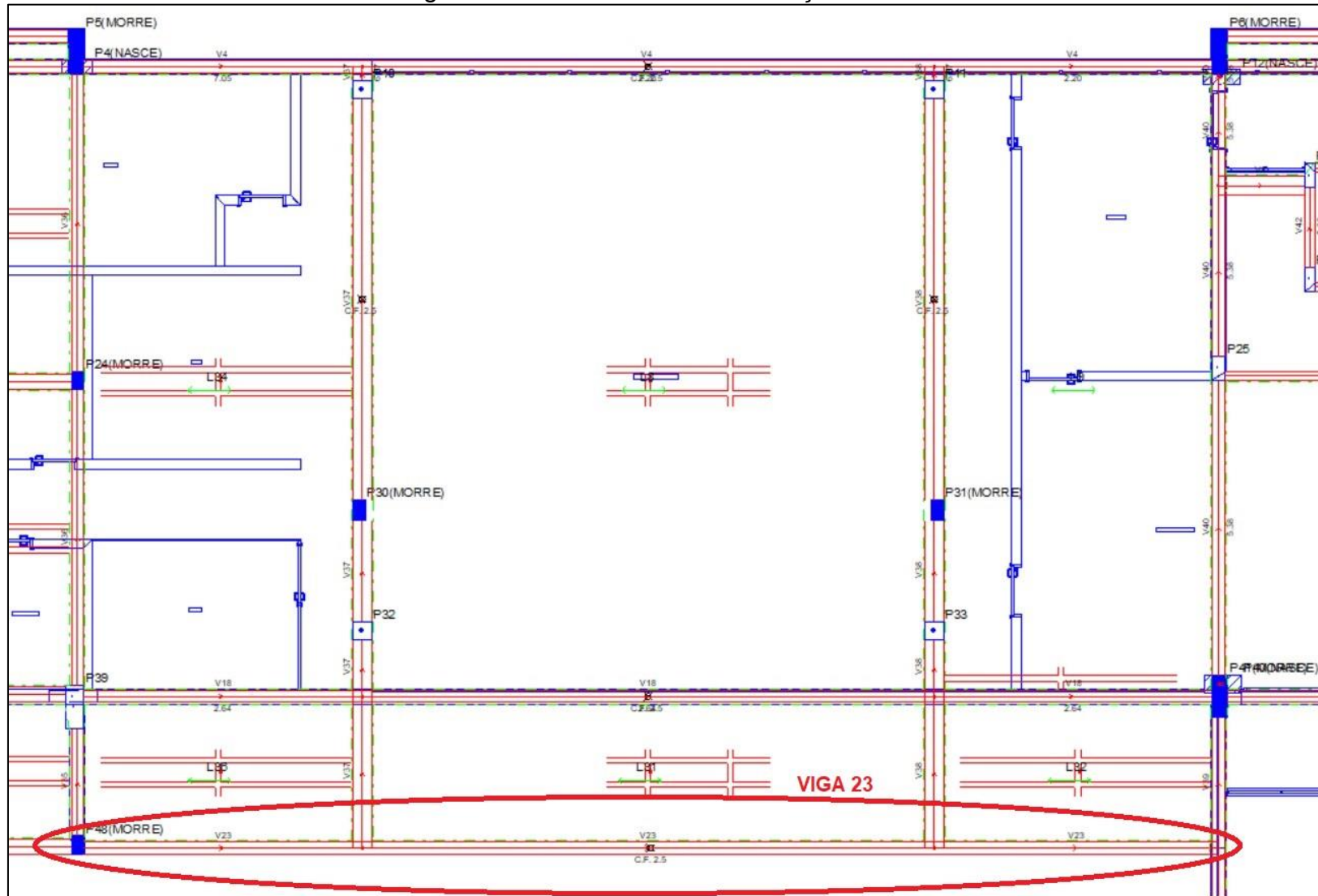


Figura 22 – Vista aos fundos da edificação Caso 2



Fonte: O autor (2021).

Figura 23 – Planta baixa da edificação Caso 2



Fonte: o Autor (2021).

#### 4.2.4 Comparativo de deslocamentos da estrutura

Na Tabela 13 são demonstrados os resultados do comparativo de deslocamentos da estrutura entre o Caso 1 e o Caso 2.

Tabela 13 – Deslocamentos da estrutura

<b>Modelo Estrutural</b>	<b>Resultados Deslocamentos</b>	<b>Viga (Maior Deslocamento)</b>
Caso 1	6,46	V3
Caso 2	5,21	V23

Fonte: o Autor (2021).

Como identificado na Tabela 13, no modelo estrutural do Caso 1, o deslocamento da estrutura é superior quando comparado ao Caso 2, ou seja, 6,46 na 'viga V3' para o Caso 1; e 5,21 na 'viga V23' para o Caso 2, no entanto, tais resultados estão em conformidade com o que determina a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Tendo em vista os deslocamentos que ocorrem na estrutura, pode-se aplicar a contraflecha conforme indicado na Norma NBR 6118:2014, de forma a diminuir o deslocamento na estrutura e garantir a qualidade da obra e os desempenhos estabelecidos.

### 4.3 QUANTIDADE DE AÇO

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos referentes à quantidade de aço utilizada no projeto proposto para os Casos 1 e 2, para avaliar a viabilidade econômica entre os dois modelos estruturais.

#### 4.3.1 Quantidade de aço no Caso 1

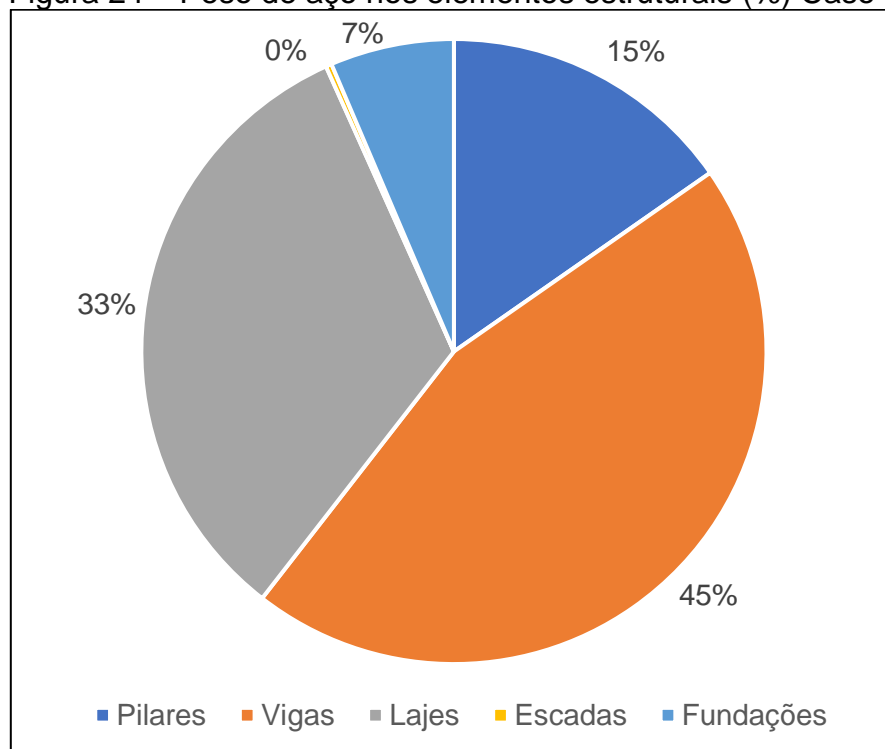
A Tabela 14 e a Figura 24 ilustram os resultados referentes ao peso de aço utilizado nos elementos estruturais para o Caso 1.

Tabela 14 – Quantidade de aço nos elementos estruturais (kg) Caso 1

Elementos Estruturais	Resultados (kg)
Vigas	8.135,0
Lajes	5.897,4
Pilares	2.754,7
Fundações	1.153,3
Escadas	54,7
<b>Total</b>	<b>17.995,1</b>

Fonte: o Autor (2021).

Figura 24 – Peso de aço nos elementos estruturais (%) Caso 1



Fonte: o Autor (2021).

Ao considerar os resultados apresentados na Tabela 14 e na Figura 24 verificou-se que dentre os elementos estruturais aplicados no Caso 1, as vigas foram as responsáveis pelo maior uso de aço, participando com 45%, o que corresponde à 8.135,0 kg; enquanto as lajes representaram 33% de uso do aço equivalente à 5.897,4 kg; os pilares em 15% ou 2.754,7 kg; e as fundações em 7% (1.153,3 kg).

#### 4.3.2 Quantidade de aço no Caso 2

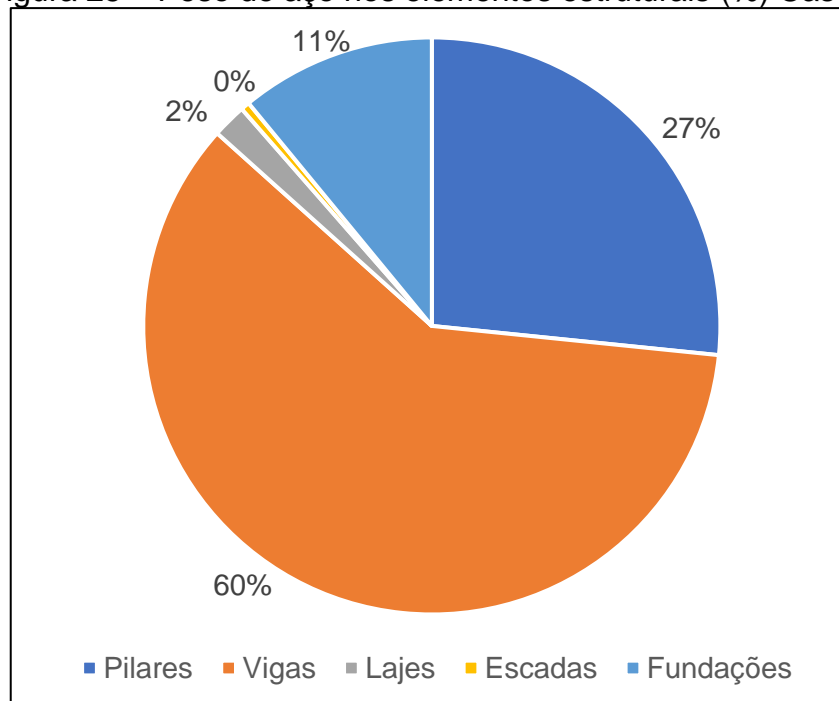
A Tabela 15 e a Figura 25 demonstram os resultados relacionados ao percentual de peso de aço utilizado nos elementos estruturais para o Caso 2.

Tabela 15 – Peso de aço nos elementos estruturais (kg) Caso 2

Elementos Estruturais	Resultados (kg)
Vigas	6.820,5
Pilares	3.024,1
Fundações	1.244,8
Lajes	217,0
Escadas	56,1
<b>Total</b>	<b>11.362,5</b>

Fonte: o Autor (2021).

Figura 25 – Peso de aço nos elementos estruturais (%) Caso 2



Fonte: o Autor (2021).

Conforme os resultados demonstrados na Tabela 15 e na Figura 25 observou-se que no Caso 2, dentre os elementos estruturais aplicados, as vigas foram as responsáveis pela utilização de 60% de aço, o que equivale à 6.820,5 kg, enquanto os pilares representaram 27% do uso de aço equivalente à 3.024,1 kg; as fundações em 11% ou 1.244,8 kg; e as lajes em 2% (217,0 kg).

#### 4.4 VOLUME DE CONCRETO

Nesta seção encontram-se os resultados obtidos referentes ao volume de consumo de concreto utilizado nos elementos estruturais para os Casos 1 e 2, para analisar a viabilidade econômica entre os dois modelos estruturais.

##### 4.4.1 Quantidade de concreto no Caso 1

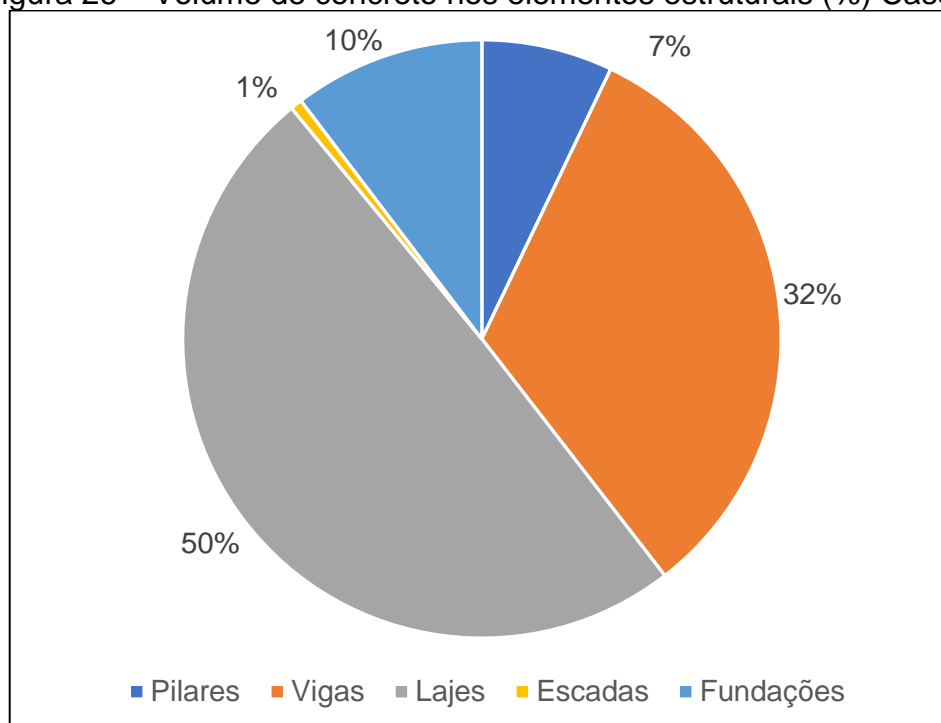
Na Tabela 16 e na Figura 26 estão detalhados os resultados do consumo de concreto utilizado por elementos estruturais referente ao Caso 1.

Tabela 16 – Volume de concreto nos elementos estruturais (m<sup>3</sup>) Caso 1

Elementos Estruturais	Resultados (m <sup>3</sup> )
Lajes	171,0
Vigas	112,0
Fundações	35,7
Pilares	24,5
Escadas	2,2
<b>Total</b>	<b>345,4</b>

Fonte: o Autor (2021).

Figura 26 – Volume de concreto nos elementos estruturais (%) Caso 1



Fonte: o Autor (2021).

Verifica-se na Tabela 16 que dentre os elementos estruturais, as lajes consumiram maior volume de concreto se comparada aos demais elementos estruturais, representando 50%, ou 171,0 m<sup>3</sup> de concreto em relação ao volume total de concreto de 345,4 m<sup>3</sup>. As vigas consumiram 32% ou 112,0 m<sup>3</sup>; as fundações em 10% equivalente à 35,7 m<sup>3</sup>; e os pilares em 7% o que equivale à 24,5 m<sup>3</sup>.

#### 4.4.2 Quantidade de concreto no Caso 2

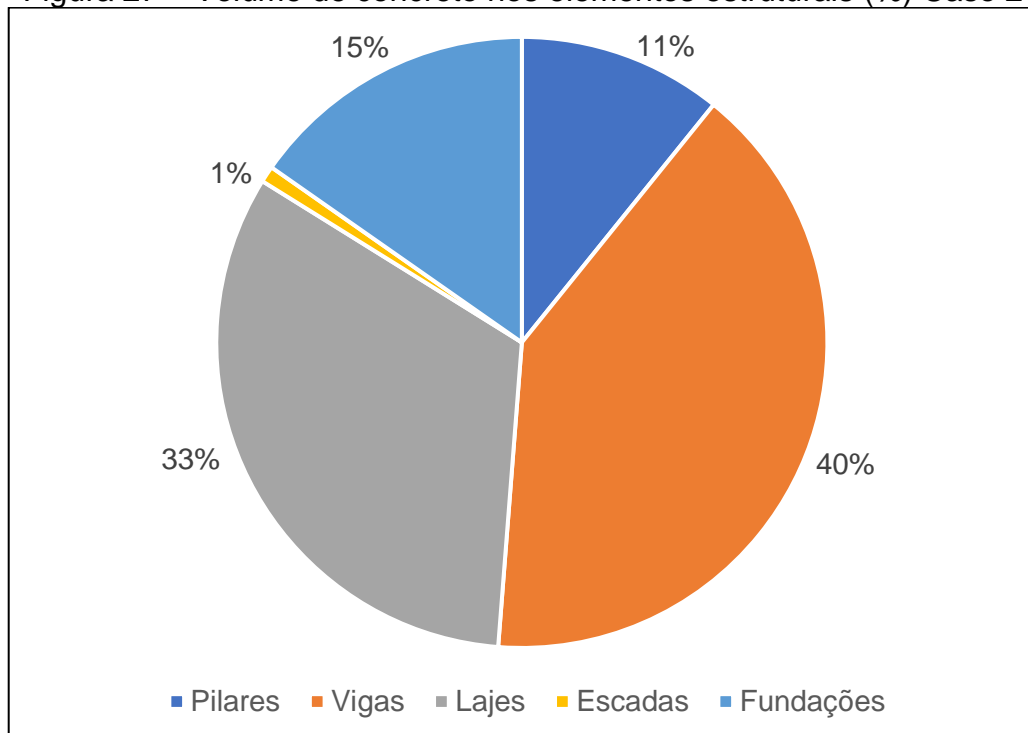
Na Tabela 17 e na Figura 27 estão apresentados os resultados do consumo de concreto utilizado por elementos estruturais relacionado ao Caso 2.

Tabela 17 – Volume de concreto nos elementos estruturais (m<sup>3</sup>) Caso 2

Elementos Estruturais	Resultados (m <sup>3</sup> )
Vigas	102,9
Lajes	83,0
Fundações	38,9
Pilares	27,5
Escadas	2,2
<b>Total</b>	<b>254,5</b>

Fonte: o Autor (2021).

Figura 27 – Volume de concreto nos elementos estruturais (%) Caso 2



Fonte: o Autor (2021).

Percebe-se na Tabela 17 que do total de 254,5 m<sup>3</sup>, as vigas foram os elementos estruturais que mais consumiram concreto, representando 40% ou 102,9 m<sup>3</sup>. As lajes, por sua vez, consumiram um volume de concreto de 83,0 m<sup>3</sup> representando 33%; as fundações em 15% ou 38,9 m<sup>3</sup>; os pilares consumiram um volume de 27,5 m<sup>3</sup> participando em 11% em relação ao volume total de concreto; e as escadas 1% ou 2,2 m<sup>3</sup>, cujos percentuais estão identificados na Figura 27.

#### 4.5 QUANTIDADE DE FORMAS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos em relação a quantidade de formas utilizadas para os modelos estruturais relacionados ao Caso 1 e ao Caso 2, como descrito na sequência.

As pranchas das formas projetadas para o Caso 1 estão detalhadas nos Apêndices A, B e C; enquanto as pranchas projetadas para as formas do Caso 2 estão apresentadas nos Apêndices D, E e F respectivamente.

##### 4.5.1 Quantidade de formas no Caso 1

Na Tabela 18 e na Figura 28 são identificados os resultados dos percentuais da área de forma relacionados aos elementos estruturais para o Caso 1.

Tabela 18 – Área de forma nos elementos estruturais (m<sup>2</sup>) Caso 1

Elementos Estruturais	Resultados (m <sup>2</sup> )
Vigas	1.253,4
Pilares	352,7
Lajes	182
Fundações	52,2
Escadas	20,1
<b>Total</b>	<b>1.860,4</b>

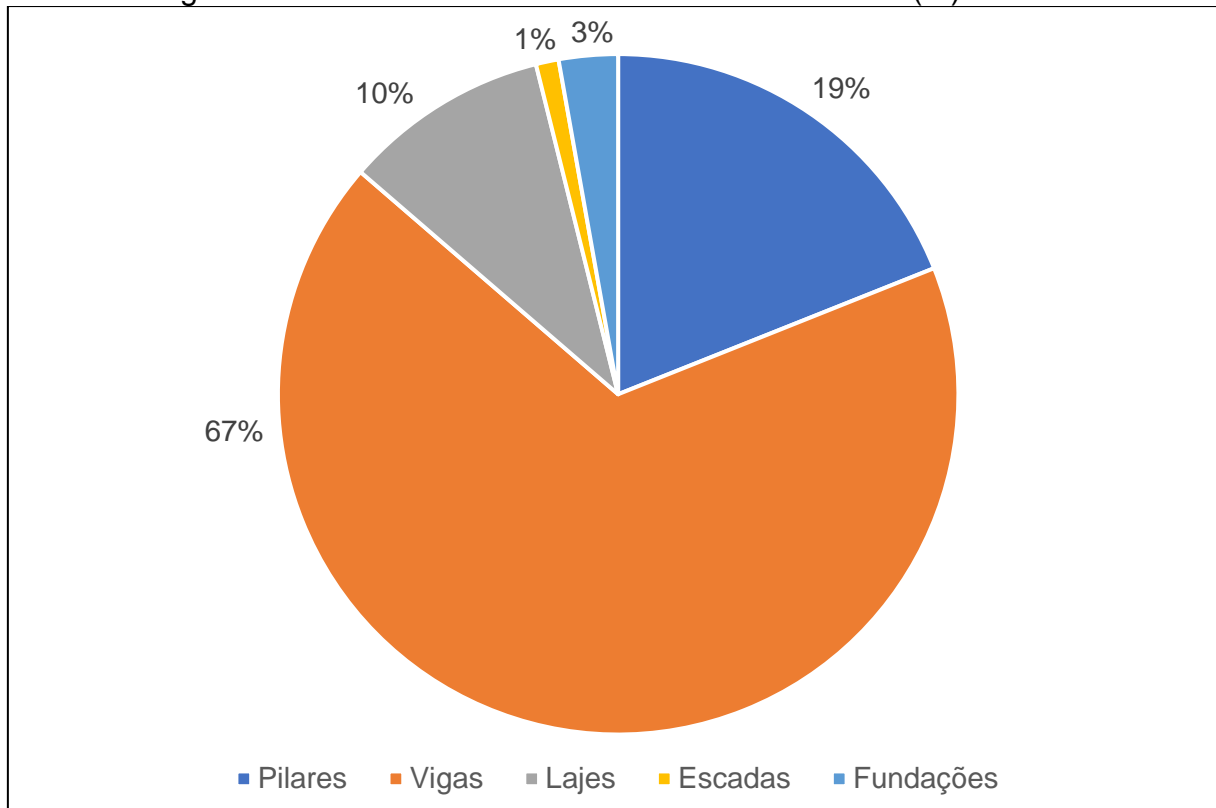
Fonte: o Autor (2021).

Identifica-se na Tabela 18 que, a área de formas no Caso 1 totalizou 1.860,4 m<sup>2</sup>, sendo que o elemento estrutural com maior área de forma utilizada foram as vigas em 1.253,4 m<sup>2</sup> representando 67%, enquanto os pilares em 19% ou 352,7 m<sup>2</sup>, as lajes com 10% ou 182 m<sup>2</sup>, as fundações com 52,2 m<sup>2</sup> participando em 3%; e as escadas



pouco representativas, ou seja, praticando com apenas 1%, com 20,1 m<sup>2</sup>, como identificado na Figura 28.

Figura 28 – Área de forma nos elementos estruturais (%) Caso 1



Fonte: o Autor (2021).

#### 4.5.2 Quantidade de formas no Caso 2

A Tabela 19 e a Figura 29 mostram os resultados obtidos referentes à área de forma utilizados pelos elementos estruturais para o Caso 2.

Tabela 19 – Área de forma os elementos estruturais (m<sup>2</sup>) Caso 2

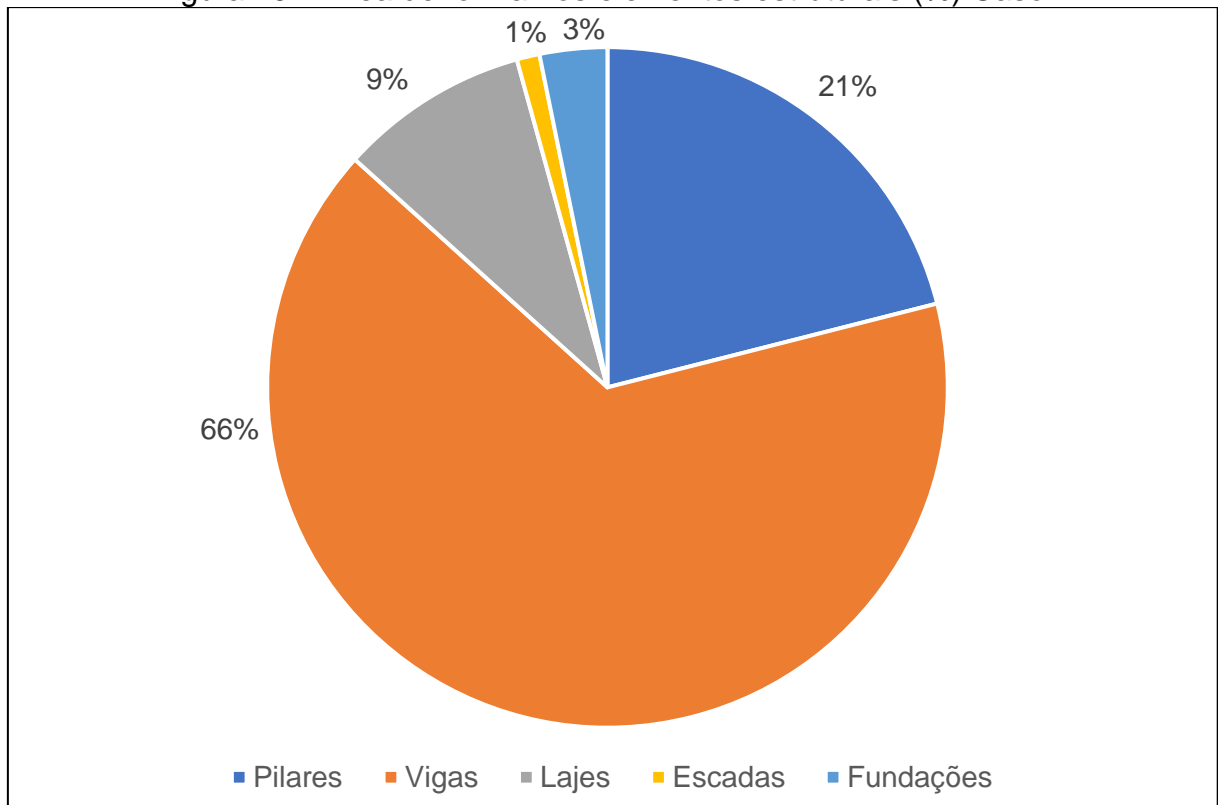
Elementos Estruturais	Resultados (m <sup>2</sup> )
Vigas	1.219,2
Pilares	390,7
Lajes	167,2
Fundações	59,6
Escadas	20,1
<b>Total</b>	<b>1.856,8</b>

Fonte: o Autor (2021).

Percebe-se na Tabela 19 que, o total da área de forma resultou em 1.856,8 m<sup>2</sup>, e deste total as vigas foram as mais representativas em termos de área de forma ocupada, participando com 66%, ou 1.219,2 m<sup>2</sup>.

Em segundo lugar aparecerem os pilares com participação de 21% ou 390,7 m<sup>2</sup>; seguida pelas lajes com 167,2 m<sup>2</sup> ou 9%; as fundações em 59,6 m<sup>2</sup> ou 3% e, por último, as escadas com apenas 20,1 m<sup>2</sup> como demonstrado na Figura 29.

Figura 29 – Área de forma nos elementos estruturais (%) Caso 2



Fonte: o Autor (2021).

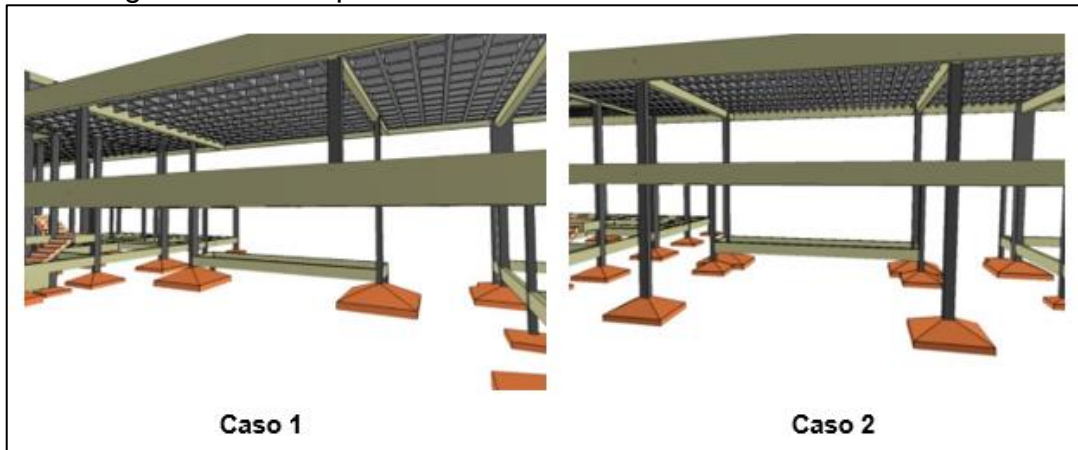
#### 4.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para realizar a análise comparativa dos resultados obtidos foi realizado inicialmente um comparativo entre os modelos estruturais dos Casos 1 e 2. Em seguida, foram avaliadas as seguintes variáveis: os pesos do aço; os volumes de concreto; as áreas das formas; os deslocamentos das estruturas; e os custos dos materiais, no intuito de identificar a viabilidade econômica entre os modelos estruturais.

#### 4.6.1 Comparativo dos modelos estruturais

Na Figura 30 é representado o comparativo do modelo estrutural do Caso 1 em relação ao modelo estrutural do Caso 2.

Figura 30 – Comparativo modelos estruturais: Caso 1 e Caso 2



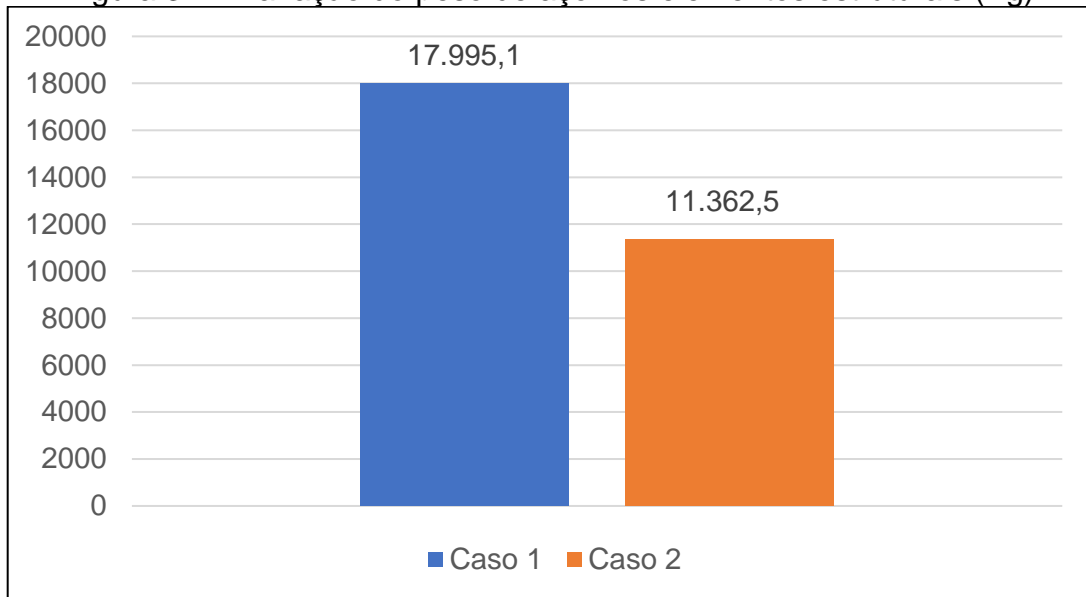
Fonte: o Autor (2021).

Verifica-se na Figura 30 que os modelos estruturais se diferem em relação à quantidade de pilares, sendo que o Caso 1 se apresenta com dois pilares caracterizando-se com um *design* mais moderno e mais *clean* (limpo). Por sua vez, o modelo estrutural do Caso 2 se configura como mais tradicional, deixando à mostra os seis pilares, o que denota um modelo estrutural mais poluído esteticamente.

#### 4.6.2 Comparativo do peso de aço (Kg)

Na Figura 31 é apresentando o comparativo dos resultados relacionados à variação do peso nos elementos estruturais entre o Caso 1 e o Caso 2, cujo resumo dos resultados encontra-se no Apêndice G (Caso 1) e no Apêndice H (Caso 2).

Figura 31 – Variação do peso de aço nos elementos estruturais (Kg)

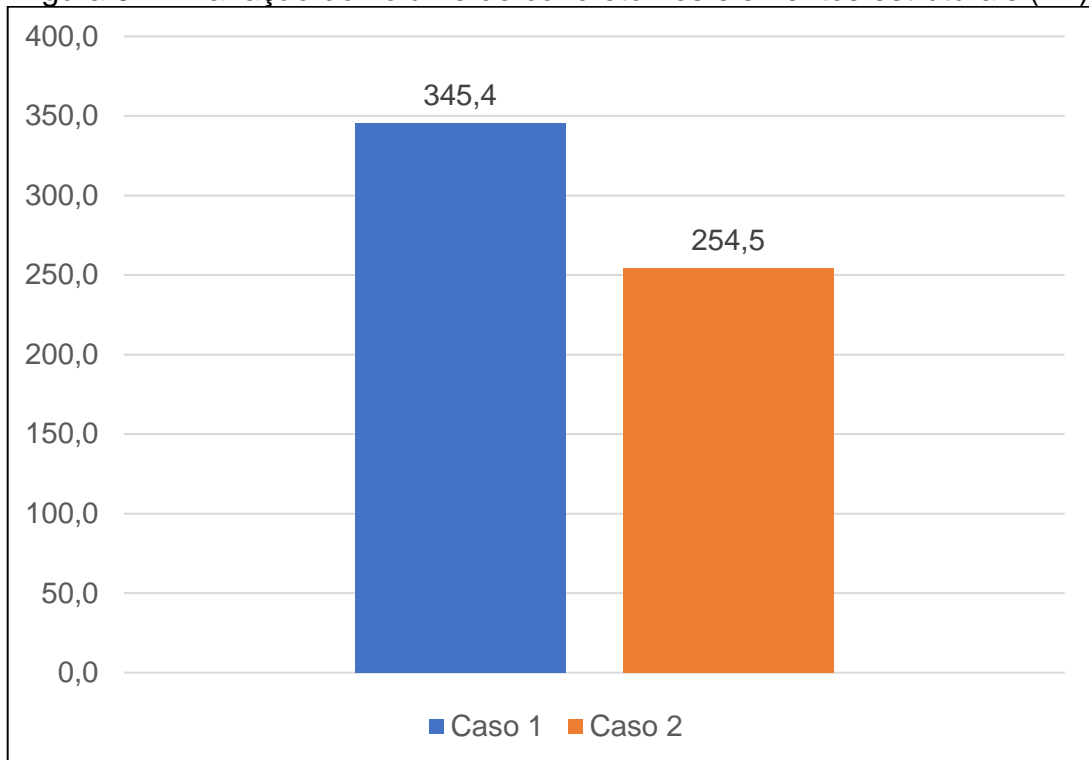


Fonte: o Autor (2021).

Como verificado na Figura 31, ao analisar o peso de aço nos elementos estruturais, nota-se que os elementos estruturais que compõem o Caso 1 apresentam uma variação maior se comparada com os elementos estruturais do Caso 2, ou seja, 17.995,1 kg contra 11.362,5 kg.

#### 4.6.3 Comparativo do volume de concreto (m<sup>3</sup>)

Na Figura 32 é representado o comparativo dos resultados referente à variação do volume de concreto nos elementos estruturais correlacionando os resultados do Caso 1 com os resultados do Caso 2, sendo que o resumo dos resultados encontra-se nos Apêndices G e H.

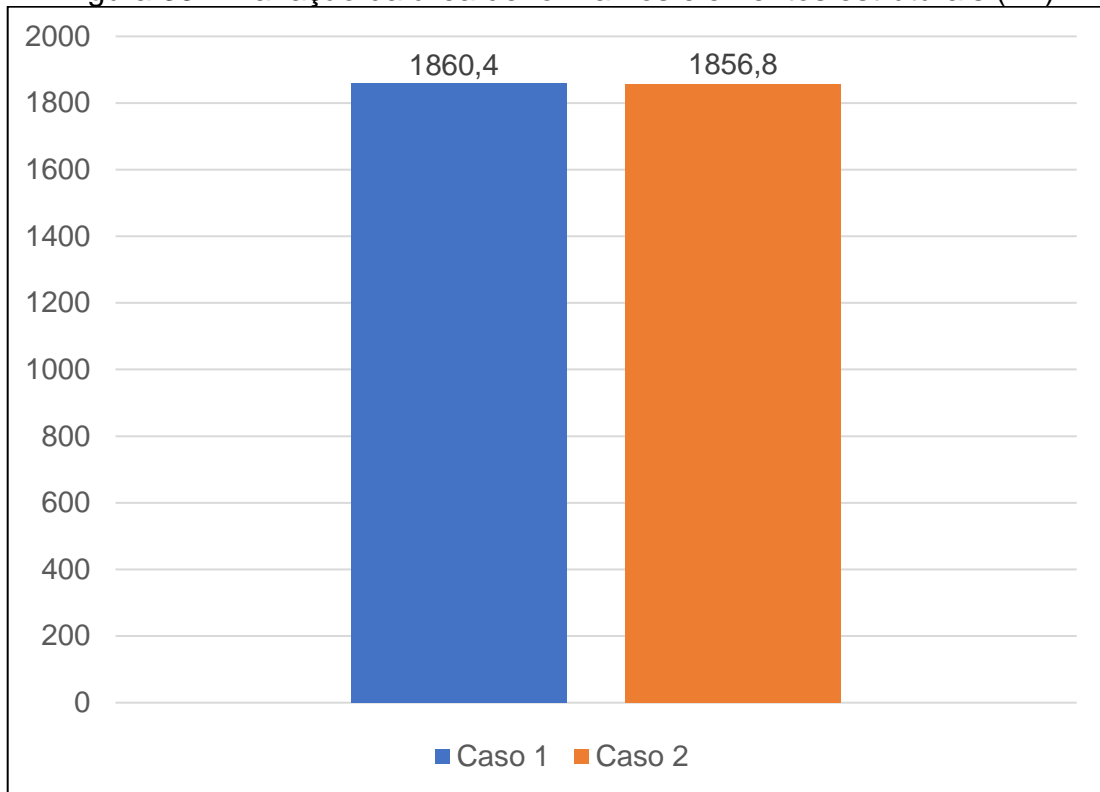
Figura 32 – Variação do volume de concreto nos elementos estruturais (m<sup>3</sup>)

Fonte: o Autor (2021).

Ao considerar os resultados da Figura 32 pode-se verificar que o volume de concreto utilizado no Caso 1 é superior se comparado ao volume de concreto utilizado para o Caso 2, ou seja, 345,4 m<sup>3</sup> no Caso 1 contra 254,5 m<sup>3</sup> do Caso 2.

#### 4.6.4 Comparativo da área das formas (m<sup>2</sup>)

A Figura 33 apresenta a análise comparativa da variação da área de forma confrontando os modelos estruturais do Caso 1 em relação ao Caso 2.

Figura 33 – Variação da área de forma nos elementos estruturais (m<sup>2</sup>)

Fonte: o Autor (2021).

Verifica-se na Figura 33 que os resultados referentes à área de forma se apresentam muito semelhantes entre os Casos 1 e 2 analisados, sendo que para o Caso 2 resultou em 1.857,2 contra 1.860,4 do Caso 1.

#### 4.6.5 Comparativo de custos dos materiais

Ao considerar os dados divulgados pelo SINAPI/RS, consultados no mês de novembro de 2021, obteve-se os valores para realizar a análise de custos dos materiais de cada modelo estrutural, como apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Resultados da consulta de custos dos materiais

<b>Código SINAPI/RS</b>	<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor em R\$</b>
00043058	Aço CA-50, 10,0 mm, ou 12,5 mm, ou 16,0 mm, ou 20,0 mm, Dobrado e Cortado. 09/2021	Kg	10,68
00043061	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, Dobrado e Cortado (09/2021).	Kg	10,64
00001525	Concreto Usinado Bombeável, Classe de Resistência C30, com Brita 0 e 1, Slump = 100 +/- 20 mm, inclui Serviço de Bombeamento (NBR 8953) (09/2021).	m <sup>3</sup>	435,14
92494	Montagem e Desmontagem de Forma de Laje Nervurada com Cubeta e Assoalho, Pé-Direito Simples, em Chapa de Madeira Compensada Resinada, 10 Utilizações (09/2020).	m <sup>2</sup>	55,59
92530	Montagem e Desmontagem de Forma de Laje Maciça, Pé-Direito Simples, em Chapa de Madeira Compensada Plastificada, 10 Utilizações (09/2020).	m <sup>2</sup>	31,48
92467	Montagem e Desmontagem de Forma de Viga, Escoramento com Garfo de Madeira, Pé-Direito Simples, em Chapa de Madeira Plastificada, 10 Utilizações. (09/2020).	m <sup>2</sup>	90,15
92431	Montagem e Desmontagem de Forma de Pilares Retangulares e Estruturas Similares, Pé-Direito Simples, em Chapa de Madeira Compensada Plastificada, 10 Utilizações (09/2020).	m <sup>2</sup>	59,90
101792	Escoramento de Formas de Laje em Madeira não Aparelhada, Pé-Direito Simples, Incluso Travamento, 4 Utilizações. (09/2020).	m <sup>2</sup>	11.37

Fonte: o Autor (2021).

A partir dos dados apresentados na Tabela 20 e baseando-se nos quantitativos dos relatórios obtidos por meio do *software* Eberick, foi realizada a análise comparativa dos custos dos materiais e são apresentados na Tabela 21, os valores totais para cada caso.

Tabela 21 – Comparativo entre os custos dos materiais

<b>Modelo Estrutural</b>	<b>Quantidade de Aço (kg)</b>		<b>Volume de Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Área de Formas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Valor Total (em R\$)</b>
	<b>CA - 50</b>	<b>CA - 60</b>	<b>30 MPa</b>	<b>Laje/Vigas/Pilares</b>	
Caso 1	15.752,0	2.243,2	345,4	1.860,4	537.065,51
Caso 2	9.946,2	2.016,3	254,4	1.856,8	383.630,86
<b>Diferença</b>					<b>153.434,65</b>

Fonte: o Autor (2021).

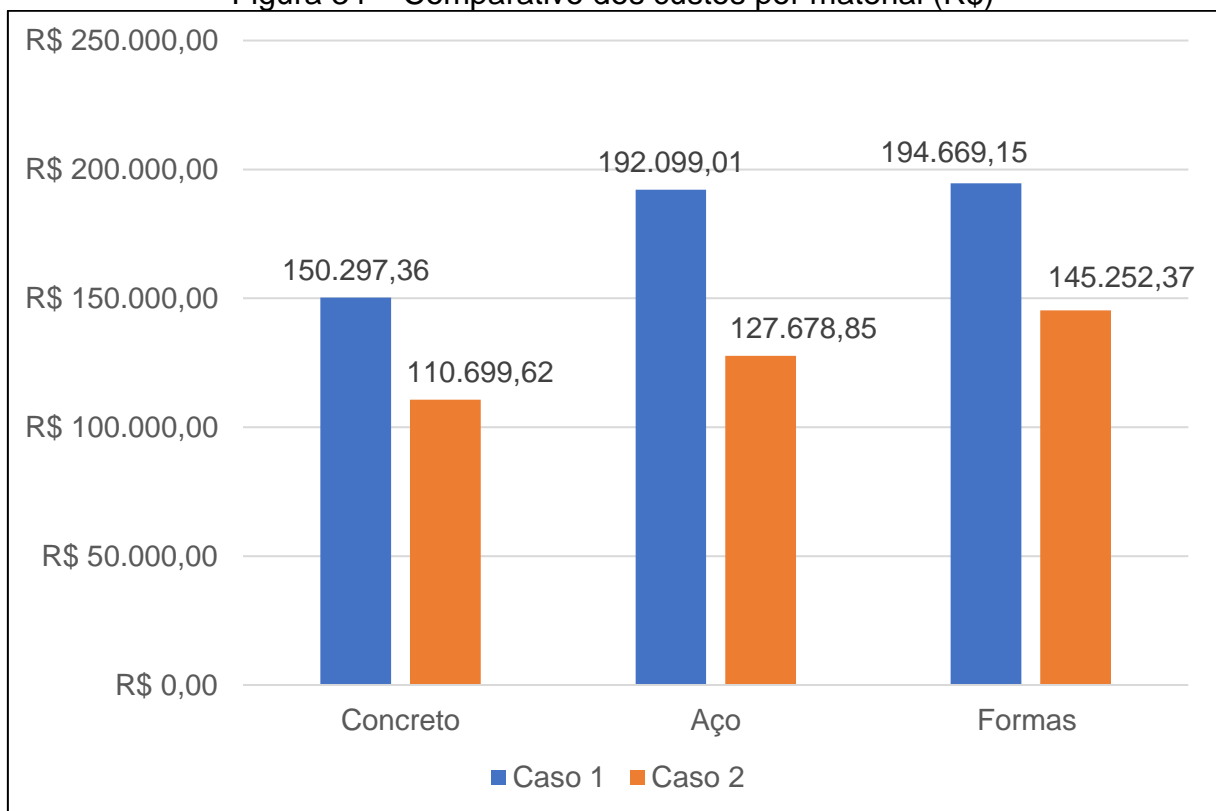
Conforme os resultados da Tabela 21, pode-se observar que a quantidade de aço utilizada no Caso 1 foi superior quando comparada ao Caso 2, também houve maior consumo de concreto no Caso 1 comparando-se ao Caso 2.

A quantidade de formas é praticamente a mesma, porém no Caso 1 é considerado o aluguel de cubetas plásticas e o escoramento para execução da laje nervurada. No Caso 2 é considerado a execução das formas em tablado e o escoramento da laje, pois a laje em vigota treliçada já serve como forma.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 21 constatou-se também uma economia no Caso 2 de R\$ 153.434,65 o que corresponde a um total de 28,57% de diferença nos custos dos materiais, quando comparados ao Caso 1.

Na Figura 34 é demonstrada a análise comparativa entre os custos por material em R\$ considerando-se o volume do concreto, a quantidade de aço e a área das formas referentes ao Caso 1 em relação ao Caso 2.

Figura 34 – Comparativo dos custos por material (R\$)



Fonte: o Autor (2021).



De acordo com os resultados apresentados da Figura 34 pode-se notar que, os custos relacionados ao concreto são maiores no Caso 1 se comparados com o Caso 2, representando uma diferença de R\$ 39.597,75.

Os custos do aço para o Caso 1 também são superiores quando comparados com o Caso 2 resultando em uma diferença de R\$ 64.420,16; e os custos das formas são superiores no Caso 1 em relação ao Caso 2, com uma diferença de R\$ 49.416,78. A soma das diferenças dos custos dos materiais entre os Casos 1 e 2 totalizou o valor de R\$ 153.434,65, confirmando o valor já apresentado na Tabela 21.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo teve por objetivo principal comparar as viabilidades técnicas e econômicas entre os tipos de lajes nervuradas e lajes treliçadas em uma edificação de dois pavimentos de uso comercial de concreto armado.

Para atingir o objetivo principal foram realizadas as seguintes etapas: realizado o dimensionamento da estrutura proposta com laje nervurada utilizando-se o *software* estrutural Eberick ao que se denominou de Caso 1; efetuado o dimensionamento da estrutura do projeto com laje treliçada, denominado neste estudo como Caso 2, empregando-se o *software* estrutural Eberick; e foi definida a melhor alternativa técnica e econômica para o projeto proposto.

Com o desenvolvimento do estudo foi possível confirmar as hipóteses, indicando que a utilização de lajes treliçadas (Caso 2) em uma edificação de uso comercial de concreto armado resulta em um melhor desempenho técnico e menor custo financeiro quando comparada com o uso de lajes nervuradas (Caso 1).

Os resultados obtidos neste estudo de caso, considerando-se em especial, os custos dos materiais, mostraram que o modelo estrutural das lajes treliçadas (Caso 2), se apresentou mais econômico em 28,57% em relação ao modelo estrutural composto por lajes nervuradas (Caso 1).

Ao considerar esse resultado pode-se afirmar que, o modelo estrutural de laje nervurada (Caso 2) apresenta um melhor custo-benefício quando comparado com o modelo estrutural da laje nervurada (Caso 1) e, também, atende as especificações técnicas para o projeto arquitetônico aqui analisado.

Ao desenvolver o estudo uma das limitações encontradas foi durante a realização do dimensionamento do Caso 1, pelo motivo do vão analisado apresentar apenas 2 pilares para a sustentação da laje nervurada.

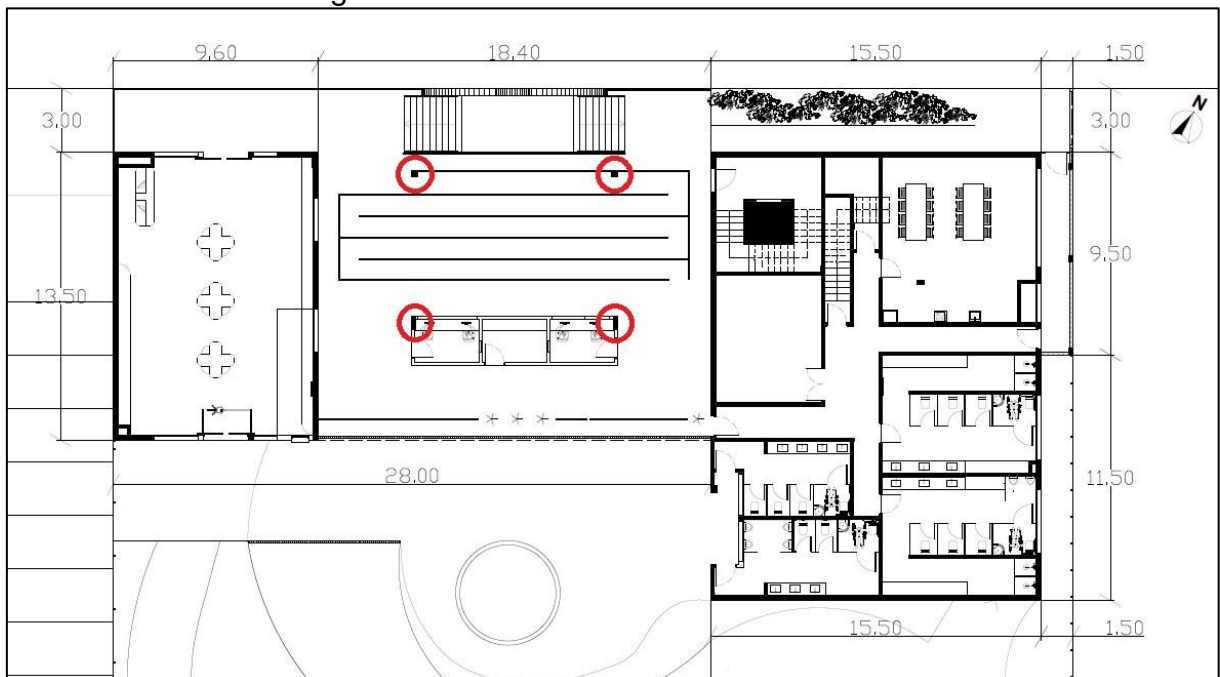
Nesse caso, houve uma limitação relacionada à altura da viga da laje do segundo pavimento, pois não poderia aumentar tanto a altura, em função do pé direito do pavimento térreo se caracterizar em 3,4 metros, ou seja, poderia ficar muito baixo o pé direito e, também, por questões de arquitetura ficaria inadequado esteticamente. Outro fator motivador dessa limitação se referiu aos custos dos materiais, pois quanto maior a viga, maior seria o uso de aço e de concreto, acarretando, portanto mais custos de materiais.

Além disso, outra limitação também foi encontrada no Caso 1 no que se refere aos deslocamentos verticais (contra flecha), pelo motivo do vão se apresentar em 18,4 metros e possuir somente 2 pilares, ocorrendo uma dificuldade de encontrar o menor deslocamento, que atendesse a NBR 6118:2014.

No entanto tais limitações durante a realização do estudo não prejudicaram a realização da análise proposta neste estudo para os modelos estruturais dos Casos 1 e Caso 2.

Para estudos futuros sugere-se uma análise utilizando-se 4 pilares no vão de estudo, conforme Figura 35, ou seja, 2 pilares no acesso da bilheteria e 2 pilares na bilheteria, utilizando os mesmos modelos estruturais de lajes – laje nervurada e laje treliçada, e, também sugere-se a realização de um comparativo empregando-se a laje maciça em concreto armado.

Figura 35 – Planta baixa Pavimento Térreo



Fonte: o Autor (2021).

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de. **Análise de alternativas estruturais para edifício em concreto armado**. 1999. 106 f. Dissertação (Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999. Disponível em: [http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/1999ME\\_Augusto%20Teixeira%20Albuquerque.pdf](http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/1999ME_Augusto%20Teixeira%20Albuquerque.pdf). Acesso em: 22 abr. 2021.

ALTOQI. **O mundo mudou e o Eberick também**. Disponível em: <https://altoqi.com.br/eberick/>Acesso em: 27 ago. 2021.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. v. 1. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. Disponível em: [http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas\\_arquivos/Cap1\\_V1.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas_arquivos/Cap1_V1.pdf). Acesso em: 27 ago. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118:2014**: projeto de estruturas de concreto armado: procedimento. Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=317027>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123:1988**: forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=254413>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681:2003**: ações e segurança nas estaturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=991>. Acesso em: 02 maio 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480:2007**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=908>. Acesso em: 02 maio 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 8953:2015**: concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=328057>. Acesso em: 02 maio 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120:2019**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=431707>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 15.200:2012**. projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=B82AAAE9C6F2BEF3A73AEC82091E878F437B69C31D0DF4F1DC4DEA5BA62B2F69>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 15.421:2006**. projeto de estruturas resistentes a sismos – procedimento. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=2E2AC486FC222BC33D25E7ABEF1CA90F6B04B2647D702391>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 14.323:2013**. projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=260570>. Acesso em: 21 abr. 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 14931:2004**: execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=355786>. Acesso em: 22 maio 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 14859:2017**: Lajes pré-fabricadas de concreto: parte 3: armaduras treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas. requisitos. Rio de Janeiro, 2017a. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=383941>. Acesso em: 22 maio 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062:2017**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017b. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=368410>. Acesso em: 22 maio 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto armado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2021. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>. Acesso em: 22 abr. 2021.

BLOCO INDÚSTRIA CERÂMICA. **Sobre nós**. 2021. Disponível em: <https://www.blococeramica.com.br/sobre-nos.html>. Acesso em: 27 ago. 2021.

CARVALHO, Loyane Nunes Martins. **Análise de galpão em estrutura metálica**: avaliação das ações do vento típicas para as diversas regiões brasileiras. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Centro Universitário de Brasília (UniCEUB). Brasília, 2017. Disponível em: <https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/prefix/13246/1/21455204.pdf>. Acesso em: 16 maio 2021.

CERÂMICA ORLANDIN. **Lajes pré-moldadas**. Disponível em: <https://www.cerâmicaorlandin.com.br/web/produto/lajes-pre-moldadas>. Acesso em: 13 jun. 2021.

CHAMBERLAIN, Zacarias. **3 - Ações do vento em edificações**. Publicado em: 19 mar. 2004. Disponível em: [http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes\\_vento.pdf](http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes_vento.pdf). Acesso em: 15 maio 2021.

CORRÊA, Roberto Machado. **Desenho técnico civil**: projetos de edifícios e outras construções. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2019. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595156364/cfi/6/6!/4/2/2/2@0:0>Acesso em: 02 maio 2021.

CUNHA, Mateus O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. 2012. 145 f. Dissertação (Engenharia de Estrutura). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-25092012-083340/publico/2012ME\\_MateusOrtigosaCunha.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-25092012-083340/publico/2012ME_MateusOrtigosaCunha.pdf). Acesso em: 22 maio 2021.

DALLA VECHIA, Gabriel. **Análise comparativa de custos entre lajes maciças de concreto armado e lajes de vigotas pré-fabricadas treliçadas em edifícios de até oito pavimentos**. 2017. 69 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2017. Disponível em:

[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/10278/1/PB\\_COECI\\_2017\\_2\\_41.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/10278/1/PB_COECI_2017_2_41.pdf). Acesso em: 22 abr. 2021.

DROPPA JÚNIOR, Alonso. **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. 1999. 193 f. Dissertação (Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: [https://www.abcic.org.br/pdf/PCD22\\_DroppaJr.pdf](https://www.abcic.org.br/pdf/PCD22_DroppaJr.pdf). Acesso em: 22 abr. 2021.

FERREIRA, Luindosn Flávio Santos. **Estudo de diferentes tipos de lajes em um edifício fictício com estrutura em concreto armado**. 2016. 106 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco. Caruaru, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/40339/1/...pdf>. Acesso em: 27 ago. 2021.

GIULIANI, Eduardo. **Sistemas estruturais II: propriedades e características dos materiais concreto e aço**. Rio Grande do Sul: Pontifica Universidade Católica do Rio Grande do Sul: Faculdade de Engenharia, 2014. Disponível em: <https://www.politecnica.pucrs.br/professores/giugliani/...pdf>. Acesso em: 02 maio 2021.

GONÇALVES, Eduardo Albuquerque. **Estudo de patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações**. 2015. 174 f. Projeto de Graduação (Engenharia Civil). Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: [http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/mono\\_poli10014879.pdf](http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/mono_poli10014879.pdf). Acesso em: 27 ago. 2021.

MAGALHÃES, Fábio Lopes. **Estudo dos momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo nervuras com armação treliçada**. 2001. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001. Disponível em: [https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-17102001-164837/publico/Fabio\\_lopes\\_Magalhaes.PDF](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-17102001-164837/publico/Fabio_lopes_Magalhaes.PDF) Acesso em: 26 maio 2021.

MARIANO, Mayara Aparecida da Cunha. **Aplicação e análise da utilização do software Eberick em projeto residencial popular**. 2015. 82 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”. Campos de Guaratinguetá, São Paulo, 2015. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/124186/000818279.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 27 ago. 2021.

MARQUES, Eduardo Dias. **Análise comparativa de um edifício de múltiplos pavimentos, com adoção de três diferentes tipos de lajes em concreto armado (maciça, nervurada e treliçada)**. 2017. 57 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2017. Disponível em: <https://ulbra-to.br/bibliotecadigital/publico/home/documento/704> Acesso em: 21 abr. 2021.

NUNES, Jessyca Priscylla de Almeida. **Otimização de lajes nervuradas de concreto armado, utilizando algoritmo genético**. 2018. 132 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Caruaru, 2018. Disponível em:

[https://www.ufpe.br/documents/39810/1355139/Jessyca.pdf/4bcf438\\_f-a26-4031-ae2c-c702c3115ade](https://www.ufpe.br/documents/39810/1355139/Jessyca.pdf/4bcf438_f-a26-4031-ae2c-c702c3115ade). Acesso em: 22 maio 2021.

PARIZOTTO, Liana. **Concreto armado**. Porto Alegre: SAGAH, 2017. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595020917/cfi/1!/4/4@0.00:26.0>. Acesso em: 02 maio 2021.

PEREIRA, Caio. **Laje Nervurada**: o que é, vantagens e desvantagens. Publicado em 15 jan. 2019. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/laje-nervurada/> Acesso em: 25 out., 2021.

PEREIRA, Matheus. **Tipos de lajes de concreto**: vantagens e desvantagens. Publicado em: 30 out. 2019. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/889035/tipos-de-lajes-de-concreto-vantagens-e-desvantagens>. Acesso em: 27 ago. 2021.

PILOTTO NETO, Egydio. **Caderno de receitas de concreto armado – Vol. 3 – Lajes**. Rio de Janeiro: LTC, 2018. Disponível em: [https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521634652/epubcfi/6/40\[%3Bvnd.vst.idref%3Dchapter07\]!/4/236](https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521634652/epubcfi/6/40[%3Bvnd.vst.idref%3Dchapter07]!/4/236). Acesso em: 27 ago. 2021.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2007. Disponível em: [http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf). Acesso em: 02 maio 2021.

SISTEMA NACIONAL DE PREÇOS E ÍNDICES PARA A CONSTRUÇÃO CIVIL – SINAPI. **Referências de preços e custos**. Publicado em: nov. 2021. Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/poder-publico/modernizacao-gestao/sinapi/referencias-precos-insumos/Paginas/default.aspx> Acesso em: 07 nov. 2021.

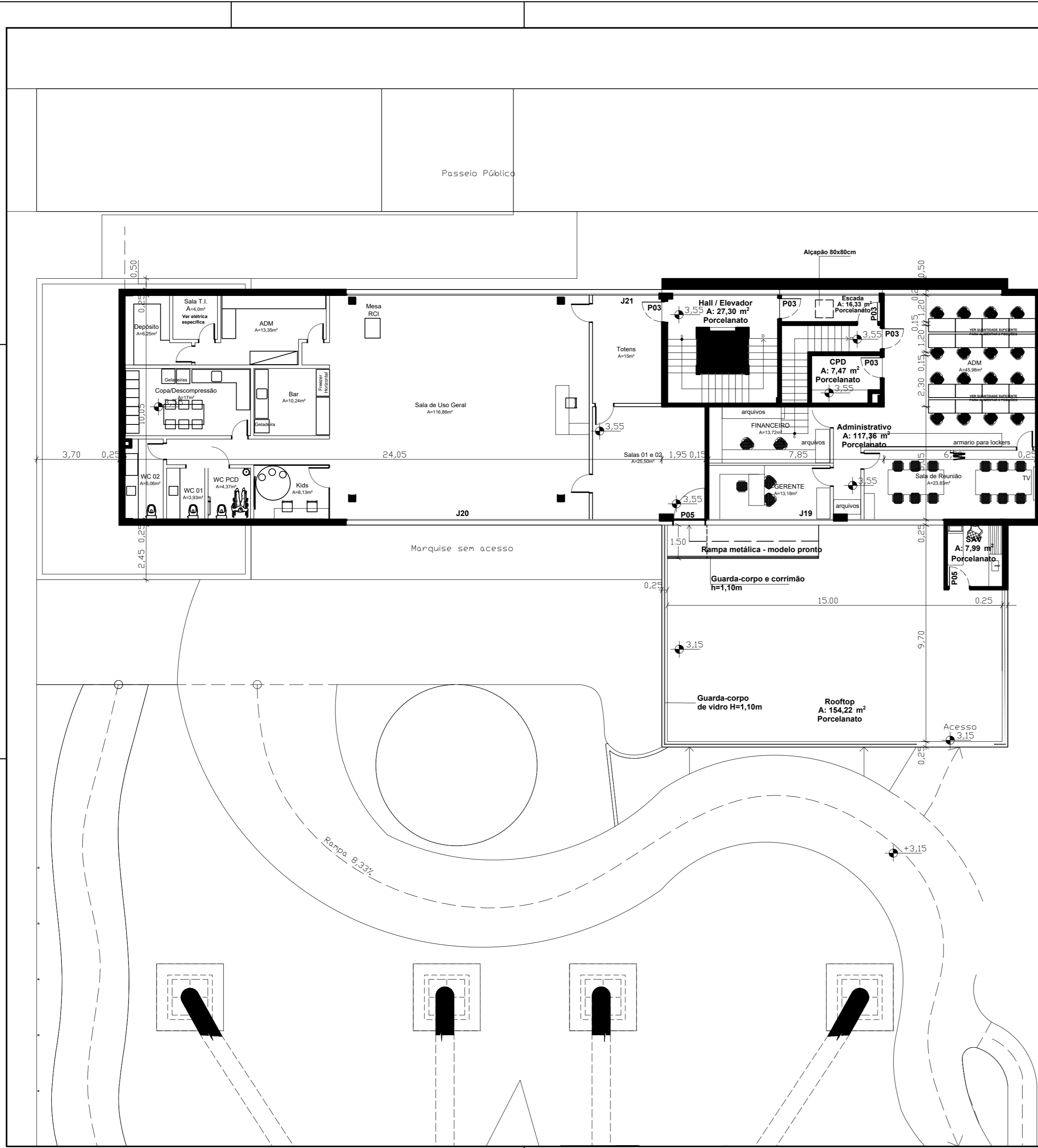
SOUZA, Caroline Gonçalves Silva e; LOPES, Rayane Campos. **Estudo comparativo entre laje maciça convencional e lajes nervuradas**. 2016. 134 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016. Disponível em: [https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/estudo\\_comparativo\\_entre\\_laje\\_maci%c3%87a\\_convencional\\_e\\_lajes\\_nervuradas.pdf](https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/estudo_comparativo_entre_laje_maci%c3%87a_convencional_e_lajes_nervuradas.pdf). Acesso em: 22 abr. 2021.

**ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO – PLANTA BAIXA PAVIMENTO TÉRREO**





**ANEXO B – PROJETO ARQUITETÔNICO – PLANTA BAIXA SEGUNDO  
PAVIMENTO**



REV.	DESCRIÇÃO	MODIFICADO POR	DATA

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

ENDEREÇO  
Caxias do Sul - RS

ACADÊMICO  
  
LEANDRO STUANI

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

FASE DO PROJETO: Projeto Arquitetônico  
 CONTEÚDO: Planta Baixa Segundo Pav.  
 ARQUIVO DIGITAL

ESCALA: 1:125  
 DATA: Novembro / 2021  
 FOLHA: 02

**APÊNDICE A – FORMAS PAVIMENTO TÉRREO – LAJE NERVURADA**

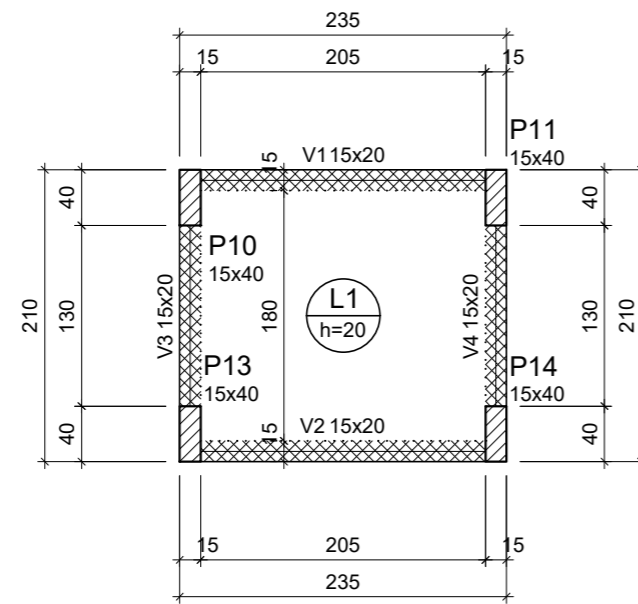


**APÊNDICE B – FORMAS SEGUNDO PAVIMENTO – LAJE NERVURADA**



**APÊNDICE C – FORMAS COBERTURA ELEVADOR E CASA DE MÁQUINA  
- LAJE NERVURADA**





### Forma do pavimento Casa de máquina

escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
V1	15x20	0.00	7.70
V2	15x20	0.00	7.70
V3	15x20	0.00	7.70
V4	15x20	0.00	7.70

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kN/m²)		
			Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	20	0.00	7.7	5.00	1.82	1.00	-

#### Características dos materiais

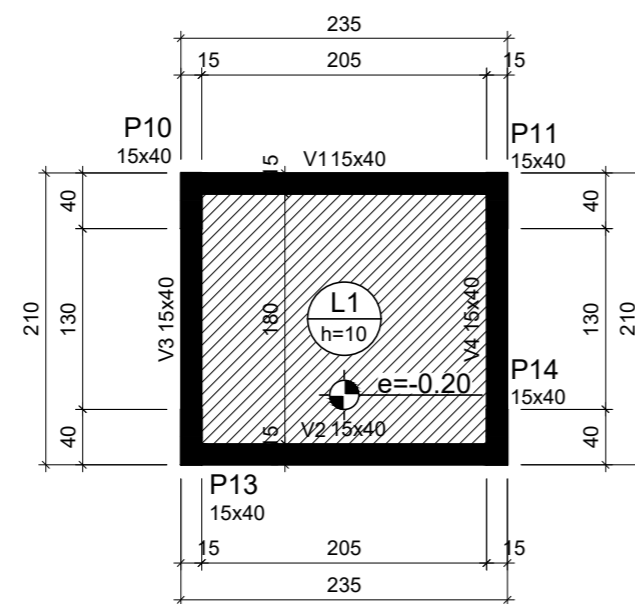
fck (MPa)	Ecs (MPa)
30	26838

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
P10	15x40	0.00	7.70
P11	15x40	0.00	7.70
P13	15x40	0.00	7.70
P14	15x40	0.00	7.70

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa

Legenda das vigas e paredes	
	Viga chata ou invertida



### Forma do pavimento Cobertura elevador

escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
V1	15x40	0.00	9.20
V2	15x40	0.00	9.20
V3	15x40	0.00	9.20
V4	15x40	0.00	9.20

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kN/m²)		
			Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	-0.20	9	2.50	1.00	1.00	-

#### Características dos materiais

fck (MPa)	Ecs (MPa)
30	26838

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
P10	15x40	0.00	9.20
P11	15x40	0.00	9.20
P13	15x40	0.00	9.20
P14	15x40	0.00	9.20

Legenda dos pilares	
	Pilar que morre

Legenda das vigas e paredes	
	Viga

REV.	DESCRIÇÃO	MODIFICADO POR	DATA

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

ENDEREÇO  
Caxias do Sul - RS

ACADÊMICO

LEANDRO STUANI

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

FASE DO PROJETO  
Projeto Estrutural - Laje Nervurada

ESCALA  
1:50

DATA  
Novembro / 2021

CONTEÚDO

FOLHA

Formas Pav. Cob./Casa de máquina.

ARQUIVO DIGITAL

05

## **APÊNDICE D – FORMAS PAVIMENTO TÉRREO – LAJE TRELIÇADA**



**APÊNDICE E – FORMAS SEGUNDO PAVIMENTO – LAJE TRELIÇADA**



**APÊNDICE F – FORMAS COBERTURA ELEVADOR E CASA DE MÁQUINA  
– LAJE TRELIÇADA**



**APÊNDICE G – RESUMO POR ELEMENTO E POR PAVIMENTO – LAJE NERVURADA**

<b>Pavimento</b>	<b>Elemento</b>	<b>Peso do Aço +10% (kg)</b>	<b>Volume de Concreto (m³)</b>	<b>Área de Forma (m²)</b>	<b>Consumo de Aço (kg/m³)</b>	<b>Peso Treliças (kg)</b>
<b>Cobertura Elevador</b>	Vigas	22,5	0,5	8,5	45,0	0,0
	Pilares	36,3	0,4	6,6	90,8	0,0
	Lajes	7,7	0,4	3,8	19,3	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>66,5</b>	<b>1,3</b>	<b>18,9</b>	<b>51,2</b>	<b>0,0</b>
<b>Casa de Máquina</b>	Vigas	23,3	0,3	4,9	77,7	0,0
	Pilares	29,5	0,2	4,4	147,5	0,0
	Lajes	24,0	0,8	3,8	30,0	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>76,8</b>	<b>1,3</b>	<b>13,1</b>	<b>59,1</b>	<b>0,0</b>
<b>2° Pavimento</b>	Vigas	1.793,2	25,1	282,0	71,4	0,0
	Pilares	1.137,6	7,7	106,4	147,7	0,0
	Lajes	2.192,4	62,9	0,0	34,9	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
2° Pavimento	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>5.123,2</b>	<b>95,7</b>	<b>388,4</b>	<b>53,5</b>	<b>0,0</b>
Térreo	Vigas	4.294,0	52,1	537,7	82,4	0,0
	Pilares	976,5	10,4	153,6	93,9	0,0
	Lajes	3.673,3	106,9	5,2	34,4	0,0
	Escadas	54,7	2,2	20,1	24,9	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>8.998,5</b>	<b>171,6</b>	<b>716,6</b>	<b>52,4</b>	<b>0,0</b>
Fundação	Vigas	2.002,0	34,0	420,3	58,9	0,0
	Pilares	574,8	5,8	81,7	99,1	0,0
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	1.153,3	35,7	52,2	32,3	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>3.730,1</b>	<b>75,5</b>	<b>554,2</b>	<b>49,4</b>	<b>0,0</b>

Fonte: O autor (2021).

**APÊNDICE H – RESUMO POR ELEMENTO E POR PAVIMENTO – LAJE TRELIÇADA**

<b>Pavimento</b>	<b>Elemento</b>	<b>Peso do Aço +10% (kg)</b>	<b>Volume de Concreto (m³)</b>	<b>Área de Forma (m²)</b>	<b>Consumo de Aço (kg/m³)</b>	<b>Peso Treliças (kg)</b>
<b>Cobertura Elevador</b>	Vigas	22,5	0,5	8,5	45,0	0,0
	Pilares	36,3	0,4	6,6	90,8	0,0
	Lajes	7,7	0,4	3,8	19,3	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>66,5</b>	<b>1,3</b>	<b>18,9</b>	<b>51,2</b>	<b>0,0</b>
<b>Casa de Máquina</b>	Vigas	23,3	0,3	4,9	77,7	0,0
	Pilares	29,5	0,2	4,4	147,5	0,0
	Lajes	24,0	0,8	3,8	30,0	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>76,8</b>	<b>1,3</b>	<b>13,1</b>	<b>59,1</b>	<b>0,0</b>
<b>2° Pavimento</b>	Vigas	1.778,3	28,4	318,6	62,6	0,0
	Pilares	1.165,0	8,4	113,5	138,7	0,0
	Lajes	80,3	35,9	0,0	2,2	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )	Peso treliças (kg)
2° Pavimento	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>3.023,6</b>	<b>72,7</b>	<b>432,1</b>	<b>41,6</b>	<b>0,0</b>
Térreo	Vigas	3.044,7	39,7	467,0	76,7	0,0
	Pilares	1.112,9	12,4	179,2	89,8	0,0
	Lajes	105,0	45,9	0,0	2,3	0,0
	Escadas	56,1	2,2	20,1	25,5	0,0
	Fundações	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>4.318,7</b>	<b>100,2</b>	<b>666,3</b>	<b>43,1</b>	<b>0,0</b>
Fundação	Vigas	1.951,7	34,0	420,2	57,4	0,0
	Pilares	680,4	6,1	87,0	111,5	0,0
	Lajes	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Escadas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Fundações	1.244,8	38,9	59,6	32,0	0,0
	Reservatórios	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Muros	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	<b>Total</b>	<b>3.876,9</b>	<b>79,0</b>	<b>566,8</b>	<b>49,1</b>	<b>0,0</b>

Fonte: O autor (2021).