

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

MARIA JULIA POLITI

ANÁLISE COMPARATIVA DE LAJES UTILIZANDO SOFTWARES DE CÁLCULO  
ESTRUTURAL E A TECNOLOGIA BIM

Uberlândia - MG

2020

MARIA JULIA POLITI

ANÁLISE COMPARATIVA DE LAJES UTILIZANDO SOFTWARES DE CÁLCULO  
ESTRUTURAL E A TECNOLOGIA BIM

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia - MG

2020

MARIA JULIA POLITI

ANÁLISE COMPARATIVA DE LAJES UTILIZANDO SOFTWARES DE CÁLCULO  
ESTRUTURAL E A TECNOLOGIA BIM

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Uberlândia como requisito parcial  
para obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Uberlândia – MG, 28/07/2020

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni (UFU)  
(Presidente/Orientador)

---

Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos (UFU)

---

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva (UFU)

Dedico este trabalho aos meus pais, por proporcionarem tudo em minha vida, me incentivando e sendo meus maiores exemplos, à minha irmã que foi minha companheira nessa jornada. Aos meus avós e tios, que estiveram sempre presentes e aos meus amigos que dividiram comigo muitos momentos, desafios e a rotina durante esses anos. Se hoje cheguei até aqui, foi ao lado de grandes pessoas.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à coordenação do curso da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, por conceder um ambiente agradável, onde todos os conhecimentos foram adquiridos.

Ao Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni, pela incansável orientação, colaboração e análise crítica demonstrada na elaboração deste trabalho.

A todos os Docentes, pelos princípios, sabedorias e experiências compartilhadas.

Aos Funcionários, pela disponibilidade e dedicação.

Aos meus pais, Luciana Leonardi Politi e Luiz Américo Politi, pelo imensurável apoio, incentivo e sacrifícios para que eu pudesse chegar até aqui.

À minha irmã, Maria Laura Politi, pela amizade e por ter caminhado junto comigo durante essa jornada.

Aos meus amigos e acadêmicos, pelo companheirismo e por partilharem comigo todas as etapas e vivências dessa trajetória.

“Somos sempre modificados pelo que amamos.”

(JOSEPH BRODSKY)

## RESUMO

Na área da engenharia civil, vem crescendo a cada dia a diversidade de materiais disponíveis no mercado juntamente as mudanças constantes nas tecnologias, compete ao engenheiro estrutural analisar a estrutura, o sistema construtivo, a tecnologia utilizada e os materiais mais adequados. Neste trabalho aborda-se o estudo do comportamento de lajes maciças, lajes treliçadas em uma direção e lajes nervuradas, utilizando-se dos softwares de cálculo estrutural Eberick e TQS, e de um modelo arquitetônico de referência em arquivo IFC para realizar o estudo na plataforma BIM. Com o objetivo final de analisar as características, os comportamentos estruturais, o desempenho e o consumo de material de cada sistema construtivo, assim como analisar e comparar os resultados obtidos nos dois programas e os aspectos positivos e negativos de se realizar um projeto estrutural com a arquitetura em arquivo IFC. Inicialmente apresentam-se os conceitos básicos necessários para a realização de um projeto estrutural em concreto armado, os sistemas construtivos adotados, os modelos de cálculos utilizados, os conceitos normativos, os programas computacionais, os critérios de projetos e o pré-dimensionamento dos elementos. Em seguida realizou-se o lançamento estrutural dos modelos com três tipos de lajes no Eberick e no TQS, foram corrigidas as incompatibilidades e processou-se as estruturas. Após o processamento, realizou-se a análise comparativa de distribuição de cargas verticais, cargas máximas nas fundações, flechas, vibrações e consumo de materiais. Feita a análise concluiu-se que as lajes treliçadas geraram carregamentos verticais menores e menos cargas nas fundações, quando comparada aos outros modelos. Em relação as flechas, a laje treliçada com enchimento em EPS foi a que apresentou maiores deslocamentos verticais, seguido das lajes nervuradas e por últimos das lajes maciças. Observou-se também que as lajes maciças apresentaram melhor comportamento em relação ao estado-limite de vibrações. No consumo de materiais, a laje mais econômica foi o modelo que continha lajes treliçadas, seguido das lajes nervuradas e depois das lajes maciças. No comparativo entre os softwares observou-se um percentual maior de carregamentos e consumo de aço no software Eberick quando comparado com o TQS. E por fim, foi relatado os aspectos positivos de se desenvolver o projeto na plataforma BIM, que permitiu uma visualização imediata da estrutura inserida na arquitetura, permitindo desse modo que as incompatibilidades fossem mais perceptíveis e que fossem gerados projetos integrados.

**Palavras-chave:** Projeto estrutural, concreto armado, lajes maciças, lajes treliçadas, lajes nervuradas, comportamento estrutural, Eberick, TQS, arquivo IFC, BIM.

## ABSTRACT

In the field of civil engineering, the diversity of materials available on the market is growing every day, along with constant changes in technologies, it is up to the structural engineer to analyze the structure, the construction system, the technology used and the most suitable materials. This work contemplates the study of the behavior of solid slabs, slabs latticed in one direction and ribbed slabs, using structural calculation programs Eberick and TQS, and an architectural reference model in IFC file to carry out the study on the platform BIM. With the ultimate goal of analyzing the characteristics, structural behaviors, performance and material consumption of each construction system, as well as analyzing and comparing the results obtained in the two programs and the positive and negative aspects of carrying out a structural project with the architecture in IFC file. Initially, the basic concepts necessary for carrying out a structural design in reinforced concrete are presented, the construction systems adopted, the calculation models used, the normative concepts, the computer programs, the design criteria and the pre-dimensioning of the elements. Then, structural models were launched with three types of slabs in Eberick and TQS, incompatibilities were corrected and structures were processed. After processing, a comparative analysis of the distribution of vertical loads, maximum loads on foundations, arrows, vibrations and material consumption was performed. After the analysis, it was concluded that the lattice slabs generated smaller vertical loads and less loads on the foundations, when compared to the other models. In relation to the arrows, the lattice slab with EPS filling was the one that presented the greatest vertical displacements, followed by the ribbed slabs and finally by the solid slabs. It was also observed that the solid slabs showed better behavior in relation to the limit state of vibrations. In the consumption of materials, the most economical slab was the model that contained lattice slabs, followed by ribbed slabs and then solid slabs. When comparing the software, a higher percentage of steel loading and consumption was observed in the Eberick software when compared to the TQS. Finally, the positive aspects of developing the project on the BIM platform were reported, which allowed an immediate visualization of the structure inserted in the architecture, thus allowing the incompatibilities to be more noticeable and for integrated projects to be generated.

**Key words:** Structural design, reinforced concrete, solid slabs, lattice slabs, ribbed slabs, structural behavior, Eberick, TQS, IFC file, BIM.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para lajes em balanço.....	16
Figura 2 -	Vigota e painel pré-moldados com armação treliçada.....	17
Figura 3 -	Elementos da armação treliçada nervurada.....	18
Figura 4 -	Seção da laje treliçada.....	19
Figura 5 -	Laje nervurada bidirecional com EPS.....	20
Figura 6 -	Diagrama tensão-deformação do concreto em compressão simples...	25
Figura 7 -	Diagrama tensão-deformação para aços com patamar de escoamento	27
Figura 8 -	Diagrama tensão-deformação para aços sem patamar de escoamento	27
Figura 9 -	Modelo grelhas + pórtico espacial.....	34
Figura 10 -	Modelo de grelhas.....	34
Figura 11 -	Modelo integrado.....	35
Figura 12 -	Diagrama tensão-deformação para aços sem patamar de escoamento	36
Figura 13 -	Diagrama de momento fletor para viga bi engastada.....	36
Figura 14 -	Corte esquemático dos níveis da edificação.....	40
Figura 15 -	Modelo IFC da arquitetura do edifício corporativo.....	40
Figura 16 -	QR Code para visualização da arquitetura do edifício corporativo...	41
Figura 17 -	Lançamento preliminar dos pilares no pavimento térreo.....	43
Figura 18 -	Planta de forma preliminar pavimento superior (Nível 400).....	45
Figura 19 -	Cálculo das áreas de influência dos pilares.....	46
Figura 20 -	Áreas de influência ( $A_i$ ), dimensões em centímetros.....	47
Figura 21 -	Importação do modelo externo no Eberick.....	55
Figura 22 -	Arquivos IFC fornecidos pela AltoQI.....	55
Figura 23 -	Janela dos níveis da edificação no Eberick.....	56
Figura 24 -	Janela dos planos de corte nos pavimentos da edificação.....	56
Figura 25 -	Configurações iniciais de materiais e durabilidade.....	57
Figura 26 -	Configurações iniciais de vento.....	57
Figura 27 -	Janela de lançamento estrutural do software Eberick.....	58
Figura 28 -	Janela de verificação de colisões.....	59
Figura 29 -	Colisão falsa.....	60
Figura 30 -	Colisão verdadeira.....	60
Figura 31 -	Processamento da estrutura no Eberick.....	61

Figura 32 -	Pórtico 3D do Modelo 1 com lajes maciças.....	62
Figura 33 -	QR Code para visualização do pórtico 3D da estrutura.....	62
Figura 34 -	Visualização 3D da estrutura inserida na arquitetura no Eberick...	63
Figura 35 -	Configurações para lajes treliçadas em uma direção.....	64
Figura 36 -	Configurações para lajes nervuradas.....	65
Figura 37 -	Importação do modelo externo no TQS.....	66
Figura 38 -	Janela dos níveis da edificação no TQS.....	66
Figura 39 -	Modelo arquitetônico importando no software TQS.....	67
Figura 40 -	Configuração da classe do concreto.....	68
Figura 41 -	Configuração dos cobrimentos.....	68
Figura 42 -	Ponderadores de carga permanente.....	69
Figura 43 -	Configuração do vento.....	69
Figura 44 -	Janela de lançamento estrutural do software TQS.....	70
Figura 45 -	Pórtico 3D do Modelo 1 no TQS.....	71
Figura 46 -	Configurações para lajes treliçadas em uma direção no TQS.....	71
Figura 47 -	Avisos e erros do software TQS.....	74
Figura 48 -	Percentual de distribuição dos carregamentos verticais.....	75
Figura 49 -	Comparativo de cargas na fundação para o software Eberick.....	78
Figura 50 -	Comparativo de cargas na fundação para o software TQS.....	78
Figura 51 -	Consumo de aço para o modelo de lajes maciças Eberick x TQS..	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Especificações de tipos de treliça.....	18
Tabela 2 -	Altura do elemento de enchimento em função da altura da laje.....	19
Tabela 3 -	Coefficiente $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede.....	21
Tabela 4 -	Classes de resistência do concreto.....	23
Tabela 5 -	Características das barras.....	26
Tabela 6 -	Características dos fios.....	30
Tabela 7 -	Coefficiente $\gamma_f = \gamma_{f1}$ . $\gamma_{f3}$ para majoração das ações no ELU.....	30
Tabela 8 -	Coefficiente $\gamma_{f2}$ para majoração das ações no ELU.....	30
Tabela 9 -	Combinações usuais últimas.....	31
Tabela 10 -	Combinações usuais de serviço .....	32
Tabela 11 -	Níveis da estrutura.....	39
Tabela 12 -	Cargas de revestimento consideradas nas lajes.....	42
Tabela 13 -	Cargas atuantes nas lajes da edificação.....	42
Tabela 14 -	Pré-dimensionamento dos pilares.....	49
Tabela 15 -	Pré-dimensionamento das vigas baldrames.....	50
Tabela 16 -	Pré-dimensionamento das vigas do pavimento superior.....	50
Tabela 17 -	Pré-dimensionamento das vigas da cobertura.....	50
Tabela 18 -	Pré-dimensionamento das vigas do reservatório.....	51
Tabela 19 -	Classificação das lajes maciças do projeto.....	52
Tabela 20 -	Pré-dimensionamento das lajes maciças do projeto.....	53
Tabela 21 -	Dados de entrada do projeto.....	54
Tabela 22 -	Alterações das seções dos pilares.....	73
Tabela 23 -	Distribuição das cargas verticais por tipo de carregamento.....	74
Tabela 24 -	Comparativo de cargas verticais por pavimento Eberick x TQS....	76
Tabela 25 -	Cargas máximas obtidas na fundação.....	77
Tabela 26 -	Deslocamentos máximos das lajes para aceitabilidade sensorial...	79
Tabela 27 -	Deslocamentos máximos das vigas para aceitabilidade sensorial..	80
Tabela 28 -	Análise de vibrações excessivas nas lajes do pavimento superior..	82
Tabela 29 -	Consumo de concreto em $m^3$ .....	83
Tabela 30 -	Consumo de formas em $m^2$ .....	84
Tabela 31 -	Consumo de aço em kg.....	85

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Área da seção de concreto
A <sub>i</sub>	Área de influência
b	Base do elemento estrutural
BIM	Building Information Modeling
CA	Concreto armado
CAD	Computer Aided Desing
CEB/90	Comité Euro-International du Béton Model Code 1990
C <sub>nom</sub>	Cobrimento nominal
d	Altura da laje
E <sub>C</sub>	Módulo de deformação longitudinal tangente
E <sub>CS</sub>	Módulo secante
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EPS	Poliestireno Expandido
E <sub>s</sub>	Módulo de elasticidade longitudinal
f	Frequência
f <sub>ck</sub>	Resistência característica à compressão do concreto
F <sub>ck</sub>	Ações permanentes indiretas
f <sub>cm</sub>	Resistência média à compressão do concreto
f <sub>crit</sub>	Frequência crítica
f <sub>ctk</sub>	Resistência característica à tração do concreto
f <sub>ctm</sub>	Resistência média à tração do concreto
F <sub>d</sub>	Valores de cálculo para combinação última
F <sub>gk</sub>	Ações permanentes diretas
F <sub>qk</sub>	Ações variáveis
f <sub>st</sub>	Tensão de ruptura
f <sub>y</sub>	Tensão de escoamento
g	Ações permanentes
G1	Peso próprio
G2	Cargas adicionais

h	Altura do elemento estrutural
IFC	Industry Foudation Classes
kN	Quilonewton
lo	Tramo de maior vão para vigas
lo	Menor vão para lajes
Mf	Momento fletor
MPa	Mega Pascal
Ø	Diâmetro
q	Ações variáveis
Q	Cargas acidentais
S1	Coefficiente para cálculo do vento
S3	Coefficiente para cálculo do vento
TR	Treliça
UFU	Universidade federal de Uberlândia
Vo	Velocidade básica do vento
$\alpha$	Coefficiente que leva em conta excentricidade do pilar
$\alpha_E$	Coefficiente que leva em conta o agregado
$\lambda$	Relação entre vãos da laje
$\epsilon_u$	Deformação de ruptura
$\gamma_{f1}$	Coefficiente para majoração das ações no Estado Limite Último
$\gamma_{f2}$	Coefficiente para majoração das ações no Estado Limite Último
$\gamma_{f2}$	Coefficiente para majoração das ações no ELS
$\gamma_{f3}$	Coefficiente para majoração das ações no Estado Limite Último
$\gamma_n$	Coefficiente adicional para lajes em balanço
$\gamma_n$	Coefficiente para pilares e pilares-parede
$\psi_2$	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS
$\psi_0$	Coefficiente para majoração das ações
$\psi_1$	Fator de redução de combinação frequente para ELS

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b>	<b>13</b>
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo geral</b>	<b>13</b>
<i>1.1.2</i>	<i>Objetivo específico</i>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>Projeto estrutural</b>	<b>15</b>
<i>2.1.1</i>	<i>Sistema estrutural com lajes maciças</i>	<b>16</b>
<i>2.1.2</i>	<i>Sistema estrutural com lajes treliçadas</i>	<b>17</b>
<i>2.1.3</i>	<i>Sistema estrutural com lajes nervuradas</i>	<b>20</b>
<i>2.1.4</i>	<i>Pilares</i>	<b>21</b>
<i>2.1.5</i>	<i>Vigas</i>	<b>22</b>
<b>2.2</b>	<b>Propriedade dos materiais</b>	<b>22</b>
<i>2.2.1</i>	<i>Concreto</i>	<b>22</b>
<i>2.2.2</i>	<i>Aço</i>	<b>25</b>
<b>2.3</b>	<b>Ações atuantes nas estruturas</b>	<b>29</b>
<i>2.3.1</i>	<i>Ações permanentes</i>	<b>29</b>
<i>2.3.2</i>	<i>Ações acidentais</i>	<b>29</b>
<i>2.3.3</i>	<i>Ações excepcionais</i>	<b>30</b>
<b>2.4</b>	<b>Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS)</b>	<b>30</b>
<i>2.4.1</i>	<i>Estados Limites Últimos (ELU)</i>	<b>30</b>
<i>2.4.2</i>	<i>Estado Limite de Serviço (ELS)</i>	<b>33</b>
<b>2.5</b>	<b>Análise estrutural e Modelos estruturais</b>	<b>34</b>
<b>2.6</b>	<b>Vinculações entre elementos estruturais</b>	<b>36</b>
<b>2.7</b>	<b>AltoQi Eberick e CAD/TQS</b>	<b>38</b>
<i>2.7.1</i>	<i>AltoQi Eberick</i>	<b>38</b>
<i>2.7.2</i>	<i>CAD/TQS</i>	<b>39</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>40</b>
<b>3.1</b>	<b>Cargas atuantes na edificação</b>	<b>42</b>
<b>3.2</b>	<b>Concepção da estrutura</b>	<b>44</b>
<b>3.3</b>	<b>Pré-dimensionamento</b>	<b>45</b>
<i>3.3.1</i>	<i>Pré-dimensionamento dos pilares</i>	<b>47</b>

3.3.2	<i>Pré-dimensionamento das vigas</i>	50
3.3.3	<i>Pré-dimensionamento das lajes</i>	52
3.4	<b>Lançamento estrutural</b>	54
3.4.1	<i>Lançamento no Eberick Next Basic</i>	55
3.4.2	<i>Lançamento no TQS v21 Estudante</i>	66
4	<b>RESULTADOS</b>	74
4.1	<b>Avisos e erros emitidos pelos softwares</b>	74
4.2	<b>Distribuição das cargas verticais nas estruturas</b>	75
4.3	<b>Cargas máximas obtidas na fundação</b>	78
4.4	<b>Deslocamento nas lajes: Aceitabilidade sensorial visual</b>	80
4.5	<b>Deslocamento nas vigas: Aceitabilidade sensorial visual</b>	81
4.6	<b>Estado-limite de vibrações excessivas</b>	82
4.7	<b>Consumo de materiais</b>	83
4.7.1	<i>Consumo de concreto</i>	83
4.7.2	<i>Consumo de formas</i>	84
4.7.3	<i>Consumo de aço</i>	85
5	<b>CONCLUSÃO</b>	88
	<b>REFERÊNCIAS</b>	90
	<b>ANEXO A – PLANTAS BAIXAS DA ARQUITETURA</b>	92
	<b>ANEXO B – CROQUI DAS FORMAS ESTRUTURAIS</b>	96
	<b>ANEXO C – FORMAS ESTRUTURAIS FINAIS</b>	100

## 1 INTRODUÇÃO

Na contemporaneidade a informática vem se tornando cada vez mais presente no dia a dia das pessoas, assim como nas profissões que as cercam. Dentro da indústria da construção civil não é diferente, com a entrada dos computadores e microcomputadores, permitiu-se automatizar inúmeros procedimentos que antes eram realizados manualmente, gerando um grande ganho de tempo para o profissional.

Dentre esses procedimentos destacam-se os projetos estruturais, que pouco tempo atrás eram feitos apenas com auxílio de réguas de cálculo, hoje por meio da programação computacional e dos avanços de hardware e software, foram criadas ferramentas computacionais que automatizaram esses cálculos. Mudou-se então de maneira significativa a porcentagem do tempo que o engenheiro calculista demanda para realização e detalhamento dos cálculos, em contrapartida, juntamente com esse avanço tecnológico as estruturas se tornaram mais complexas e os materiais disponíveis cada vez mais diversos. Diante deste panorama, torna-se cada vez mais imprescindível a preparação de engenheiros civis capazes de manipular corretamente o sistema computacional sabendo de suas limitações e sempre colocando a Engenharia como meta principal (KIMURA, 2007, p. 25).

O conceito mais difundido em projeto no cenário da revolução tecnológica a partir da década de 1970 foi o de Projeto Auxiliado por Computador (CAD- Computer Aided Design), que permitiu criar, modificar, analisar e documentar representações gráficas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D), tratar problemas de maneira automática, eliminar redundâncias de projeto, executar tarefas repetitivas automaticamente e diminuir o esforço de coordenação. O projeto estrutural utilizou esse conceito CAD automatizando e integrando a produção com a modelagem 3D, com a análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura. Em contrapartida, em projetos arquitetônicos a definição de CAD se tornou sinônimo de representações das edificações em 2D, sendo o computador utilizado apenas para automação da produção do desenho (BELK, 2011, p. 2).

Surge então a Modelagem da Informação da Construção (Building Information Modeling – BIM), que transforma a representação digital em um modelo de informações, que consiste em um modelo geométrico acrescido de informações que caracterizam seus componentes. Dessa forma, o conceito BIM retomou os conceitos originais do CAD para a construção civil utilizando o modelo tridimensional, porém o modelo utilizado agora contém informações que cobrem todo o ciclo de vida de uma construção (RUSCHEL, 2014, p. 4).

Essas informações contidas nos modelos são utilizadas por diversas áreas de projetos e construção, e por um leque grande de softwares, sendo a comunicação entre eles chamada de *interoperabilidade*. Para que se tenha uma boa interoperabilidade é fundamental a implementação de um padrão de protocolo de troca de dados nos aplicativos e nos processos do projeto, sendo o padrão mais utilizado nos dias de hoje o *Industry Foundation Classes (IFC)*, que é um modelo de dados do edifício baseado em objetos, não proprietário (ANDRADE, 2009, p. 80).

Somado a este cenário de mudanças tecnológicas encontra-se o avanço da diversidade de materiais disponíveis no mercado, tem-se então a necessidade do estudo das vantagens e desvantagens da adoção de determinadas técnicas construtivas. Dentro elas, a escolha do tipo de laje influencia de maneira significativa o consumo de concreto, o consumo de formas, o desempenho acústico e o conforto de utilização em uma edificação.

Este trabalho tem como objetivo analisar três diferentes modelos estruturais composto por lajes maciças, treliçadas e nervuradas, sendo o modelo base de arquitetura em formato IFC. Utilizando para isto os softwares de cálculo estrutural Eberick da AltoQI e CAD/TQS, para desse modo, além de obter um estudo comparativo entre os diferentes tipos de lajes, poder também analisar eventuais disparidade de resultados entre os dois programas. Somado a isto, optou-se por fazer uso da arquitetura IFC para poder listas vantagens e desvantagens da tecnologia BIM quando comparada ao modelo tradicional em que se utiliza como referência plantas arquitetônicas em 2D.

## **1.1 Objetivos**

### ***1.1.1 Objetivo geral***

Realizar uma análise comparativa entre lajes maciças, lajes treliçadas e lajes nervuradas nos softwares Eberick e TQS utilizando a plataforma BIM.

### ***1.1.2 Objetivos específicos***

- Realizar a revisão bibliográfica das propriedades do concreto e do aço; dos conceitos necessários para realização de um projeto estrutural; das características das lajes maciças, treliçadas e nervuradas; das normas para elementos que compõe estruturas

em concreto armado; das informações sobre os softwares de cálculo estrutural e conceitos sobre a utilização da plataforma BIM.

- Realizar a concepção, o lançamento e o dimensionamento de uma estrutura em concreto armado no Eberick e TQS a partir de um modelo arquitetônico em IFC, variando o material das lajes.
- Analisar os resultados obtidos, considerando o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS).
- Realizar um estudo comparativo entre a distribuição das cargas verticais na estrutura; entre as cargas máximas encontradas na fundação, entre as flechas obtidas nos três tipos de lajes e nas vigas, entre as vibrações obtidas e o consumo de material de cada sistema.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

O conteúdo abordado na Revisão Bibliográfica deste trabalho refere-se a estruturas em concreto armado de edifícios de pequeno, médio e grande porte. Deixa-se a ressalva de que existem estruturas que não se encaixam nas descrições apresentadas.

### **2.1 Projeto estrutural**

O projeto estrutural tem como finalidade a materialização de estruturas que atendam às necessidades para as quais elas serão construídas. Devendo resistir a carregamentos e solicitações que serão impostas durante a sua vida útil. A elaboração de um projeto estrutural pode ser dividida de maneira simplificada em concepção, análise estrutural, dimensionamento da estrutura, detalhamento dos elementos estruturais e emissão final das pranchas de projeto. Englobando nesses itens a escolha mais adequada do sistema estrutural, dos materiais a serem utilizados e das ações a serem consideradas, levando em conta a funcionalidade da edificação e sua localidade.

A concepção estrutural é a primeira etapa a ser realizada, ela consiste no lançamento dos elementos estruturais, considerando sua interferência com o projeto arquitetônico e os demais projetos complementares. Para que esse lançamento seja efetuado é importante definir previamente os materiais que serão utilizados, o sistema estrutural e as ações atuantes. Os softwares disponíveis hoje no mercado são grandes facilitadores pois disponibilizam recursos à entrada de dados, como lançamento 100% gráfico, visualização 3D e geração automática de carregamentos (KIMURA, 2007, p.37). Porém cabe ao Engenheiro conceber da maneira mais eficiente sua estrutura e entrar com os dados coerentes ao projeto, de modo que com o pré-dimensionamento consiga prever o comportamento estrutural da edificação.

Uma estrutura é formada por elementos estruturais, que combinados dão origem aos sistemas estruturais, nos quais a finalidade é receber efeitos das ações e transmiti-las para o solo. Esses elementos estruturais se dividem em subsistemas horizontais, que recebem forças gravitacionais diretamente, e subsistemas verticais, que recebem as ações sofridas nos subsistemas horizontais e as transmitem para o solo.

Um sistema construtivo pode ser caracterizado de maneira simplificada pelos materiais empregados, sendo nesse trabalho estudado apenas os sistemas construtivos em concreto armado formado por lajes maciças, lajes treliçadas e lajes nervuradas, em conjunto com pilares retangulares e vigas de seção retangular.

### 2.1.1 Sistema estrutural com lajes maciças

Esse sistema estrutural é formado por lajes maciças armadas em uma ou duas direções. Neste trabalho irá se utilizar o arranjo estrutural de lajes que descarregam em vigas, vigas que descarregam em pilares e estes que por fim descarregam nas fundações.

As lajes são placas de espessura uniforme que podem apresentar vinculações com vigas e lajes presentes em seu contorno, essas vinculações podem ser apoio, engaste ou balanço em casos de bordo livre.

Segundo o item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 para lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para sua espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportam veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de 1/42 para lajes de piso e bi apoiadas e 1/50 para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelos, fora do capitel.

No dimensionamento de lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , conforme a Figura 1.

Figura 1 – Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para lajes em balanço

$h$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14	13	12	11	10
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

$h$  é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

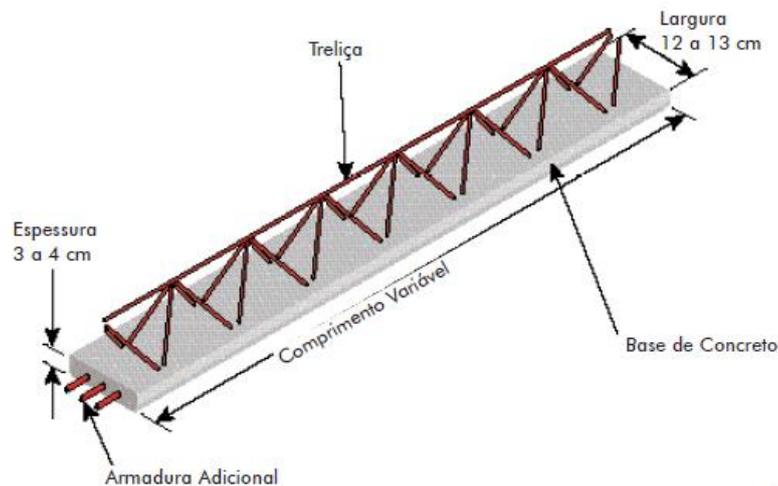
Outra característica desse sistema estrutural é não ser indicado para vencer grandes vãos, demanda também um grande consumo de concreto e de formas. Em contra partida possui boa

rigidez para formação de pórticos na estrutura e possuem melhor desempenho quando sua geometria se aproxima da forma quadrada.

### 2.1.2 Sistema estrutural convencional com lajes treliçadas

O sistema estrutural com lajes treliçadas difere do sistema com lajes maciças no aspecto em que grande parte do concreto abaixo da linha neutra do elemento estrutural é eliminado. Dessa forma, é gerado um melhor aproveitamento dos materiais e são executadas lajes mais leves e que demandam pouca forma. Essa laje é composta por vigotas e painéis pré-moldados com armação treliçada (FIGURA 2), podendo ou não ter enchimentos em EPS ou em lajotas cerâmicas. O enchimento tem como função preencher o vazio nas áreas em que não será utilizado o concreto, não tendo desse modo função estrutural. (BELGO, 2020).

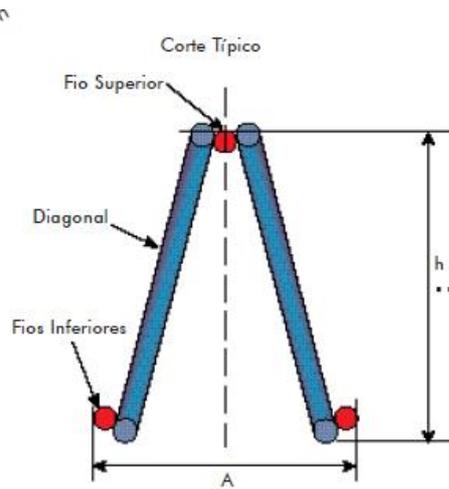
Figura 2 – Vigota e painel pré-moldados com armação treliçada



Fonte: Belgo (2020)

A armação treliçada é uma estrutura metálica espacial prismática em que se utiliza aço 60 nervurado (CA 60), é constituída pelo fio superior (banzo superior), que colabora como armadura de compressão durante a montagem e concretagem da laje e ao momento fletor negativo, dois fios inferiores (banzo inferior) que resistem a tração e as diagonais que resistem a força cortante (FIGURA 3). (BELGO, 2020).

Figura 3 – Elementos da armação treliçada nervurada



Fonte: Belgo (2020).

A Tabela 1 mostra as treliças padronizadas, suas designações e sua composição. A especificação é dada segundo a ABNT NBR 14862:2002, na qual a treliça é designada por TR, em seguida é discriminado sua altura, na sequência o diâmetro do fio superior, seguido do diagonal e pôr fim do inferior (BELGO, 2020).

Tabela 1: Especificações de tipos de treliça

Designação	Altura (h) (mm)	Composição / Fios (mm)			Peso Linear (kg/m)
		Superior (x S)	Diagonal (x D)	Inferior (x I)	
TR 8644	80	6,0	4,2	4,2	0,735
TR 8645	80	6,0	4,2	5,0	0,825
TR 12645	120	6,0	4,2	5,0	0,886
TR 12646	120	6,0	4,2	6,0	1,016
TR 16745	160	7,0	4,2	5,0	1,032
TR 16746	160	7,0	4,2	6,0	1,168
TR 20745	200	7,0	4,2	5,0	1,111
TR 20756	200	7,0	5,0	6,0	1,446
TR 25856	250	8,0	5,0	6,0	1,686
TR 25858	250	8,0	5,0	8,0	2,024
TR 30856	300	8,0	5,0	6,0	1,823
TR 30858	300	8,0	5,0	8,0	2,168

Fonte: Belgo (2020).

A respeito dos materiais de enchimento apesar de não serem considerados na resistência da laje, a boa qualidade desse material é importante para a segurança dos trabalhadores na fase da montagem e concretagem da laje. Pois são os responsáveis por transferir o peso do concreto

ainda em estado fresco para as vigotas, sendo por tanto estabelecido uma resistência mínima para esses elementos de 1kN. Os materiais mais utilizados atualmente são o EPS (poliestireno expandido) e o bloco cerâmico, as vantagens do bloco cerâmico está ligado ao seu custo inferior, porém os enchimentos em EPS além de serem mais leves atribuem um alto grau de isolamento térmico e acústico a edificação. Cabe então ao engenheiro decidir qual material se adequa melhor a necessidade do cliente (BELGO, 2020).

A altura dos elementos de enchimento está relacionada a altura total das lajes, como exemplifica a Tabela 2

Tabela 2 – Altura do elemento de enchimento em função da altura da laje

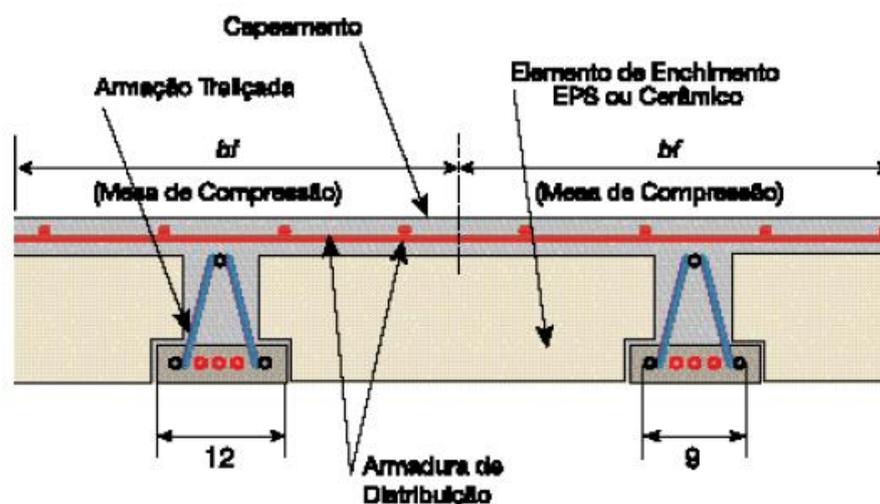
Altura do Elemento de Enchimento (h <sub>e</sub> )*	7,0	8,0	10,0	12,0	16,0	20,0	24,0	29,0
Altura Total da Laje (h)	10,0	11,0	14,0	16,0	20,0	24,0	29,0	34,0
	11,0	12,0	15,0	17,0	21,0	25,0	30,0	35,0
	12,0	13,0						

(dimensões em centímetros)

Fonte: Belgo (2020).

Além desses elementos, a laje treliçada também é composta por uma capa de concreto que pode variar entre 3 a 5 cm e pela armadura de distribuição, que possuem a função de combater efeitos da retração, consolidar a estrutura da nervura com a capa, controlar abertura de fissuras e efetivar a distribuição de cargas pontuais (FIGURA 4).

Figura 4 – Seção da laje treliçada



Fonte: Belgo (2020).

### 2.1.3 Sistema estrutural convencional com lajes nervuradas

As lajes nervuradas são constituídas por um ou duas mesas e por nervuras que podem ser posicionadas em uma ou duas direções. Nessas nervuras concentram-se a armadura longitudinal principal que trabalha principalmente a tração, a mesa pode ser posicionada de maneira superior ou inferior as nervuras. (SILVA, 2005, p.22).

Os espaçamentos entre as nervuras podem permanecer vazios ou serem preenchidos com materiais inertes sem função estrutural, que irão atuar como fôrma para as faces laterais das nervuras. A Figura 5 representa uma laje nervurada bidirecional apoiada sobre vigas, com o espaçamento entre nervuras preenchido com EPS.

Figura 5 – Laje nervurada bidirecional com EPS



Fonte: Franca e Fusco (1997).

A norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece no item 13.2.4.2 que para lajes nervuradas a espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a  $1/15$  da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm. O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro  $\varnothing$  maior que 10 mm, a mesa deve ter espessura mínima de  $4\text{cm} + \varnothing$ , ou  $4\text{cm} + 2\varnothing$ , quando houver cruzamento de tubulações. O item 13.2.4.2 ainda estabelece que a espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm e que nervuras com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

### 2.1.4 Pilares

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (item 14.4.1.2 da ABNT NBR 6118:2014). A seção transversal de pilares e pilares-paredes, qualquer que seja sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm (item 13.2.3 da ABNT NBR 6118:2014), caso isso ocorra deve-se multiplicar os esforços solicitantes por um coeficiente  $\gamma_n$ , de acordo com a Tabela 3. Ainda em qualquer caso, o pilar não pode possuir uma área de seção transversal inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Tabela 3 – Coeficiente  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ; $b$ é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). <b>NOTA</b> O coeficiente $\gamma_n$ deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Os pilares tem como principal função transmitir os esforços que solicitam a estrutura para as fundações. Pilares em conjunto com vigas formam pórticos que resistem a ações do vento, ações sísmicas, entre outras nas edificações, as vigas ainda estabelecem travamentos nos pilares diminuindo assim seu comprimento de flambagem e por consequência esforços de segunda ordem.

### 2.1.5 Vigas

Vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante (item 14.4.1.1 da ABNT NBR 6118:2017) e que não podem apresentar largura inferior a 12 cm ou inferior a 15 cm em caso de viga-parede. Podem ser dispostas horizontalmente ou inclinadas, com um ou mais apoios (fixo ou móvel) ou engastes, de forma que garantam elementos estruturais estáveis e no mínimo isostáticas. Podem ser feitas de concreto armado, aço, madeira, alumínio, ferro fundido, entre outros.

No caso de vigas em concreto armado, geralmente são compostas por armaduras longitudinais que combatem o momento fletor e por armaduras transversais (estribos) que resistem ao esforço cortante. Além disso, as vigas são importantes para garantir o contraventamento nas edificações, trabalhando junto com os pilares e lajes para garantir a estabilidade global às ações verticais e horizontais na estrutura.

## **2.2 Propriedade dos materiais**

Para que um material seja utilizado como material estrutural ele deve possuir além da resistência a tração e/ou compressão, características como plasticidade e elasticidade. Ao tracionar um material ele pode apresentar comportamento plástico ou elástico, materiais que possuem comportamento plástico após sofrer uma tensão apresentam alguma deformação residual, enquanto que materiais que apresentam comportamento elástico quando tensionados retornam a sua posição original. Dois dos principais materiais aplicados na construção civil que apresentam essas propriedades são o concreto e o aço, que compõe o concreto armado. O concreto armado é amplamente utilizado devido as suas inúmeras vantagens, como facilidade de executar diferentes formas, baixo custo de execução, resistência ao fogo, permitir facilidade em construir estruturas hiperestáticas, entre outras

### **2.2.1 Concreto**

O concreto é o material resultante da mistura de agregados graúdos e miúdos com cimento e água, podendo ainda utilizar aditivos e adições minerais conforme a necessidade para melhorar suas características quando fresco ou endurecido.

A resistência do concreto depende de muitos fatores, sendo algum deles a relação água/cimento utilizada, o tipo de agregado utilizado, presença ou não de aditivos e condições de cura. Quanto menor a relação água-cimento, maior será a resistência a compressão do concreto, devendo-se respeitar o limite mínimo dessa relação de 0,25 para que haja hidratação.

Devido à alta resistência a compressão e baixa resistência a tração, o concreto é combinado com barras de aço que suprem essa deficiência. Sendo o funcionamento desse conjunto dado pela aderência dos componentes, por possuírem deformações similares. Além de resistir a esforços de tração, as armaduras impedem a ruína brusca da estrutura em caso de fissura excessivas na área tracionada do concreto. Em contra partida o concreto possibilita a

proteção das armaduras à corrosão, sendo o cobrimento mínimo de concreto um fator importante que varia conforme a agressividade ambiental.

A resistência a compressão do concreto é obtida no Brasil por meio de ensaios de curta duração em corpos cilíndricos realizados na idade de 28 dias. Devido à falta de homogeneidade dos corpos de prova presente em um mesmo lote, a resistência do concreto obtida,  $f_c$ , é uma variável aleatória. Sendo assim define-se a resistência média à compressão do concreto,  $f_{cm}$ , e a resistência característica,  $f_{ck}$ , como (1). (ARAÚJO, 2010, p. 4).

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645S \quad (1)$$

Onde  $S$  é o desvio padrão (2).

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}} \quad (2)$$

Sendo  $f_{ci}$  os valores genéricos da resistência obtidos em  $n$  corpos de prova de concreto. Segundo o item 8.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, os concretos classificam-se pela sua resistência característica a compressão nos grupos I e II, a Tabela 4 retirada do item 4.2 da ABNT NBR 8953:2015 mostra as classes de resistência de concretos estruturais. Dentro de cada grupo o concreto é designado pela C seguido de sua resistência em Mpa. A classe C20 ou superior se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25 ou superior se aplica ao concreto com armadura ativa. A classe C15 pode ser usada apenas em obras provisórias ou em concretos sem fins estruturais de acordo com a ABNT NBR 8953:2015.

Tabela 4 – Classes de resistência do concreto

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
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 NBR 8953 (2015)

A resistência a tração do concreto é obtida por meio de três ensaios: ensaio a tração axial, ensaio a compressão diametral ou ensaio a flexão. Normalmente, o termo resistência à tração presentes nas normas de projetos refere-se à resistência obtida no ensaio de tração axial.

Assim como para a resistência a compressão, a resistência a tração é obtida por meio de um valor médio,  $f_{ctm}$ , e um valor característico,  $f_{ctk}$ . O item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece o valor médio da resistência a tração em MPa,  $f_{ctm}$ , como sendo (3) para concretos até 50 MPa.

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

Esse item define ainda um valor característico inferior para a resistência a tração,  $f_{ctk,inf}$ , e um valor superior,  $f_{ctk,sup}$  que são dados por (4) e (5).

As verificações no Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço são feitas empregando-se a resistência média a tração  $f_{ctm}$ .

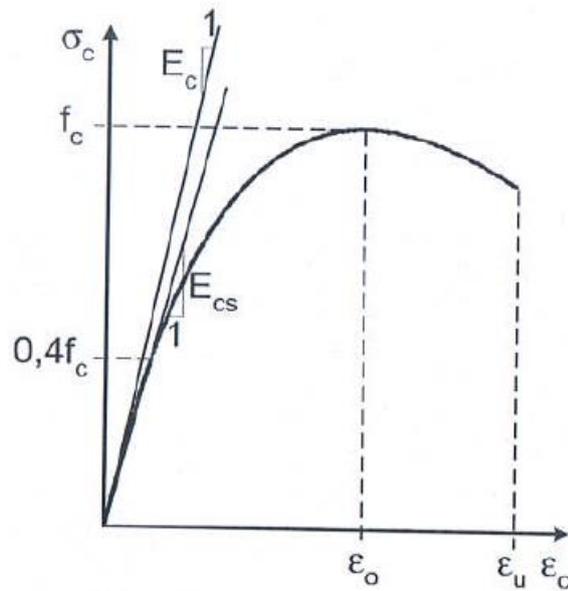
$$f_{ctk,inf} \cong 0,7f_{ctm} \quad (4)$$

$$f_{ctk,sup} \cong 1,3f_{ctm} \quad (5)$$

Para a massa específica do concreto, o item 8.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 considera concretos de massa específica normal aqueles que, depois de secos em estufa, apresenta massa específica entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>. Caso não seja conhecida a massa específica real, a norma permite adotar para concreto simples o valor de 2400 kg/m<sup>3</sup> e para o concreto armado o valor de 2500 kg/m<sup>3</sup>. Quando se conhece a massa específica, pode-se considerar o valor real acrescido de 100 kg/m<sup>3</sup> para concreto simples e 150 kg/m<sup>3</sup> para concreto armado.

Em relação ao módulo de deformação longitudinal tangente ( $E_C$ ), o concreto apresenta um comportamento não linear quando submetido a altas tensões, não obedecendo a Lei de Hooke, ou seja, não há proporcionalidade entre tensão e deformação.  $E_C$  representa a inclinação da reta tangente a curva na origem do diagrama da Figura 6 e o módulo secante ( $E_{CS}$ ) representa a inclinação da reta que passa pela origem e corta o diagrama no ponto de tensão de ordem  $0,4f_c$ , sendo  $f_c$  a resistência a compressão simples. (ARAÚJO, 2010, p. 11).

Figura 6 – Diagrama tensão-deformação do concreto em compressão simples



Fonte: ARAÚJO (2010)

De acordo com o item 8.2.8 da ABNT NBR:6118:2014, o módulo de deformação longitudinal é dado por (6) para concretos de  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa e (7) para concretos de  $f_{ck}$  de 55 MPa a 90 MPa. Onde  $\alpha_E$  é o coeficiente que leva em conta o agregado utilizado, sendo igual a 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

$$E_c = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (7)$$

O módulo de deformação secante segundo o mesmo item da ABNT NBR:6118:2014 é dado por (8) em que o coeficiente  $\alpha_i$  é calculado por (9) em função da resistência característica do concreto.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_c \quad (8)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (9)$$

### 2.2.2 Aço

Segundo a ABNT NBR 7480:1996 os aços utilizados para estruturas em concreto armado se classificam em barras e fios. As barras possuem diâmetro mínimo de 6,3 mm e os

fios apresentam diâmetro máximo de 10 mm. A massa específica do aço é igual a  $7850 \text{ kg/m}^3$ , desse modo a massa linear de uma barra ou fio ( $\text{kg/m}$ ) é obtida pelo produto da área da seção nominal ( $\text{m}^2$ ) pela massa específica. (ARAÚJO, 2010, p. 43).

A Tabela 5 e 6 mostra as características das barras e fios, respectivamente, de acordo com a ABNT NBR 7480:2007.

Tabela 5 – Características das barras

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

Fonte: ABNT NBR 7480 (2007)

Tabela 6 – Características dos fios

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais		
	Fios	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
2,4		0,036	± 6%	4,5	7,5
3,4		0,071	± 6%	9,1	10,7
3,8		0,089	± 6%	11,3	11,9
4,2		0,109	± 6%	13,9	13,2
4,6		0,130	± 6%	16,6	14,5
5,0		0,154	± 6%	19,6	15,7
5,5		0,187	± 6%	23,8	17,3
6,0		0,222	± 6%	28,3	18,8
6,4		0,253	± 6%	32,2	20,1
7,0		0,302	± 6%	38,5	22,0
8,0		0,395	± 6%	50,3	25,1
9,5		0,558	± 6%	70,9	29,8
10,0		0,617	± 6%	78,5	31,4

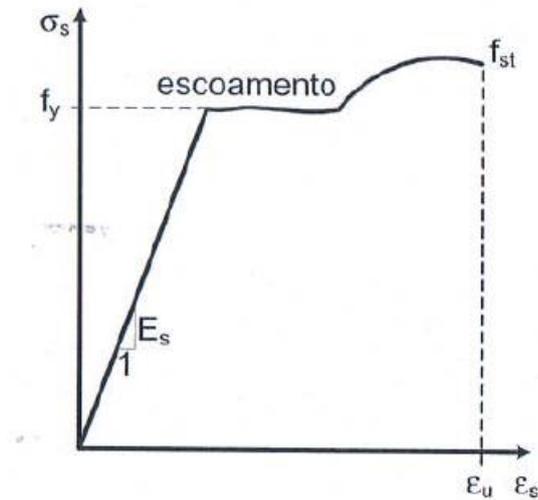
<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

Fonte: ABNT NBR 7480 (2007)

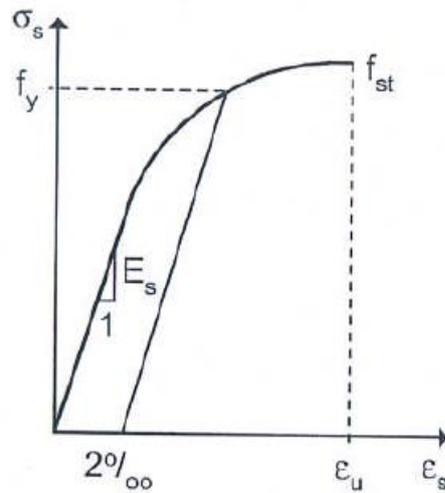
O diagrama tensão-deformação das barras de aço possui patamar de escoamento (FIGURA 7), enquanto que o diagrama dos fios de aço não possui patamar (FIGURA 8). Em que  $f_y$  é a tensão de escoamento,  $f_{st}$  é a tensão de ruptura,  $E_s$  é o módulo de elasticidade longitudinal igual a 210 GPa para barras e 200 GPa para fios e  $\epsilon_u$  é a deformação de ruptura.

Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços com patamar de escoamento



Fonte: ARAÚJO (2010)

Figura 8 – Diagrama tensão-deformação para aços sem patamar de escoamento



Fonte: ARAÚJO (2010)

A tensão de escoamento característica dos aços é dada por  $f_{yk}$  e obtida por meio de ensaios a tração. Desse modo, as barras e fios de aço se caracterizam de acordo com essa tensão, sendo classificadas para barras em CA-25 e CA-50 e os fios em CA-60, segundo essa nomenclatura então um aço CA-50 possui resistência  $f_{yk}=50 \text{ kN/cm}^2$ , por exemplo. As armaduras podem ser ainda armaduras ativas ou passivas, as armaduras ativas possuem uma tensão inicial, chamada de protensão, enquanto as armaduras passivas não possuem tensão inicial.

Por fim, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 os coeficientes de dilatação térmica das barras e fios de aço pode ser considerado  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ .

### **2.3 Ações atuantes nas estruturas**

As ações atuantes nas estruturas provocam esforços ou deformações. Usualmente, as forças e deformações impostas pelas ações são consideradas como se elas fossem as próprias ações, as forças são chamadas de ações diretas e os deslocamentos de ações indiretas. Essas ações classificam-se de acordo com sua variabilidade no tempo, podendo ser permanentes, variáveis e excepcionais. (ARAÚJO, 2010, p. 63).

#### ***2.3.1 Ações permanentes***

Segundo o item 11.3.1 da ABNT NBR 6118:2014 as ações permanentes são as que ocorrem durante toda a vida da estrutura com valores praticamente constantes. Considera-se também permanentes as ações que aumentam com o tempo e tendem a um valor constante.

As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis por questões de segurança.

Divide-se as ações permanentes em diretas e indiretas, as permanentes diretas englobam o peso próprio da estrutura, peso de revestimentos, peso de elementos fixos, peso de instalações permanentes e empuxos permanentes. As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

#### ***2.3.2 Ações variáveis***

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores variáveis durante a vida da edificação, dividem-se também em variáveis diretas e indiretas.

Uma das variáveis diretas são as cargas acidentais, que são definidas pela ABNT NBR 6120:2019, e atuam na construção de acordo com sua finalidade e seu uso, levando em conta quantidade de pessoas, equipamentos instalados, peso de móveis, forças de frenagem ou aceleração, forças centrífugas e impactos laterais, sempre consideradas nas posições mais desfavoráveis. Outras variáveis diretas são a força do vento, que é determinada de acordo com

a ABNT NBR 6123:1988; a ação da água, que leva em conta o nível de água em reservatórios, tanques, decantadores, entre outros; e as ações durante a construção.

As ações variáveis indiretas se dividem em variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

### **2.3.3 Ações excepcionais**

As ações excepcionais são aquelas que possuem uma probabilidade muito pequena de ocorrer durante a vida da edificação e duram um período curto de tempo. Em projetos estruturais, esses carregamentos excepcionais são definidos por Normas Brasileiras específicas. Alguns exemplos dessas ações são: sismos, explosões, incêndios e enchentes.

## **2.4 Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS)**

Uma estrutura em concreto armado deve atender os quesitos de segurança, em que todas as estruturas devem suportar as cargas a que estão sujeitas; de bom desempenho em serviço, devendo proporcionar conforto ao usuário; e durabilidade, se mantendo em bom estado durante sua vida útil. Quando essas considerações não são satisfeitas considera-se que a estrutura alcançou um estado limite.

Os estados limites se dividem em Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviços (ELS), e a ABNT NBR 6118:2014 estabelece suas definições, os critérios de segurança e as verificações necessárias em cada um.

### **2.4.1 Estados Limites Últimos (ELU)**

Os Estados Limites Último são aqueles que relacionam a ruína ou colapso da estrutura. O item 10.3 da ABNT NBR 6118:2014 divide os ELU em:

- a) Perda de equilíbrio da estrutura;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura devido às solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando efeitos de segunda ordem;
- d) Colapso progressivo;
- e) Provocado por solicitações dinâmicas;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando exposição ao fogo;

g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando ações sísmicas.

As ações atuantes na edificação devem ser majoradas para o ELU pelos coeficientes  $\gamma_{f1}$ ,  $\gamma_{f3}$  e  $\gamma_{f2}$ , para elementos críticos ainda é necessário adicional o coeficiente  $\gamma_n$ . As Tabelas 7 e 8 retiradas do item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014 especificam os valores desses coeficientes e suas aplicações.

Tabela 7 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$  para majoração das ações no ELU

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Tabela 8 – Coeficiente  $\gamma_{f2}$  para majoração das ações no ELU

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A Tabela 9 retirada do item 11.8.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 ilustra as combinações últimas usuais.

Tabela 9 – Combinações usuais últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>a</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	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 $P_{kmax}$ e $P_{kmin}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
<p>onde</p> <p><math>F_d</math> é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p><math>F_{gk}</math> representa as ações permanentes diretas;</p> <p><math>F_{ek}</math> representa as ações indiretas permanentes como a retração <math>F_{egk}</math> e variáveis como a temperatura <math>F_{eqk}</math>;</p> <p><math>F_{qk}</math> representa as ações variáveis diretas das quais <math>F_{q1k}</math> é escolhida principal;</p> <p><math>\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}</math> ver Tabela 11.1;</p> <p><math>\psi_{0j}, \psi_{0e}</math> ver Tabela 11.2;</p> <p><math>F_{sd}</math> representa as ações estabilizantes;</p> <p><math>F_{nd}</math> representa as ações não estabilizantes;</p> <p><math>G_{sk}</math> é o valor característico da ação permanente estabilizante;</p> <p><math>R_d</math> é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;</p> <p><math>G_{nk}</math> é o valor característico da ação permanente instabilizante;</p> <p><math>Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}</math>;</p> <p><math>Q_{nk}</math> é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;</p> <p><math>Q_{1k}</math> é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;</p> <p><math>\psi_{0j}</math> e <math>Q_{jk}</math> são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;</p> <p><math>Q_{s,min}</math> é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.</p> <p><sup>a</sup> No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de <math>\gamma_g = 1,0</math>. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram <math>\gamma_g</math> reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p><sup>b</sup> Quando <math>F_{q1k}</math> ou <math>F_{q1exc}</math> atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, <math>\psi_{0j}</math> pode ser substituído por <math>\psi_{2j}</math>. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

### 2.4.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

Os Estados Limites Último são aqueles que relacionam o conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturais (item 10.4 da ABNT NBR 6118:2014).

Segundo o item 11.7.2 da ABNT NBR 6118:2014 as ações atuantes na edificação devem ser majoradas para o ELS pelo coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f2}$ . Onde:

- $\gamma_{f2}$  varia conforma a Tabela 8;
- $\gamma_{f2}$  é igual a 1 para combinações raras;
- $\gamma_{f2}$  é igual a  $\psi_1$  para combinações frequentes;
- $\gamma_{f2}$  é igual a  $\psi_2$  para combinações quase permanentes.

A Tabela 10 retirada do item 11.8.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 ilustra as combinações de serviço usuais.

Tabela 10 – Combinações usuais de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p><math>F_{d,ser}</math> é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p><math>F_{q1k}</math> é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p><math>\psi_1</math> é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p><math>\psi_2</math> é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

## 2.5 Análise estrutural e Modelos estruturais

A análise estrutural consiste na obtenção da resposta da estrutural diante das ações que lhe foram aplicadas, ou seja, significa calcular os esforços solicitantes e deslocamentos nos quais a estrutura estará sujeita quando atuar sobre ela carregamentos.

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise, esse modelo pode ser uma composição de elementos estruturais básicos formando um sistema estrutural resistente que permite que as ações aplicadas na estrutura percorram caminhos de maneira clara até os apoios.

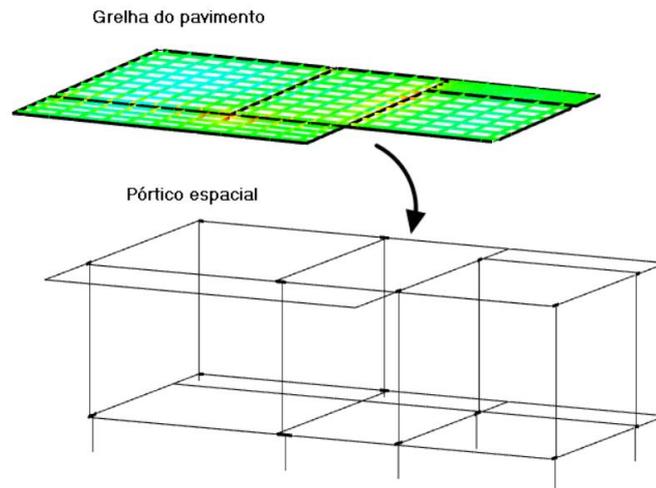
Os tipos de análise estrutural se dividem segundo o item 14.5 da ABNT NBR 6118:2014 em:

- a) Análise linear: Em que se admite para os materiais o comportamento elástico-linear; essa análise é empregada geralmente na verificação dos ELS, utiliza-se para o ELU somente em situações que se possa garantir a ductilidade dos elementos estruturais;
- b) Análise linear com redistribuição: Segundo o item 14.5.3 da ABNT NBR 6118:2014 para essa análise os efeitos das ações determinadas em uma análise linear são redistribuídos na estrutura para combinações de carregamento do ELU. Nesse caso, as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas;
- c) Análise plástica: Usa-se essa análise apenas para o ELU, considerando comportamento elasto-plástico perfeito ou rígido plástico, corresponde à Teoria das rótulas plásticas em vigas e à Teoria das Charneiras Plásticas em Lajes.
- d) Análise não linear: Essa análise considera o comportamento não linear dos materiais, e pode ser usada tanto para verificação do ELU quanto do ELS. Análise bastante usada em pesquisas e na área de experimentação de estruturas.
- e) Análise de estruturas esbeltas: Para estruturas esbeltas, os deslocamentos podem aumentar os esforços solicitantes, gerando os efeitos de segunda ordem e um comportamento não linear físico.

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise, esse modelo pode ser uma composição de elementos estruturais básicos formando um sistema estrutural resistente que permite que as ações aplicadas na estrutura percorram caminhos de maneira clara até os apoios. O modelo que será utilizado nesse trabalho em ambos

os softwares é uma combinação do modelo de grelha com o modelo de pórtico espacial (FIGURA 9).

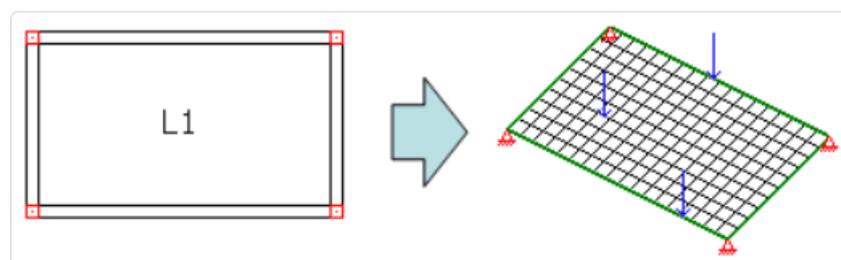
Figura 9 – Modelo grelhas + pórtico espacial



Fonte: AltoQi (2020)

O modelo de grelha representado na Figura 10 é uma composição de elementos lineares, barras, que são dispostas no plano horizontal e possibilitando a análise do comportamento de um pavimento formado por lajes e vigas sujeito a ações verticais. No modelo de grelha não é possível analisar efeito de ações horizontais como o vento e os pilares são representados no modelo como apoios. Cada nó da grelha possui 3 graus de liberdade, possibilitando obter deslocamentos e esforços de momento fletor, força cortante e momento torção para assim realizar o dimensionamento dos elementos.

Figura 10 – Modelo de grelhas

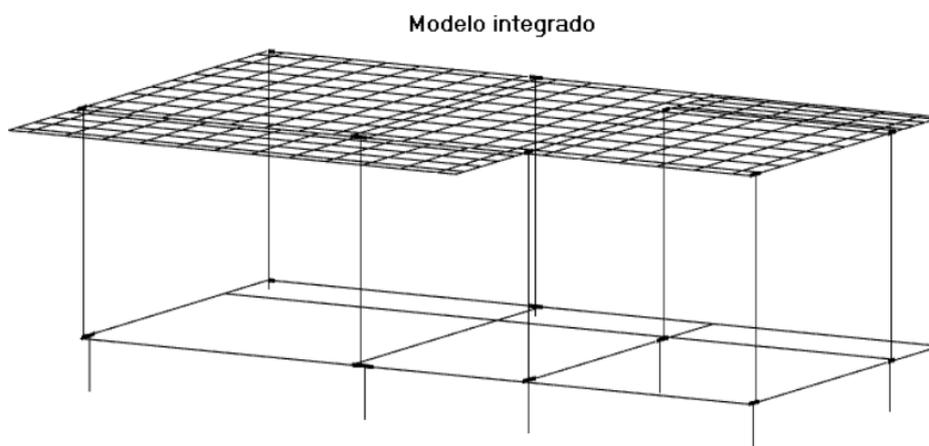


Fonte: CAD/TQS (2020)

Após cálculo separado das grelhas, calcula-se o segundo modelo de pórtico espacial com as reações das lajes nas vigas, obtendo-se assim uma avaliação do comportamento global da estrutura e uma distribuição de esforços precisa.

Outro modelo muito utilizado em softwares de cálculo estrutural é o modelo integrado (FIGURA 11) em que o pórtico espacial contém as grelhas de lajes e vigas. Esse modelo integrado realiza uma única análise de todos os pavimentos em um único modelo e obtém os esforços das lajes, vigas e pilares da estrutura de uma só vez. A vantagem desse modelo é considerar a presença das lajes para análise global da estrutura e também calcular esforços de temperatura e retração nos elementos estruturais.

Figura 11 – Modelo integrado



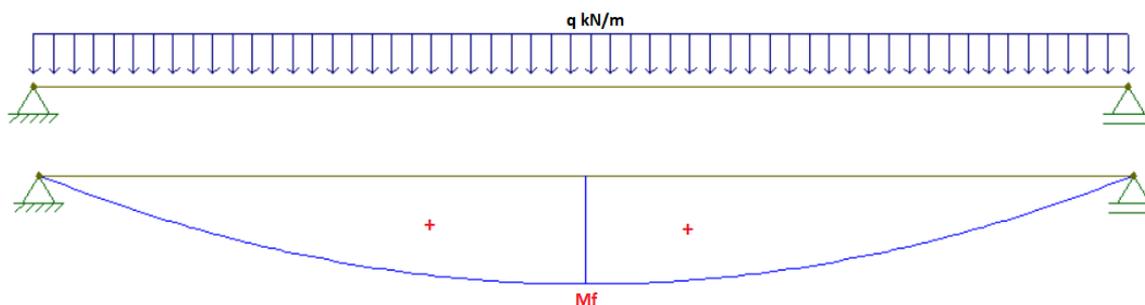
Fonte: AltoQi (2020)

## 2.6 Vinculações entre elementos estruturais

Outro parâmetro importante em projetos estruturais são as vinculações consideradas na ligação entre os elementos. Na região das ligações ocorre grande concentração de tensões, cabe ao engenheiro analisar o comportamento estrutural e definir a vinculação mais adequada. As ligações podem ser classificadas segundo a sua rigidez como ligações rígidas, articuladas e semirrígidas. (OLIVEIRA, 2011, p. 3)

Para ligações articuladas, considera-se na estrutura vínculos de apoios, em que a rotação é livre. Uma consequência dessa rotação livre para vigas bi apoiadas solicitadas por carregamentos é a ausência de momento fletor negativo nos apoios e o aumento de momento fletor positivo no meio do vão (FIGURA 12), como consequência ocorre também um aumento das flechas nesse local.

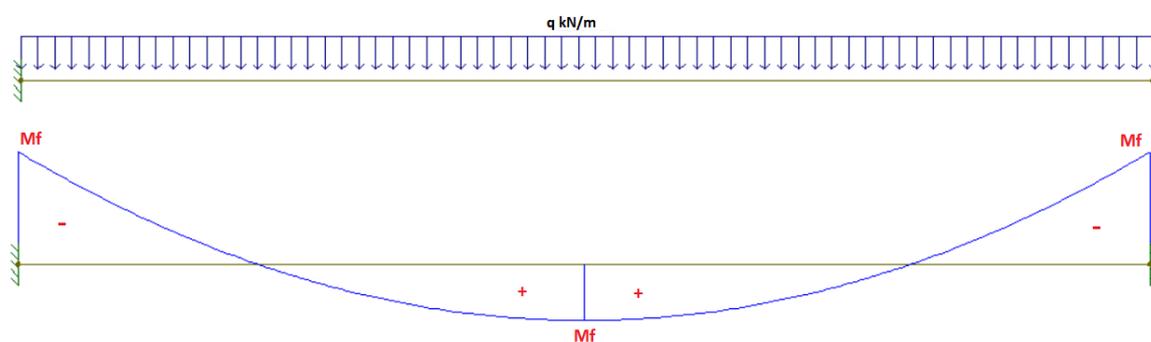
Figura 12 – Diagrama de momento fletor para viga bi apoiada



Fonte: Autora (2020)

Para ligações rígidas, considera-se na estrutura vínculos de engastes, em que não são permitidas translações e rotações. Como consequência desse vínculo, são gerados momentos negativos nos pontos de ligações e o momento fletor positivo no meio do vão sofre uma redução, como exemplifica a Figura 13. Outra consequência importante para projetos estruturais quando se trata de vínculos de engaste é a transferência de esforços no caso de uma viga engastar em outra viga, pois nessa situação o momento fletor negativo de uma atua como momento torçor em outra, sendo por tanto necessário dimensionar a viga a flexão e torção.

Figura 13 – Diagrama de momento fletor para viga bi engastada



Fonte: Autora (2020)

Considera-se ligações semi-rígidas, segundo Oliveira, p. 3, 2011, quando a rotação entre os membros é restringida entre 20% a 90%, quando comparada a rotação no caso de engastes perfeitos. Utiliza-se este tipo de vinculação em projetos estruturais geralmente quando se quer diminuir o momento fletor negativo de uma viga engastada em um pilar. Como consequência

dessa redução de momento fletor negativo nas ligações, ocorre um aumento do momento fletor positivo no meio do vão devido a redistribuição de esforços.

## **2.7 AltoQi Eberick e CAD/TQS**

O Eberick e o TQS são softwares para elaboração de projetos estruturais, eles permitem a modelagem, análise, dimensionamento e detalhamento das estruturas. Ambos possuem também a compatibilização de projetos em ambiente BIM e geram a visualização da estrutura em pórtico 3D.

### ***2.7.1 AltoQi Eberick***

A empresa AltoQi oferece soluções em softwares a 30 anos, tendo sua sede em Florianópolis -SC.

O Eberick é o software para elaboração de projetos estruturais, ele abrange projetos em concreto armado, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas, a variação dos recursos disponíveis varia conforme o pacote adquirido.

O sistema do Eberick verifica os elementos para o Estado Limite Último (ELU) e para o Estado Limite de Serviço (ELS), de acordo com os normais brasileiras. Os resultados aparecem em janelas específicas e demonstram os esforços e resultados da armadura.

O programa permite também a exportação e importação de arquivos IFC, é possível importar projetos arquitetônicos, elétrico, hidrossanitários, entre outros, e visualiza-los de forma integrada com a estrutura lançada no Eberick. Além da visualização da estrutura em 3D é possível visualizar as armaduras dos pilares e vigas.

A versão utilizada neste trabalho é o Eberick Next Basic 2020, que permite um número máximo de 6 lajes, 120 elementos por pavimento e uma área total de projeto de até 8000 m<sup>2</sup>.

### ***2.7.2 CAD/TQS***

A TQS é uma empresa brasileira, fundada em 1986 por engenheiros civis, que cria, desenvolve e comercializa softwares para elaboração de projetos estruturais e projetos de fundações de edifícios, sua sede fica em São Paulo -SP.

O TQS é um software destinado a elaboração de projetos estruturais em concreto armado, possui recursos que permitem a concepção estrutural, análise, dimensionamento e

detalhamento das armaduras, atendendo as normas técnicas da ABNT e verificando o ELU e ELS.

O programa também permite a importação e exportação de arquivos IFC, e possui também um plugin para compatibilizar arquivos em formato .RVT com o Revit da AutoDesk.

A versão utilizada neste trabalho é a versão gratuita TQS v21 Estudante, que permite um número máximo de 5 pavimentos, 35 pilares por edifício, 35 vigas por pavimento, 30 lajes por pavimento e uma área em planta de projeto de até 600 m<sup>2</sup> por pavimento.

### 3 METODOLOGIA

Para realização deste trabalho primeiramente foi necessário tomar conhecimento da utilização dos softwares Eberick e TQS, assim como dos métodos de cálculo utilizados pelos dois programas. Posteriormente, para que fosse possível realizar a análise comparativa entre diferentes materiais de lajes, foi necessário adotar uma arquitetura modelo para poder trabalhar simultaneamente nos dois softwares e desse modo analisar os resultados de interesse.

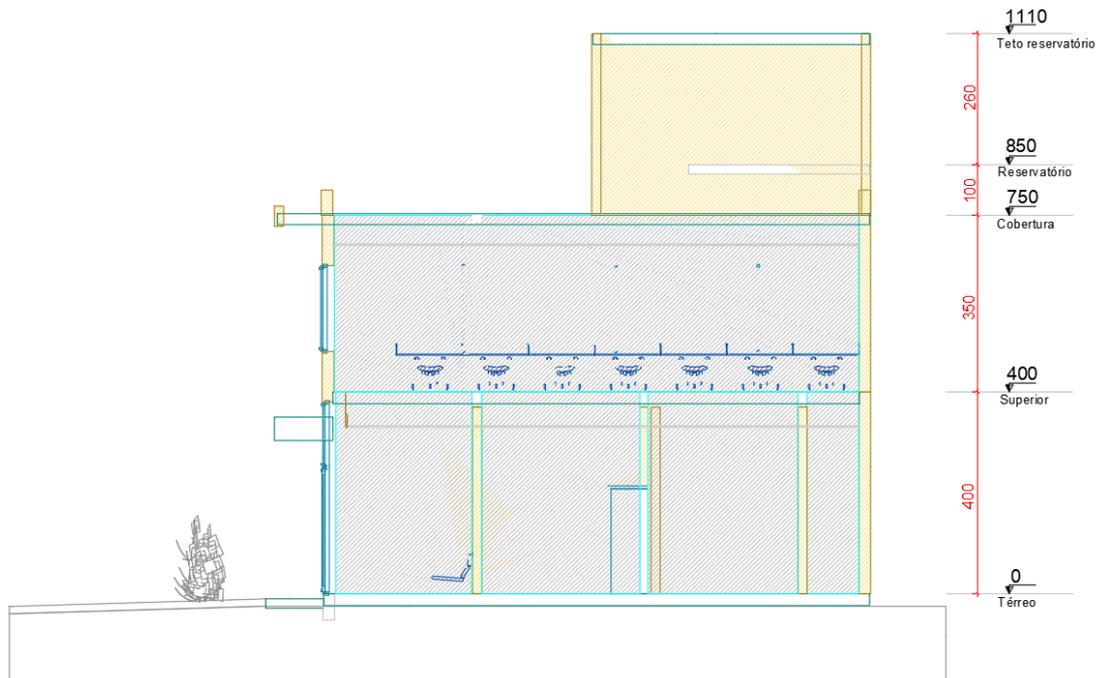
A arquitetura adotada foi disponibilizada para fins educacionais pelo gerente de projetos Jakson Diogo da Silva de Souza da empresa AltoQI em arquivo IFC. A edificação utilizada é um edifício corporativo composto por pavimento térreo, pavimento superior, cobertura e reservatório superior. A localização da edificação não pode ser informada por questões de norma da empresa, desse modo, adotou-se a localização como sendo a cidade de Uberlândia – MG. A Tabela 11 mostra os níveis e as alturas dos pavimentos, e a Figura 14 ilustra as alturas por meio de um corte esquemático na edificação. As plantas baixas dos pavimentos se encontram no Anexo A, o pavimento térreo possui o total de 275 m<sup>2</sup> construídos e o pavimento superior possui o total de 271,65 m<sup>2</sup> construídos.

Tabela 11 – Níveis da estrutura

<b>NÍVEIS DA ESTRUTURA</b>		
<b>PAVIMENTO</b>	<b>ALTURA (cm)</b>	<b>NÍVEL (cm)</b>
Teto do reservatório	260	1110
Fundo do reservatório	100	850
Cobertura	350	750
Superior	400	400
Térreo	0	0

Fonte: Autora (2020)

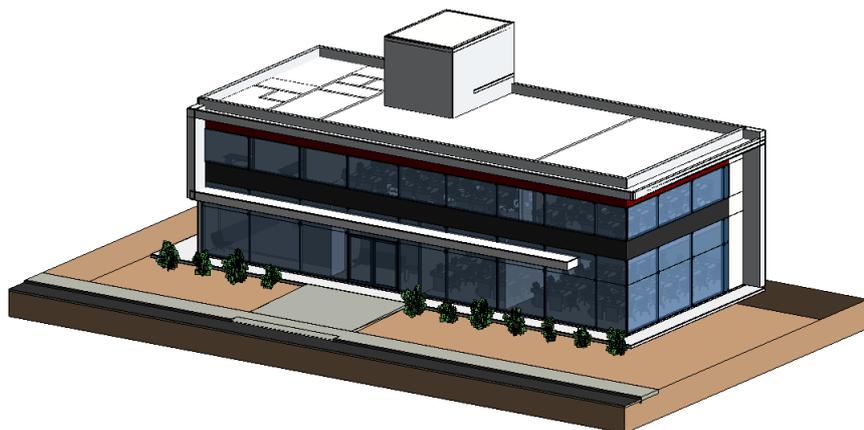
Figura 14 – Corte esquemático dos níveis da edificação



Fonte: Autora (2020)

O modelo IFC (FIGURA 15) foi utilizado como base para o projeto estrutural, sendo importado diretamente nos softwares de cálculo. O modelo foi essencial em análises de compatibilidade e possibilitou uma visão realista da estrutura inserida no projeto arquitetônico por meio da tecnologia BIM. A Figura 16 representa o QR Code que possibilita a visualização da arquitetura 3D do edifício por meio do aplicativo Augin, que é uma plataforma brasileira gratuita lançada em 2019 que permite a visualização de edificações em realidade aumentada.

Figura 15 – Modelo IFC da arquitetura do edifício cooperativo



Fonte: AltoQI (2020)

Figura 16 – QR Code para visualização da arquitetura do edifício cooperativo



Fonte: AltoQI (2020)

A partir desse modelo, lançou-se a estrutura em concreto armado, iniciando-se pelo sistema formado por pilares retangulares, vigas e lajes maciças. Após esse lançamento foi feita a substituição das lajes maciças por lajes treliçadas e em seguida por lajes nervuradas

O concreto utilizado possui resistência a compressão aos 28 dias (fck) de 30 Mpa, os aços utilizados foram o CA-50 e CA-60, e admitiu-se a classe de agressividade II, para projetos em ambientes urbanos de acordo com a Tabela 6.1 da NBR 6118:2014. Sendo os cobrimentos nominais em milímetros de 25 mm para lajes, 30 mm para pilares e vigas, e 45 mm para elementos em contatos com o solo.

Em relação a fundação, optou-se por utilizar bloco sobre estaca apenas para tornar o modelo estrutural completo, porém a infraestrutura da edificação não será analisada neste trabalho.

### **3.1. Cargas atuantes na edificação**

As cargas atuantes na edificação foram estabelecidas de acordo com a Tabela 10 da NBR 6120:2019 para ações variáveis.

Para a carga no reservatório superior considerou-se a quantidade de pessoas na edificação como sendo de 1 pessoa a cada 3 m<sup>2</sup>, e para cada pessoa foi estimado um consumo médio de água por dia de 70 L, a partir dessas suposições considerou-se a quantidade total de 15000 L no reservatório distribuídos em uma área de laje de 20 m<sup>2</sup>, desse modo, a carga uniformemente distribuída considerada nesse pavimento foi de 7,5 kN/m<sup>2</sup>.

Para revestimento, adotou-se as espessuras da Tabela 12; para vedações externas utilizou-se a alvenaria de tijolo cerâmico furado, com peso específico de 1300 kgf/m<sup>3</sup> e para

divisórias internas considerou-se paredes de drywall de 17 cm com peso específico de 294,12 kgf/m<sup>3</sup>.

Tabela 12 – Cargas de revestimento consideradas nas lajes

CARGAS DE REVESTIMENTO NAS LAJES			ILUSTRAÇÃO
ÁREAS MOLHADAS E COBERTURA = 1,815 kN/m <sup>2</sup>			
	ESPESSURA (cm)	PESO ESPECÍFICO (kgf/m <sup>3</sup> )	
PAVIMENTO	1	1800	
CONTRA-PISO	3	2100	
IMPERMEABILIZAÇÃO	0,5	1200	
REGULARIZAÇÃO	3	2100	
REBOCO	1,5	2100	
ÁREAS SECAS = 1,545 kN/m <sup>2</sup>			
PAVIMENTO	1	1800	
CONTRA-PISO	5	2100	
REBOCO	1,5	2100	

Fonte: Autora (2020)

A Tabela 13 mostra um resumo final dos carregamentos considerados nas lajes.

Tabela 13 – Cargas atuantes nas lajes da edificação

CARGAS ATUANTES NAS LAJES					
PAVIMENTO	NÍVEL DO PAVIMENTO (cm)	Categoria de acordo com NBR 6120:2019	Carga adicional (kN/m <sup>2</sup> )	Carga uniformemente distribuída (kN/m <sup>2</sup> )	Carga considerada de revestimento (kN/m <sup>2</sup> )
SUPERIOR	400	Escritórios	-	2,5	1,545
		Sanitários	-	2	1,815
COBERTURA	750	Com acesso apenas para manutenção ou inspeção	-	1	1,815
FUNDO DO RESERVATÓRIO	850	Com acesso apenas para manutenção ou inspeção	7,5	1	1,815
TETO DO RESERVATÓRIO	1110	Com acesso apenas para manutenção ou inspeção	-	1	1,815
ESCADAS	-	Edifícios comerciais, clubes, escritórios, bibliotecas	-	3	1,545

Fonte: Autora (2020)

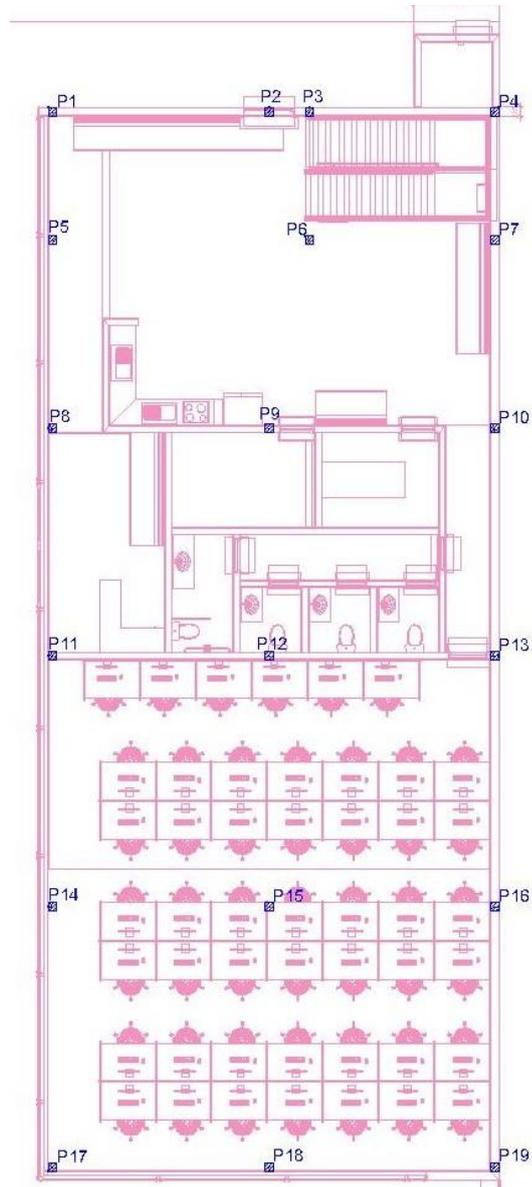
Para cálculo da força de vento, admitiu-se a velocidade básica ( $V_0$ ) em m/s do vento em Uberlândia de 35 m/s, dado retirado do mapa de isopletas, Figura 1, da NBR 6123:1988. Considerou-se também para dados de dimensionamento vento não turbulento, o fator  $S1 = 1,0$ ; a rugosidade do terreno segundo, item 5.3.1, como sendo Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;

considerou-se ainda a maior dimensão horizontal ou vertical do edifício estando entre 20 e 50 m; e o fator S3 como sendo 1,00, para edificações de comércio e indústria com alto fator de ocupação.

### 3.2. Concepção da estrutura

Para concepção da estrutura do edifício, utilizou-se das plantas baixas disponíveis no Anexo A. Primeiramente fez-se o pré-lançamento dos pilares no software AutoCAD de maneira que formassem pórticos e buscando compatibilização com o projeto arquitetônico. A Figura 17 mostra esse lançamento inicial realizado na planta baixa do pavimento térreo.

Figura 17 – Lançamento preliminar dos pilares no pavimento térreo

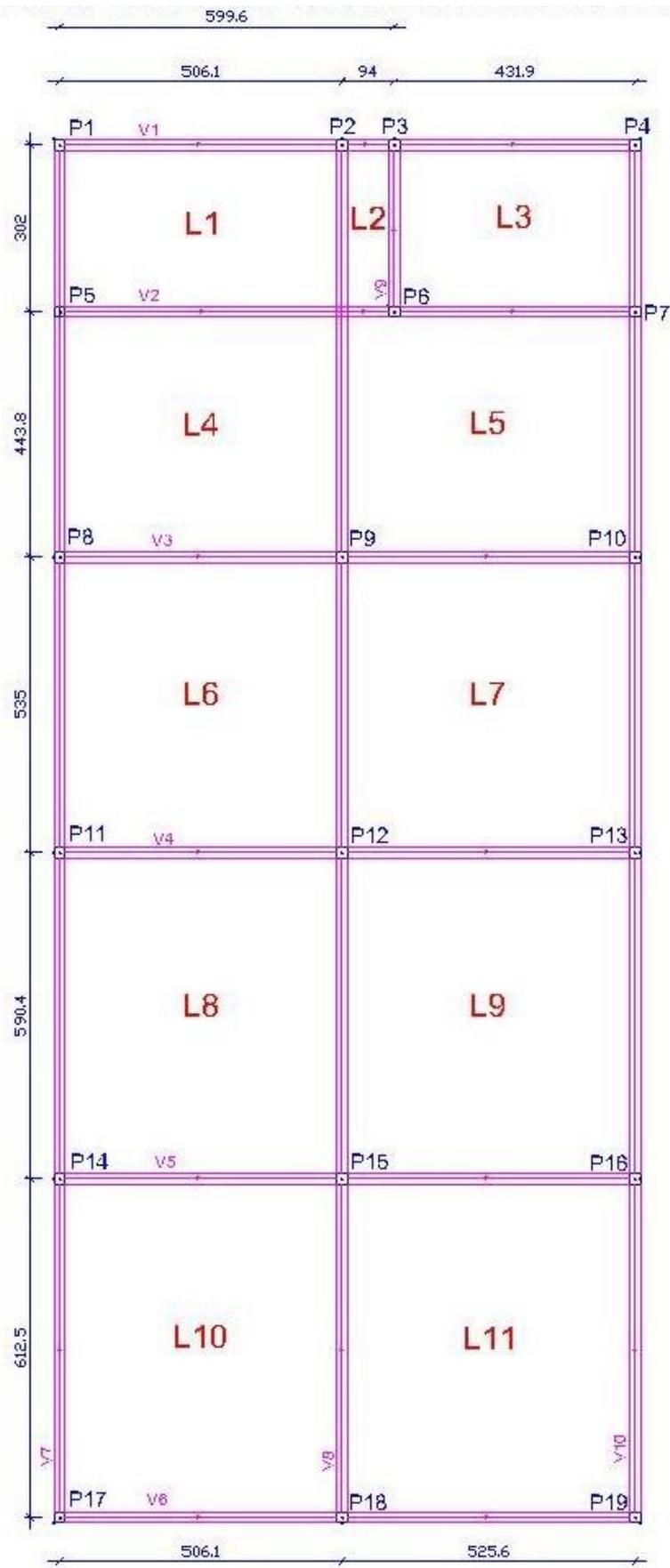


Fonte: Autora (2020)

### **3.3. Pré-dimensionamento**

Definida a locação dos pilares, foram adicionadas vigas que ligam os pilares de maneira a formar pórticos, em seguida, foram locadas as lajes dentro das áreas delimitadas pelo lançamento das vigas. A Figura 18 ilustra o croqui da planta de forma do pavimento superior utilizada como referência para realização do pré-dimensionamento dos pilares. Os croquis das plantas de formas preliminares do pavimento térreo, da cobertura, do fundo do reservatório e do teto do reservatório utilizadas para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais se encontram no Anexo B.

Figura 18 – Planta de forma preliminar pavimento superior (Nível 400)

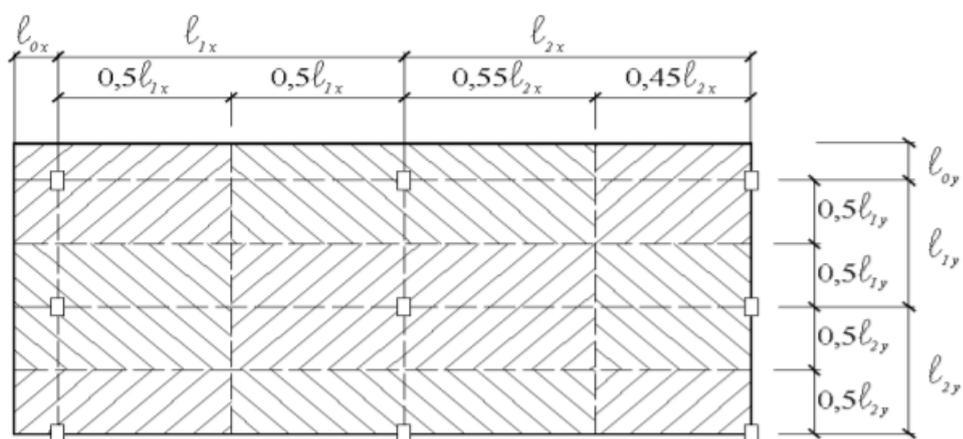


Fonte: Autora (2020)

### 3.3.1 Pré-dimensionamento dos pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado por meio do método do cálculo das áreas de influência, segundo Libânio (2003), em que são estimadas as cargas verticais nos pilares por meio dessas áreas. A Figura 19 ilustra como essas áreas são calculadas a partir das distâncias entre eixos de pilares.

Figura 19 – Cálculo das áreas de influência dos pilares



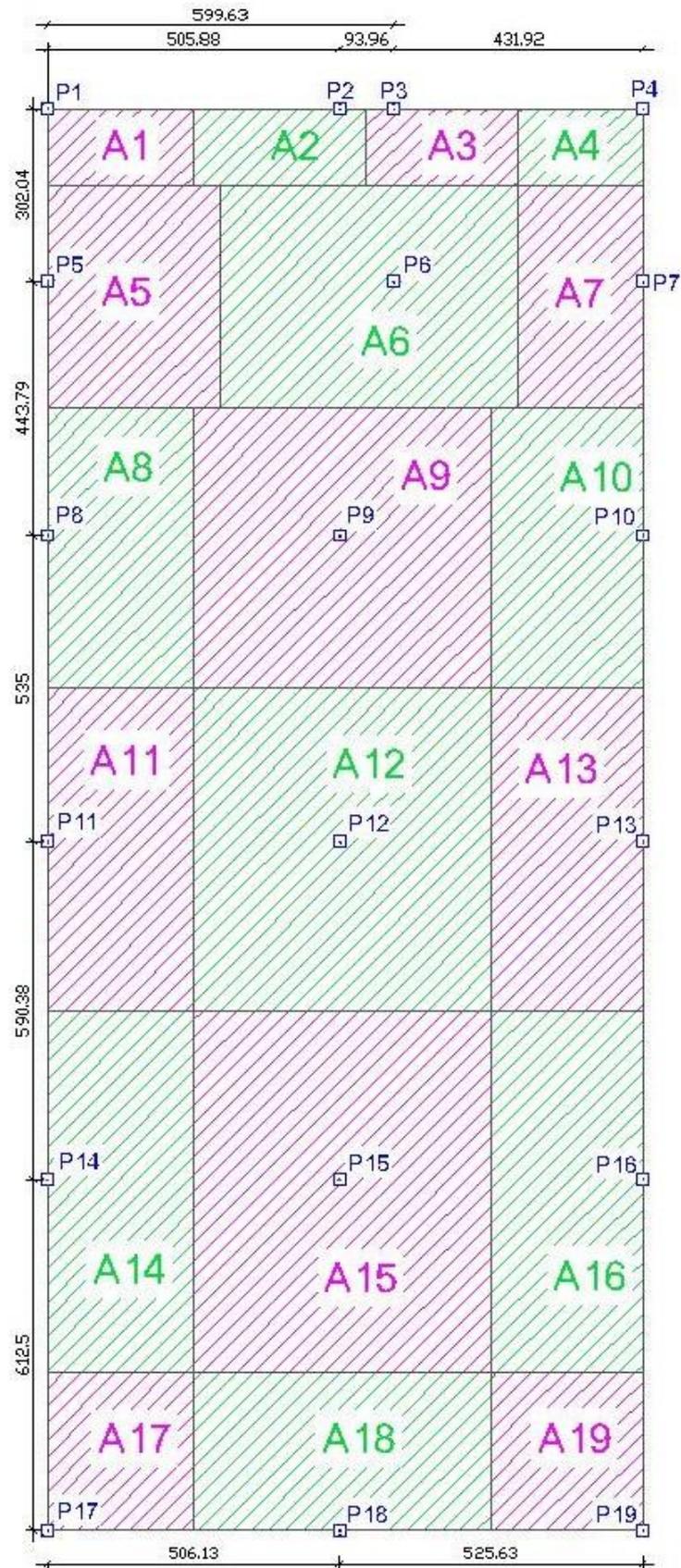
Fonte: Libânio M. Pinheiro (2003)

Sendo as dimensões:

- 0,45l: para pilares de extremidade e canto, na direção da sua menor dimensão;
- 0,55l: complemento do caso anterior;
- 0,50l: para pilares de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Obteve-se então as divisões das áreas de influência da Figura 20.

Figura 20 – Áreas de influência (Ai), dimensões em centímetros



Fonte: Autora (2020)

Determinada as áreas de influência de cada pilar, calculou-se a área da seção de concreto em  $\text{cm}^2$  por meio de (10).

$$AC = \frac{30 \times \alpha \times AI \times (N + 0,7)}{FCK + 0,01 \times (69,2 - FCK)} \quad (10)$$

Em que N é o número de pavimentos, igual a 2; fck é a resistência característica do concreto, adotada de 30 Mpa ou 3  $\text{kN}/\text{cm}^2$ ; AI é a área de influência de cada pilar em  $\text{m}^2$ ; e  $\alpha$  é o coeficiente que leve em conta as excentricidades de cargas nos pilares, sendo:

- $\alpha = 1,3$  para pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão;
- $\alpha = 1,5$  para pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;
- $\alpha = 1,8$  para pilares de canto.

Iniciando-se pelo pilar P1, com auxílio do software AutoCAD calculou-se a área de influência  $A1 = 3,44 \text{ m}^2$ , sendo P1 um pilar de canto  $\alpha=1,8$ , utilizando  $n=2$  e o fck de 3  $\text{kN}/\text{cm}^2$  para o concreto, tem-se:

$$AC_1 = \frac{30 \times 1,8 \times 3,44 \times (2 + 0,7)}{3 + 0,01 \times (69,2 - 3)} = 136,88 \text{ cm}^2$$

Com o valor da área total de concreto, adotou-se inicialmente a base (b) do pilar de 20 cm, desse modo, por meio do cálculo da base multiplicada pela altura, tem-se a altura do pilar encontrada de 6,84  $\text{cm}^2$ . Como segundo a NBR 6118:2014 a área total do pilar não deve ser inferior a 360  $\text{cm}^2$  e  $20 \times 6,84 = 136,80 \text{ cm}^2$  não satisfaz essa condição, adotou-se a altura final de 20 cm. Da mesma maneira, calculou-se as dimensões dos outros pilares do projeto (Tabela 14) com auxílio do software Excel. Para os pilares P20 e P21 que nascem na cobertura e sustentam o reservatório superior, adotou-se inicialmente a seção 20x20 cm.

Tabela 14 - Pré-dimensionamento dos pilares

PILARES									
PILAR	Área de influência Ai (cm <sup>2</sup> )	Área de influência Ai (m <sup>2</sup> )	Posição	$\alpha$	Ac (cm <sup>2</sup> ) Área da seção de concreto	Base adotada b (cm)	Altura h (cm)	h (cm) adotado	Área efetiva do pilar (cm <sup>2</sup> )
P1	34380	3,44	Canto	1,8	136,88	20	6,84	20	400
P2	40765	4,08	Extremidade	1,5	135,25	20	6,76	20	400
P3	35725	3,57	Extremidade	1,5	118,53	20	5,93	20	400
P4	29368	2,94	Canto	1,8	116,93	20	5,85	20	400
P5	116333	11,63	Extremidade	1,5	385,98	20	19,30	20	400
P6	200169	20,02	Interno	1,3	575,58	20	28,78	30	600
P7	83836	8,38	Extremidade	1,5	278,16	20	13,91	20	400
P8	123849	12,38	Extremidade	1,5	410,91	20	20,55	25	500
P9	252469	25,25	Interno	1,3	725,97	20	36,30	40	800
P10	128620	12,86	Extremidade	1,5	426,74	20	21,34	25	500
P11	142397	14,24	Extremidade	1,5	472,45	20	23,62	25	500
P12	290263	29,03	Interno	1,3	834,64	20	41,73	40	800
P13	147901	14,79	Extremidade	1,5	490,71	20	24,54	25	500
P14	159954	16,00	Extremidade	1,5	530,70	20	26,54	30	600
P15	325988	32,60	Interno	1,3	937,37	20	46,87	50	1000
P16	166198	16,62	Extremidade	1,5	551,42	20	27,57	30	600
P17	69751	6,98	Canto	1,8	277,71	20	13,89	20	400
P18	142127	14,21	Extremidade	1,5	471,56	20	23,58	25	500
P19	72465	7,25	Canto	1,8	288,51	20	14,43	20	400

Fonte: Autora (2020)

### 3.3.2 Pré-dimensionamento das vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado por meio da estimativa da altura da seção transversal (h) das vigas, de acordo com Pinheiro (2003), essa estimativa é calculada em função do vão (lo) das vigas, sendo adotado o maior valor entre:

- $h_{est} = l_0/12$ , para tramos internos;
- $h_{est} = l_0/10$ , para tramos externos ou vigas biapoiadas;
- $h_{est} = l_0/5$ , para balanços.

Para vigas contínuas, adota-se  $l_0$  como sendo o valor do tramo de maior vão. Para a dimensão da base das vigas adotou-se inicialmente 20 cm, as Tabelas 15, 16, 17 e 18 apresentam os valores encontrados no pré-dimensionamento das vigas em cada pavimento.

Tabela 15 – Pré-dimensionamento das vigas baldrame

VIGAS BALDRAMES - TÉRREO							
VIGAS	Tramo (lo) INTERNO (cm)	Tramo (lo) EXTERNO (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h final (cm)	h adotado (cm)	b (cm)
VB1	381,10	431,90	31,76	43,19	43,19	40,00	20
VB2	0,00	599,80	0,00	59,98	59,98	60,00	20
VB3	0,00	599,80	0,00	59,98	59,98	60,00	20
VB4	0,00	328,70	0,00	32,87	32,87	30,00	20
VB5	0,00	160,20	0,00	16,02	16,02	30,00	20
VB6	0,00	506,10	0,00	50,61	50,61	50,00	20
VB7	0,00	506,10	0,00	50,61	50,61	50,00	20
VB8	0,00	506,10	0,00	50,61	50,61	50,00	20
VB9	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
VB10	0,00	433,80	0,00	43,38	43,38	40,00	20
VB11	0,00	545,00	0,00	54,50	54,50	50,00	20
VB12	0,00	294,20	0,00	29,42	29,42	30,00	20
VB13	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
VB14	0,00	170,20	0,00	17,02	17,02	30,00	20
VB15	0,00	240,80	0,00	24,08	24,08	30,00	20
VB16	0,00	170,20	0,00	17,02	17,02	30,00	20
VB17	0,00	170,20	0,00	17,02	17,02	30,00	20
VB18	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20

Fonte: Autora (2020)

Tabela 16 – Pré-dimensionamento das vigas do pavimento superior

VIGAS SUPERIOR							
VIGAS	Tramo (lo) INTERNO (cm)	Tramo (lo) EXTERNO (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h final (cm)	h adotado (cm)	b (cm)
V1	94,00	506,10	7,83	50,61	50,61	50,00	20
V2	0,00	599,60	0,00	59,96	59,96	60,00	20
V3	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	55,00	20
V4	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	55,00	20
V5	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	55,00	20
V6	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	55,00	20
V7	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
V8	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
V9	0,00	302,00	0,00	30,20	30,20	30,00	20
V10	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20

Fonte: Autora (2020)

Tabela 17 – Pré-dimensionamento das vigas da cobertura

VIGAS COBERTURA							
VIGAS	Tramo (lo) INTERNO (cm)	Tramo (lo) EXTERNO (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h final (cm)	h adotado (cm)	b (cm)
VC1	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC2	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC3	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC4	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC5	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC6	0,00	525,90	0,00	52,59	52,59	50,00	20
VC7	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
VC8	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20
VC9	590,40	612,50	49,20	61,25	61,25	60,00	20

Fonte: Autora (2020)

Tabela 18 – Pré-dimensionamento das vigas do reservatório

VIGAS RESERVATÓRIO							
VIGAS	Tramo (lo) INTERNO (cm)	Tramo (lo) EXTERNO (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h final (cm)	h adotado (cm)	b (cm)
<b>FUNDO DO RESERVATÓRIO</b>							
VR1	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	50,00	20
VR2	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	50,00	20
VR3	0,00	383,00	0,00	38,30	38,30	40,00	20
VR4	0,00	383,00	0,00	38,30	38,30	40,00	20
<b>TETO DO RESERVATÓRIO</b>							
RTR1	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	50,00	20
RTR2	0,00	525,60	0,00	52,56	52,56	50,00	20
RTR3	0,00	383,00	0,00	38,30	38,30	40,00	20
RTR4	0,00	383,00	0,00	38,30	38,30	40,00	20

Fonte: Autora (2020)

### 3.3.3 Pré-dimensionamento das lajes

Segundo a NBR 6118:2014, as lajes maciças devem respeitar os seguintes limites de espessuras:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN.

Seguindo essas recomendações, fez-se o pré-dimensionamento das lajes em função da vinculação entre bordos e pelo critério de cálculo: laje armada em uma direção e laje armada em duas direções.

As lajes armadas em uma direção são aquelas nas quais  $\lambda > 2$  e as lajes armadas em duas direções são aquelas nas quais  $\lambda \leq 2$ . Sendo  $\lambda$  a relação entre o menor vão da laje ( $l_x$ ) sobre o maior vão da laje ( $l_y$ ). Desse modo classificou-se as lajes do projeto de acordo com a Tabela 19.

Tabela 19 – Classificação das lajes maciças do projeto

<b>LAJES</b>				
<b>LAJE</b>	<b>lx (menor vão)</b>	<b>ly (maior vão)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>Classificação</b>
<b>LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR</b>				
<b>L1</b>	302,00	506,10	1,68	Armada em duas direções
<b>L2</b>	94,00	302,00	3,21	Armada em uma direção
<b>L3</b>	431,90	585,00	1,35	Armada em duas direções
<b>L4</b>	443,80	506,10	1,14	Armada em duas direções
<b>L5</b>	443,80	525,60	1,18	Armada em duas direções
<b>L6</b>	506,10	535,00	1,06	Armada em duas direções
<b>L7</b>	525,60	535,00	1,02	Armada em duas direções
<b>L8</b>	506,10	590,40	1,17	Armada em duas direções
<b>L9</b>	525,60	590,40	1,12	Armada em duas direções
<b>L10</b>	506,10	612,50	1,21	Armada em duas direções
<b>L11</b>	506,10	612,50	1,21	Armada em duas direções
<b>LAJES DA COBERTURA</b>				
<b>LC1</b>	302,00	506,10	1,68	Armada em duas direções
<b>LC2</b>	302,00	525,90	1,74	Armada em duas direções
<b>LC3</b>	443,80	506,10	1,14	Armada em duas direções
<b>LC4</b>	443,80	525,60	1,18	Armada em duas direções
<b>LC5</b>	506,10	535,00	1,06	Armada em duas direções
<b>LC6</b>	525,60	535,00	1,02	Armada em duas direções
<b>LC7</b>	506,10	590,40	1,17	Armada em duas direções
<b>LC8</b>	525,60	590,40	1,12	Armada em duas direções
<b>LC9</b>	506,10	612,50	1,21	Armada em duas direções
<b>LC10</b>	506,10	612,50	1,21	Armada em duas direções
<b>LAJE DO FUNDO DO RESERVATÓRIO</b>				
<b>LR1</b>	383,00	525,60	1,37	Armada em duas direções
<b>LAJE DO TETODO RESERVATÓRIO</b>				
<b>LRT1</b>	383,00	525,60	1,37	Armada em duas direções

Fonte: Autora (2020)

Como a NBR 6118:2014 não especifica um método de pré-dimensionamento da altura da laje ( $d$ ), utilizou-se para lajes armadas em duas direções as estimativas de acordo com o esquema estático, sendo:

- $d = 0,028 \cdot l_0$ , para lajes com todos os bordos livres;
- $d = 0,025 \cdot l_0$ , para lajes com 1 ou 2 bordos engastados;
- $d = 0,022 \cdot l_0$ , para lajes com 3 ou 4 bordos engastados.

Onde  $l_0$  é o menor vão entre  $l_x$  ou  $2/3$  de  $l_y$ .

Para lajes armadas em uma direção, como o projeto possui apenas a L2, adotou-se para esse caso laje biapoada, sendo a equação de estimativa da altura útil de  $d=0,028 \cdot l_0$ . Sendo  $l_0$  a distância do menor vão.

Desse modo, analisou-se as condições de apoio das lajes dos pavimentos da edificação, e montou-se a Tabela 20 com auxílio do Excel para o pré-dimensionamento das alturas das lajes, sendo o cobrimento nominal adotado de 25 mm, para classe de agressividade ambiental II de acordo com a Tabela 7.2 da NBR 6118:2014.

Tabela 20 – Pré-dimensionamento das lajes maciças do projeto

LAJES ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES								
LAJE	menor vão (cm)	2/3*maior vão (cm)	lo (cm)	Número de bordos engastados	d (cm)	cnom (cm)	h (cm)	h (cm) adotado
<b>LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR</b>								
L1	302,00	337,40	302,00	2	7,55	2,5	10,05	12
L3	431,90	390,00	390,00	2	9,75	2,5	12,25	12
L4	443,80	337,40	337,40	3	7,42	2,5	9,92	12
L5	443,80	350,40	350,40	3	7,71	2,5	10,21	12
L6	506,10	356,67	356,67	3	7,85	2,5	10,35	12
L7	525,60	356,67	356,67	3	7,85	2,5	10,35	12
L8	506,10	393,60	393,60	3	8,66	2,5	11,16	12
L9	525,60	393,60	393,60	3	8,66	2,5	11,16	12
L10	506,10	408,33	408,33	2	10,21	2,5	12,71	12
L11	506,10	408,33	408,33	2	10,21	2,5	12,71	12
<b>LAJES DA COBERTURA</b>								
LC1	302,00	337,40	302,00	3	6,64	2,5	9,14	12
LC2	302,00	350,60	302,00	2	7,55	2,5	10,05	12
LC3	443,80	337,40	337,40	3	7,42	2,5	9,92	12
LC4	443,80	350,40	350,40	3	7,71	2,5	10,21	12
LC5	506,10	356,67	356,67	3	7,85	2,5	10,35	12
LC6	525,60	356,67	356,67	3	7,85	2,5	10,35	12
LC7	506,10	393,60	393,60	3	8,66	2,5	11,16	12
LC8	525,60	393,60	393,60	3	8,66	2,5	11,16	12
LC9	506,10	408,33	408,33	2	10,21	2,5	12,71	12
LC10	506,10	408,33	408,33	2	10,21	2,5	12,71	12
<b>LAJE DO FUNDO DO RESERVATÓRIO</b>								
LR1	383,00	350,40	350,40	0	9,81	2,5	12,31	12
<b>LAJE DO TETODO RESERVATÓRIO</b>								
LTR1	383,00	350,40	350,40	0	9,81	2,5	12,31	12
<b>LAJES ARMADAS EM UMA DIREÇÃO</b>								
LAJE	lo (cm)	d (cm)	cnom (cm)	h (cm)	h (cm) adotado			
L2	94,00	2,632	2,5	5,132	12			

Fonte: Autora (2020)

Optou-se por adotar todas as lajes com altura de 12 cm, com a finalidade de facilitar a execução.

Para lajes treliçadas em uma direção e nervuradas adotou-se inicialmente também a altura efetiva de 12 cm.

### 3.4. Lançamento estrutural nos softwares

Após realizar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais do projeto, iniciou-se o lançamento estrutural nos softwares, utilizou-se as versões Eberick 2020 Next Basic e TQS v21 Estudante. As configurações de entrada (Tabela 21), as cargas atuantes, as vinculações entre elementos e o lançamento estrutural foram feitos iguais em ambos os programas. Assim como o método de cálculo, sendo utilizado o modelo de pórtico espacial e modelo de grelhas para lajes e vigas.

Tabela 21 – Dados de entrada do projeto

<b>DADOS DE ENTRADA</b>	
<b>Material</b>	Concreto Armado
<b>Concreto</b>	fck = 30 Mpa
<b>Aço</b>	CA50 e CA 60
<b>Cobrimento</b>	Lajes: 25 mm
	Vigas e Pilares: 30 mm
	Elementos em contato com o solo: 40 mm
<b>Fundação</b>	Blocos sobre estacas
<b>Classe de agressividade ambiental</b>	II - Projetos em ambiente urbano
<b>Velocidade básica do vento</b>	35 m/s
<b>Dimensão do agregado</b>	19 mm

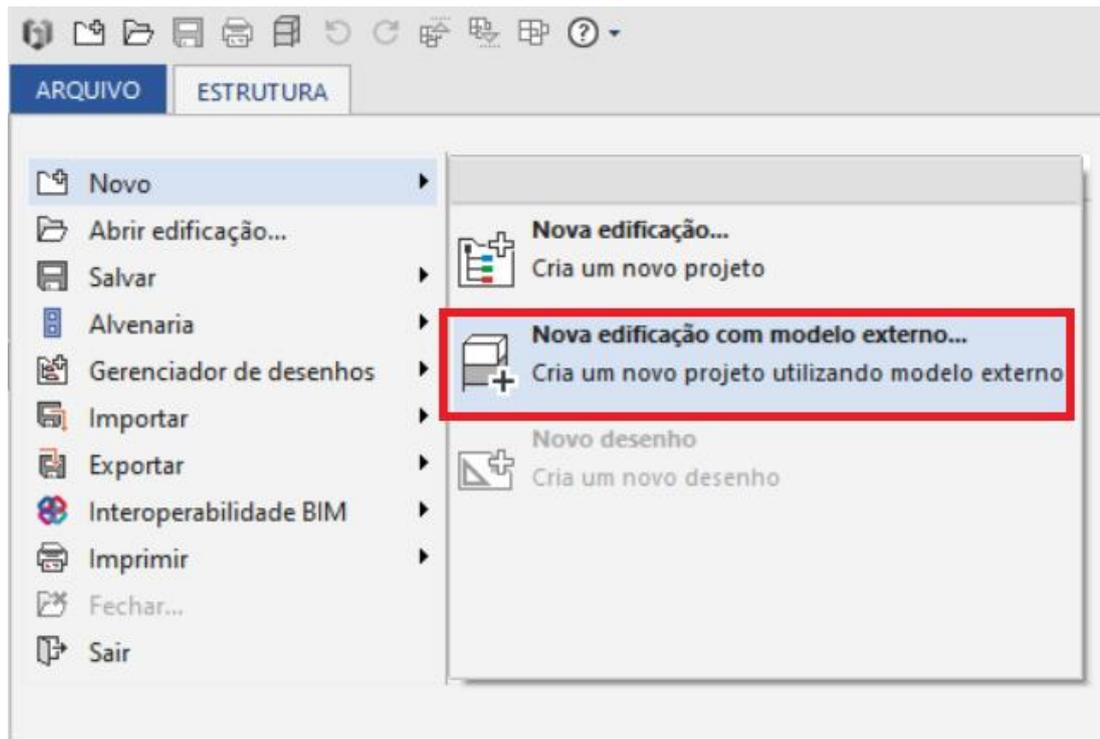
Fonte: Autora (2020)

Utilizou-se em ambos programas combinações horizontais e verticais para determinação da envoltória de esforços.

#### **3.4.1 Lançamento no Eberick Next Basic**

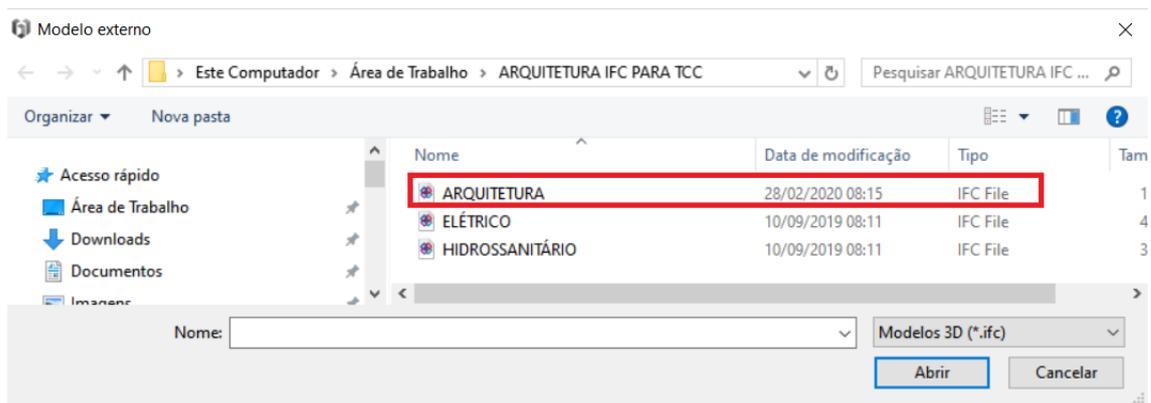
O primeiro passo no lançamento da estrutura foi importar a arquitetura de referência no Eberick, para informar ao programa os pavimentos que compõe a edificação e seus respectivos níveis. A Figura 21 mostra como foi criado o projeto a partir do modelo externo arquitetônico em IFC. Após selecionada esta opção, importou-se o arquivo ARQUITETURA da Figura 22, a Figura 3.9 também mostra os projetos elétrico e hidrossanitário que foram fornecidos pela AltoQI, para uma análise completa de compatibilidade dentro do ambiente BIM, porém neste trabalho será analisado em conjunto apenas os projetos estrutural e arquitetônico.

Figura 21 – Importação do modelo externo no Eberick



Fonte: Autora (2020)

Figura 22 – Arquivos IFC fornecidos pela AltoQI



Fonte: Autora (2020)

Importado o modelo arquitetônico, o próprio programa reconheceu os pavimentos na edificação (FIGURA 23), seus níveis e suas alturas, analisou-se apenas a coerência dos dados. Em seguida, foi definido o plano de corte (FIGURA 24) de cada pavimento para que fosse gerada as plantas baixas da edificação.

Figura 23 – Janela dos níveis da edificação no Eberick

Novo projeto (passo 2 de 3) ×

Pavimentos

Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)
Teto reservatório	1	260.00	1110.00
Reservatório	1	100.00	850.00
Cobertura	1	350.00	750.00
Superior	1	400.00	400.00
Térreo	1	100.00	0.00

Nível do solo (cm):

Fonte: Autora (2020)

Figura 24 – Janela dos planos de corte nos pavimentos da edificação

Novo projeto (passo 3 de 3) ×

Referência externa

Modelo:

Padrão de abrangência dos objetos:

Definições do corte

Seleção	Pavimento	Altura (cm)	Corte sup. (cm)	Corte inf. (cm)	Nível (cm)	Nível sup. (cm)	Nível inf. (cm)
<input checked="" type="checkbox"/>	Teto	260.00	156.00	-39.00	1110.00	1266.00	1071.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Reservatório	100.00	60.00	-15.00	850.00	910.00	835.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Cobertura	350.00	210.00	-52.50	750.00	960.00	697.50
<input checked="" type="checkbox"/>	Superior	400.00	240.00	-60.00	400.00	640.00	340.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Térreo	100.00	60.00	-15.00	0.00	60.00	-15.00

Fonte: Autora (2020)

Antes de se iniciar o lançamento da estrutura, fez-se ainda configurações iniciais para que o programa opera-se com os dados previamente estabelecidos para o projeto. A Figura 25

mostra as configurações utilizadas para classe de agressividade, cobrimentos e resistência do concreto. A Figura 26 mostra as configurações definidas para carga de vento.

Figura 25 – Configurações iniciais de materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação

Projeto inteiro  
 Por pavimento

Pavimento

Por pavimento  
Reservatório  
Chaminé  
Laje  
Tubo

Avisos

Todas as informações estão definidas corretamente

Detalhes...

Geral

Classe de agressividade: II (moderada) ...

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

Combinções: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	4 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Blocos	C-30			4 cm	Bitolas...
Sapatas	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-30			4.5 cm	Bitolas...

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autora (2020)

Figura 26 – Configurações iniciais de vento

Vento

Velocidade: 35 m/s Mapa...

Aplicação do Vento

Ângulo: 0°

Casos: 4

Forças médias...

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical: Entre 20 e 50 m

Rugosidade do terreno: Categoria II ...

Fator Estatístico S3

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

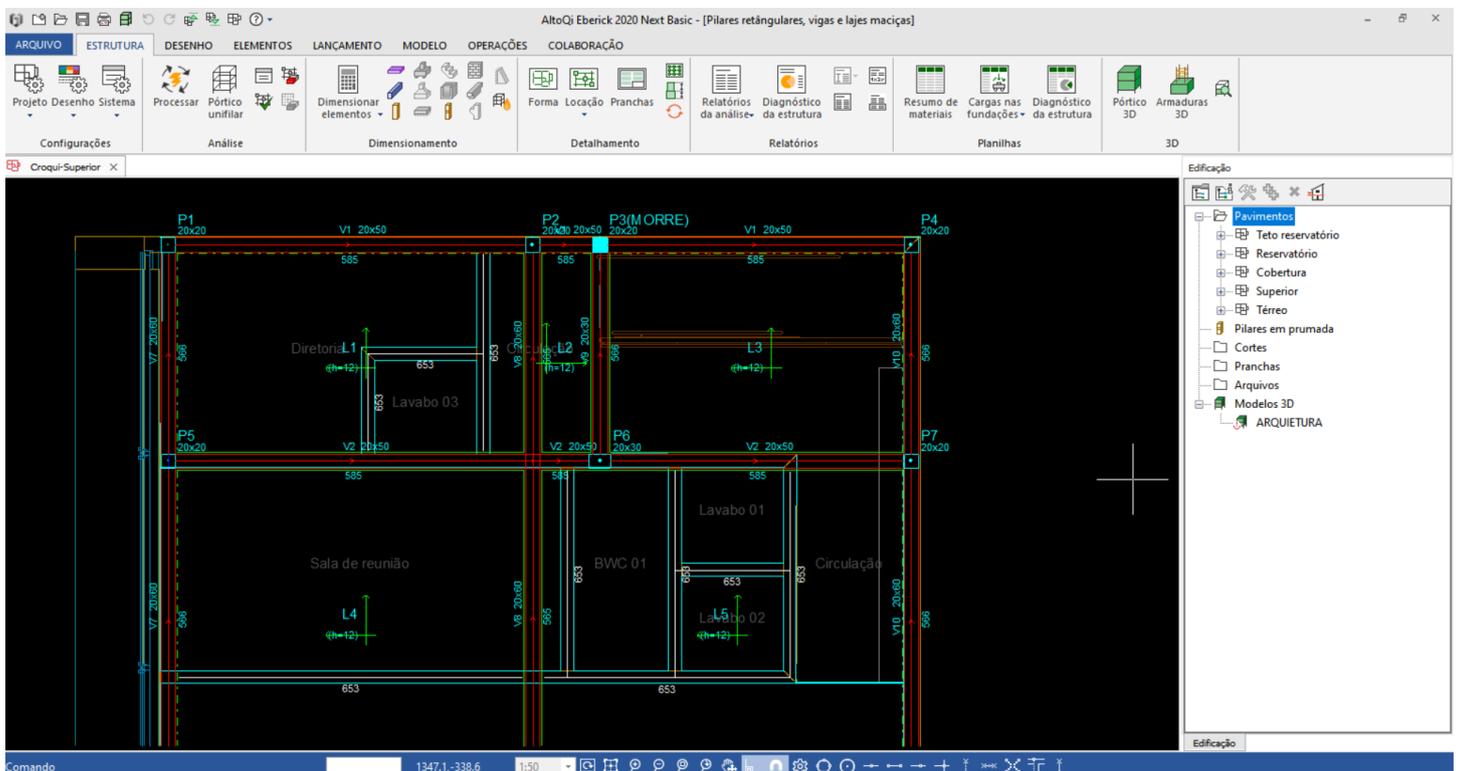
OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autora (2020)

Feita as configurações preliminares, realizou-se o lançamento estrutural em todos os pavimentos com os dados do pré-dimensionamento, iniciando-se pelos pilares, em seguida pelas vigas e por fim pelas lajes. Para poder realizar o processamento da estrutura, os pilares lançados no pavimento térreo foram considerados no Eberick pilares de fundação, com fundação em bloco. Após o lançamento foram inseridos os carregamentos de parede nas vigas e lajes; o carregamento da platibanda de altura 47 cm nas vigas da cobertura; o carregamento no reservatório e por fim a escada, sendo o patamar da escada locado na altura 203 cm do pavimento superior.

Por último definiu-se as vinculações entre vigas. As vigas foram consideradas apoiadas ou engastadas, para definição de qual vínculo utilizar levou-se em consideração a possível torção em outra viga devido ao engastamento e a possível flecha excessiva no caso de vigas biapoiadas. A Figura 27 ilustra a janela de lançamento dos elementos do software Eberick.

Figura 27 - Janela de lançamento estrutural do software Eberick

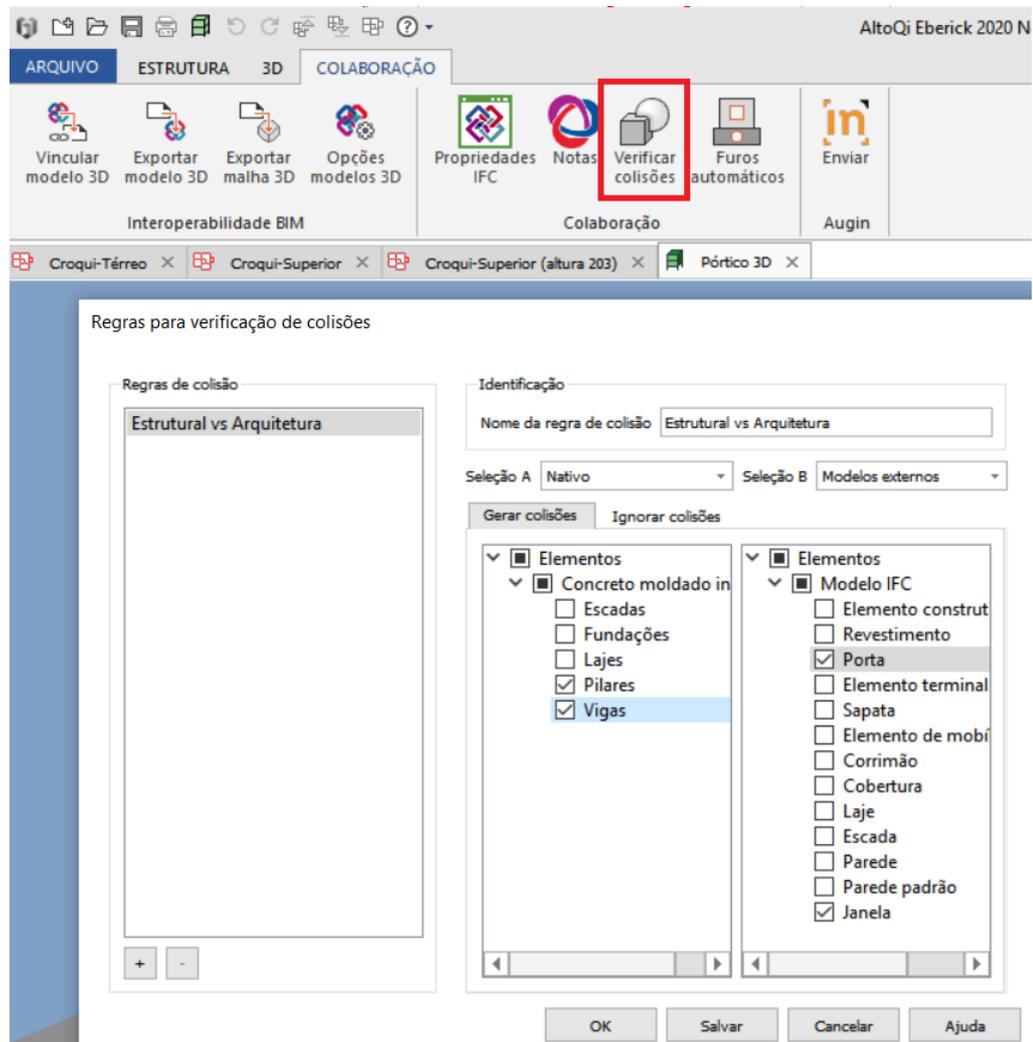


Fonte: Autora (2020)

Finalizado todo o lançamento da estrutura, realizou-se o processamento do primeiro modelo, Modelo 1, no Eberick composto por pilares retangulares, vigas e lajes maciças. Antes de iniciar a análise estrutural, realizou-se a verificação de colisões entre a estrutura lançada e o modelo externo arquitetônico. Para isso, utilizou-se a opção de Verificar Colisões do Eberick

mostrada na Figura 28. Selecionou-se os elementos de interesse na estrutura como sendo vigas e pilares, e no modelo IFC como sendo portas e janelas.

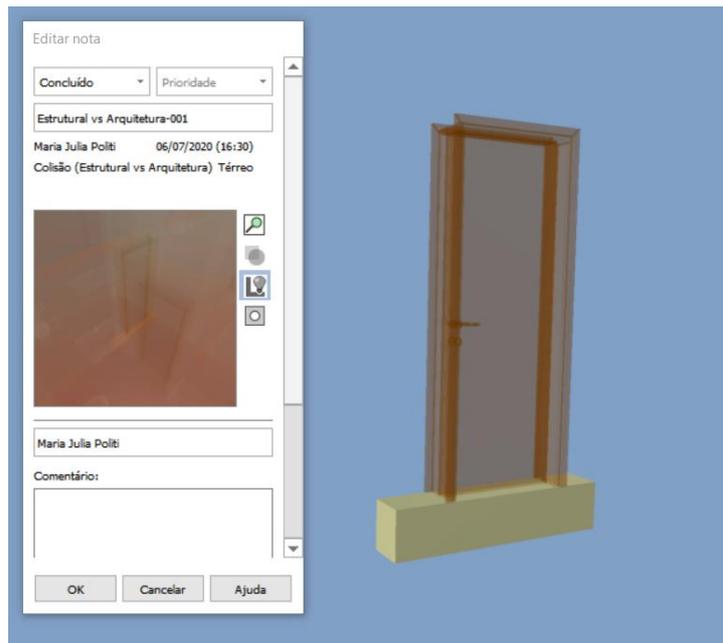
Figura 28 - Janela de verificação de colisões



Fonte: Autora (2020)

Verificada as colisões, o programa listou as incompatibilidades encontradas. A maioria delas tratou-se de vigas colidindo com portas, como mostra a Figura 29, o que não se considera como uma colisão verdadeira.

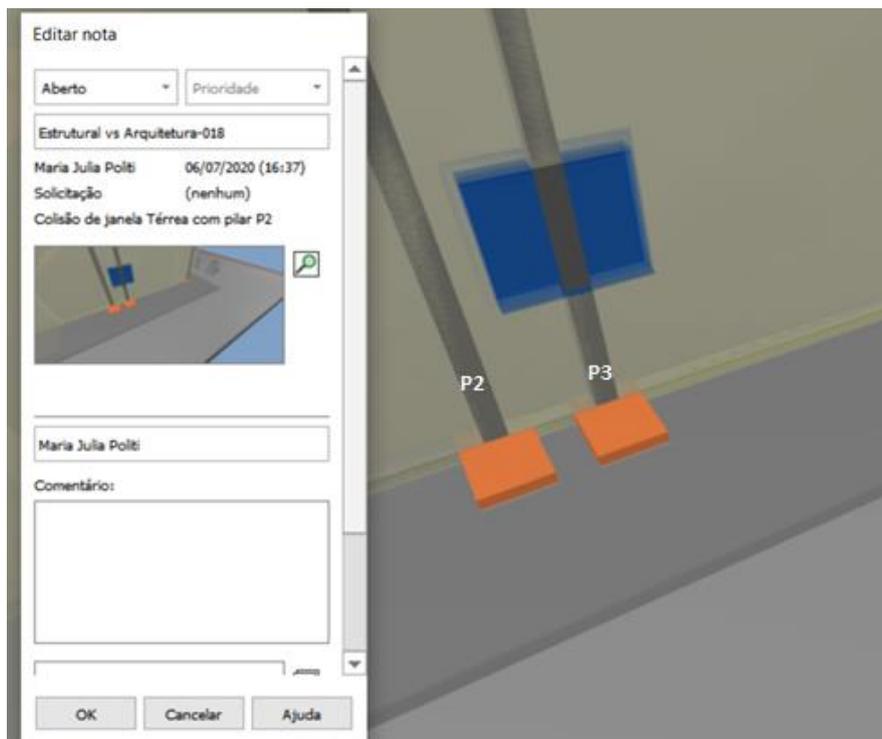
Figura 29- Colisão falsa



Fonte: Autora (2020)

A única colisão verificada se encontra entre uma janela do pavimento térreo e o Pilar P2 (FIGURA 30)

Figura 30 – Colisão verdadeira



Fonte: Autora (2020)

Para correção dessa incompatibilidade, foram excluídas todas as prumadas do Pilar P2 e prolongou-se o Pilar P3, que antes servia de apoio apenas para a escada, até a cobertura.

Desse modo, com a estrutura compatibilizada, realizou-se o processamento novamente (FIGURA 31).

Figura 31 – Processamento da estrutura no Eberick

Análise da estrutura

Estado-limite último (ELU)

Análise estática linear

Verificação das etapas construtivas

Dimensionamento dos elementos

Dimensionar todos os elementos

Dimensionar elementos selecionados ...

Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Determinação dos deslocamentos do pórtico

Adotar rigidez configurada

Calcular rigidez fissurada

Determinação dos deslocamentos das lajes

Adotar rigidez configurada

Calcular rigidez fissurada

Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

Análise dinâmica do pórtico

Análise dinâmica das lajes

Verificar todos os pavimentos

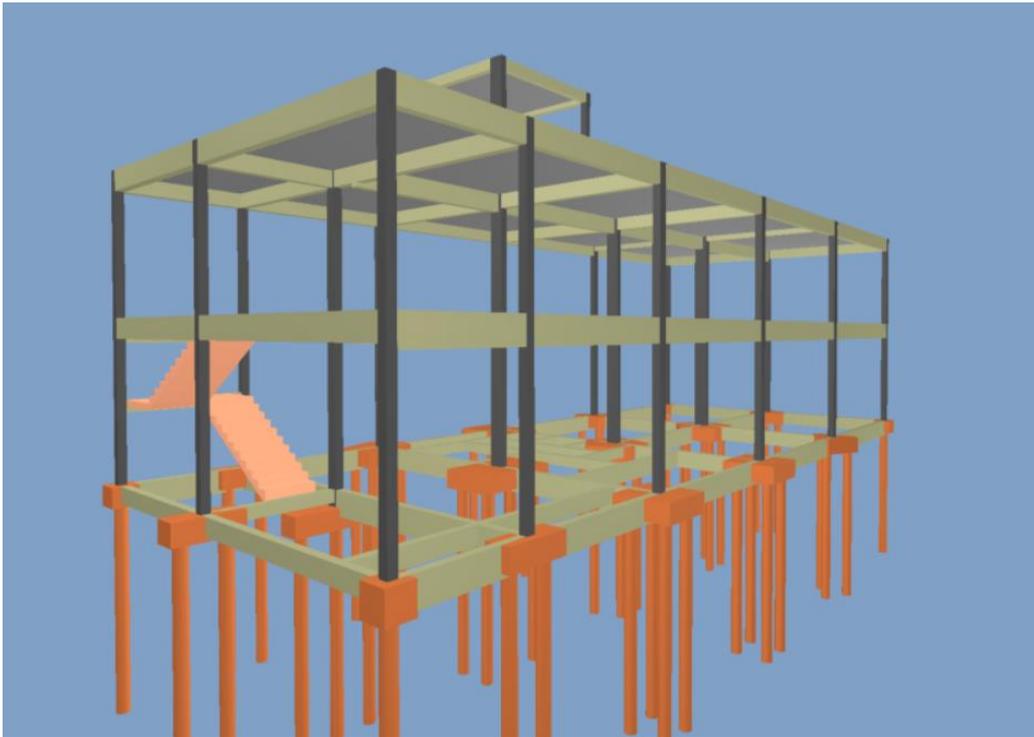
Verificar pavimentos selecionados ...

OK Cancelar Configurar... Ajuda

Fonte: Autora (2020)

A Figura 32 ilustra o pórtico 3D da estrutura final do Modelo 1, formada por lajes maciças. A Figura 33 represente o QR Code que possibilita a visualização do pórtico 3D da estrutura por meio do aplicativo Augin e a Figura 34 mostra a visualização 3D a estrutura inserida na arquitetura.

Figura 32 – Pórtico 3D do Modelo 1 com lajes maciças



Fonte: Autora (2020)

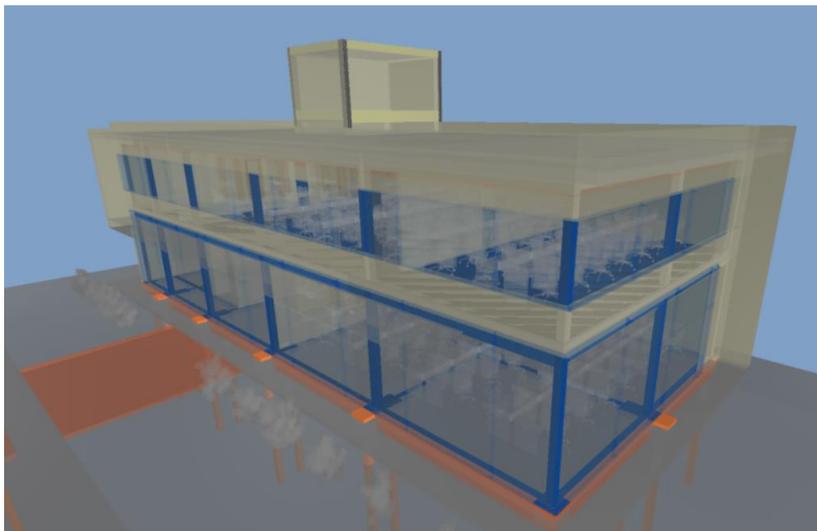
Figura 33 – QR Code para visualização do pórtico 3D da estrutura



augin.app: projeto de tcc

Fonte: Autora (2020)

Figura 34 – Visualização 3D da estrutura inserida na arquitetura no Eberick



Fonte: Autora (2020)

Finalizado o processamento da primeira estrutura, alterou-se o material das lajes para lajes treliçadas em uma direção com enchimento em EPS unidirecional. A altura total das lajes permaneceu 12 cm, sendo o trilho utilizado TR 08844, o EPS B8/30/125 e a capa de concreto considerada de 4 cm, a janelas de configuração das lajes é mostrada na Figura 35. Neste modelo, os engastamentos entre as lajes foram realizados apenas em lajes próximas que apresentavam o mesmo sentido das vigotas, caso contrário considerou-se o vínculo como sendo apoios.

Feita a modificação dos materiais das lajes, processou novamente a estrutura para realizar a segunda análise estrutural do Modelo 2.

Figura 35 – Configurações para lajes treliçadas em uma direção

Laje

Nome  Tipo Trelaçada 1D

Ambiente

Cargas

Grupo

Acidental  kgf/m<sup>2</sup> Revestimento  kgf/m<sup>2</sup>

Extra  kgf/m<sup>2</sup>

Temperatura e retração  °C

Treliça

Tipo  Repetições

Altura sapata  cm Largura sapata  cm

Enchimento

Tipo

Dimensão

Seção

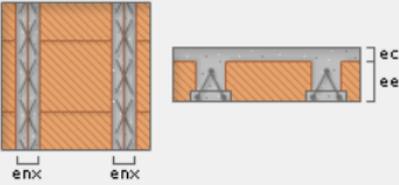
Espessura  cm Elevação  cm

ec  cm

ee  cm

enx  cm

eny  cm



Fonte: Autora (2020)

Finalizado o processamento da segunda estrutura, alterou-se o material das lajes para lajes nervuradas, a altura total das lajes permaneceu 12 cm, a janela de configuração das lajes é mostrada na Figura 36. Neste modelo, os engastamentos entre as lajes foram realizados nos bordos internos e os vínculos dos bordos externos foram considerados apoios.

Por fim, feita a modificação dos materiais das lajes, processou novamente a estrutura para realizar a terceira análise estrutural do Modelo 3 e realizar então o estudo comparativo dos resultados obtidos nos três modelos.

Figura 36 – Configurações para lajes nervuradas

Laje

Nome  Tipo

Ambiente

Cargas

Grupo

Acidental  kgf/m<sup>2</sup> Revestimento  kgf/m<sup>2</sup>

Extra  kgf/m<sup>2</sup>

Temperatura e retração  °C

Vigota protendida

Tipo

Arranjo  Altura

Enchimento

Tipo

Dimensão

Seção

Espessura  cm Elevação  cm

ec  cm

ee  cm

enx  cm

eny  cm

Fonte: Autora (2020)

### 3.4.2 Lançamento no TQS v21 Estudante

O procedimento realizado no software TQS foi o mesmo que o realizado no Eberick. O primeiro passo então foi importar a arquitetura de referência para realizar o lançamento estrutural.

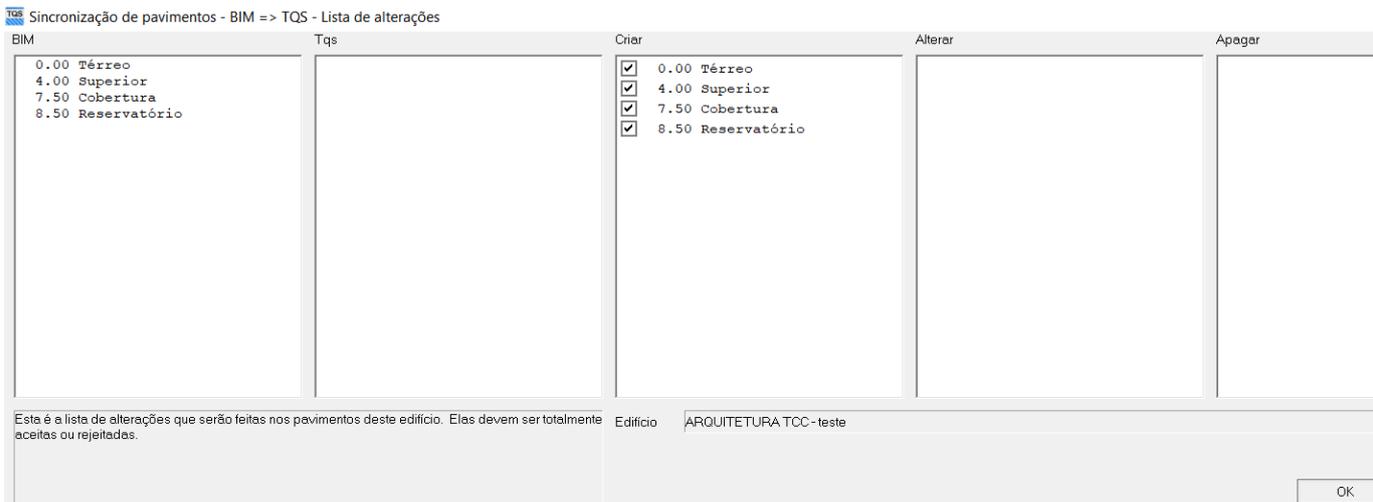
A Figura 37 mostra como foi criado o projeto no TQS a partir do modelo externo arquitetônico IFC. Em seguida, a Figura 38 mostra os níveis da edificação definidos pelo software. A partir desses níveis são geradas as plantas baixas da edificação.

Figura 37 – Importação do modelo externo no TQS



Fonte: Autora (2020)

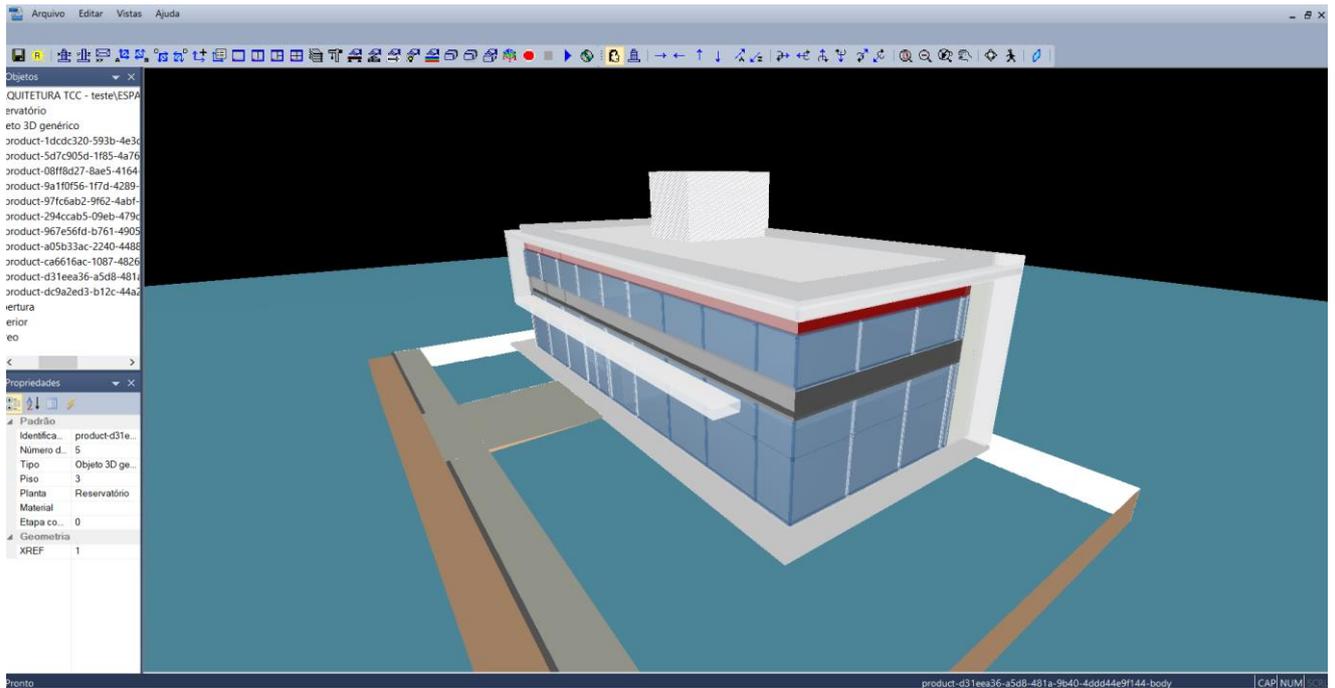
Figura 38 – Janela dos níveis da edificação no TQS



Fonte: Autora (2020)

A Figura 39 mostra a visualização do modelo arquitetônico importado.

Figura 39 – Modelo arquitetônico importando no software TQS



Fonte: Autora (2020)

Antes de se iniciar o lançamento da estrutura, fez-se configurações iniciais na janela Edifício e Editar. As configurações feitas foram adequação da classe do concreto para C-30 (FIGURA 40); configurações da espessura do cobrimento (FIGURA 41); ponderadores de carga permanente (FIGURA 42) e configurações de vento (FIGURA 43).

Figura 40 – Configuração da classe do concreto

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modo de fornecimento de fck

Definir valores em kgf/cm<sup>2</sup>

Usar somente valores tabelados

Concreto para elementos estruturais em:

Concreto armado

Concreto protendido

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

fcks gerais

Classe

Vigas/Lajes: C30

Pilares: C30

Fundações: C30

Desativar a verificação de fck mínimo

fcks diferenciados por piso/planta

Vigas/Lajes

Pilares

Elementos pré-moldados

Alterar

Alvenaria estrutural

Blocos vazados de CONCRETO

Fabricantes p/o projeto

Este é o fck usado no dimensionamento, detalhamento e desenho de fundações

Ok Cancelar

Fonte: Autora (2020)

Figura 41 – Configuração dos cobrimentos

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Cobrimentos em cm

	Inferior	Superior	Diferença secundária	
Lajes em geral	2.5	2.5	1	1
Lajes protendidas	3.5	3.5	1	
Vigas	3			
Pilares	3			
Fundações	4.5		1	

Valores de norma

Valores diferenciados por planta

Pré-moldados

Fatores atenuantes

Rígido controle de qualidade e de tolerância de medidas na obra

Cobrimento de elementos em contato com o solo em cm

Vigas e lajes: 3 Pilares: 4.5

Verificação de cobrimentos mínimos

Maior altura de bainha: 60 mm

Maior bitola de viga/pilar: 25 mm

Maior bitola de lajes: 12.5 mm

Desativar a verificação dos cobrimentos mínimos

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

Cobrimento de armaduras de sapatas e blocos, em cm

Ok Cancelar

Fonte: Autora (2020)

Figura 42 – Ponderadores de carga permanente

Ponderadores de carga permanente ×

Peso Próprio		Esforços de 2ª ordem	
Gama F - ponderador de ações	1.4	Gama F3 - parcela de desvios	1.1
<input type="checkbox"/> Ponderador favorável	1		
Cargas Permanentes			
Gama F - ponderador de ações	1.4		
<input type="checkbox"/> Ponderador favorável	1		
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancelar"/>			

Fonte: Autora (2020)

Figura 43 – Configuração do vento

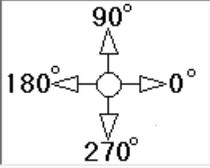
Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

V0 - Velocidade básica	35	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini	
S1 - Fator do terreno	1.00	1	90	1,12	Não	0
S2 - Categoria de rugosidade	IV	2	270	1,12	Não	0
S2 - Classe da edificação	B	3	0	1,12	Não	0
S3 - Fator estatístico	1.00	4	180	1,12	Não	0

(Sim) p/definir cota inicial de vento

Casos de vento nas plantas de formas


 Ângulo de incidência de vento

Tabelas de excentricidades e forças impostas

Excentricidades do caso selecionado

Ler tabelas de túnel de vento - planilha SDF

Ler tabelas de túnel de vento - FTV XML

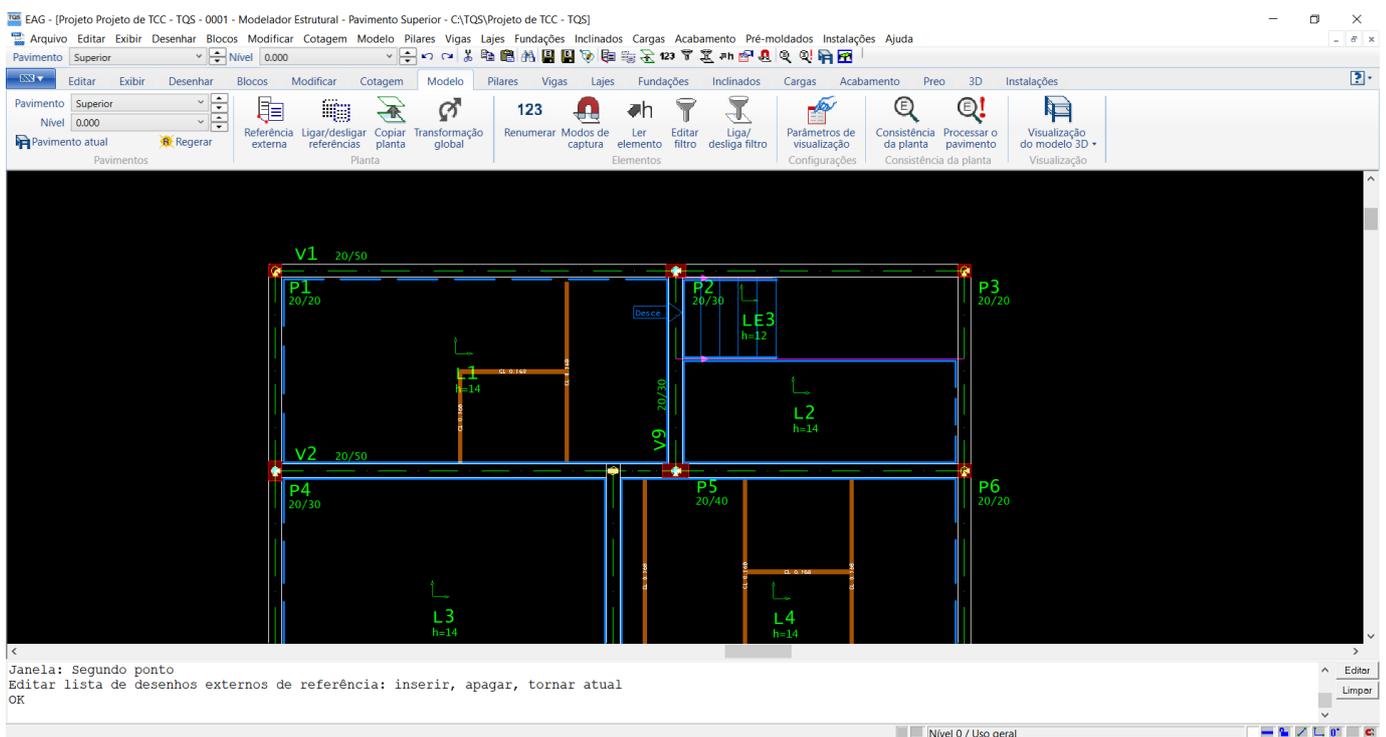
Forneça as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades".

Fonte: Autora (2020)

Feita as configurações preliminares, realizou-se o lançamento estrutural em todos os pavimentos com os dados do pré-dimensionamento, iniciando-se pelos pilares, em seguida pelas vigas e por fim pelas lajes. Após o lançamento foram inseridos os carregamentos de parede nas vigas e lajes; o carregamento da platibanda de altura 47 cm nas vigas da cobertura; o carregamento no reservatório e por fim a escada, sendo o patamar da escada locado na altura 203 cm do pavimento superior. Por último definiu-se as vinculações entre vigas e lajes, adotou-se as mesmas lançadas no Eberick.

A Figura 44 ilustra a janela de lançamento dos elementos na aba de Modelador Estrutural do software TQS.

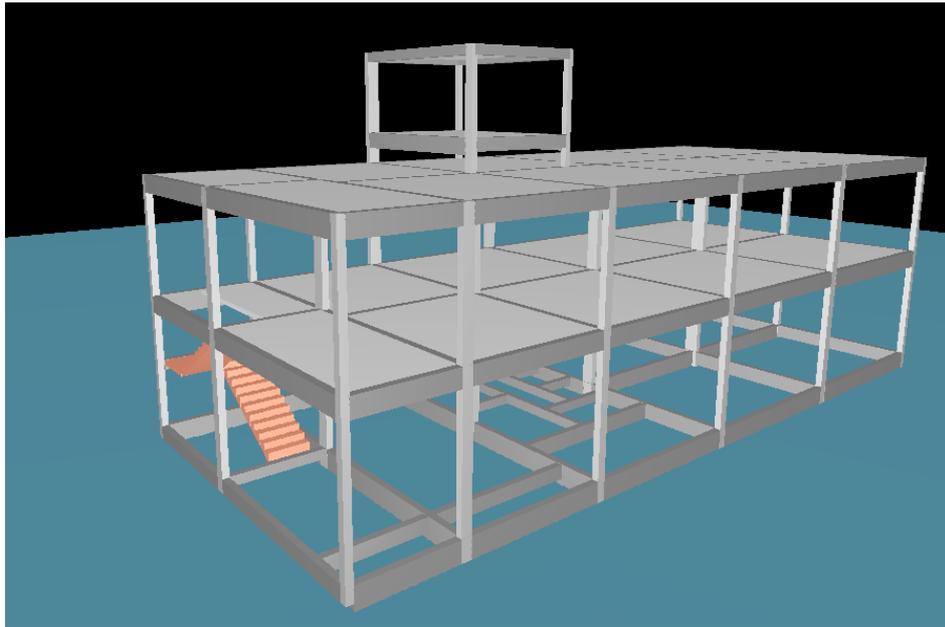
Figura 44 – Janela de lançamento estrutural do software TQS



Fonte: Autora (2020)

Finalizado todo o lançamento da estrutura, realizou-se o processamento do primeiro modelo, Modelo 1, no TQS composto por pilares retangulares, vigas e lajes maciças. A Figura 45 ilustra o pórtico 3D da estrutura final.

Figura 45 – Pórtico 3D do Modelo 1 no TQS



Fonte: Autora (2020)

Em seguida, alterou-se o material das lajes para lajes treliçadas em uma direção com enchimento em EPS unidirecional, a Figura 46 mostra a janela de configurações das lajes. Feita a modificação dos materiais, processou novamente a estrutura para realizar a análise estrutural do Modelo 2.

Figura 46– Configurações para lajes treliçadas em uma direção no TQS

Dados de lajes

Identificação | Seção/Carga | Modelo | Grelha | Temperatura/Retração | Detalhamento | Catalogadas | BIM

Maciça | Nervurada R | Nervurada T | Vigota | **Treliçada** | Pré-fabricada | Mista

Vigota (sapata)

Base B: 13 cm

Altura A: 3 cm

Mini-Painel:  Não  Sim

Nervura transversal

A cada: 1 blocos

Largura: 0

Tamanho: :cm

Enchimento

Fabricante: EPS Tuper Unidirecional

Bloco: H30/40/120

Peso específico: 0.008 tf/m3

Capa hf: 4 cm

Altura H: 12 cm

Largura bl: 9 cm

Tamanho tl: 30 cm

Rebaixo (cm): 0

Carga distribuída (tf/m²): 0.155/0.25

Alterar

Tipo de bloco de enchimento, dado um fabricante

OK Cancelar

Fonte: Autora (2020)

Por fim, alterou-se o material das lajes para lajes nervuradas com altura de 12 cm e processou-se novamente a estrutura para a última análise estrutural do Modelo 3. Feito isto, realizou-se o estudo comparativo final dos resultados obtidos entre os diferentes materiais utilizados e entre os dois softwares de cálculo estrutural.

## 4 RESULTADOS

Os resultados obtidos neste trabalho foram divididos em análise dos erros emitidos pelos softwares, análise dos carregamentos e das cargas resultantes na fundação, estudo dos esforços de momento fletor das lajes, avaliação dos deslocamentos gerados e análise comparativa entre os resultados obtidos pelos dois softwares.

### 4.1 Avisos e erros emitidos pelos softwares

No software Eberick foram detectados os erros A02 e A07 para os pilares P2, P4, P5 e P8. Em que o erro de dimensionamento é devido ao espaçamento entre barras menor que o permitido e a taxa de armadura nos pilares é maior que a configurada. Desse modo, para correção alterou-se as seções dos pilares conforme a Tabela 22.

Tabela 22 – Alterações das seções dos pilares

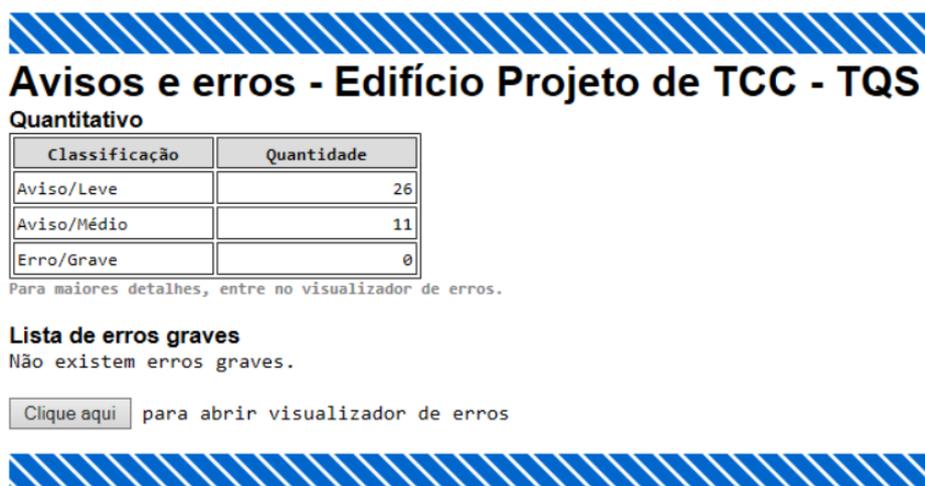
<b>CORREÇÕES</b>		
<b>PILARES</b>	<b>SEÇÃO ANTERIOR</b>	<b>SEÇÃO ADOTADA</b>
<b>P2</b>	20X20	20x30
<b>P4</b>	20X20	20x30
<b>P5</b>	20X20	20x40
<b>P8</b>	20X25	20x50

Fonte: Autora (2020)

As lajes treliçadas e nervuradas L3, L4, L5 e L6 do pavimento superior e a laje LR1 do fundo do reservatório também apresentaram erros de centro de gravidade da armadura muito alto, como solução optou-se por aumentar as seções de todas as lajes do pavimento superior e do fundo do reservatório para 14 cm, essa modificação foi feita nos três modelos e nos dois softwares. As plantas de formas finais dos pavimentos da edificação com locação e dimensão dos elementos estruturais modificada se encontram no Anexo C.

A Figura 47 apresenta a janela de Avisos e erros do software TQS, não houve erros graves, portanto não houve a necessidade de fazer correções.

Figura 47 – Avisos e erros do software TQS



Fonte: Autora (2020)

#### 4.2 Distribuição das cargas verticais nas estruturas

As cargas verticais atribuídas as estruturas dividiram-se entre peso próprio, cargas adicionais e cargas acidentais. Foram obtidos para cada tipo de laje as distribuições por tipo de carregamento da Tabela 23.

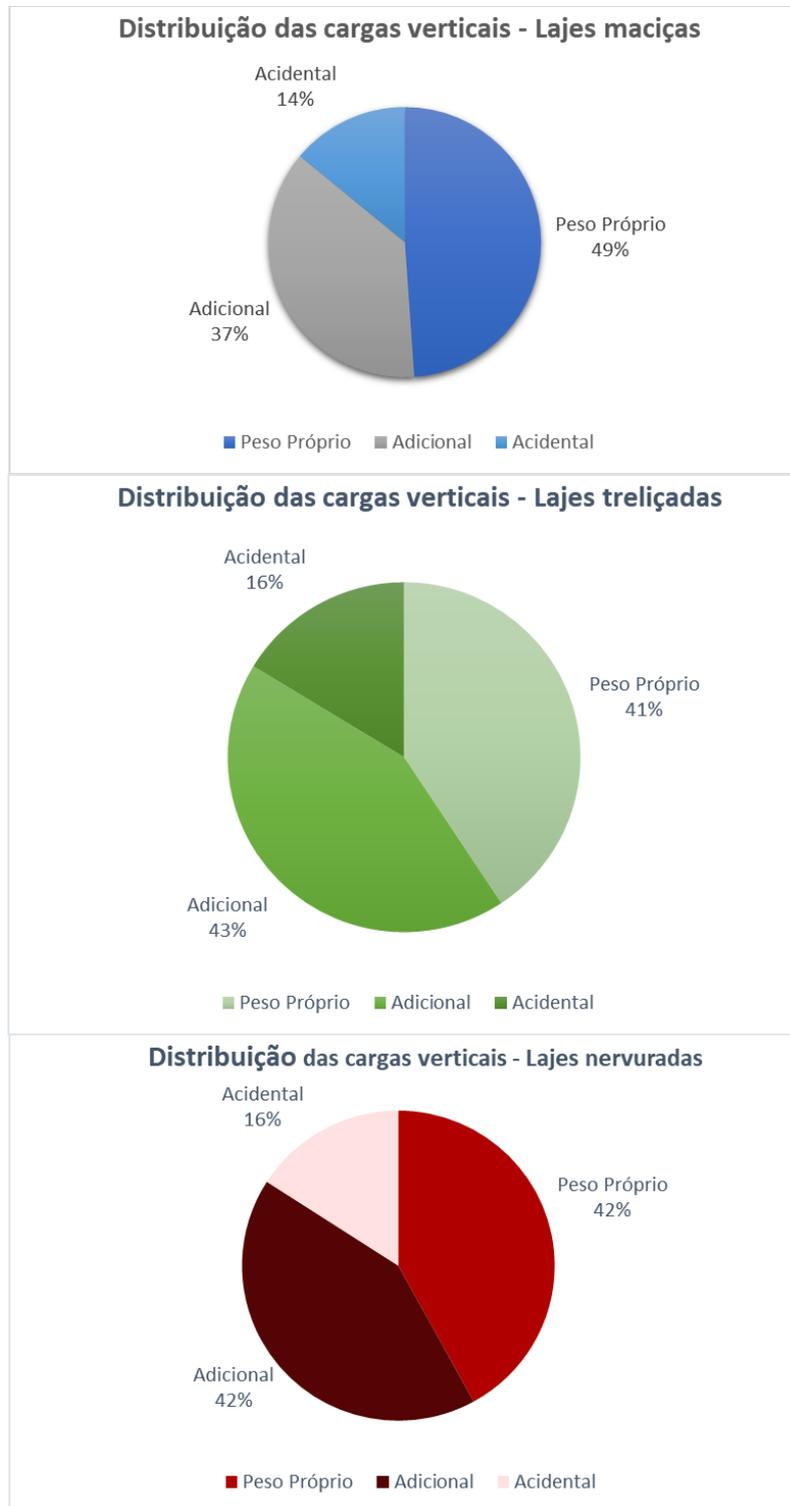
Tabela 23 – Distribuição das cargas verticais por tipo de carregamento

DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS		
LAJES MACIÇAS		
Ação	Carregamento (tf)	Percentual (%)
Peso Próprio	326,70	48,9
Adicional	248,09	37,1
Acidental	93,73	14,0
<b>TOTAL</b>	<b>668,53</b>	<b>100,0</b>
LAJES TRELIÇADAS		
Ação	Carregamento (tf)	Percentual (%)
Peso Próprio	234,65	40,7
Adicional	248,09	43,0
Acidental	93,74	16,3
<b>TOTAL</b>	<b>576,48</b>	<b>100,0</b>
LAJES NERVURADAS		
Ação	Carregamento (tf)	Percentual (%)
Peso Próprio	247,45	42,0
Adicional	248,09	42,1
Acidental	93,73	15,9
<b>TOTAL</b>	<b>589,28</b>	<b>100,0</b>

Fonte: Autora (2020)

A Figura 48 representa graficamente esses percentuais. Observou-se uma redução de 14% da carga vertical total das estruturas compostas por lajes treliçadas quando comparado as de lajes maciças, e 12% para as que apresentavam lajes nervuradas.

Figura 48 – Percentual de distribuição dos carregamentos verticais



Fonte: Autora (2020)

Realizou-se também um estudo comparativo de cargas verticais por pavimento entre os dois softwares (TABELA 24), obteve-se as diferenças percentuais mostradas na última coluna da Tabela 24, em que se pode constatar que o software Eberick apresentou maiores considerações de carregamentos nas estruturas nos três modelos.

Tabela 24 – Comparativo de cargas verticais por pavimento Eberick x TQS

<b>DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS</b>						
<b>LAJES MACIÇAS</b>						
PAVIMENTO	ÁREA (m <sup>2</sup> )	EBERICK		TQS		Diferença percentual entre Eberick e TQS (%)
		CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	
Teto do reservatório	20,13	16,06	797,81	13,40	665,67	16,6%
Reservatório	20,13	31,54	1566,82	29,40	1460,51	6,8%
Cobertura Superior	256,26	200,15	781,04	178,30	695,78	10,9%
Fundação	-	112,85	-	112,00	-	0,8%
<b>TOTAL</b>	<b>557,52</b>	<b>668,52</b>	<b>1199,1</b>	<b>615,00</b>	<b>1103,1</b>	<b>8,0%</b>
<b>LAJES TRELIÇADAS</b>						
PAVIMENTO	ÁREA (m <sup>2</sup> )	EBERICK		TQS		Diferença percentual entre Eberick e TQS (%)
		CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	
Teto do reservatório	20,13	13,07	649,28	10,90	541,48	16,6%
Reservatório	20,13	28,55	1418,28	26,40	1311,48	7,5%
Cobertura Superior	256,26	162,80	635,29	142,30	555,30	12,6%
Fundação	-	112,85	-	113,50	-	-0,6%
<b>TOTAL</b>	<b>557,52</b>	<b>576,48</b>	<b>1034,0</b>	<b>528,50</b>	<b>947,9</b>	<b>8,3%</b>
<b>LAJES NERVURADAS</b>						
PAVIMENTO	ÁREA (m <sup>2</sup> )	EBERICK		TQS		Diferença percentual entre Eberick e TQS (%)
		CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	CARREGAMENTO (tf)	CARGA/ÁREA (tf/m <sup>2</sup> )	
Teto do reservatório	20,13	13,36	663,69	11,90	591,16	10,9%
Reservatório	20,13	30,04	1492,30	26,90	1336,31	10,5%
Cobertura Superior	256,26	165,68	646,53	153,00	597,05	7,7%
Fundação	-	112,85	-	113,10	-	-0,2%
<b>TOTAL</b>	<b>557,52</b>	<b>589,61</b>	<b>1057,6</b>	<b>556,80</b>	<b>998,7</b>	<b>5,6%</b>

Fonte: Autora (2020)

### 4.3 Cargas máximas obtidas na fundação

A Tabela 25 mostra as cargas máximas obtidas na fundação para os três modelos analisados nos dois softwares de cálculo. Observou-se uma redução de aproximadamente 13,7% do carregamento para estruturas com lajes treliçadas quando comparadas com as compostas por lajes maciças, e de 12,9% para as que apresentavam lajes nervuradas.

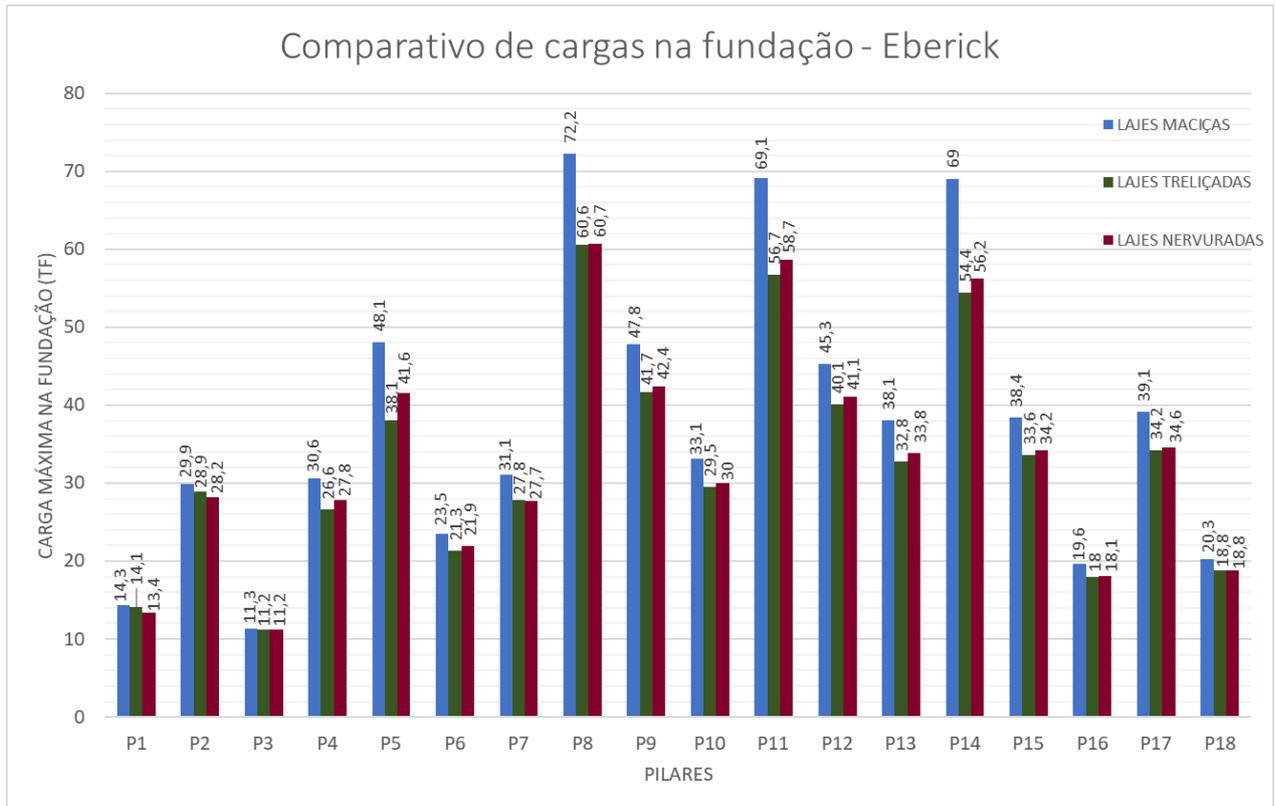
Tabela 25 – Cargas máximas obtidas na fundação

PILAR	SEÇÃO (cm)	CARGA MÁXIMA NA FUNDAÇÃO (tf)					
		LAJE MACIÇA (Modelo 1)		LAJE TRELIÇADA (Modelo 2)		LAJE NERVURADA (Modelo 3)	
		EBERICK	TQS	EBERICK	TQS	EBERICK	TQS
P1	20x20	14,3	12,2	14,1	13	13,4	12,3
P2	20x30	29,9	26,4	28,9	30,8	28,2	29,8
P3	20x20	11,3	8,9	11,2	9	11,2	9,9
P4	20x30	30,6	27,9	26,6	24,7	27,8	25,7
P5	20x40	48,1	52	38,1	34,6	41,6	41,7
P6	20x20	23,5	20,4	21,3	20,4	21,9	20,2
P7	20x25	31,1	30,2	27,8	36,6	27,7	26,1
P8	20x50	72,2	88,5	60,6	62,9	60,7	62,6
P9	20x40	47,8	46,3	41,7	48,3	42,4	42
P10	20x25	33,1	29,9	29,5	28	30	27,9
P11	20x40	69,1	77,5	56,7	53,7	58,7	57,9
P12	20x40	45,3	41,8	40,1	41,4	41,1	37,5
P13	20x30	38,1	34,9	32,8	33,4	33,8	32,7
P14	20x50	69	78,9	54,4	50	56,2	57,6
P15	20x30	38,4	35,4	33,6	33,8	34,2	32,9
P16	20x20	19,6	15,7	18	16,6	18,1	16,5
P17	20x25	39,1	37,3	34,2	31,4	34,6	34,7
P18	20x20	20,3	16,4	18,8	17,3	18,8	17,1

Fonte: Autora (2020)

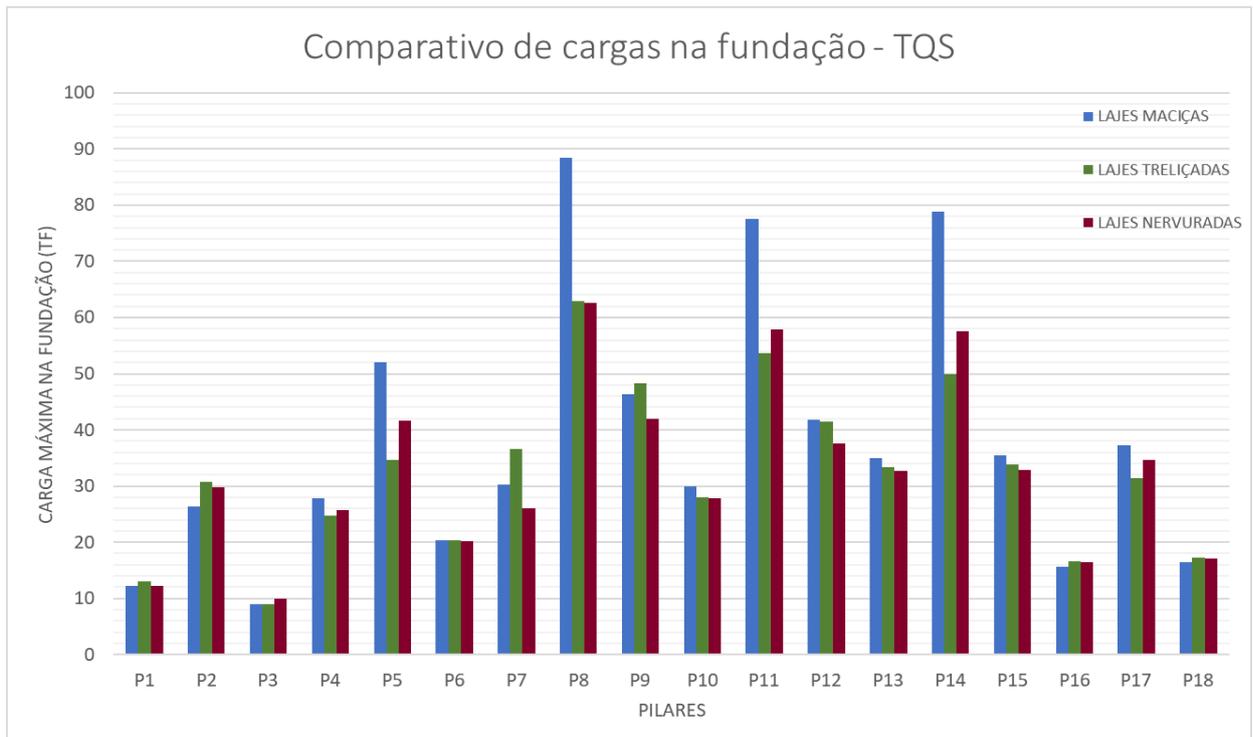
A Figura 49 e 50 ilustram os carregamentos máximos graficamente nos softwares Eberick e TQS, respectivamente.

Figura 49 – Comparativo de cargas na fundação para o software Eberick



Fonte: Autora (2020)

Figura 50 – Comparativo de cargas na fundação para o software TQS



Fonte: Autora (2020)

#### 4.4 Deslocamentos nas lajes: Aceitabilidade sensorial visual

Para deslocamentos, considerou-se a análise da aceitabilidade sensorial visual, que segundo a Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece o deslocamento-limite de  $l/250$  e considera o deslocamento total, sendo utilizada para essa verificação das flechas a combinação quase permanente de serviço.

A Tabela 26 mostra os deslocamentos máximos obtidos em cada modelo e em cada software, assim como o deslocamento limite permitido.

Tabela 26 – Deslocamentos máximos das lajes para aceitabilidade sensorial visual

PAVIMENTO	LAJES	ESPESSURA (cm)	lx (cm)	ly (cm)	LIMITE DA FLECHA ACORDO COM A NBR 6118 (L/250)	DESLOCAMENTO (cm): ACEITABILIDADE SENSORIAL PARA COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE								
						LAJE MACIÇA (Modelo 1)		SITUAÇÃO	LAJE TRELIÇADA (Modelo 2)		SITUAÇÃO	LAJE NERVURADA (Modelo 3)		SITUAÇÃO
						EBERICK	TQS		EBERICK	TQS		EBERICK	TQS	
SUPERIOR	L1	14	302,00	600,00	1,21	0,82	0,51	OK	2,06	1,38	NÃO OK	1,03	0,79	OK
	L2	14	158,54	433,15	0,63	0,11	0,2	OK	1,14	1,06	NÃO OK	0,31	0,37	OK
	L3	14	443,00	506,10	1,77	0,77	0,47	OK	2,78	3,04	NÃO OK	1,06	0,82	OK
	L4	14	443,00	525,60	1,77	0,37	0,37	OK	2,92	4,17	NÃO OK	1,04	0,83	OK
	L5	14	506,10	535,00	2,02	0,42	0,41	OK	2,2	2,78	NÃO OK	1,06	0,7	OK
	L6	14	525,60	535,00	2,10	0,48	0,44	OK	2,64	3,23	NÃO OK	1,24	0,75	OK
	L7	14	506,10	590,40	2,02	0,47	0,47	OK	2,92	2,84	NÃO OK	1,28	1,06	OK
	L8	14	525,60	590,40	2,10	0,54	0,52	OK	2,98	3,33	NÃO OK	1,47	1,16	OK
	L9	14	506,10	612,50	2,02	0,93	0,79	OK	3,1	3,05	NÃO OK	2,34	2,26	NÃO OK
	L10	14	506,10	612,50	2,02	1,02	0,87	OK	3,66	3,56	NÃO OK	2,81	2,58	NÃO OK
COBERTURA	LC1	12	302,00	506,10	1,21	0,59	0,37	OK	0,73	1,01	OK	0,79	0,77	OK
	LC2	12	302,00	525,90	1,21	0,35	0,21	OK	0,23	0,67	OK	0,28	0,34	OK
	LC3	12	443,80	506,10	1,78	0,58	0,42	OK	3,32	2,59	NÃO OK	1,09	1	OK
	LC4	12	443,80	525,60	1,78	0,65	0,64	OK	2,79	3,05	NÃO OK	0,98	0,89	OK
	LC5	12	506,10	535,00	2,02	0,6	0,58	OK	3,85	4,15	NÃO OK	1,45	1,34	OK
	LC6	12	525,60	535,00	2,10	0,7	0,68	OK	4,25	5,06	NÃO OK	1,53	1,51	OK
	LC7	12	506,10	590,40	2,02	1,15	0,58	OK	4,24	3,9	NÃO OK	1,74	1,44	OK
	LC8	12	525,60	590,40	2,10	1,25	0,58	OK	5,03	4,55	NÃO OK	1,87	1,53	OK
	LC9	12	506,10	612,50	2,02	0,11	0,99	OK	4,54	4,48	NÃO OK	2,81	2,32	NÃO OK
	LC10	12	506,10	612,50	2,02	0,56	1,11	OK	4,82	5,3	NÃO OK	3,07	2,65	NÃO OK
RESERVATÓRIO	LR1	14	383,00	525,60	1,53	1,03	1,25	OK	2,38	2,75	NÃO OK	2,42	2,68	NÃO OK
TETO DO RESERVATÓRIO	LRT1	12	383,00	525,60	1,53	1,17	1,08	OK	1,82	2,78	NÃO OK	1,46	1,4	OK

Fonte: Autora (2020)

Observou-se que todas as lajes maciças atenderam essa verificação do estado de serviço. Para as lajes treliçadas, com exceção de LC1 e LC2, foram verificadas flechas excessivas em ambos os softwares. Como solução poderia ser aumentadas as espessuras das lajes mais solicitadas e/ou executar contra-flechas para combater os deslocamentos imediatos e assim diminuir a flecha total do elemento estrutural. Seria necessário estudar caso por caso para aplicar a melhor solução.

Por fim, as lajes nervuradas L9, L10, LC9, LC10 e LR1 também ultrapassaram o limite máximo de deslocamentos permitidos por norma, sendo as soluções indicadas as mesmas que as apresentadas para as lajes treliçadas.

#### 4.5 Deslocamentos nas vigas: Aceitabilidade sensorial visual

Assim como para as lajes, para os deslocamentos nas vigas considerou-se a análise da aceitabilidade sensorial visual, que segundo a Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece o deslocamento-limite de  $l/250$  e considera o deslocamento total, sendo utilizada para essa verificação das flechas a combinação quase permanente de serviço. A Tabela 27 mostra as flechas obtidas para os três modelos nos dois softwares. Observou-se que para todas as vigas atendeu-se o limite máximo de flecha permitido por norma.

Tabela 27 – Deslocamentos máximos das vigas para aceitabilidade sensorial visual

PAVIMENTO	LAJES	Vão	L (cm)	DESLOCAMENTO DE VIGAS (cm): ACEITABILIDADE SENSORIAL P/ COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE											
				LIMITE DA FLECHA			LAJE MACIÇA (Modelo 1)		SITUAÇÃO	LAJE TRELIÇADA (Modelo 2)		SITUAÇÃO	LAJE NERVURADA (Modelo 3)		SITUAÇÃO
				ACORDO COM A NBR 6118 (L/250)	EBERICK	TQS	EBERICK	TQS		EBERICK	TQS		EBERICK	TQS	
SUPERIOR	V1	1	600	2,40	0,73	0,37	OK	0,76	0,62	OK	0,65	0,38	OK		
		2	433	1,73	0,08	0,04	OK	0,08	0,05	OK	0,07	0,07	OK		
	V2	1	600	2,40	0,59	0,45	OK	0,77	0,66	OK	0,75	0,55	OK		
		2	433	1,73	0,22	0,09	OK	0,13	0,17	OK	0,19	0,07	OK		
	V3	1	506	2,02	0,38	0,16	OK	0,19	0,05	OK	0,32	0,18	OK		
		2	525,6	2,10	0,4	0,2	OK	0,2	0,04	OK	0,36	0,26	OK		
	V4	1	506	2,02	0,38	0,17	OK	0,2	0,06	OK	0,32	0,2	OK		
		2	525,6	2,10	0,42	0,2	OK	0,21	0,04	OK	0,36	0,24	OK		
	V5	1	506	2,02	0,39	0,17	OK	0,18	0,06	OK	0,3	0,16	OK		
		2	525,6	2,10	0,44	0,22	OK	0,2	0,04	OK	0,36	0,22	OK		
	V6	1	506	2,02	0,34	0,17	OK	0,25	0,15	OK	0,29	0,19	OK		
		2	525,6	2,10	0,4	0,21	OK	0,29	0,19	OK	0,34	0,23	OK		
	V7	1	607,51	2,43	0,46	0,27	OK	0,4	0,39	OK	0,37	0,32	OK		
		2	590,39	2,36	0,22	0,13	OK	0,18	0,21	OK	0,18	0,14	OK		
		3	535,01	2,14	0,19	0,11	OK	0,17	0,13	OK	0,16	0,13	OK		
		4	443,8	1,78	0,13	0,07	OK	0,11	0,12	OK	0,11	0,07	OK		
		5	297,05	1,19	0,08	0,03	OK	0,07	0,02	OK	0,07	0,03	OK		
	V8	1	607,51	2,43	0,57	0,33	OK	0,83	0,55	OK	0,59	0,38	OK		
		2	590,39	2,36	0,34	0,1	OK	0,31	0,21	OK	0,23	0,09	OK		
		3	535,01	2,14	0,27	0,08	OK	0,25	0,13	OK	0,18	0,05	OK		
		4	443,8	1,78	0,35	0,18	OK	0,37	0,36	OK	0,3	0,2	OK		
	V9	1	297,05	1,19	0,23	0,86	OK	0,18	0,28	OK	0,22	0,18	OK		
	V10	1	607,51	2,43	0,47	0,27	OK	0,41	0,39	OK	0,37	0,31	OK		
		2	590,39	2,36	0,23	0,09	OK	0,2	0,14	OK	0,19	0,09	OK		
		3	535,01	2,14	0,16	0,07	OK	0,14	0,1	OK	0,13	0,07	OK		
		4	443,8	1,78	0,17	0,06	OK	0,15	0,11	OK	0,14	0,06	OK		
		5	297,05	1,19	0,09	0,12	OK	0,08	0,13	OK	0,08	0,11	OK		

COBERTURA	VC1	1	600	2,40	0,35	0,19	OK	0,3	0,31	OK	0,3	0,22	OK
		2	433	1,73	0,11	0,02	OK	0,09	0,04	OK	0,1	0,02	OK
	VC2	1	600	2,40	0,57	0,05	OK	0,7	0,03	OK	0,5	0,04	OK
		2	433	1,73	0,23	0,3	OK	0,2	0,37	OK	0,18	0,35	OK
	VC3	1	506	2,02	0,45	0,14	OK	0,3	0,05	OK	0,39	0,15	OK
		2	525,6	2,10	0,41	0,18	OK	0,25	0,04	OK	0,33	0,2	OK
	VC4	1	506	2,02	0,48	0,16	OK	0,28	0,08	OK	0,42	0,17	OK
		2	525,6	2,10	0,49	0,2	OK	0,28	0,07	OK	0,39	0,22	OK
	VC5	1	506	2,02	0,44	0,15	OK	0,22	0,05	OK	0,36	0,16	OK
		2	525,6	2,10	0,53	0,19	OK	0,24	0,04	OK	0,4	0,21	OK
	VC6	1	506	2,02	0,28	0,09	OK	0,21	0,05	OK	0,25	0,09	OK
		2	525,6	2,10	0,33	0,12	OK	0,23	0,27	OK	0,28	0,12	OK
	VC7	1	607,51	2,43	0,47	0,24	OK	0,38	0,35	OK	0,41	0,26	OK
		2	590,39	2,36	0,23	0,06	OK	0,21	0,11	OK	0,19	0,06	OK
		3	535,01	2,14	0,23	0,07	OK	0,2	0,12	OK	0,19	0,07	OK
		4	443,8	1,78	0,15	0,03	OK	0,1	0,06	OK	0,12	0,03	OK
		5	297,05	1,19	0,1	0,01	OK	0,9	0,05	OK	0,08	0,01	OK
	VC8	1	607,51	2,43	0,73	0,32	OK	0,86	0,9	OK	0,6	0,37	OK
		2	590,39	2,36	0,28	0,04	OK	0,25	0,31	OK	0,21	0,02	OK
		3	535,01	2,14	0,84	0,23	OK	0,78	0,86	OK	0,68	0,26	OK
4		443,8	1,78	0,31	0,11	OK	0,3	0,47	OK	0,25	0,12	OK	
VC9	1	297,05	1,19	0,51	0,04	OK	0,13	0,01	OK	0,14	0,36	OK	
VC10	1	607,51	2,43	0,15	0,28	OK	0,42	0,52	OK	0,46	0,04	OK	
	2	590,39	2,36	0,72	0,08	OK	0,12	0,19	OK	0,13	0,01	OK	
	3	535,01	2,14	0,18	0,33	OK	0,6	0,73	OK	0,61	0,3	OK	
	4	443,8	1,78	0,12	0,02	OK	0,13	0,04	OK	0,15	0,1	OK	
	5	297,05	1,19	0,18	0,02	OK	0,1	0,02	OK	0,1	0,36	OK	
RESERVATÓRIO	VR1	1	525,6	2,10	0,4	0,34	OK	0,42	1,07	OK	0,37	0,42	OK
	VR2	2	525,6	2,10	1,4	0,45	OK	1,03	1,64	OK	1,04	0,6	OK
	VR3	3	384,5	1,54	0,72	0,23	OK	0,64	0,7	OK	0,56	0,14	OK
	VR4	4	384,5	1,54	0,63	0,11	OK	0,56	0,63	OK	0,5	0,1	OK
TETO DO RESERVATÓRIO	VRT1	1	525,6	2,10	0,58	0,52	OK	0,57	0,95	OK	0,47	0,58	OK
	VRT2	2	525,6	2,10	1,26	0,7	OK	1,32	1,28	OK	1,08	0,77	OK
	VRT3	3	384,5	1,54	0,77	0,25	OK	0,65	0,6	OK	0,57	0,19	OK
	VRT4	4	384,5	1,54	0,67	0,13	OK	0,57	0,4	OK	0,53	0,12	OK

Fonte: Autora (2020)

#### 4.6 Estado-limite de vibrações excessivas

Segundo o item 23.3 da ABNT NBR 6118:2014, para assegurar o comportamento satisfatório das estruturas diante das vibrações, é importante afastar a frequência da estrutura ( $f$ ) da frequência crítica ( $f_{crit}$ ), de modo que  $f > 1,2f_{crit}$ . A Tabela 23.1 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece para escritórios a frequência crítica de 4,0 Hz.

Analisou-se na Tabela 28 as frequências das lajes do pavimento superior no software Eberick em 4 modos de vibração. Observou-se que as lajes maciças apresentaram melhor comportamento entre os três modelos, seguido das lajes nervuras e por último das lajes treliçadas. Não foi possível realizar essa análise do TQS devido às limitações da versão estudante.

Tabela 28 – Análise de vibrações excessivas nas lajes do pavimento superior

<b>Análise dinâmica - Estado-limite de vibrações excessivas</b>				
<b>Lajes maciças</b>				
<b>Mode de vibração</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência crítica (1,2fcrit)</b>	<b>Situação</b>
1	0,116	8,652	4,8	OK
2	0,112	8,911	4,8	OK
3	0,099	10,079	4,8	OK
4	0,96	10,372	4,8	OK
<b>Lajes treliçadas</b>				
<b>Mode de vibração</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência crítica (1,2fcrit)</b>	<b>Situação</b>
1	0,443	5,298	4,8	OK
2	0,184	5,443	4,8	OK
3	0,117	5,662	4,8	OK
4	0,176	5,683	4,8	OK
<b>Lajes nervuradas</b>				
<b>Mode de vibração</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Frequência crítica (1,2fcrit)</b>	<b>Situação</b>
1	0,154	6,481	4,8	OK
2	0,138	7,229	4,8	OK
3	0,131	7,625	4,8	OK
4	0,12	8,317	4,8	OK

Fonte: Autora (2020)

#### 4.7. Consumo de materiais

##### 4.7.1. Consumo de concreto

A Tabela 29 mostra os consumos de concreto em m<sup>3</sup> obtidos em cada modelo nos dois softwares de cálculo estrutural. Observou-se que para pilares e vigas o consumo de concreto é o mesmo ou muito semelhante nos três modelos.

Para as lajes treliçadas, observou-se uma redução de 56% de volume de concreto quando comparada com o modelo de lajes maciças, em ambos os softwares. Para as lajes nervuradas, obteve-se uma redução de 45% no Eberick e 38% no TQS de volume de concreto em relação ao modelo constituído por lajes maciças.

Tabela 29 – Consumo de concreto em m<sup>3</sup>

QUANTITATIVO DE CONCRETO (m <sup>3</sup> )						
LAJES MACIÇAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	0,7	1,1	2,2	0,6	1	1,6
Reservatório	0,3	1,7	2,6	0,2	1,6	2,6
Cobertura	3,9	14,3	28,4	3,9	13,3	28,4
Superior	4,4	15,3	32,4	4,4	14	32,4
Fundação	-	17,1	-	-	15,8	-
<b>TOTAL</b>	<b>9,3</b>	<b>49,5</b>	<b>65,6</b>	<b>9,1</b>	<b>45,7</b>	<b>65</b>
LAJES TRELIÇADAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	0,7	1,1	1	0,6	1	1,1
Reservatório	0,3	0,6	1	0,2	1,6	1,1
Cobertura	3,9	14,3	13,9	3,9	13,3	13,1
Superior	4,4	15,3	12,8	4,4	14	13,5
Fundação	-	17,1	-	-	15,8	-
<b>TOTAL</b>	<b>9,3</b>	<b>48,4</b>	<b>28,7</b>	<b>9,1</b>	<b>45,7</b>	<b>28,8</b>
LAJES NERVURADAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	0,7	1,1	1,2	0,6	1	1,6
Reservatório	0,3	0,6	1,7	0,2	1,6	1,4
Cobertura	3,9	14,3	15,6	3,9	13,3	17,6
Superior	4,4	15,3	17,3	4,4	14	19,9
Fundação	-	17,1	-	-	15,8	-
<b>TOTAL</b>	<b>9,3</b>	<b>48,4</b>	<b>35,8</b>	<b>9,1</b>	<b>45,7</b>	<b>40,5</b>

Fonte: Autora (2020)

#### 4.7.2. Consumo de formas

A Tabela 30 mostra os consumos de formas em m<sup>2</sup> obtidos em cada modelo nos dois softwares de cálculo estrutural. Observou-se que para pilares e vigas o consumo de forma também é o mesmo ou muito semelhante nos três modelos.

Para lajes treliçadas não são utilizadas formas, pois os próprios elementos de enchimentos fazem esse papel, desse modo observou-se uma economia de 505 m<sup>2</sup> de formas quando comparado aos modelos em lajes maciças e nervuradas.

Tabela 30 – Consumo de formas em m<sup>2</sup>

QUANTITATIVO DE FORMAS (m <sup>2</sup> )						
LAJES MACIÇAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	10,9	15,2	18,4	10,9	15,2	18,4
Reservatório	4,2	21,2	18,4	4,2	21,2	18,4
Cobertura	64	170,5	236,6	64	170,5	236,5
Superior	73,2	181,8	232,1	73,2	181,8	231,3
Fundação	-	204,4	-	-	204,4	-
<b>TOTAL</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>505,5</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>504,6</b>
LAJES TRELIÇADAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	10,9	15,2	0	10,9	15,2	0
Reservatório	4,2	21,2	0	4,2	21,2	0
Cobertura	64	170,5	0	64	170,5	0
Superior	73,2	181,8	0	73,2	181,8	0
Fundação	-	204,4	-	-	204,4	-
<b>TOTAL</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>0</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>0</b>
LAJES NERVURADAS						
PAVIMENTO	EBERICK			TQS		
	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
Teto do reservatório	10,9	15,2	18,4	10,9	15,2	18,4
Reservatório	4,2	21,2	18,4	4,2	21,2	18,4
Cobertura	64	170,5	236,6	64	170,5	236,5
Superior	73,2	181,8	232,1	73,2	181,8	231,3
Fundação	-	204,4	-	-	204,4	-
<b>TOTAL</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>505,5</b>	<b>152,3</b>	<b>593,1</b>	<b>504,6</b>

Fonte: Autora (2020)

#### 4.7.3. Consumo de aço

Para pilares, o menor consumo de aço foi obtido no modelo com lajes maciças, seguido das lajes nervuradas e por último das lajes treliçadas.

Analisando as lajes, obteve-se uma diferença significativa de aço no modelo de lajes treliçadas quando comparado as lajes maciças e nervuradas, sendo essa redução de aproximadamente 50%.

A Tabela 31 lista os quantitativos encontrados, as diferenças apresentadas devem-se as distribuições ocorridas em cada modelo de lajes

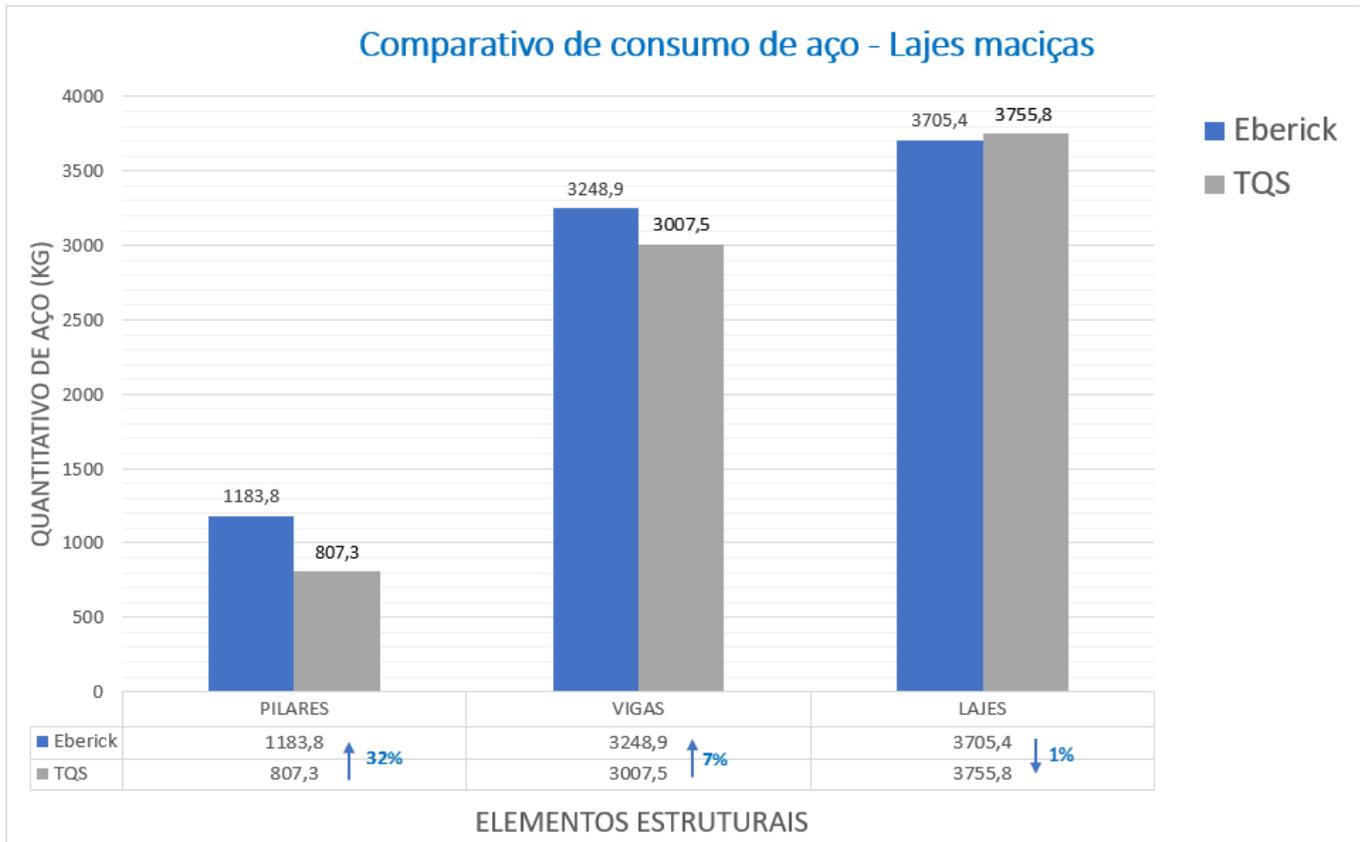
Tabela 31 – Consumo de aço em kg

<b>QUANTITATIVO DE AÇO (kg)</b>						
<b>LAJES MACIÇAS</b>						
<b>PAVIMENTO</b>	<b>EBERICK</b>			<b>TQS</b>		
	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>
<b>Teto do reservatório</b>	91,3	78,4	110,2	55,7	71,5	121,1
<b>Reservatório</b>	95,2	197,2	181,8	53	94,2	186
<b>Cobertura</b>	482,5	876,1	1539,5	278,5	888,3	1600,6
<b>Superior</b>	514,8	1154,7	1873,9	420,1	1026,5	1848,1
<b>Fundação</b>	-	942,5	-	-	927	-
<b>TOTAL</b>	<b>1183,8</b>	<b>3248,9</b>	<b>3705,4</b>	<b>807,3</b>	<b>3007,5</b>	<b>3755,8</b>
<b>LAJES TRELIÇADAS</b>						
<b>PAVIMENTO</b>	<b>EBERICK</b>			<b>TQS</b>		
	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>
<b>Teto do reservatório</b>	93,9	131,9	38,7	75,3	77,4	12,9
<b>Reservatório</b>	87,5	117,3	65	68,2	97,8	17,9
<b>Cobertura</b>	401,5	876,9	571,2	282,4	839	208,8
<b>Superior</b>	436,9	1116,8	1080	420,1	990,7	2156,5
<b>Fundação</b>	-	942,4	-	-	937,5	-
<b>TOTAL</b>	<b>1019,8</b>	<b>3185,3</b>	<b>1754,9</b>	<b>846</b>	<b>2942,4</b>	<b>2396,1</b>
<b>LAJES NERVURADAS</b>						
<b>PAVIMENTO</b>	<b>EBERICK</b>			<b>TQS</b>		
	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>	<b>PILARES</b>	<b>VIGAS</b>	<b>LAJES</b>
<b>Teto do reservatório</b>	95,5	116,4	92,8	51,2	68,1	85,1
<b>Reservatório</b>	92,4	232,6	185,7	54,8	90,6	171,4
<b>Cobertura</b>	473,3	1006	1430,7	280,4	780,4	1159,4
<b>Superior</b>	479,2	1112,7	1739,6	420,1	977,1	2146,7
<b>Fundação</b>	-	942,4	-	-	932,8	-
<b>TOTAL</b>	<b>1140,4</b>	<b>3410,1</b>	<b>3448,8</b>	<b>806,5</b>	<b>2849</b>	<b>3562,6</b>

Fonte: Autora (2020)

Realizou-se também um comparativo entre as quantidades de aço obtidas no software Eberick e no software TQS no modelo de lajes maciças. A Figura 51 mostra as diferenças de consumo em cada elemento estrutural, sendo encontrado no Eberick um percentual total de aproximadamente 13% a mais de aço quando comparado ao TQS.

Figura 51 – Consumo de aço para o modelo de lajes maciças Eberick x TQS



Fonte: Autora (2020)

## 5 CONCLUSÃO

Com auxílio dos programas Eberick e TQS pode-se observar a influência das características geométricas e físicas no desenvolvimento dos três modelos estudados. Por meio da análise de grelha e do modelo de pórtico espacial conseguiu-se realizar comparações e analisar os deslocamentos e esforços resultantes.

Durante a realização do trabalho observou-se também a importância dos conhecimentos teóricos referentes a estruturas em concreto armado, como também do domínio da norma ABNT NBR 6118:2014 pra execução de projetos estruturais.

Com base nas tabelas e nos resultados obtidos pode-se concluir que as lajes treliçadas entre os três modelos são as que apresentaram estruturas mais leves. Tendo uma redução de 14% nos carregamentos verticais e nas cargas máximas obtidas na fundação quando comparado as lajes maciças. Observou-se também para as lajes nervuradas essa redução no valor de 12%.

Em relação ao Estado limite de serviço (ELS), analisou-se a aceitabilidade sensorial visual. As lajes maciças atenderam essa verificação, as lajes treliçadas em sua maioria possuíram flechas excessivas, tanto no Eberick quanto no TQS, sugeriu-se como solução aumentar as espessuras ou trabalhar com contra flechas para combater os deslocamentos imediatos. Em relação as lajes nervuradas, apenas 5 lajes ultrapassaram o limite permitido por norma, sendo a solução a mesma apresentada para as lajes treliçadas. Diante desse cenário, pode-se concluir que para ambientes com aglomerações grandes de pessoas ou equipamentos pesados, por mais econômica que seja, talvez o uso de lajes treliçadas pode gerar desconforto ao usuário, cabendo ao engenheiro analisar a melhor escolha.

Para as vigas foi analisado também a aceitabilidade sensorial visual e pode-se concluir que para os três modelos não foi gerado deslocamentos excessivos e as flechas não variaram consideravelmente.

Pelo estado-limite de vibrações observou-se que as lajes maciças e lajes nervuradas obtiveram resultados melhores quando comparadas com as lajes treliçadas, porém ambas satisfizeram a condição de afastarem suas frequências da frequência crítica estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014.

Em relação ao consumo de material, a laje treliçada apresentou grande redução de volume de concreto (50%) quando comparada com o modelo de lajes maciças, devido também à ausência de formas pode-se considera-la como o modelo mais econômico obtido. As lajes nervuradas também obtiveram uma redução de aproximadamente 40% no volume de concreto quando

comparado com as lajes maciças. Esses quantitativos tornam-se mais significativos à medida que o tamanho da edificação aumenta.

Para o consumo de aço, observou-se que as lajes maciças como esperado gerou uma maior quantidade de aço nos pilares quando compara aos outros modelos. Em geral as lajes apresentaram quantitativos próximos entre os modelos maciço e nervurada, sendo o modelo treliçado o que obteve menor consumo de aço.

Ao comparar o software Eberick com o TQS durante toda a execução do trabalho, pode-se perceber que com o Eberick obteve-se um percentual de aproximadamente 8% a mais de carregamentos nas estruturas. Em relação aos deslocamentos obtidos com os dois softwares houve pequenas variações e os resultados se encontraram próximos tanto para lajes como para vigas. A respeito do consumo de materiais, percebeu-se no estudo comparativo entre os modelos de lajes maciças, que o Eberick considerou um percentual de 7% a mais de consumo de aço, quantitativos de concreto e forma se encontraram iguais ou muito similares.

Sobre a realização do trabalho em ambiente BIM, os aspectos positivos foram a visualização imediata da estrutura lançada no modelo arquitetônico; a análise de incompatibilidades de forma mais precisa; a geração automática dos níveis da edificação, não gerando assim dúvidas a respeito de nenhuma locação e a possível visualização 3D da arquitetura e estrutura por meio de QR Code de modo que possam ser acessadas em obra. O único aspecto negativo observado foi que ao se extrair do Modelo IFC as plantas baixas dos níveis da edificação em DWG, devido ao fato do IFC ser um arquivo não proprietário, os desenhos arquitetônicos no AutoCAD anexados neste trabalho possuem um nível baixo de detalhamento.

## REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado Volume 1**. 3. ed. Rio Grande: 2010.
- ARAÚJO, José Milton. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 2. ed. Rio Grande: 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- BELGO, Arcelor. **Manual técnico de Lajes Treliçadas**, 2020.
- BELK, Abram; SILVA, Agnaldo. **Produção de Projeto Estrutural no Ambiente Bim**: Uma visão TQS. São Paulo: 2011.
- FERREIRA, Bernardo. **Análise comparativa entre dois programas de cálculo estrutural: CAD/TQS e SAP 2000**. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2011.
- FRANCA, A.B.M.; FUSCO, P.B. **As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios**. São Paulo, 1997.
- KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1. ed. São Paulo: 2007.
- LINO, José; AZENHA, Miguel; LOURENÇO, Paulo. **Integração da Metodologia BIM na Engenharia de Estruturas**. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL: 2012.
- OLIVEIRA, Cedrico de Resende. Estudo do Comportamento de uma Ligação Viga-Pilar. 2011. 99 f. **Tese de Mestrado**. Mestrado em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, 2011.
- PELIZARO, Thaís. **Estudo do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de concreto**. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.
- PINHEIRO, Libânio; MUZARDO, Cassiane; SANTOS, Sandro. **Lajes maciças**: Capítulo 11. USP – EESC, Departamento de Engenharia de Estruturas. 2003.
- PINHEIRO, Libânio; RAZENTE, Julio. **Estruturas de concreto**: Capítulo 17, Lajes Nervuradas. USP – EESC, Departamento de Engenharia de Estruturas. 2003.

RUSCHEL, Regina. **To BIM or not to BIM?** III Encontro da Associação Nacional de Pesquisa e Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo. São Paulo: 2014.

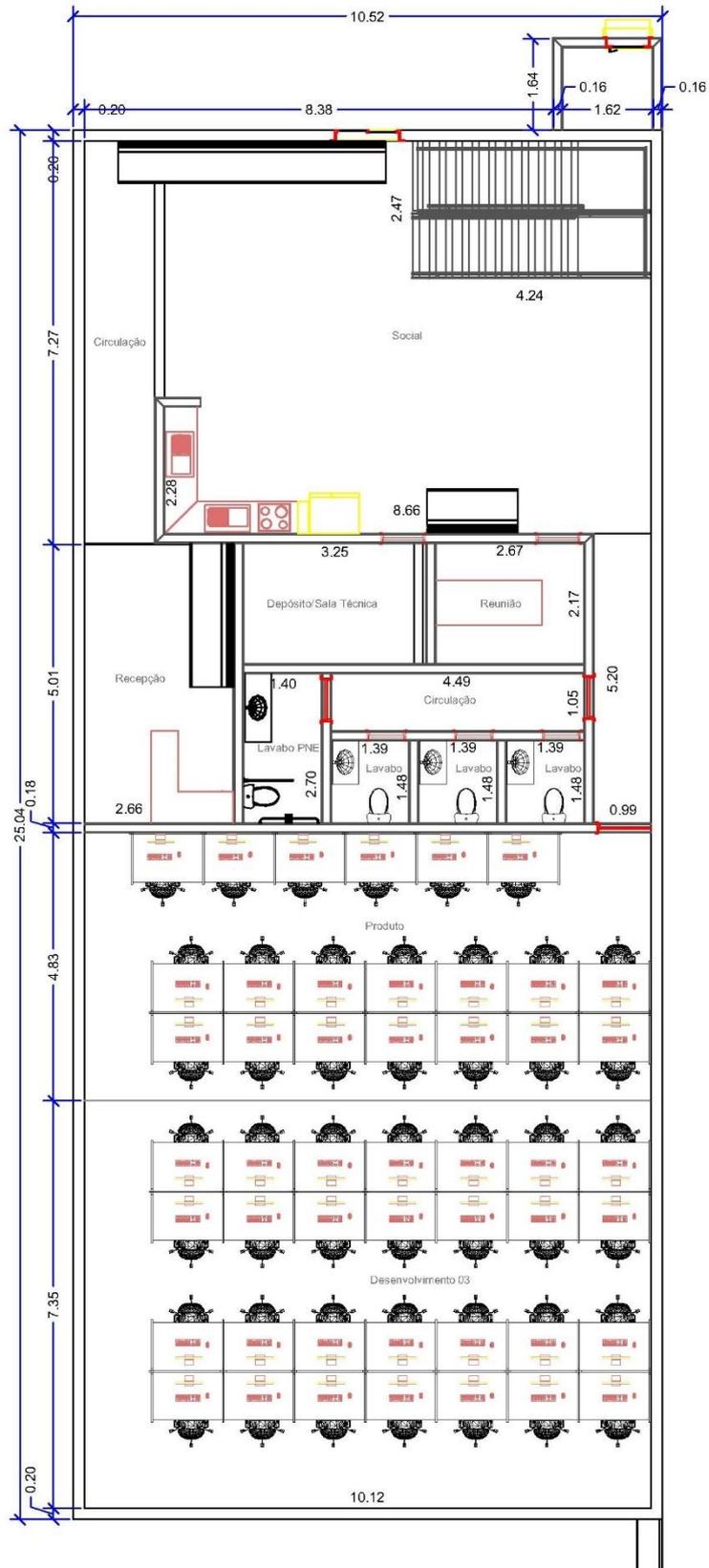
SILVA, Diesley; CRUZ, Jônatas. **Estudo comparativo de dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado entre dois softwares.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Tecnológica do Paraná. Departamento acadêmico de construção civil. Goiás: Anápolis, 2017.

SILVA, Marcos Alberto. **Projeto e Construção de Lajes Nervuradas de Concreto Armado.** Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos: 2005.

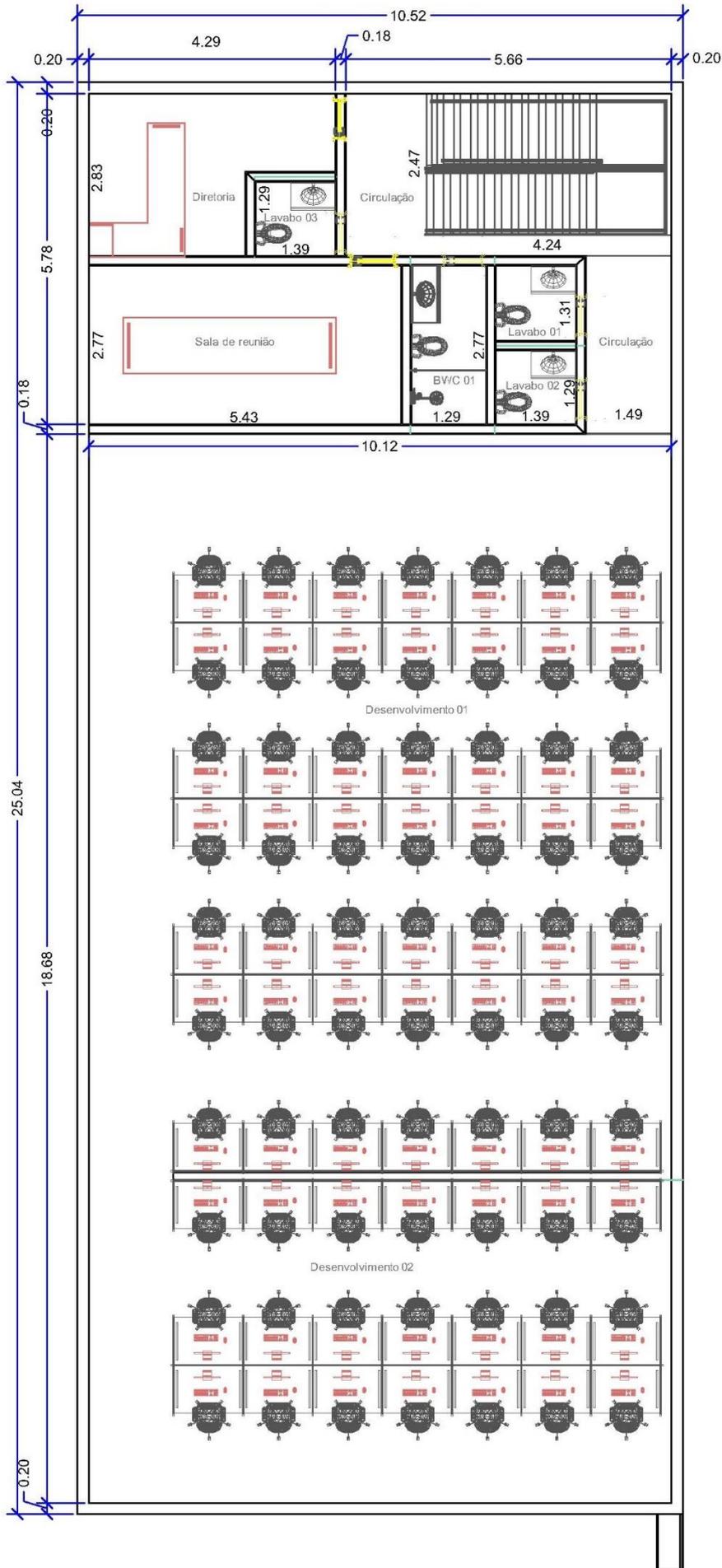
TQS Informática Ltda. **CAD/TQS – Manual III – Análise Estrutural.** São Paulo, 2017. Disponível em: <[http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/cat\\_view/106-manuais-tqs](http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/cat_view/106-manuais-tqs)>. Acesso em: 05 jun. 2020.

ANEXO A – PLANTAS BAIXAS DA ARQUITETURA DA EDIFICAÇÃO

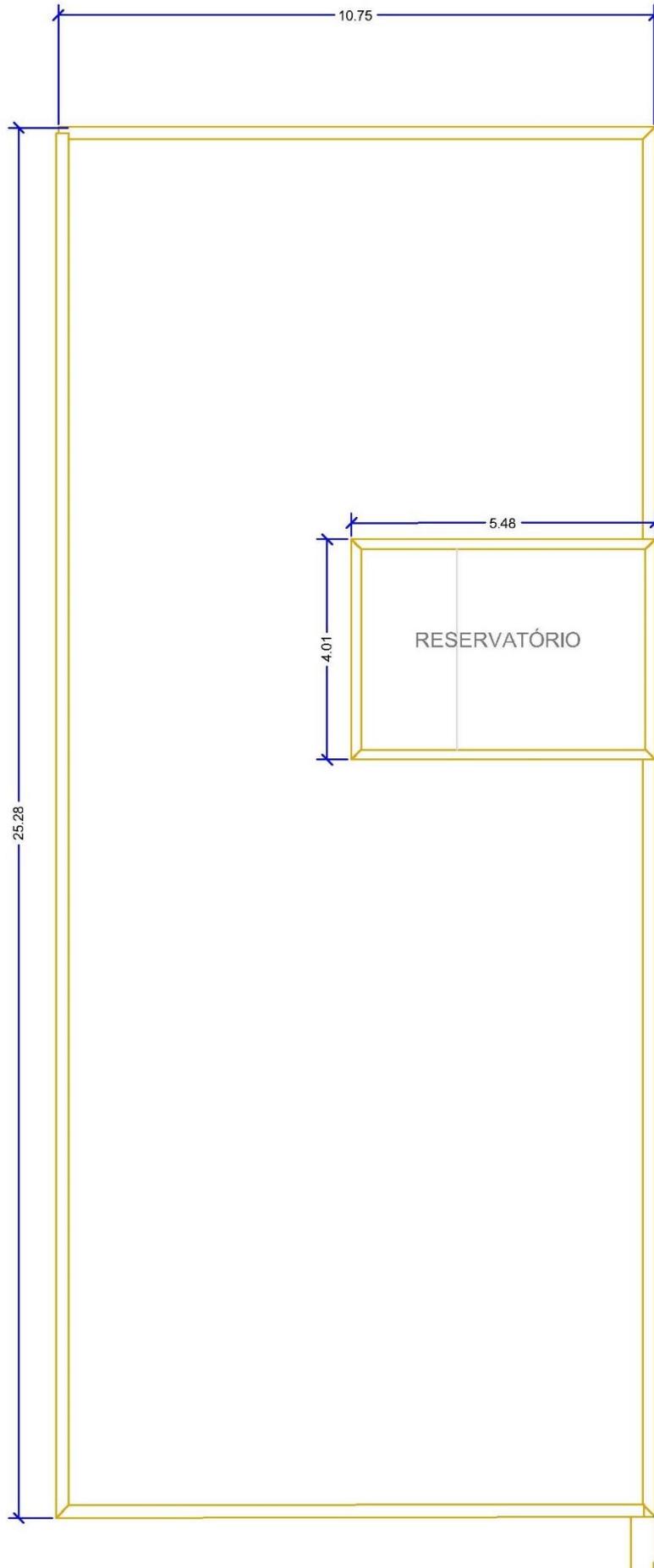
PLANTA BAIXA ARQUITETÔNICA - TÉRREO



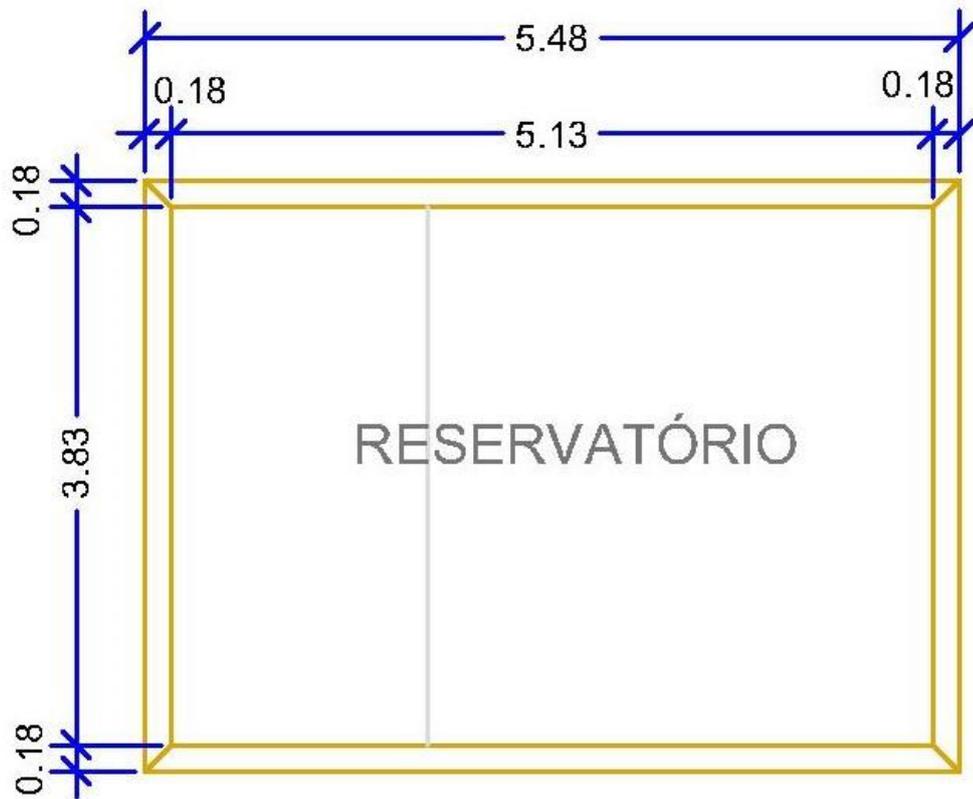
# PLANTA BAIXA ARQUITETÔNICA - SUPERIOR



PLANTA BAIXA ARQUITETÔNICA - COBERTURA

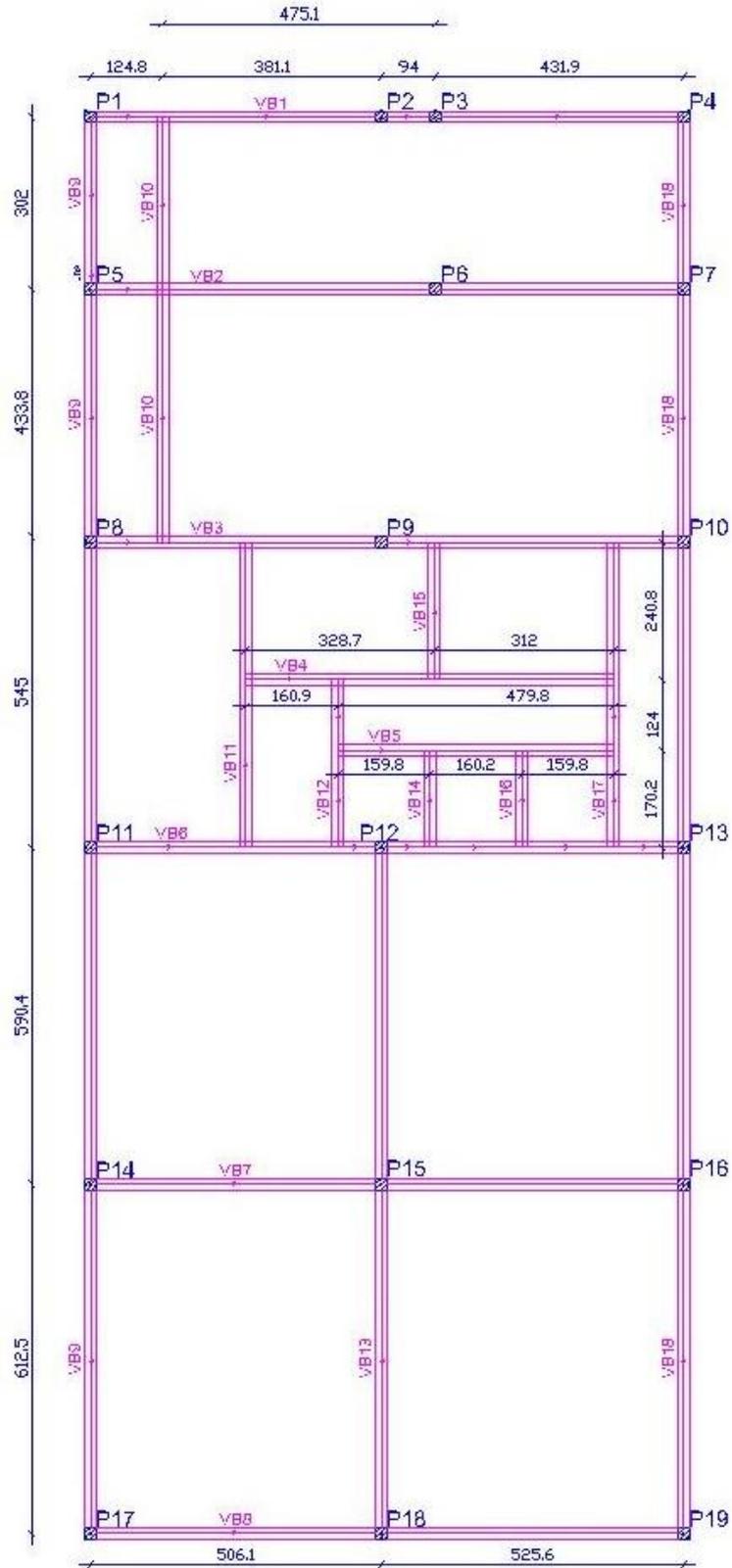


PLANTA BAIXA ARQUITETÔNICA - RESERVATÓRIO

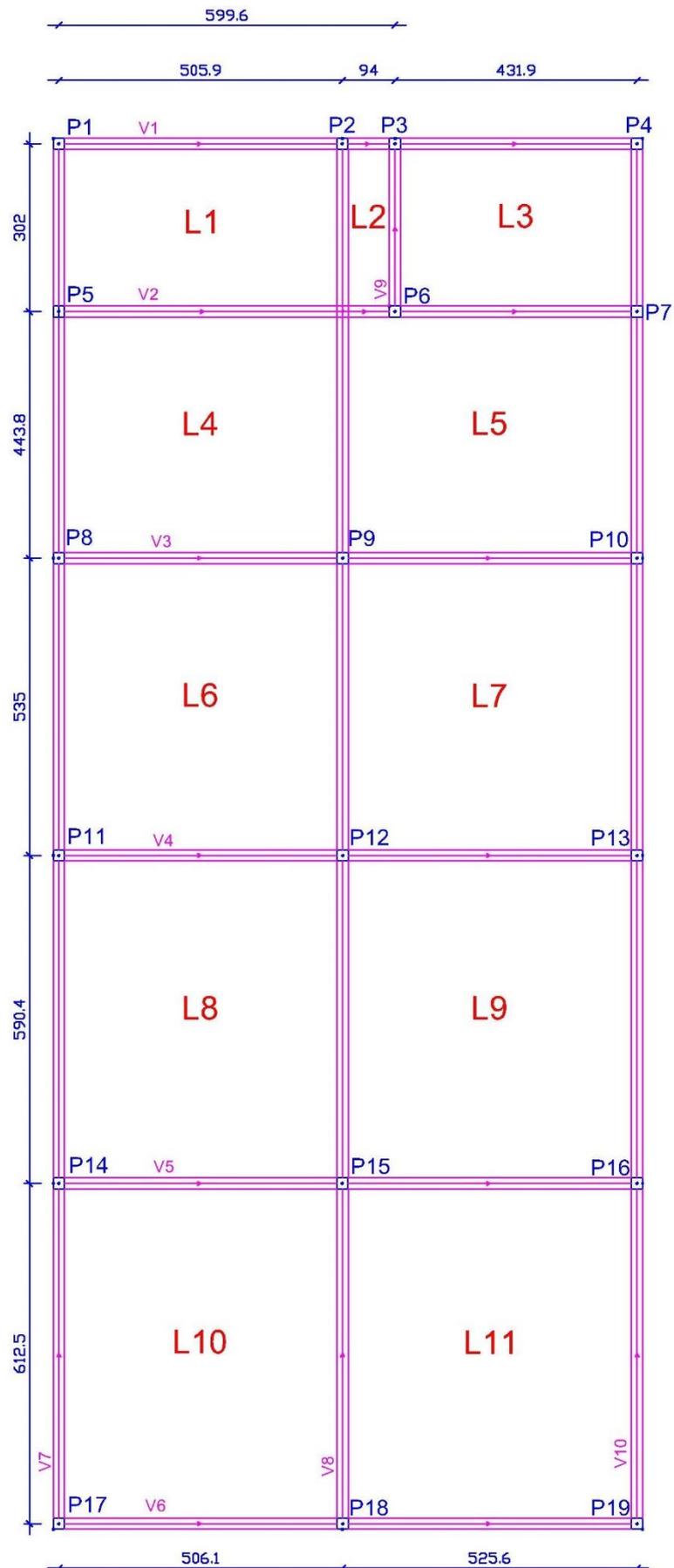


ANEXO B – CROQUI DAS FORMAS ESTRUTURAIS PRELIMINARES

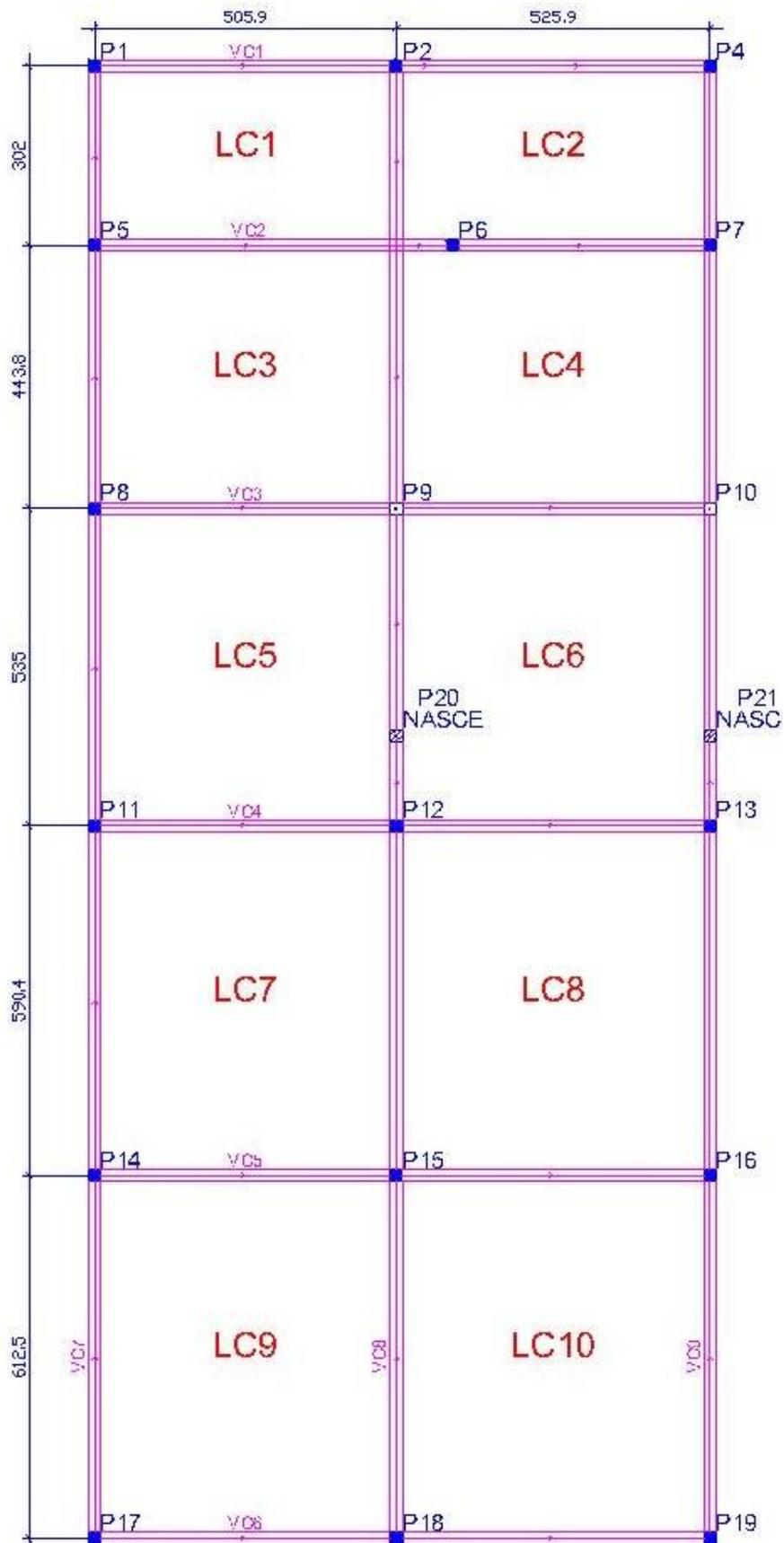
CROQUI DA PLANTA DE FORMA PRELIMINAR DO PAVIMENTO TÉRREO



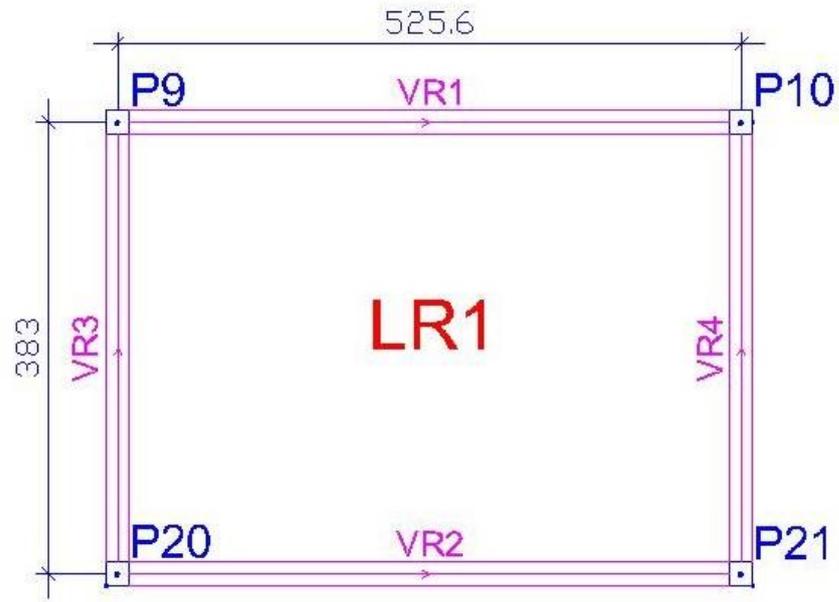
## CROQUI DA PLANTA DE FORMA PRELIMINAR DO PAVIMENTO SUPERIOR



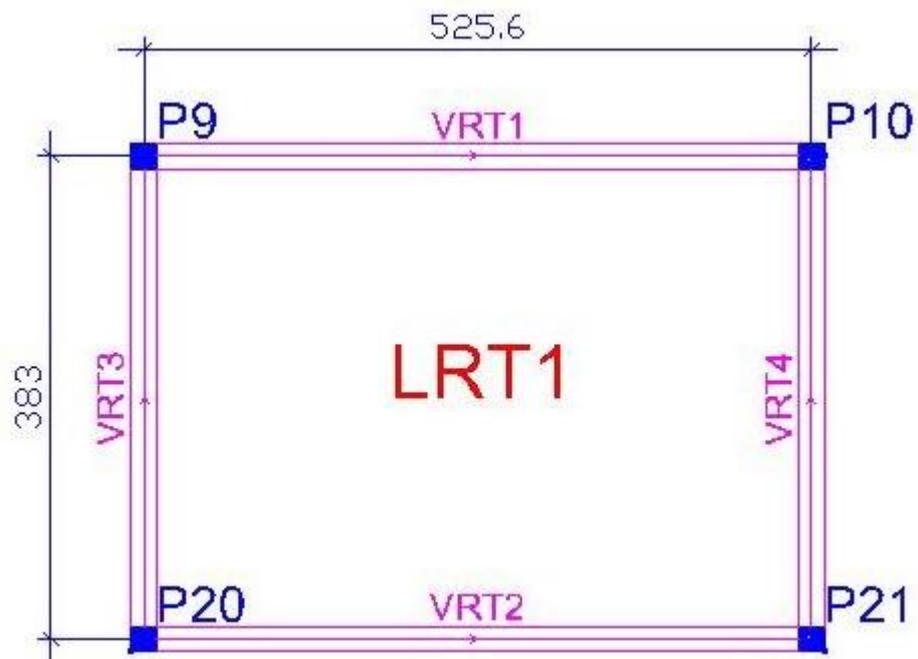
**CROQUI DA PLANTA DE FORMA PRELIMINAR DO PAVIMENTO COBERTURA**



**CROQUI DA PLANTA DE FORMA PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO**

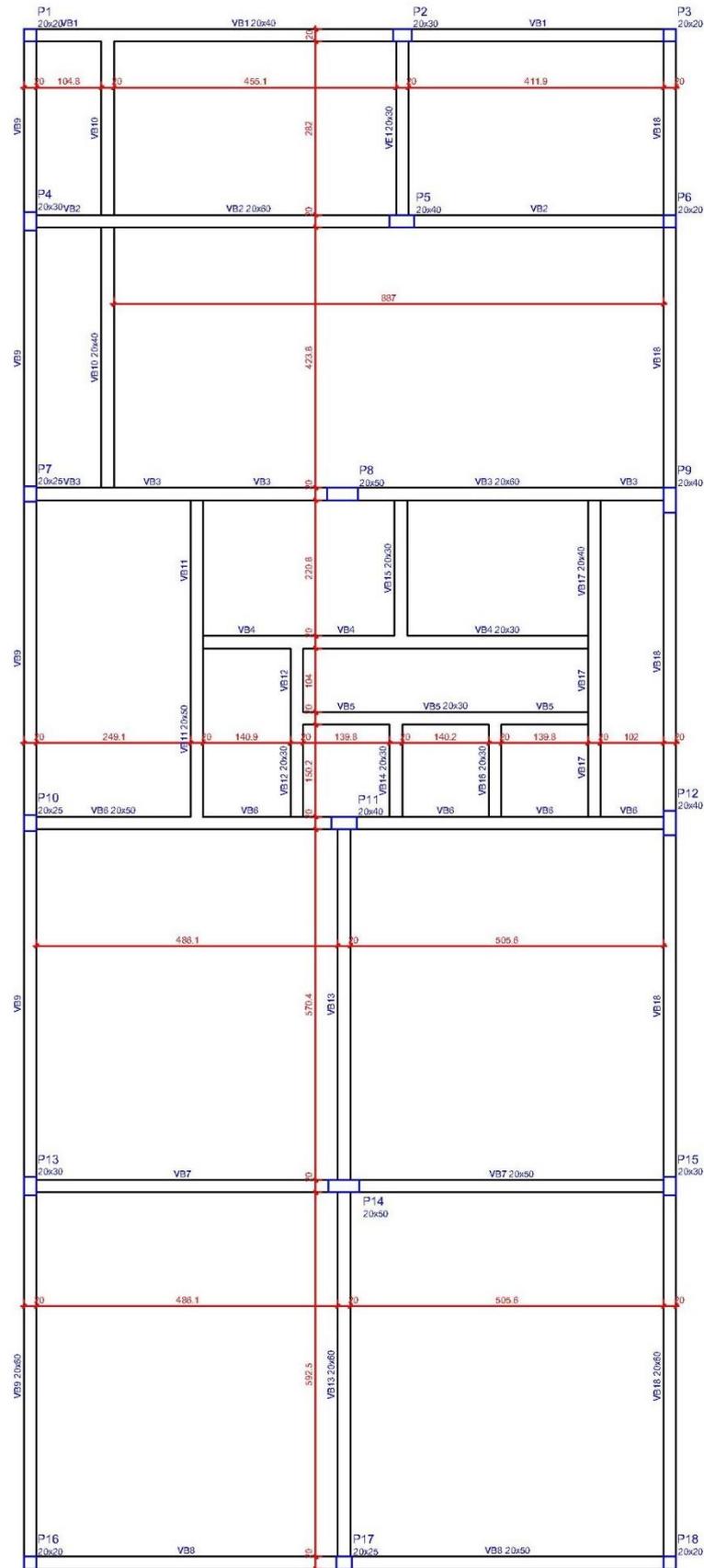


**CROQUI DA PLANTA DE FORMA PRELIMINAR DO TETO DO RESERVATÓRIO**

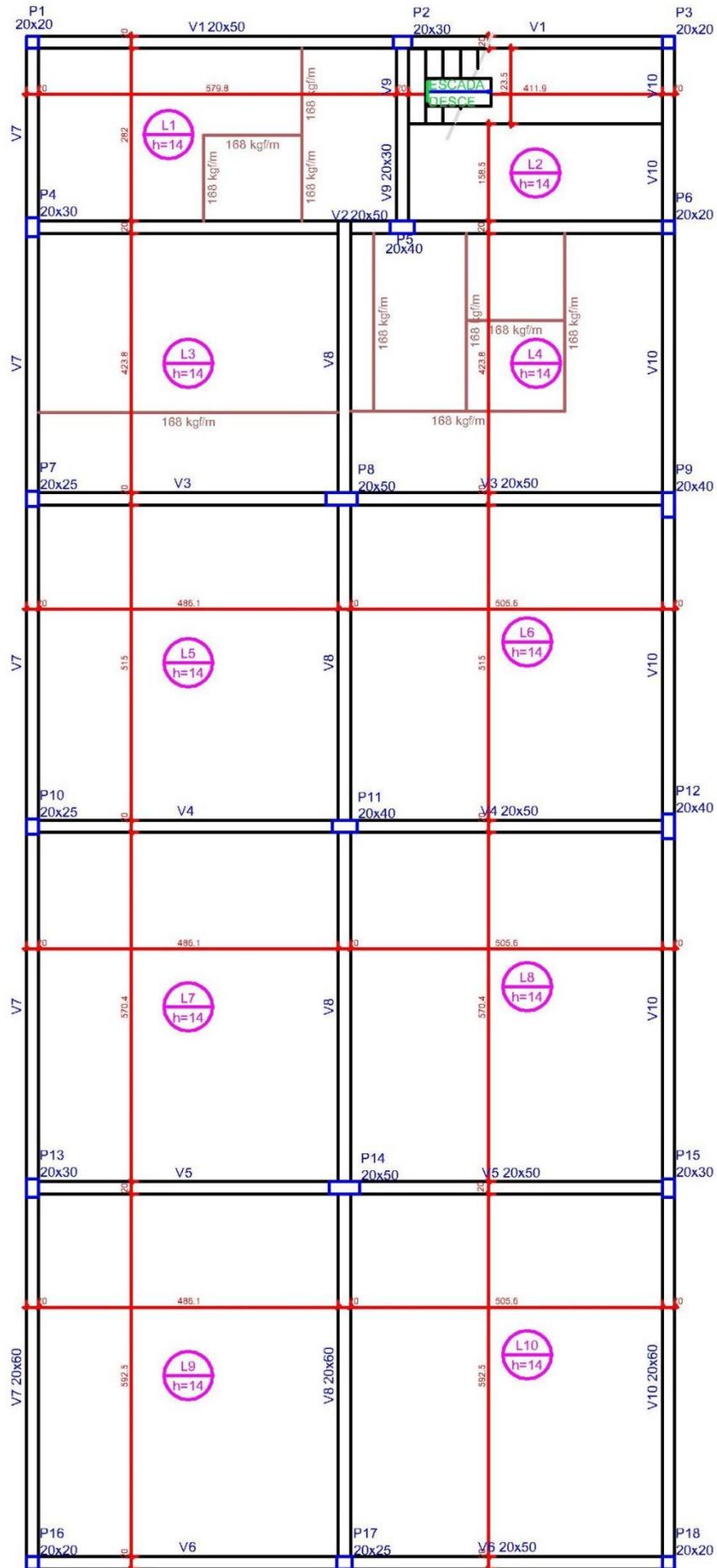


## ANEXO C – FORMAS ESTRUTURAIS FINAIS

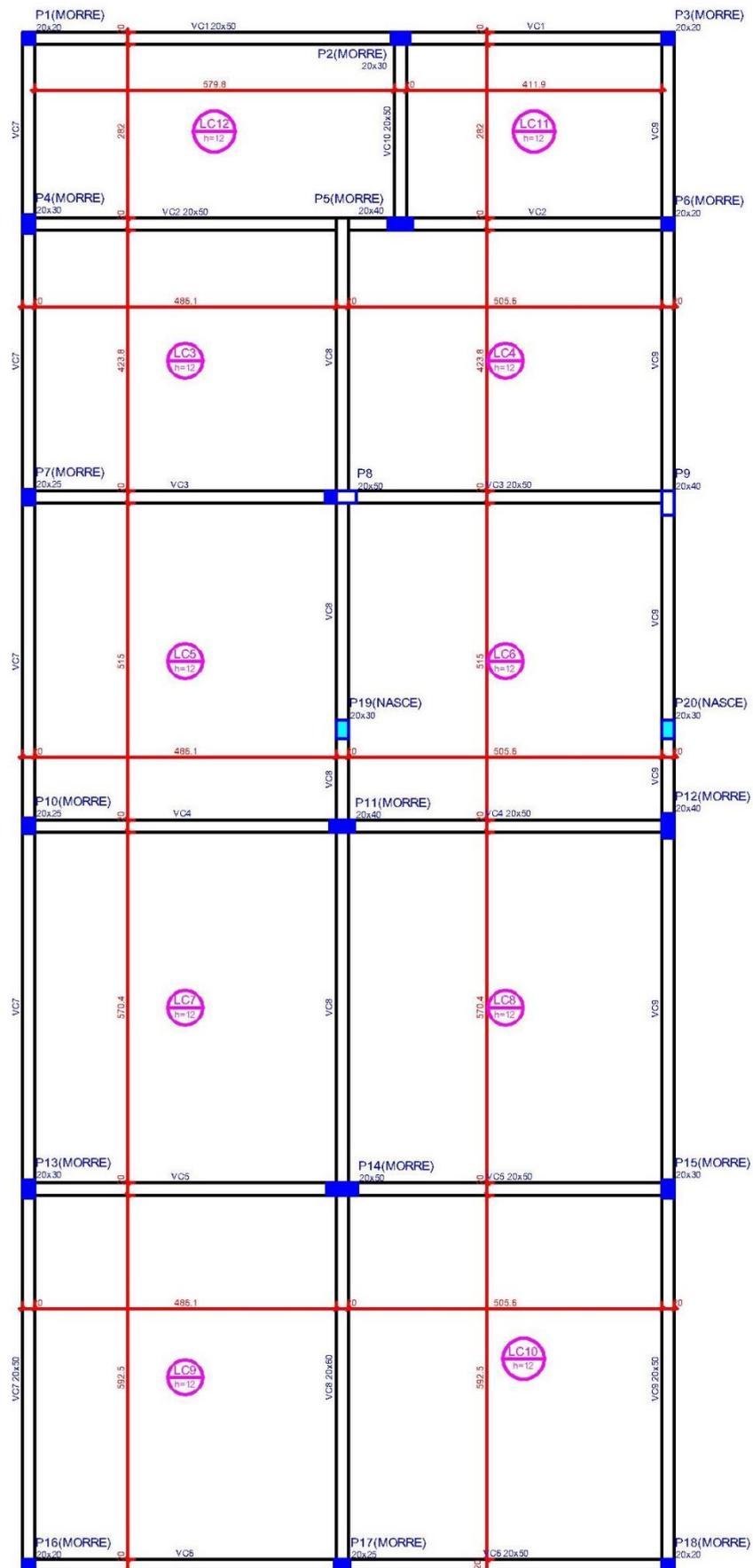
### FORMAS ESTRUTURAIS:PAVIMENTO TÉRREO (NÍVEL 0)



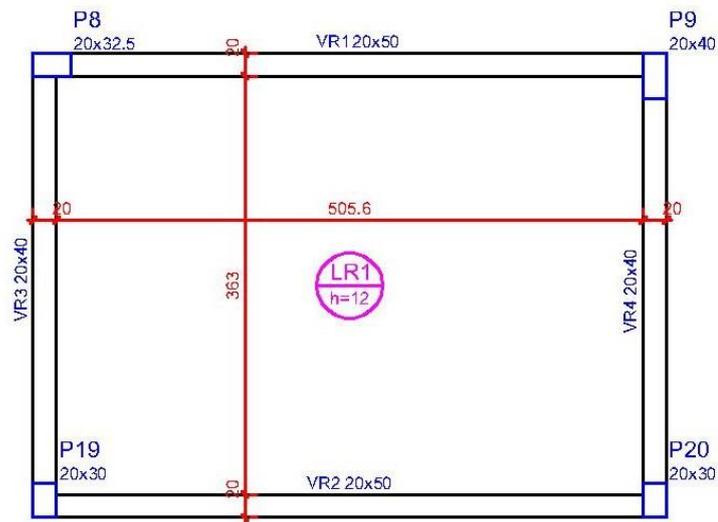
FORMAS ESTRUTURAIS: PAVIMENTO SUPERIOR (NÍVEL 400)



FORMAS ESTRUTURAIS: PAVIMENTO COBERTURA (NÍVEL 750)



## FORMAS ESTRUTURAIS:RESERVATÓRIO (NÍVEL 850)



## FORMAS ESTRUTURAIS:TETO DO RESERVATÓRIO (NÍVEL 850)

