



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

GABRIEL ALVES DE SÁ

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SOFTWARES TQS E EBERICK NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA
EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL**

POMBAL – PB

2021

GABRIEL ALVES DE SÁ

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SOFTWARES TQS E EBERICK NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA
EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL

Monografia apresentada à Unidade Acadêmica de Ciências e Tecnologia Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador (a): Prof. Me. Valter Ferreira de Sousa Neto.

POMBAL – PB

2021

S111a Sá, Gabriel Alves de.
Análise comparativa entre os softwares TQS e Eberick no dimensionamento estrutural em concreto armado de uma edificação residencial / Gabriel Alves de Sá. - Pombal, 2021.
100 f. : il. Color

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2021.
"Orientação: Prof. Me. Valter Ferreira de Sousa Neto".
Referências.

1. Estrutura de Concreto Armado. 2. Projetos Estruturais. 3. Dimensionamento Estrutural. 4. Softwares Computacionais. I. Sousa Neto, Valter Ferreira de. II. Título.

CDU 693.955(043)


GABRIEL ALVES DE SÁ

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SOFTWARES TQS E EBERICK NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA
EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL

Monografia apresentada à Unidade Acadêmica
de Ciências e Tecnologia Ambiental da
Universidade Federal de Campina Grande,
como parte dos requisitos necessários para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

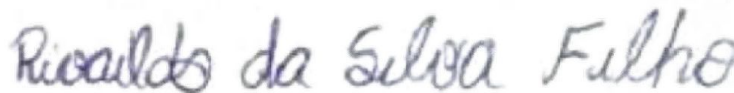
Aprovada em: 16/08/2021.

BANCA EXAMINADORA



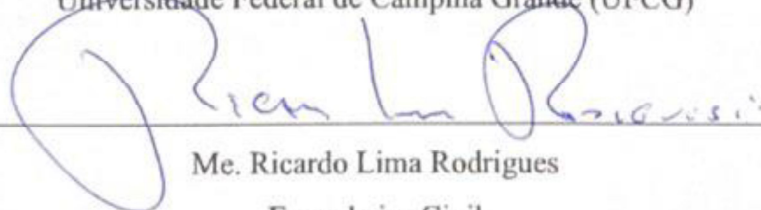
Prof. Me. Valter Ferreira de Sousa Neto

Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)



Prof. Me. Rivaldo da Silva Filho

Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)



Me. Ricardo Lima Rodrigues

Engenheiro Civil

Aos meus pais, por estarem sempre ao meu lado, fazendo o melhor por mim, a eles sou grato por realizarmos esse sonho juntos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por ter me dado o dom da sabedoria, me guiado e me fortalecido nos momentos difíceis, mostrando-me o quão forte eu sou para enfrentar e superar todos os desafios e dificuldades durante a minha caminhada.

A minha família, que é a base da minha vida, se fez presente, me dando apoio e forças para que a realização desse sonho fosse possível, a vocês todo meu amor e gratidão.

A minha amada noiva, Mariana, por fazer parte de toda essa trajetória comigo, sempre ao meu lado em todos os momentos, mesmo os mais difíceis, me incentivando e acreditando em mim, sou imensamente grato por te ter ao meu lado e ver a mulher que você se tornou, eu te amo.

Aos meus amigos, que a engenharia me proporcionou, no qual compartilhamos dos mesmos sonhos e desafios durante essa longa trajetória, agradeço pela amizade construída ao longo desses anos.

A todos os meus professores, os quais foram essenciais na minha formação, me ensinaram além dos assuntos fundamentais sobre a engenharia, me tornaram um profissional humano e ético capaz de atuar de forma íntegra.

Aos colaboradores e funcionários da instituição, por toda dedicação e atenção, desempenhando um papel de suma importância para uma boa condição de aprendizado.

Ao meu orientador, mestre e amigo Valter Neto, agradeço por todo aprendizado transmitido, dedicação e apoio para comigo, sempre dedicado e empenhado ao máximo para a realização desse projeto.

“Por isso não tema, pois estou com você; não tenha medo, pois sou o seu Deus. Eu o fortalecerei e o ajudarei; eu o segurarei com a minha mão direita vitoriosa.” (Isaías 41:10)

RESUMO

O grande avanço tecnológico ocorrido nos últimos anos, assim como a expansão urbana e a elaboração de arquiteturas cada vez mais desafiadoras, fez com que projetos estruturais em concreto armado que anteriormente eram feitos de forma manual, tivesse na tecnologia um grande aliado, os softwares computacionais, que facilitam a modelagem, análise e dimensionamento das estruturas de concreto armado. Atualmente existem diversos softwares capazes de realizar o dimensionamento estrutural em concreto armado de edificações, assim, esse estudo foi realizado com o objetivo de comparar os resultados dos dimensionamentos realizados através dos softwares TQS V20 e eberick 2021, desenvolvidos pelas empresas TQS Informática e AltoQI, respectivamente. Para o estudo comparativo, foi modelada uma mesma estrutura de um edifício residencial de 4 pavimentos nos softwares TQS e eberick com base nas diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2014). O processamento em ambos os softwares resultou em uma estrutura considera de nós fixos, com o eberick apresentando maiores cargas nas fundações e maiores dimensões das sapatas. O TQS apresentou menores deslocamentos das lajes e vigas. O consumo de materiais no TQS foi menor, apresentando uma redução nos custos da obra. Conclui-se que, para a edificação em estudo, ambos os softwares satisfizeram as exigências normativas no dimensionamento estrutural em concreto armado, com um dos softwares apresentando resultados mais satisfatórios, porém, deve-se levar em conta que cada um apresenta particularidades e critérios no dimensionamento das estruturas.

Palavras-chave: Projetos estruturais. Estruturas de concreto armado. Dimensionamento estrutural. Softwares computacionais.

ABSTRACT

The great technological advance that has occurred in recent years, as well as urban expansion and the elaboration of increasingly challenging architectures, has made structural projects in reinforced concrete that were previously done manually, had a great ally in technology, computer softwares, which facilitate modeling, analysis and design of reinforced concrete structures. Currently, there are several softwares capable of performing the structural design in reinforced concrete of buildings, thus this study was carried out with the aim of comparing the designs's results performed by using the TQS V20 and eberick 2021 softwares, developed by the companies TQS Computing and AltoQI, respectively. For the comparative study, the same structure of a 4-floor residential building was modeled using TQS and eberick softwares based on the guidelines of NBR 6118 (ABNT, 2014). The processing in both softwares resulted in a structure considered to be of fixed nodes, with the eberick presenting greater loads on the foundations and larger dimensions of the footings. The TQS showed smaller displacements of slabs and beams. The materials consumption using TQS was lower, showing one a reduction in construction costs. It was concluded that, for the building under study, both software met the the normative requirements for structural design in reinforced concrete, with one of the software showing the most satisfactory results, however, it must be taken into account that each one has particularities and criteria in the dimensioning of the structures.

Keywords: Structural projects. Reinforced concrete structures. Structural design. Computer software.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução da norma brasileira do concreto	20
Figura 2 – Fluxo das ações nas estruturas	20
Figura 3 – Fundação direta do tipo sapata isolada.....	23
Figura 4 – Sistema estrutural convencional.....	24
Figura 5 – Laje nervurada moldada <i>in loco</i> sem material de enchimento, utilizando fôrmas de polipropileno.....	25
Figura 6 – Laje nervurada moldada <i>in loco</i> com material de enchimento em bloco de concreto celular autoclavado	26
Figura 7 – Lajes nervuradas pré-moldadas com preenchimento em lajotas cerâmicas.....	26
Figura 8 – Lajes lisas	27
Figura 9 – Lajes cogumelo	28
Figura 10 – Curva estatística de Gauss.....	32
Figura 11 – Modos de ensaios de resistência do concreto a tração	33
Figura 12 – Áreas de influência dos pilares	41
Figura 13 – Ruptura de elemento estrutural no ELU.....	43
Figura 14 – Situações da estrutura no ELS	44
Figura 15 – Fluxograma de atividades desenvolvidas na pesquisa	56
Figura 16 – Entrado de dados no Eberick 2021.....	62
Figura 17 – Janela de inserção e planta em DWG inserida.....	63
Figura 18 – Janela de lançamento estrutural no eberick.....	64
Figura 19 – Pórtico 3D gerado pelo eberick.....	64
Figura 20 – Janela de materiais e durabilidade do eberick 2021.....	65
Figura 21 – Janela de inserção dos dados para cálculo das foçar de vento	66
Figura 22 – Janela de processamento da estrutura no eberick 2021.....	67
Figura 23 – Janela de modelos estruturais do TQS	68
Figura 24 – Janela de inserção dos pavimentos no TQS.....	68
Figura 25 – Janela de referência externa do TQS.....	69
Figura 26 – Criação de pisos auxiliares.....	70
Figura 27 – Janela de lançamento estrutural do TQS.....	70
Figura 28 – Pórtico 3D gerado pelo TQS.....	71
Figura 29 – Janela de processamento global da estrutura	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais.....	32
Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	36
Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	37
Tabela 4 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	37
Tabela 5 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	41
Tabela 6 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$	47
Tabela 7 – Valores do coeficiente γ_{f2}	47
Tabela 8 – Combinações últimas.....	48
Tabela 9 – Combinações de serviço	49
Tabela 10 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	50
Tabela 11 – Dimensões de vigas e pilares do pavimento térreo.....	57
Tabela 12 – Dimensões de lajes, vigas e pilares do pavimento tipo	58
Tabela 13 - Dimensões de lajes, vigas e pilares do pavimento cobertura.	59
Tabela 14 – Cargas nas fundações.....	74
Tabela 15 – Dimensões das sapatas em cm.....	76
Tabela 16 – Área da base das sapatas.....	77
Tabela 17 – Flechas nas vigas em cm.....	78
Tabela 18 – Flechas nas lajes em cm.....	80
Tabela 19 – Consumo de concreto em m ³	81
Tabela 20 – Consumo de concreto em m ³ por elemento estrutural	82
Tabela 21 – Consumo de fôrmas em m ²	82
Tabela 22 – Consumo de fôrmas em m ² por elemento estrutural.....	83
Tabela 23 – Consumo de aço em kg.....	84
Tabela 24 – Consumo de aço em kg por elemento estrutural.....	84
Tabela 25 – Planilha orçamentária para o dimensionamento no eberick	85
Tabela 26 – Planilha orçamentária para o dimensionamento no TQS	86

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Valores do γ_z na maior dimensão de planta	73
Gráfico 2 – Valores do γ_z na menor dimensão de planta	73
Gráfico 3 – Comparativo de cargas nas fundações para cada pilar	75
Gráfico 4 – Área das bases das sapatas	77
Gráfico 5 – Flechas nas vigas do pavimento tipo 3	79
Gráfico 6 – Flechas nas lajes do pavimento tipo 3	80
Gráfico 7 – Consumo de concreto por pavimento	81
Gráfico 8 – Área de fôrmas por pavimento	83
Gráfico 9 – Consumo de aço por pavimento	84
Gráfico 10 – Resumo total de materiais	85
Gráfico 11 – Custo total da obra.....	86

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EPS – Poliestireno Expandido

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

SEINFRA – Secretaria de Infraestrutura

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

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos.....	17
<i>1.1.1 Objetivo Geral.....</i>	<i>17</i>
<i>1.1.2 Objetivos Específicos</i>	<i>17</i>
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1 Breve histórico das estruturas de concreto armado.....	18
2.2 Conceitos fundamentais	19
2.2.1 Elementos estruturais.....	20
<i>2.2.1.1 Lajes</i>	<i>21</i>
<i>2.2.1.2 Vigas.....</i>	<i>21</i>
<i>2.2.1.3 Pilares.....</i>	<i>21</i>
<i>2.2.1.4 Fundações.....</i>	<i>22</i>
2.3 Concepção estrutural	23
2.3.1 Sistemas estruturais usuais para edifícios de concreto armado	24
<i>2.3.1.1 Sistema estrutural convencional.....</i>	<i>24</i>
<i>2.3.1.2 Sistema estrutural constituído de lajes nervuradas.....</i>	<i>25</i>
<i>2.3.1.3 Sistema estrutural constituído de lajes lisas e cogumelo</i>	<i>27</i>
2.3.2 Diretrizes para o lançamento das estruturas	28
2.3.3 Propriedades dos materiais.....	29
<i>2.3.3.1 Concreto</i>	<i>30</i>
<i>2.3.3.2 Aço.....</i>	<i>34</i>
2.3.4 Durabilidade	35
2.3.5 Pré-dimensionamento.....	38
<i>2.3.5.1 Pré-dimensionamento de lajes.....</i>	<i>38</i>
<i>2.3.5.2 Pré-dimensionamento de vigas.....</i>	<i>40</i>
<i>2.3.5.3 Pré-dimensionamento de pilares.....</i>	<i>40</i>
<i>2.3.5.4 Pré-dimensionamento de sapatas isoladas</i>	<i>42</i>
2.4 Estados limites	42
2.4.1 Estados limites últimos (ELU)	43
2.4.2 Estados limites de serviço (ELS).....	44
2.5 Ações	45
2.5.1 Ações permanentes	45

2.5.2 Ações variáveis.....	45
2.5.3 Ações excepcionais	46
2.6 Segurança nas estruturas.....	46
2.6.1 Coeficientes de ponderação das ações	46
2.6.2 Combinação das ações.....	48
2.6.2.1 Combinações últimas.....	48
2.6.2.2 Combinações de serviço.....	49
2.6.3 Resistências de cálculo	50
2.7 Análise estrutural	51
2.7.1 Modelos estruturais	51
2.7.2 Análise linear.....	52
2.7.3 Análise não-linear	52
2.8 Estabilidade global	52
2.8.1 Parâmetro de instabilidade α	53
2.8.2 Coeficiente γ_z	54
3. METODOLOGIA.....	56
3.1 Projeto arquitetônico.....	57
3.2 Sistemas estruturais adotados	57
3.3 Considerações de projeto	60
3.3.1 Cargas	60
3.3.1.1 Cargas permanentes.....	60
3.3.1.2 Cargas acidentais.....	61
3.3.2 Vento	61
3.4 Modelagem Computacional.....	61
3.4.1 Alto QI Eberick 2021.....	62
3.4.1.1 Lançamento da estrutura.....	63
3.4.1.2 Configurações e critérios de projeto.....	65
3.4.1.3 Análise e processamento da estrutura.....	66
3.4.2 TQS.....	67
3.4.2.1 Lançamento da estrutura.....	69
3.4.2.2 Processamento da estrutura.....	71
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
4.1 Estabilidade Global	73
4.2 Cargas nas fundações	74

4.3 Dimensionamento de sapatas isoladas	75
4.4 Flechas nas vigas.....	78
4.5 Flechas nas lajes.....	79
4.6 Quantitativo de materiais	81
4.6.1 Consumo de concreto	81
4.6.2 Consumo de fôrmas.....	82
4.6.3 Consumo de aço.....	83
4.6.4 Consumo total da obra e custos	85
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	88
6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	89
REFERÊNCIAS	90
ANEXO A – Projeto Arquitetônico	95
ANEXO B – Plantas de formas geradas pelo eberick	98

1 INTRODUÇÃO

A utilização do concreto armado como solução para projetos estruturais é a alternativa mais empregada em edificações no mundo, destacando-se entre suas vantagens o seu ótimo desempenho, facilidade na execução e economia (PORTO & FERNANDES, 2015).

Anteriormente a inserção de softwares no desenvolvimento de projetos desta natureza, todo o processo era realizado a mão, dos cálculos até os desenhos e detalhamento final da estrutura, o que se exigia muito tempo até serem finalizados e aumentava as chances de erros.

Nos últimos anos com o desenvolvimento das cidades e o grande avanço tecnológico ocorrido, além da necessidade de otimização dos processos para maior agilidade no desenvolvimento de projetos, a utilização de softwares foi naturalmente inserida no mercado da construção civil devido as suas facilidades no desenvolvimento de projetos até a entrega final (SILVA, 2018).

Hoje, com o mercado competitivo e a necessidade de estruturas cada vez mais otimizadas, a utilização de softwares no dimensionamento e análise de estruturas de concreto armado é quase obrigatório para escritórios e projetistas que atuam nesse setor da construção civil (BARBOZA, 2019).

Entretanto, Silva & Cruz (2017) relatam que, o uso indevido desses softwares por profissionais que não tenham domínio da ferramenta e de conceitos teóricos, pode acarretar uma série de problemas, como patologias e o colapso das estruturas, ou, estruturas superdimensionadas que acarretam gastos desnecessários.

A uma ampla variedade de empresas que atuam no desenvolvimento de softwares de dimensionamento e análise estrutural, e uma correta escolha de qual se adequará a realidade do projetista é fundamental para saber interpretar e analisar os resultados, e solucionar problemas que venham a ocorrer no desenvolvimento do projeto estrutural. Embora a finalidade dos softwares seja a mesma, os resultados obtidos diferem-se uns dos outros, acarretando muitas vezes em estruturas mal dimensionadas ou superdimensionadas, essas diferenças têm grande relevância em relação ao consumo de materiais, onde resultados mais satisfatórios geram grandes economias e estruturas mais seguras (SILVA & CRUZ, 2017).

O software TQS é largamente utilizado por escritórios e projetistas estruturais, sendo um programa bastante respeitado e conceituado no mercado nacional para projetos de estruturas de concreto armado, atua desde a fase de concepção e análise estrutural, até o detalhamento final da estrutura para execução em obra (FERREIRA, 2011).

Assim como o TQS, o software Eberick desenvolvido pela empresa brasileira AltoQi, é um software de soluções estruturais amplamente utilizado no mercado brasileiro, possuindo características que vão desde a concepção e análise estrutural até o detalhamento final da estrutura.

No contexto apresentado, este estudo tem como objetivo analisar os resultados obtidos no dimensionamento estrutural de um mesmo edifício através dos softwares Eberick e TQS, comparando parâmetros como estabilidade global, flechas e dimensionamento de fundações.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Realizar um estudo comparativo entre os resultados obtidos no dimensionamento de um projeto estrutural de concreto armado utilizando os softwares TQS V20 e Eberick 2021, desenvolvidos pelas empresas TQS Informática e AltoQi, respectivamente.

1.1.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos desta pesquisa:

- realizar o dimensionamento do projeto estrutural nos softwares TQS e Eberick;
- comparar os resultados de estabilidade global da estrutura;
- comparar as flechas obtidas nos dois softwares para cada elemento;
- analisar e comparar os resultados obtidos no dimensionamento de fundações do tipo sapata isolada;
- comparar os valores dados pelos relatórios de quantidades da obra pelos softwares TQS e Eberick.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Breve histórico das estruturas de concreto armado

Segundo Barboza (2019), o concreto mesmo que de longe do que se tem hoje, teve grande papel durante a Pré-história até a Idade Média, servindo de ligante para encaixe de pedras e alvenarias. Teve ainda uma grande evolução tecnológica durante o império Romano.

No século XVII, estudos se direcionaram para a melhoria da argamassa, em 1678, Joseph Moxon realizou os primeiros estudos que se direcionavam ao aperfeiçoamento da firmeza da argamassa sob a água, observando uma vantagem de se utilizar cimento como concreto (SOUSA & BOAVENTURA, 2017).

Em 1824 na Inglaterra, após vários estudos e experimentos, o francês Joseph Aspdin patenteia sua criação com o nome de cimento Portland, sendo o mesmo obtido através da queima do calcário e argila misturados a altas temperaturas (BUNDER, 2016).

De acordo com Bastos (2019), considera-se que o concreto armado foi descoberto pelo francês Joseph Louis Lambot, no ano de 1849, ao se introduzir ferragem ao cimento, sendo um barco o primeiro objeto construído com o material.

Entre os anos de 1850 e 1855, Lambot realizou as primeiras publicações sobre “cimento armado”, tendo no ano de 1850 as primeiras experiências práticas do efeito das ferragens na massa de concreto (VERGUTZ & CUSTÓDIO, 2010).

No ano de 1855, nos Estados Unidos, foi construído o primeiro edifício alto a ser suportado por uma estrutura em aço, a partir de então tornou-se constante esse tipo de estrutura (SOUSA & BOAVENTURA, 2017; BARBOZA, 2019).

Conforme Bastos (2019), o desenvolvimento do concreto armado no Brasil, deu-se a partir do ano de 1901, no Rio de Janeiro, com a construção de galerias de água e posteriormente em 1904 com a construção de casas e sobrados. O primeiro edifício em São Paulo foi datado em 1910, sendo um dos mais antigos a serem construídos em “cimento armado” (denominação dada ao concreto armado no passado).

Com a grande evolução do concreto desde a pré-história, teve-se também o avanço nos métodos de análise estrutural. Com o concreto sendo usado em condições cada vez mais desfavoráveis, como por exemplo, vencer grandes vãos, os métodos de execução e cálculos estruturais estão sendo cada vez mais refinados no intuito de melhorar ainda mais a durabilidade, características e precisão no desenvolvimento de estruturas (BARBOZA, 2019).

Além da necessidade de cálculos estruturais cada vez mais precisos devido a demanda por estruturas desafiadoras, a alta demanda do mercado por projetos mais econômicos e com um melhor custo benefício, fez com que o uso da informática estivesse presente na área de projetos estruturais, acarretando significativamente o aumento na produtividade dos escritórios (SABADIN, 2018).

2.2 Conceitos fundamentais

Conforme Almeida (2009), uma estrutura pode ser definida como um conjunto de um ou mais elementos ligados entre si e ao meio exterior de modo a formar um sistema em equilíbrio, sendo assim, um conjunto capaz de receber solicitações externas, absorvê-las e transmiti-las até seus apoios ou vínculos.

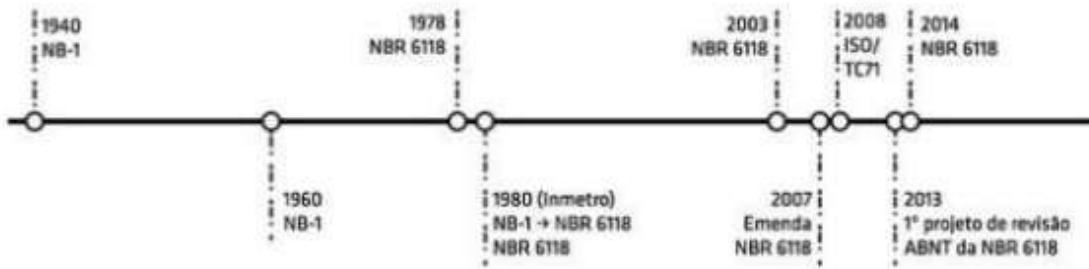
Para Martha (2010), uma estrutura pode ser concebida como um empreendimento por si próprio, como no caso de pontes, ou ser utilizada como o esqueleto para um outro empreendimento, podendo ser construída de aço, concreto, madeira e entre outros materiais, devendo resistir a ventos e solicitações que lhes são impostas durante sua vida útil.

O concreto é um material resistente às tensões de compressão das estruturas, porém possui uma baixa resistência a tração, sendo assim, são adicionadas barras de aço que compõem a armadura da estrutura, a união do concreto com o aço da origem ao “concreto armado”, que trabalham em conjunto dando estabilidade a estrutura (GONÇALVES, 2015).

O concreto armado como solução estrutural, é um dos materiais mais utilizados no mundo devido a sua facilidade de aplicação e custo benefício, sendo facilmente moldado uma infinidade de estruturas com este material.

O projeto estrutural de edificações em concreto armado consiste basicamente no pré-dimensionamento de elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), análise da estrutura, dimensionamento, detalhamento e pranchas finais da estrutura, de forma que atenda aos requisitos para a qual foi construída como capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade (FREITAS *et al*, 2014).

De acordo com Porto & Fernandes (2015), em 1940 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desenvolveu a NB-1: cálculo e execução de obras de concreto armado, servindo de base para projetos e dimensionamento de estruturas em concreto armado. Em decorrência das constantes evoluções dos materiais e técnicas referentes ao concreto armado, a norma foi revisada com uma certa periodicidade como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Evolução da norma brasileira do concreto

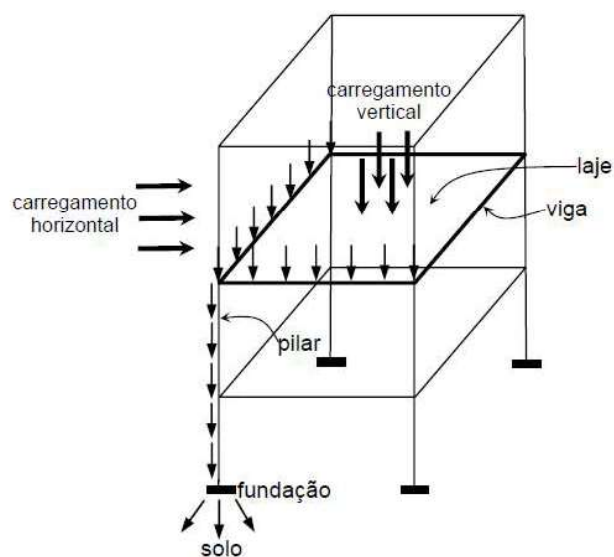
Fonte: Porto & Fernandes (2015).

Em sua última versão de atualização a NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, passou também a estabelecer procedimentos e requisitos de projeto para estruturas em concreto de alto desempenho (PORTO & FERNANDES, 2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas em concreto simples, armado e protendido, aplicando-se as estruturas de concretos normais, cuja massa específica seca esteja entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 .

2.2.1 Elementos estruturais

Nas edificações em concreto armado a estrutura é formada basicamente por lajes, vigas, pilares e fundações, sendo esses elementos responsáveis por dá toda sustentação a edificação absorvendo carregamentos e ações as quais a estrutura estará exposta, a Figura 2 exemplifica o caminho das ações nas estruturas.

Figura 2 – Fluxo das ações nas estruturas

Fonte: Alva (2007).

2.2.1.1 Lajes

De acordo com Araújo (2010), as lajes são consideradas elementos estruturais que tem por função básica receber as cargas verticais de utilização da edificação e transmiti-las para as vigas, ou eventualmente para os pilares, servindo também para distribuição de ações horizontais entre os elementos de contraventamento.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define placas ou lajes como são denominadas usualmente como elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano.

Dentre os vários tipos de lajes existentes, o tipo a ser adotado está diretamente atrelado a disponibilidade na região, o método construtivo empregado e seu custo. Sendo assim uma etapa a se definir entre cliente, arquiteto e calculista estrutural, que infere diretamente nos cálculos de projeto. As lajes mais usuais empregadas nas construções são as maciças, lisas e cogumelo, nervuradas e pré-moldadas (SILVA & CRUZ, 2017).

2.2.1.2 Vigas

Em uma estrutura de concreto armado, as vigas são responsáveis por receber as cargas oriundas das lajes e distribuí-las para os pilares, são elementos estruturais que podem ser considerados como barras e todo seu dimensionamento deverá levar em consideração os esforços aos quais estará submetida, como esforços de tração, compressão, cisalhamento, flexão e torção (VERGUTZ & CUSTÓDIO, 2010).

As vigas, juntamente com as lajes e pilares são elementos estruturais responsáveis por proporcionar a estabilidade global dos edifícios as ações verticais e horizontais atuantes, compondo assim uma estrutura de contraventamento (BASTOS, 2019).

2.2.1.3 Pilares

De acordo com o item 14.4.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 84), pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

Segundo Porto & Fernandes (2015), os pilares também podem ser denominados elementos reticulares, unidirecionais ou unidimensionais, sendo que uma das dimensões (comprimento) tem preponderância sobre as outras duas (largura e altura).

São elementos estruturais fundamentais para as construções, pois são eles que dão sustentação as vigas e lajes, recebendo os carregamentos das mesmas (SOUSA & BOAVENTURA, 2017).

Além de serem os elementos mais importantes que compõem a estrutura, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios, quanto no aspecto de segurança, são os principais elementos usados no sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global dos edifícios (BARBOZA, 2019).

Conforme Vergutz & Custódio (2010), os pilares podem ser classificados de acordo com a sua função estrutural, em função do posicionamento na planta arquitetônica e em termos mecânicos podem ainda ser classificados de acordo com seu índice de esbeltez.

2.2.1.4 Fundações

Conforme Porto & Fernandes (2015), as fundações são elementos estruturais responsáveis por receber as cargas atuantes na estrutura e transmiti-las ao solo, de forma que a escolha do tipo mais adequando leve em consideração as condições do solo e as cargas na fundação, para que todas as cargas sejam dissipadas no solo e não ocorra ruptura deste.

Para Araújo (2010), de modo geral, as fundações devem satisfazer alguns requisitos, como estarem situadas a uma profundidade adequada para evitar danos causados por escavações ou futuras construções, devem ser seguras contra a ruptura do solo e seus recalques devem ser compatíveis com a acomodação da estrutura, em especial os casos de recalque diferencial.

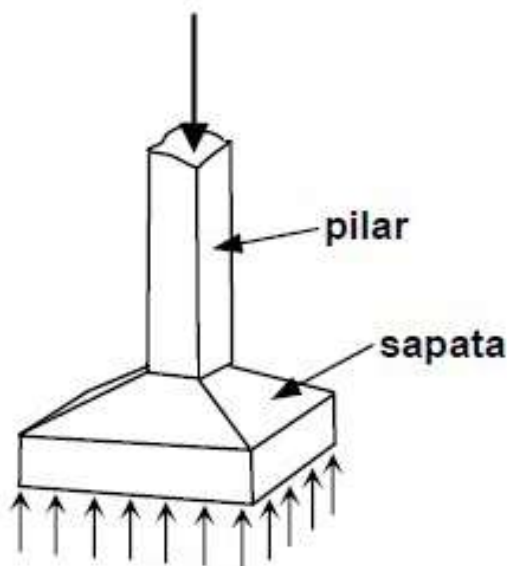
Segundo Alva (2007), pode-se considerar dois grupos principais de fundações, as fundações profundas, sendo os tipos mais comuns as estacas e tubulões, que são usualmente empregadas quando a utilização de fundações diretas se torna inviável, e as fundações superficiais, também conhecidas como fundações diretas ou rasas, que são constituídas essencialmente pelas sapatas e radiers, tendo sua base como meio predominante para transmissão das cargas ao solo.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019, p. 8), sapata é “um elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente dispostas para esse fim”.

As sapatas são responsáveis por transmitem diretamente ao solo as ações oriundas dos pilares, são classificadas em isoladas, corridas, associadas, de divisa, etc (BASTOS, 2019).

A Figura 3 exemplifica uma sapata isolada e o caminho das ações que atuara na mesma.

Figura 3 – Fundação direta do tipo sapata isolada



Fonte: Alva (2007).

2.3 Concepção estrutural

Conforme Pinheiro (2007), a concepção estrutural também denominada por lançamento estrutural, consiste na escolha do sistema estrutural que constituirá a parte resistente do edifício, é uma das etapas primordiais do projeto estrutural onde são escolhidos os elementos estruturais que constituirão o sistema estrutural e as suas respectivas posições, de modo a absorverem os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

Para Alva (2007), a concepção estrutural deve levar em consideração a finalidade da edificação e as condições impostas pela arquitetura, sendo o projeto arquitetônico a base para realização do projeto estrutural.

Segundo Sousa & Boaventura (2017), quando o projetista ou calculista estrutural tem experiência na elaboração de projetos, dispõe-se de uma maior facilidade na definição dessa etapa de projeto, não sendo necessárias muitas alterações após a análise estrutural.

A solução estrutural adotada deverá atender aos requisitos de qualidade e segurança previstos em norma, relativos à capacidade resistente, durabilidade da estrutural e seu desempenho.

Em decorrência das inúmeras soluções estruturais que podem ser adotadas para uma mesma construção além da alta complexidade das construções, são necessários vários elementos estruturais arranjados de forma a constituir um sistema resistente.

2.3.1 Sistemas estruturais usuais para edifícios de concreto armado

Para Alva (2007), os sistemas estruturais são entendidos como disposições racionais e adequadas de vários elementos estruturais, de modo que estes trabalhem de forma conjunta para resistir as ações atuantes na edificação e garantam a sua estabilidade.

Entre os inúmeros sistemas estruturais existentes, empregam-se usualmente nos edifícios as lajes maciças, nervuradas, lisas e cogumelo (KRISTINER, 2019).

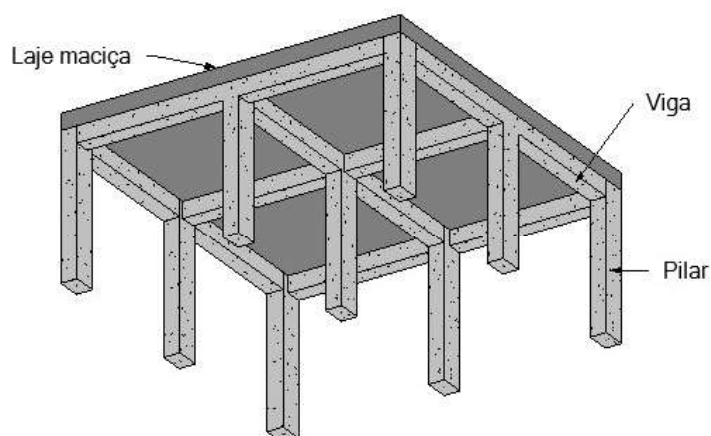
Existem ainda, diversos outros sistemas estruturais para pavimentos, como o uso de lajes pré-moldadas (lajes treliçadas, lajes com vigotas e lajes alveolares), lajes protendidas com monocordoalhas engraxadas utilizadas em casos específicos de grandes vãos, e lajes com formas metálicas incorporadas ou steel deck como são conhecidas (SILVA, 2002).

Segundo Pinheiro (2007), a escolha do sistema estrutural é condicional por termos técnicos e econômicos, porém no caso de residências e edifícios, essa escolha é condicionada essencialmente por fatores econômicos, visto que as condições técnicas e processos construtivos são de conhecimento da Engenharia de Estruturas e de Construção.

2.3.1.1 Sistema estrutural convencional

O sistema estrutural convencional é constituído por lajes maciças, vigas e pilares, conforme a Figura 4, sendo o sistema mais antigo usado para pavimentos em concreto armado, sua utilização confere razoável rigidez a estrutura, tanto no plano no pavimento como espacialmente devido a uma grande quantidade de vigas que proporcionam uma maior rigidez a estrutura de contraventamento, apresentando assim menores deformações (SILVA, 2002).

Figura 4 – Sistema estrutural convencional



Fonte: Autor (2021).

Conforme Silva (2019), esse sistema de um modo geral é utilizado em construções residenciais e outras de pequeno porte, porém não recomendadas para vencer grandes vãos, já que são estruturas de peso próprio elevado e outras soluções tornam-se mais viáveis.

2.3.1.2 Sistema estrutural constituído de lajes nervuradas

O sistema de lajes nervuradas é originado de uma evolução da laje maciça em decorrência de estudos e necessidades de economia de materiais e recursos, além de fatores arquitetônicos, como projetos que requerem maiores vãos, inicialmente para a moldagem dessas lajes eram utilizadas fôrmas de madeiras, com evolução no decorrer dos anos para fôrmas de fibra de vidro, atualmente esse sistema estrutural vem sendo uma das soluções mais populares entre as construtoras (SILVA, 2019).

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 97), define no item 14.7.7 as lajes nervuras como sendo “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

As lajes nervuradas moldadas no local são aquelas em que todos os processos são executados na obra (nervuras e mesas) e envolvem basicamente o uso de concreto, aço para concreto armado e fôrmas (de madeira, metálicas ou de polipropileno), podendo ou não conter materiais de enchimento (SILVA, 2005).

As Figuras 5 e 6 a seguir mostram algumas formas de execução das lajes nervuras moldadas no local.

Figura 5 – Laje nervurada moldada *in loco* sem material de enchimento, utilizando fôrmas de polipropileno



Fonte: https://fotos.habitissimo.com.br/foto/laje-de-cubeta_902242 (2020).

Figura 6 – Laje nervurada moldada *in loco* com material de enchimento em bloco de concreto celular autoclavado



Fonte: <http://eng-civilsergiopeixotto.blogspot.com/2011/07/bloco-c15-para-laje-nervurada.html> (2011).

As lajes pré-moldadas (Figura 7) comumente chamadas de pré-fabricadas podem ser do tipo convencional, que utiliza vigotas de concreto estrutural em formato de “T”, do tipo protendida, e do tipo treliçada, tendo como material de preenchimento lajotas cerâmicas ou Poliestireno Expandido (EPS) (SILVA, 2019).

Figura 7 – Lajes nervuradas pré-moldadas com preenchimento em lajotas cerâmicas



Fonte: Adaptado de <http://www.pumalajesalveolares.com.br/laje-nervurada-pre-fabricada-litoral-de-sao-paulo-sao-paulo-grande-sao-paulo-pr-parana-mg-minas-gerais-interior-rj-rio-de-janeiro-abcd> (2020).

Segundo Silva (2002), ao se discretizar a zona tracionada das lajes em nervuras, há uma grande economia de concreto e uma redução do peso próprio da laje, além de se obter maior

inercia para um mesmo volume de concreto, vantagens essas que contribuem para que este sistema estrutural vença maiores vãos.

As lajes com mesma inercia das lajes maciças apresentam maiores alturas, resultando em uma quantidade reduzida de ferragem utilizada, assim, a utilização de lajes nervuras gera uma economia significativa tanto de aço como de concreto evitado pelas nervuras (SILVA, 2002).

Silva (2015) explica que a altura total das lajes nervuradas geralmente é maior do que as exigidas por lajes maciças nas mesmas condições de carregamento e geometria, pelo fato das lajes nervuradas apresentarem menor resistência a torção devido aos vazios existentes entre as nervuras, assim maiores alturas são adotadas com o intuito de aumentar a rigidez da estrutura.

Segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2014), pode-se destacar como principais desvantagens desse sistema, a dificuldade de execução das instalações prediais e os valores dos deslocamentos transversais superiores aos apresentados pelas lajes maciças.

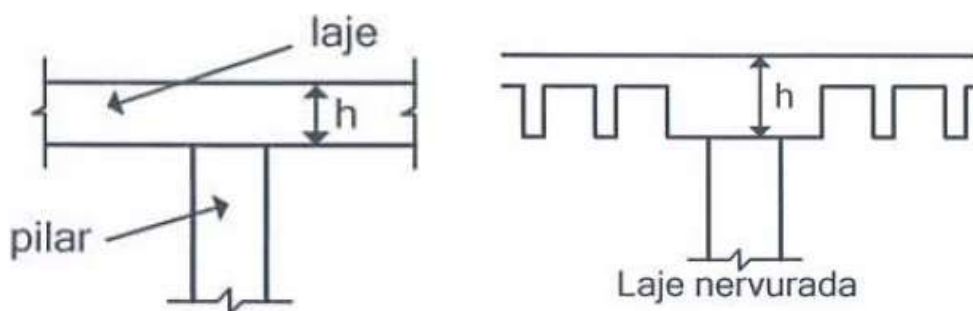
2.3.1.3 Sistema estrutural constituído de lajes lisas e cogumelo

Esse sistema estrutural pode ser entendido como um arranjo de lajes e pilares que formam a estrutura da edificação, não necessitando assim, de vigas na composição da estrutura, porém, em alguns casos se utilizam vigas de borda.

Conforme item 14.7.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 97), nesse sistema estrutural as “lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis”.

As lajes que constituem esse sistema podem ser maciças ou nervuradas, como ilustra a Figura 8, entretanto, caso sejam nervuradas faz-se em torno do pilar o que se chama de capitel embutido, ou seja, uma região de laje maciça em torno dos pilares (SILVA, 2002).

Figura 8 – Lajes lisas



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

De acordo com Bastos (2019), capitel é elemento que resulta do aumento de espessura da laje na região em contato com o pilar, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente em decorrência da alta concentração de tensões.

Segundo Araújo (2010), os capitéis são geralmente projetados em formas de trocônica ou tronco-piramidal, podendo ou não virem acompanhados de um engrossamento da laje na região de apoio, conforme Figura 9.

Figura 9 – Lajes cogumelo



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

Pode-se destacar como grandes vantagens do uso de lajes lisas e cogumelo, a grande liberdade de escolha no *layout* dos pavimentos, devido a eliminação das vigas, menores custos e maior rapidez de execução (BASTOS, 2019; SILVA, 2002).

Entretanto, apresentam algumas desvantagens como a suscetibilidade a maiores deformações verticais, na adoção dessas lajes deve-se considerar o fenômeno de punção, devido as grandes forças atuantes em uma pequena área da placa, e devido à ausência de vigas a uma diminuição da estabilidade global em decorrência das ações horizontais (BASTOS, 2019; KRISTINER, 2019).

2.3.2 Diretrizes para o lançamento das estruturas

De acordo com Alva (2007) o bom lançamento estrutural está relacionado a vivência prática do projetista, mas, consiste basicamente na escolha do posicionamento adequado de lajes, vigas e pilares, assim como, a determinação das dimensões iniciais dos elementos estruturais.

No lançamento da estrutura devem ser atendidos alguns aspectos básicos como, as condições estéticas impostas pelo projeto arquitetônico, buscar a economia de recursos e materiais uniformizando a estrutura, dar máxima funcionalidade ao edifício com os maiores

vãos possíveis, estabelecer o sistema estrutural adequado para resistir aos esforços horizontais atuantes (ALVA, 2007).

Segundo Tershorst & Silva (2018), o posicionamento dos pilares é feito de forma que o vão livre das vigas não se torne muito extenso, o que causa aumento considerável das suas dimensões, nem que sejam muito pequenas as distâncias entre pilares.

Conforme Pinheiro (2007), é recomendado iniciar a locação dos pilares pelos cantos da edificação e posteriormente posicionam-se os pilares de extremidade e os internos, de forma a ficarem sempre que possível embutidos nas paredes e procurando respeitar as imposições do projeto arquitetônico.

Os pilares devem estar sempre que possível alinhados a fim de formar pórticos planos com as vigas que os unem e evitar descontinuidades desde a fundação até a cobertura, com isso evita-se o uso de vigas de transição e garante-se uma maior estabilidade global do edifício (PINHEIRO, 2007; SILVA, 2017).

O lançamento da estrutura segue com o posicionamento das vigas, que servem não somente para ligação entre os pilares, mas como também, para a divisão dos painéis de lajes com grandes dimensões, além de suportarem paredes divisórias e evitar que as mesmas se apoiem diretamente nas lajes (SILVA, 2017).

De acordo com Silva & Cruz (2017), o posicionamento das vigas deverá ser feito paralelamente ao maior vão da laje e sempre que possível sobre as alvenarias, com o intuito não somente de escondê-las e ter uma melhor estética, mas também para evitar resíduos de cargas das lajes sobre as paredes.

O lançamento estrutural é finalizado com as lajes que tem seu posicionamento basicamente definido pelo arranjo formado pelas vigas (SILVA, 2017).

2.3.3 Propriedades dos materiais

Segundo Politi (2020), para que um material seja utilizado com fins estruturais ele deve possuir características de plasticidade e elasticidade além da resistência a compressão e/ou tração, materiais plásticos ao sofrerem uma tensão apresentam alguma deformação residual, enquanto os materiais elásticos ao serem tensionados retornam a sua forma original.

Os materiais concreto e aço que constituem o concreto armado apresentam tais características. Com a união entre concreto e aço se obtém em uma alta resistência a compressão, característica do concreto, e uma alta resistência a esforço de tração devido ao aço (SILVA & CRUZ, 2017).

2.3.3.1 Concreto

De acordo com Vergutz & Custódio (2010), o concreto é um material plástico obtido através da mistura de cimento, areia, pedra e água formando uma pasta, que posteriormente passa por um processo de cura e adquire resistência para absorver os esforços solicitantes.

O concreto em seu estado fresco tem como suas principais propriedades a consistência, a trabalhabilidade e a homogeneidade, dentre os fatores que influenciam nas características finais do concreto estão o adensamento, o início de endurecimento e a cura (SILVA, 2018).

Conforme Carvalho & Figueiredo Filho (2014), a consistência deve ser a primeira propriedade do concreto fresco que deve ser considerada, trata-se da maior ou menor capacidade que o concreto fresco tem de se deformar e está relacionada ao processo de transporte, lançamento e adensamento do concreto e varia conforme a quantidade de água empregada, granulometria dos agregados e aditivos.

Segundo Neville (2016) a resistência do concreto é bastante influenciada pelo seu grau de adensamento, sendo assim, é fundamental que a consistência da mistura favoreça o seu transporte, lançamento e adensamento sem que haja segregação.

A consistência do concreto pode ser determinada através do ensaio de abatimento ou *slump test*, regulamentada pela ABNT NBR 16889:2020 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, o ensaio consiste em retirar parte do concreto que está sendo utilizado, coloca-la em um recipiente normatizado de forma tronco cônica e medir sua deformação ou abaixamento quando o molde for retirado.

Um concreto com *slump* alto geralmente é facilmente lançado e adensado, portanto, é considerado com boa trabalhabilidade, o conceito de trabalhabilidade está relacionado basicamente a maneira de efetuar seu adensamento (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Neville (2016), o concreto deve apresentar uma trabalhabilidade que possibilite o máximo de adensamento possível, assim é uma propriedade fundamental em relação ao produto acabado.

Além da consistência e trabalhabilidade, uma importante propriedade do concreto fresco é a sua homogeneidade. Quanto mais uniformes ou regulares os agregados se apresentarem, estando totalmente dispersos na massa, melhor será a qualidade do concreto, principalmente em relação a sua permeabilidade e proteção as armaduras (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Importantes fatores e que também devem ser levados em consideração para a qualidade e resistência do concreto são o seu início de endurecimento e cura, a ABNT NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento, recomenda que o instante em que a água de amassamento entra em contato com o cimento e final da concretagem não ultrapassem 2 h 30 min, devendo-se levar em consideração a temperatura e o uso de aditivos retardadores de pega.

Segundo Souza & Boaventura (2017), após o endurecimento inicia-se rapidamente a hidratação do concreto que gera calor e a água de amassamento tende a sair pelos poros e evaporar, essa hidratação pode comprometer a estrutura pois geram a retração e a diminuição da resistência.

Em seu item 10.1 a NBR 14931:2004 discorre sobre algumas orientações e cuidados a serem tomados durante a fase de cura do concreto.

O concreto em seu em seu estado endurecido tem como principais características de interesse as propriedades mecânicas, destacando-se as resistências a compressão e a tração (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

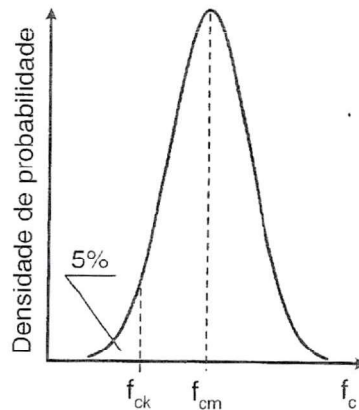
- Resistência a compressão

As prescrições da NBR 6118:2014 referem-se as resistências a compressão obtidas através da moldagem de corpos de prova cilíndricos conforme a NBR 5738 e rompidos segundo a NBR 5739.

Segundo Araújo (2010), devido a fatores de natureza aleatória, como a falta de homogeneidade da mistura, diferentes graus de compactação e adensamento entre os corpos de prova, é notável uma diferença entre as resistências a compressão obtidas, assim, recorre-se as teorias de probabilidade.

Conforme Silva (2018), ao serem realizados vários ensaios de compressão em um lote de corpo de provas, é elaborado um gráfico, com os valores obtidos de resistência a compressão (f_c) obtidos versus a quantidade de corpos de prova (n) relativos a determinado valor f_c .

A partir deste ensaio encontra-se uma curva como exemplificada na Figura 10, que é denominada Curva Estatística de Gauss, e nela podem ser obtidos os valores de resistência média a compressão (f_{cm}) e resistência característica a compressão (f_{ck}) (ALVES, 2019).

Figura 10 – Curva estatística de Gauss

Fonte: Araújo (2010).

Segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2014), a resistência característica apresenta grau de confiança de 95%, ou seja, existe a probabilidade de ser obter 5% das resistências (f_c) abaixo do f_{ck} .

Os valores de f_{cm} e f_{ck} podem ser obtidos por meio das equações a seguir:

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

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645S \quad (2)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n-1}} \quad (3)$$

Onde S é o desvio padrão das amostras.

A NBR 8953 (ABNT, 2015), define classes para o concreto a partir do f_{ck} e as divide em dois grupos conforme a Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais

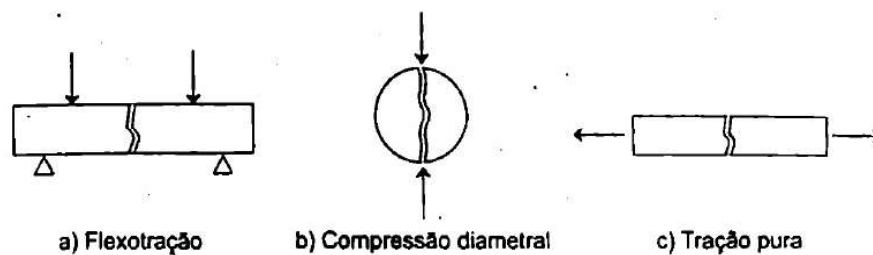
Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão Mpa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão Mpa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: Tabela 1 da NBR 8953 (ABNT, 2015).

- Resistência a tração

Embora a resistência a tração do concreto seja baixa e desprezada objetivando-se a segurança da estrutura, é necessário conhecê-la, pois, a resistência a tração pode estar relacionada a capacidade resistente da peça, como elementos não armados submetidos a tensões cisalhantes, como por exemplo, as lajes maciças que não possuem estribos. Tal resistência pode ser obtida através dos ensaios de tração direta, compressão diametral (tração indireta) e tração na flexão (flexotração) (BEZERRA, 2016; CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Figura 11 – Modos de ensaios de resistência do concreto a tração



Fonte: Carvalho & Figueiredo Filho (2015).

Conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 23), “a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser obtidas em ensaios realizados segundo as ABNT NBR 7222 e ABNT NBR 12142, respectivamente.”

A resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$, na ausência de ensaios para determinação das resistências a tração, de acordo com a NBR 6118:2014, pode-se avaliar o seu valor médio ou característico por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (5)$$

Para concretos de classe até C50, a resistência a tração média é calculada conforme a equação 6:

$$f_{ct,m} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

Para concretos de classe C55 até C90, a resistência a tração média é calculada conforme a equação 7:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (7)$$

Onde, $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa).

- Módulo de elasticidade

Segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2014), módulo de elasticidade ou módulo de deformação é uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um material sólido, podendo ser obtido através das relações entre tensões e deformações, de acordo com os diagramas de tensão-deformação.

De acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido através do método de ensaio descrito na NBR 8522, considera-se o módulo de deformação tangente inicial obtido aos 28 dias, quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial através das seguintes equações:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (8)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (9)$$

Onde E_{ci} e f_{ck} são dados em Mpa e o α_E leva em consideração o tipo de agregado utilizado no concreto sendo,

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

Segundo Alves (2019), para as verificações de serviço, determinação de esforços solicitantes, e análises elásticas de projeto é utilizado o módulo de elasticidade secante (E_{cs}).

De acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o E_{cs} pode ser obtido através do método de ensaio segundo a NBR 8522, ou estimado através da equação 10:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (10)$$

Sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (11)$$

2.3.3.2 Aço

Segundo Silva (2017, p. 26), o aço é definido como “uma liga de ferro e carbono ligado a elementos como: silício, manganês, fósforo e cobre, além de outros e elementos adicionados para melhorar as características físicas e mecânicas do material.”

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para projetos estruturais de concreto armado, o aço deve ser classificado conforme a NBR 7480 apresentando valor característico de resistência ao escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60. A NBR 7480 (ABNT, 2007) também estabelece os diâmetros e as seções transversais nominais.

Conforme Carvalho & Figueiredo Filho (2014), o valor característico de resistência ao escoamento (f_{yk}) representa a máxima tensão suportada pelo fio ou barra, a partir daí o aço sofrerá deformações permanentes. Para o aço CA-60 que não apresenta um patamar de escoamento definido, o valor de f_{yk} é o da tensão correspondente ao da deformação permanente de 0,002 (0,2%).

Segundo Araújo (2010), o prefixo CA representa a indicação de aço para concreto armado e o número é o valor do f_{yk} expresso em KN/cm².

No item 8.3.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014), é estabelecido que o diagrama de tensão-deformação do aço e os valores de f_{yk} , da resistência a tração f_{stk} e a deformação na ruptura devem ser obtidos através de ensaios de tração descritos na NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013).

2.3.4 Durabilidade

Segundo Araújo (2010), a durabilidade das estruturas é um dos aspectos de grande importância nas diretrizes que regem as modernas normas de projeto, tendo as exigências relativas à durabilidade cada vez mais rígidas nas fases de projeto e execução, tais exigências visam garantir a conservação da estrutura ao longo da sua vida útil.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), entende-se por vida útil o período de tempo em que as estruturas mantêm suas características de projeto, sem intervenções significativas, desde de que atendidos os requisitos de uso e manutenção previstos.

Conforme Araújo (2010), as normas de projeto geralmente utilizam o período mínimo de vida útil de 50 anos, podendo ser necessário estabelecer critérios para uma vida útil maior para obras de maior importância.

Para Neville (2016), é essencial que a estrutura continue a desempenhar as funções para qual foi projetada, ou seja, que mantenha suas características de resistência e utilização durante um período estipulado ou uma vida útil tradicionalmente esperada, assim, o concreto deverá suportar o processo de deterioração a qual estará exposto, porém, a durabilidade não significa uma vida infinita do concreto ou que ele será capaz de resistir a qualquer tipo de ação.

Para as considerações de durabilidade da estrutura devem ser levados em conta os mecanismos de deterioração da estrutura como, a lixiviação provocada pela água, a expansão

provocada pela ação das águas e solos contaminados, além de expansões devido a reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos, mecanismos estes relativos ao concreto, a corrosão das armaduras, além dos mecanismos de deterioração relacionados as ações mecânicas, ações cíclicas, impactos, movimentações de origem térmica (ARAÚJO, 2010).

A durabilidade das estruturas de concreto depende das características do concreto, da relação água-cimento e do cobrimento para proteção das armaduras (CARDOSO, 2013).

Segundo Porto & Fernandes (2015), um dos fatores que afeta significativamente a durabilidade das estruturas é a agressividade ambiental a qual estará submetida, a agressividade ambiental está relacionada as ações químicas, como por exemplo, águas ácidas, sulfatos e cloretos, e as ações físicas, como, variações de temperatura e ação da água, tais ações atuam sobre as estruturas de concreto e são responsáveis pela deterioração das armaduras.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica a agressividade ambiental segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe da agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Além da classificação da agressividade ambiental a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece requisitos mínimos conforme Tabela 3, relativos à relação água/cimento e classe de resistência do concreto a serem adotados devido a uma forte relação entre os mesmos e a durabilidade da estrutura.

Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40
	CP	≥C25	≥C30	≥C35	≥C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA correspondente a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP correspondente a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Tabela 7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O cobrimento é a espessura da camada de concreto responsável pela proteção das armaduras, sua principal finalidade é evitar a corrosão das armaduras (BASTOS, 2019).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o cobrimento das armaduras pode ser adotado em função da agressividade ambiental conforme a Tabela 4.

Tabela 4 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para

$\Delta c = 10 \text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento

e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.3.5 Pré-dimensionamento

Para Rebello (2007) o pré-dimensionamento de uma estrutura tem a finalidade de avaliar as dimensões necessárias anteriormente aos cálculos, possibilitando ao arquiteto o desenho da edificação de maneira mais real além de evitar grandes modificações ao longo do dimensionamento estrutural, o pré-dimensionamento pode ser realizado através de fórmulas empíricas ou gráficos.

Conforme Alva (2007), as recomendações para o pré-dimensionamento são oriundas da experiência dos calculistas estruturais ou de estudos aprofundados sobre o assunto, no entanto, não existem regras ou normas para a realização do pré-dimensionamento.

2.3.5.1 Pré-dimensionamento de lajes

Segundo Bastos (2015), a várias formas de pré-dimensionamento e estimativa para a altura da laje, uma forma de se estimar a altura da laje é dada pela seguinte expressão:

$$h = d + \frac{\phi_l}{2} + c \quad (12)$$

Onde,

ϕ_l = Diâmetro da barra longitudinal (mm)

c = Cobrimento nominal (cm)

d = Altura útil da laje (cm)

A altura útil da laje é dada pela seguinte equação:

$$d = (2,5 - 0,1n)l^* \quad (13)$$

n = Numero de bordas engastadas da laje

l^* = dimensão da laje assumida da seguinte forma:

$$l^* \leq \begin{cases} l_x \\ 0,7l_y \end{cases}$$

$l_x \leq l_y$ e l^* , l_x e l_y em metro.

Conforme Alva (2007), a altura da laje também pode ser estimada simplesmente dividindo-se o menor vão da laje (l_x) por 40.

Rebello (2007) recomenda que para lajes armadas em cruz a espessura da laje seja 2% da média entre os vãos efetivos da laje, para lajes armadas em uma direção a espessura da laje é 2% do menor vão efetivo e para lajes em balanço recomenda-se que a altura da laje seja 4% do balanço.

As estimativas devem estar conforme o prescrito no item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74), que estabelece os limites mínimos para espessura das lajes maciças em função do tipo de uso:

- 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) 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;

No caso de uso de lajes maciças do tipo lisas ou cogumelo, deve-se respeitar limites mínimos de espessura conforme item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74):

- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Para lajes nervuradas a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a espessura da mesa no caso de não existirem tubulações embutidas deverá ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm, havendo tubulações embutidas com diâmetro menor que 10 mm o valor mínimo será de 5 cm e para tubulações com diâmetro maior que 10 mm a espessura mínima será $4 \text{ cm} + \phi$, as nervuras não podem ter espessura inferior a 5 cm.

Segundo Araújo (2010), de maneira geral, as lajes nervuradas necessitam de uma espessura total de cerca de 50% superior do que seria necessário para as lajes maciças, e devido ao seu peso próprio ser inferior em relação a laje maciça, é uma solução mais econômica para vãos acima de 8 metros.

2.3.5.2 Pré-dimensionamento de vigas

Segundo Melo (2013) para se definir a altura da viga é necessário fixar um valor para a sua largura (b_w), tal valor está condicionado ao tipo fechamento utilizado devendo sempre que possível ter a mesma largura da parede de modo que a viga fique embutida, como referência pode-se adotar os seguintes valores:

$$b_w = 12 \text{ cm (vão } \leq 4 \text{ m)}$$

$$b_w = 20 \text{ cm (} 4 \leq \text{vão} \leq 8 \text{ m)}$$

$$b_w = 25 \text{ a } 30 \text{ cm (vão} > 8 \text{ m)}$$

Conforme Alva (2007) a altura das vigas pode ser estimada pela seguinte expressão:

$$h \cong \frac{L}{10} \text{ a } \frac{L}{12} \quad (14)$$

Sendo L a distância entre os eixos dos pilares em que a viga se apoia.

No caso de vigas em balanço, Melo (2013) estabelece que a relação adotada deverá ser:

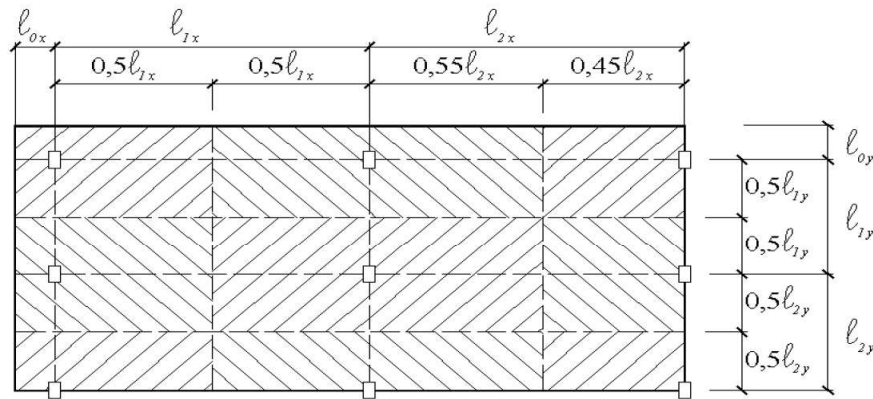
$$h = \frac{L}{6} \quad (15)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014), especifica no item 13.2.2 que a seção transversal das vigas não pode ter largura com dimensão menor que 12 cm e vigas-parede com dimensão menor que 15 cm, excetuando-se os casos excepcionais que estes limites podem ser reduzidos até o mínimo absoluto de 10 cm, sendo obrigatoriamente respeitadas as condições de lançamento e vibração do concreto conforme a ABNT NBR 14931, além do alojamento de armaduras e suas inferências respeitarem os espaçamentos e cobrimento estabelecidos na NBR 6118:2014.

2.3.5.3 Pré-dimensionamento de pilares

Segundo Alva (2007) o pré-dimensionamento dos pilares pode ser feito através do processo da área de influência, onde procura-se estimar as cargas verticais as quais os pilares estarão submetidos, assim, a área de influência é obtida através das medidas correspondentes a metade dos segmentos de reta que unem os pilares em ambas as direções.

Devido a diferentes posições dos pilares na estrutura a área de influência pode ser obtida conforme o proposto por Pinheiro (2007), onde divide-se as distâncias entre os eixos dos pilares em intervalos que variam entre $0,45l$ e $0,55l$, conforme Figura 12:

Figura 12 – Áreas de influência dos pilares

Fonte: Pinheiro (2007)

Conforme Barradas (2019) a área da seção transversal dos pilares pode ser obtida por meio das formulas seguintes:

$$Ac \geq \frac{Nsd}{v \cdot fcd} \quad (16)$$

$$v \geq \frac{Nsd}{Ac \cdot fcd} \quad \text{e } 0,1 \leq v \leq 0,65 \quad (17)$$

Onde:

Ac - Área do pilar (m^2);

Nsd - Esforço normal de cálculo determinado para cada pilar (kN);

v - Esforço normal reduzido.

fcd – Resistência de cálculo do concreto, obtido conforme item 2.6.3.

O item 14.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.73) estabelece que a seção transversal de pilares e pilares-paredes de qualquer forma não podem apresentar dimensões menores que 19 cm, exceto em casos especiais, que se permite dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que seja considerado um coeficiente adicional que multipliquem os esforços conforme indicado na Tabela 5 abaixo, no entanto, não é permitido qualquer que seja o caso, área da seção transversal menor que 360 cm^2 .

Tabela 5 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_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).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.3.5.4 Pré-dimensionamento de sapatas isoladas

O pré-dimensionamento de sapatas do tipo isolada pode ser feito conhecendo-se a tensão admissível do solo e o esforço normal ao qual a sapata estará submetida, assim, segundo Barradas (2019), o pré-dimensionamento das sapatas é feito utilizando a expressão a seguir:

$$A_c \geq \frac{N \text{ pilar ou parede}}{\sigma_{adm}} \quad (18)$$

Onde:

A_{min} - Área mínima da sapata (m²);

N pilar ou parede - Esforço normal do elemento vertical (kN);

σ_{adm} - Tensão admissível do solo (kPa).

2.4 Estados limites

Uma estrutura de concreto armado deve se manter em bom estado durante a sua vida útil, atendendo aos quesitos de segurança, onde todas as estruturas devem suportar as cargas as quais estarão sujeitas, mantendo um bom desempenho em serviço e proporcionando conforto aos usuários, quando as considerações de segurança não são satisfeitas considera-se que a estrutura atingiu um estado limite (POLITI, 2020).

Segundo Schaf (2018), uma estrutura deve possuir condições de segurança, durabilidade e conforto para que possa desempenhar de forma adequada as funções para a qual foi projetada, os estados limites se caracterizam por uma condição particular, o qual a estrutura não deve ultrapassar, considerando-se imprópria para seu uso ou finalidade estrutural caso isso ocorra.

Para Clímaco (2008, p.76) os estados limites “definem impropriedade para o uso da estrutura, dada por razões de segurança, funcionalidade ou estética, desempenho fora dos padrões especificados para sua utilização normal ou interrupção de funcionamento em razão da ruína de um ou mais de seus componentes”.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) considera os estados limites divididos em Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS).

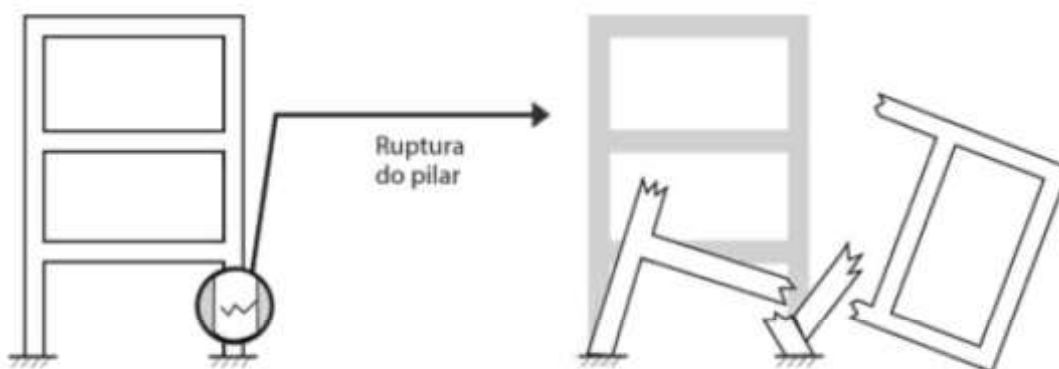
2.4.1 Estados limites últimos (ELU)

Conforme Carvalho & Figueiredo Filho (2014) o estado limite último está relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína que propicie a paralisação total ou parcial do uso da estrutura.

No ELU, deve-se procurar garantir a segurança adequada, com uma pequena probabilidade de ruína, além disto, é necessário se garantir a estrutura uma boa ductilidade, de modo que, caso ocorra a ruína, esta ocorra de forma avisada, alertando seus usuários (CRUZ, 2015).

Segundo Chagas (2012) o ELU é atingido quando o elemento estrutural sofre ruptura, conforme Figura 13, e tem seu uso interrompido, assim, por se tratar de um ponto de invalidez estrutural, as estruturas são dimensionadas para este estado.

Figura 13 – Ruptura de elemento estrutural no ELU



Fonte: Kimura (2018).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que nas estruturas de concreto armado a segurança deve sempre ser verificada em relação aos estados limites últimos a seguir:

- a) Perda de equilíbrio da estrutura;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, devido às solicitações normais e tangenciais, considerando os efeitos de segunda ordem, considerando a exposição ao fogo, considerando ações sísmicas;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Casos especiais que eventualmente possam ocorrer.

2.4.2 Estados limites de serviço (ELS)

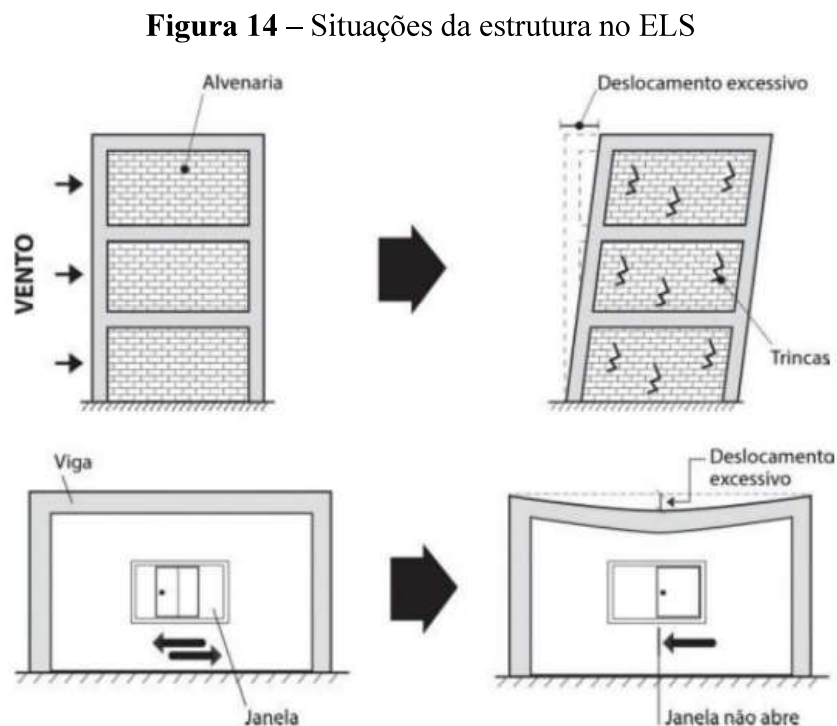
Os estados limites de utilização ou de serviço são os quais a utilização da estrutura torna-se prejudicada, devido a deformações excessivas ou fissuras em um nível que comprometem a sua durabilidade (ARAÚJO, 2010).

Segundo Barboza (2019) o ELS está relacionado ao conforto, aparência e funcionalidade da estrutura, nesse estado o uso da estrutura pode ficar comprometido devido a presença de condições improprias de utilização como, abertura de fissuras, deformações excessivas e vibrações excessivas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 55) define que os ELS estão “relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.”

São definidos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) alguns ELS que devem ser verificados nas estruturas de concreto armado como, a formação de fissuras, a abertura de fissuras, as deformações excessivas, as vibrações excessivas, além de verificações de outros ELS em caso de construções especiais.

Conforme Kimura (2018), os ELS procuram retratar a realidade do uso da estrutura tratando-se assim das situações mais susceptíveis que seus usuários estão submetidos no cotidiano. A Figura 14 demonstra algumas dessas situações.



Fonte: Kimura (2018).

2.5 Ações

De acordo com Carvalho & Figueiredo Filho (2014), na análise estrutural devem ser consideradas todas as ações que possam afetar a segurança da estrutura devido a influência de seus efeitos gerados.

Araújo (2010) define as ações como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas, assim, usualmente as forças e deformações advindas das ações são consideradas como as próprias ações, sendo as forças as ações diretas e as deformações as ações indiretas.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004) a classificação das ações se dá em três categorias de acordo com a sua variabilidade no tempo.

2.5.1 Ações permanentes

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações permanentes ocorrem durante toda a vida da construção com valores praticamente constantes, sendo também consideradas como ações permanentes as que aumentam com o tempo tendendo a um valor limite constante, para fins de segurança estas ações devem ser consideradas com seus valores mais desfavoráveis.

Conforme Politi (2020) as ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas, sendo as ações permanentes diretas o peso próprio da estrutura, de revestimentos, elementos fixos, instalações e empuxos permanentes, as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

2.5.2 Ações variáveis

Segundo Moreira (2016), as ações variáveis são as que atuam na estrutura em apenas um período de tempo, seus valores característicos devem corresponder de 25% a 35% de chance de serem excedidos em um período de 50 anos, estas ações são subdivididas em variáveis diretas que são as cargas acidentais de utilização, níveis de água, forças devido ao vento, e as variáveis indiretas oriundas de variações de temperaturas e ações sísmicas.

Conforme Araújo (2010) os valores das ações variáveis sofrem significativas variações durante a vida da construção e são representadas pelas cargas acidentais atuantes na estrutura, forças de frenação, forças de impacto e centrífugas, efeitos do vento e temperatura.

A NBR 8681 (ABNT, 2004) classifica as ações variáveis em função da sua probabilidade de ocorrência, sendo as ações variáveis normais com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas, e as ações variáveis especiais são as ações sísmicas ou ações acidentais de natureza ou intensidade especiais.

2.5.3 Ações excepcionais

Segundo Porto & Fernandes (2015), as ações excepcionais provocam efeitos que não são possíveis de controlar devido tratarem-se de situações atípicas de carregamento, os valores representativos para essas ações são estipulados por normas.

Conforme Cardoso (2013) estas ações têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, porém, devem ser considerados em projetos de algumas estruturas, são exemplos dessas ações: explosões, choques de veículos incêndios, abalos sísmicos, enchentes.

2.6 Segurança nas estruturas

2.6.1 Coeficientes de ponderação das ações

De acordo com Araújo Junior (2020), independentemente do tipo de ação, seja ela permanente ou variável, seu valor característico f_k deve ser majorado pelo coeficiente de ponderação γ_f , de modo a transformar-se no valor de cálculo f_d através da equação a seguir:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad (19)$$

Onde:

γ_{f1} - considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} - considera a simultaneidade das ações ($\gamma_{f2} = \Psi_0, \Psi_1$ ou Ψ_2);

γ_{f3} - considera as aproximações de projeto.

Para o ELU, os valores base para verificação são apresentados conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) nas Tabelas 6 e 7 a seguir:

Tabela 6 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$

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 ^a	1,0	1,2	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.

^a 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: Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 7 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações	γ_{f2}			
	Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	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 ^c	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

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, Ver Seção 23.

^b Edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para o ELS, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), em geral o coeficiente de ponderação das ações é dado por:

$$\gamma f = \gamma f_2 \quad (20)$$

Sendo:

γf_2 - Tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer, de acordo com a tabela 7;

$\gamma f_2 = 1$ para combinações raras;

$\gamma f_2 = \phi 1$ para combinações frequentes;

$\gamma f_2 = \phi 2$ para combinações quase permanentes.

2.6.2 Combinação das ações

De acordo com Carvalho & Figueiredo Filho (2014), um carregamento é definido pela combinação de ações que tem probabilidade de ocorrerem simultaneamente, sendo tais combinações feitas de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 66), “a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente”.

2.6.2.1 Combinações últimas

As combinações últimas podem ser classificadas em normais, especiais ou de construção e excepcionais e são demonstradas na Tabela 8 a seguir:

Tabela 8 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9.

	Perda de equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{mk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}, \text{ onde } + Q_{1k} + \sum \Psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \Psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \Psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \Psi_{0e} F_{eqk}$

Fonte: Adaptado da Tabela 11.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.6.2.2 Combinações de serviço

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), as combinações de serviço são classificadas de acordo com o seu tempo de permanência na estrutura, podem ser quase permanentes, podendo atuar durante grande tempo de vida útil da estrutura, tal combinação é necessária para verificação de deformações excessivas no ELS. Podem também ser classificadas em frequentes repetindo-se muitas vezes durante o período de vida útil da estrutura, e são classificadas também como combinações raras ocorrendo algumas vezes durante a vida útil da estrutura.

A Tabela 9 demonstra tais combinações.

Tabela 9 – Combinações 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 $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas ações 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 $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk}$
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 $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qjk}$
<p>Onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: Tabela 11.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.6.3 Resistências de cálculo

Segundo Bastos (2019), para se garantir uma margem de segurança as estruturas, são considerados para efeito de cálculo e projeto coeficientes de minoração, assim, as resistências de cálculo (f_d) de projeto são obtidas a partir das resistências características (f_k) divididas pelo coeficiente de ponderação conforme a expressão a seguir:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (21)$$

Sendo γ_m o coeficiente de ponderação das resistências no ELU apresentado na Tabela 10, obtido em função do tipo de combinação das ações descritas na Tabela 6.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

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

Fonte: Tabela 12.1 NBR da 6118 (ABNT, 2014).

Para determinação da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), a NBR 6118 (ABNT, 2014) define no item 12.3.3 que esta deve ser obtida em função da idade do concreto, assim, para verificações em data igual ou superior a 28 dias, se faz o uso da expressão a seguir:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (22)$$

Em caso de verificação em data inferior aos 28 dias, utiliza-se a expressão seguinte:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

Onde β_1 é obtido pela expressão a seguir:

$$\beta_1 = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\} \quad (24)$$

Onde:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t é a idade de efetiva em dias do concreto.

Para determinação da resistência de cálculo de escoamento do aço (f_{yd}) é utilizada a seguinte expressão:

$$fyd = \frac{fyk}{\gamma_s} \quad (25)$$

2.7 Análise estrutural

Conforme Martha (2010), a análise estrutural é a etapa de projeto na qual se prevê o comportamento da estrutura, podendo este ser expresso em termos de deslocamentos, deformações e tensões na estrutura.

Seu objetivo segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é a determinação dos efeitos das ações em uma estrutura, efetuando as verificações dos ELU e ELS, e deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise.

2.7.1 Modelos estruturais

Segundo Barboza (2019), os modelos estruturais têm o objetivo de analisar e simular o comportamento da estrutura, prevendo os esforços atuantes e os deslocamentos provocados por estes, assim, os modelos estruturais são arranjos de um ou mais elementos estruturais combinados de várias maneiras de modo a retratar a realidade da estrutura.

Conforme Kimura (2018), a várias maneiras de se analisar comportamento estrutural por meio de modelos estruturais, uns mais sofisticados e abrangentes, outros mais robustos e limitados.

Dentre os diversos modelos estruturais Chagas (2012) descreve alguns dos principais modelos utilizados, são estes:

- Modelos aproximados com vigas contínuas;
- Modelo com vigas discretizada em grelha;
- Modelo com vigas e lajes discretizadas em grelha;
- Pórtico plano;
- Pórtico espacial sem laje;
- Pórtico espacial com grelha de vigas e lajes.

2.7.2 Análise linear

Na análise linear considera-se que os materiais assumem comportamento elástico-linear, conforme Alves (2019), estes materiais têm propriedades elásticas sendo a sua deformação com igual proporcionalidade a intensidade das ações.

Segundo Barboza (2019), a elasticidade de um material está relacionada a sua capacidade de retornar a forma original após a aplicação de uma força, considerando-se também uma relação linear entre as tensões e deformações, expressa pelo modulo de elasticidade característico de cada material.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise linear é geralmente empregada para as verificações do ELS.

2.7.3 Análise não-linear

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), considera-se na análise não-linear que a estrutura e os materiais assumem comportamento não linear, assim, para que esta análise possa ser efetuada toda a geometria da estrutura bem como suas armaduras devem ser conhecidas, este tipo de análise é realizado para as verificações no ELS ou no ELU.

Um material que apresentada comportamento não-linear tem uma relação tensão x deformação não-linear, assim, não há proporcionalidade entre as tensões aplicadas e as deformações geradas (BARBOZA, 2019).

De acordo com Alves (2019), dois principais fatores são responsáveis pela não-linearidade da estrutura e dos materiais, a não-linearidade física gerada a partir da mudança das propriedades dos materiais, e a não-linearidade geométrica causada pela relação não-linear entre as tensões e deformações e deslocamentos e o equilíbrio na posição deformada da estrutura.

2.8 Estabilidade global

Segundo Lacerda *et al.* (2014) a estabilidade global tem o objetivo de garantir a segurança da estrutura diante da perda de sua capacidade resistente, causada pelos esforços horizontais e verticais atuantes.

Na avaliação da estabilidade global, os esforços calculados a partir da estrutura em seu estado inicial (indeformada) são chamados de efeitos de 1ª ordem, nesses efeitos é considerada

a análise linear, visto que os materiais e sua geometria estão em seu estado original (PAIXÃO & ALVES, 2016).

Com a atuação desses esforços na estrutura já em seu estado deformado, há surgimento de acréscimos e momentos e tensões anteriormente não considerados, esses esforços acrescidos devido a deformação da estrutura são chamados de efeitos de 2ª ordem, nesses efeitos considera-se a não-linearidade física e geométrica, visto que devido as deformações, os materiais e a geometria da estrutura foi alterada (MOREIRA, 2016).

A cada nova verificação dos efeitos de 2ª ordem surgiram novos deslocamentos horizontais, trata-se do processo P- Δ que é um procedimento iterativo na análise de 2ª ordem onde os efeitos dos deslocamentos horizontais sucessivos são transformados em forças horizontais equivalentes (FEITOSA, 2016).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 100) os efeitos de 2ª ordem “podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura”.

Conforme Moreira (2016), os efeitos de 2ª ordem podem ser classificados em globais, locais e localizados, quando se considera que os nós da estrutura se deslocam horizontalmente sob ação das cargas, temos os efeitos globais de 2ª ordem, nas barras de uma estrutura, como um lance de pilar, que os seus eixos não se mantem retilíneos surgem os efeitos locais de 2ª ordem, e em situações específicas que podem surgir efeitos concentrados nas extremidades dos elementos, são os efeitos localizados de 2ª ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), considera as estruturas como de nós fixos quando os efeitos globais de 2ª ordem são inferiores a 10% dos de 1ª ordem, podendo ser desconsiderados os efeitos globais de 2ª ordem, já nas estruturas de nós móveis os deslocamentos são horizontais não são pequenos e os efeitos globais de 2ª ordem são superiores a 10% dos de 1ª ordem, devendo ser considerado nesse caso todos os efeitos de 2ª ordem.

Para Feitosa (2016) dentre os vários fatores que influenciam na estabilidade global da estrutura destacam-se o carregamento vertical e a rigidez da estrutura.

2.8.1 Parâmetro de instabilidade α

Segundo Freitas *et al.* (2016), o parâmetro de instabilidade α é utilizado para a classificação da estrutura quanto a deslocabilidade lateral dos nós, acima de um certo valor de α é considerada de nós móveis e portando devendo ser considerado os efeitos de 2ª ordem, porém, tal parâmetro não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) uma estrutura pode ser considerada de nós fixos se o parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 , conforme a expressão a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (26)$$

Sendo,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (27)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n > 3 \quad (28)$$

Onde:

n – Numero de pavimentos;

H_{tot} – Altura da estrutura;

N_k – Somatório de todas as cargas verticais;

$E_{cs} I_c$ – Somatório da rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ para número de pavimentos maior ou igual a 4 é em geral aplicável às estruturas usuais de edifícios.

2.8.2 Coeficiente γ_z

Segundo Andrade Neto (2013), o coeficiente γ_z foi desenvolvido pelos brasileiros Mario Franco e Augusto Vasconcelos em 1991, sendo sua descoberta um marco para a estabilidade global de estruturas pois a sua utilização permite mensurar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de 2ª ordem, além de poder ser utilizado como fator amplificador, majorando os esforços, e assim dispensando um análise de segunda ordem rigorosa.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a determinação do coeficiente γ_z é feita a partir dos efeitos de 1ª ordem para cada caso de carregamento, sendo válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, o valor de γ_z é dado pela expressão a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (29)$$

Sendo,

$M_{1,tot,d}$ – Soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, em relação a base da estrutura;

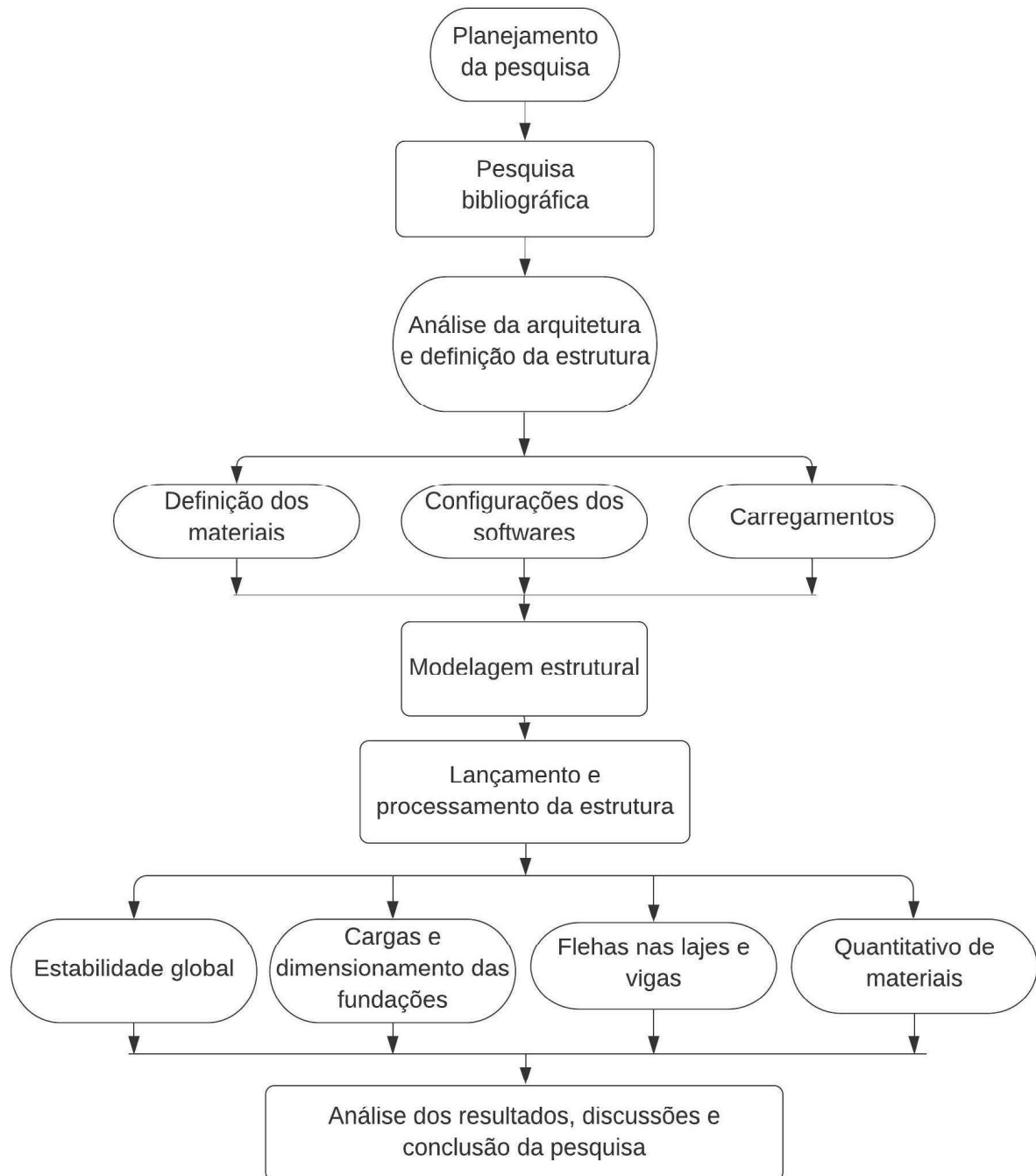
$\Delta M_{tot,d}$ – Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na combinação considerada, pelos deslocamentos horizontais dos seus respectivos pontos de aplicação.

De acordo com Paixão & Alves (2016), para valores de $\gamma_z \leq 1,1$ considera-se que a estrutura é de nós fixos, caso contrário a estrutura é classificada como de nós móveis, para valores de γ_z maiores que 1,3 a estrutura chega na instabilidade.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo será apresentado todos os procedimentos realizados durante o desenvolvimento da pesquisa. A Figura 15 apresenta o fluxograma de atividades realizadas na pesquisa.

Figura 15 – Fluxograma de atividades desenvolvidas na pesquisa



Fonte: Autor (2021).

3.1 Projeto arquitetônico

Para o desenvolvimento do estudo foi utilizado o projeto arquitetônico disponibilizado pela professora Roberta Vendramini por meio da empresa cursos construir.

O projeto trata-se de um edifício residencial de 4 pavimentos mais cobertura, sendo um pavimento térreo composto por salão de jogos, salão de festas, cozinha, hall de entrada e sanitários masculino e feminino. O pavimento-tipo é constituído de área de circulação e 2 apartamentos com área de 99,48 m², os apartamentos contêm terraço, salas de estar e jantar, cozinha, área de serviço, suíte e lavabo. A cobertura contém um reservatório com capacidade de 20 m³, laje impermeabilizada com coberta em telha ondulada de fibrocimento e platibanda.

As esquadrias da edificação são de madeira, alumínio e vidro, o pavimento térreo é constituído de revestimento cerâmico, o pavimento tipo contêm revestimento cerâmico e piso em madeira no dormitório e nas salas de jantar e estar, as alvenarias de vedação são de tijolo cerâmico furado e suas espessuras variam conforme áreas externas e internas, o projeto arquitetônico está contido no anexo A.

3.2 Sistemas estruturais adotados

Para a realização do estudo foi utilizado o sistema estrutural constituído de lajes maciças, a partir da escolha do sistema estrutural foi realizado o lançamento da estrutura respeitando os limites e imposições do projeto arquitetônico.

No lançamento do sistema estrutural nos dois softwares foram mantidas as mesmas prumadas de pilares, e as mesmas dimensões dos elementos estruturais. No lançamento procurou-se padronizar dimensões de vigas e pilares para um melhor aproveitamento de fôrmas e facilidade de execução.

Todas as dimensões dos elementos estruturais dos pavimentos térreo, tipo e coberta estão de acordo com as exigências da NBR 6118:2014 e são descritas na Tabela 11, 12 e 13 a seguir:

Tabela 11 – Dimensões de vigas e pilares do pavimento térreo

Viga	Dimensões (cm)	Pilar	Dimensões (cm)
V1	20x40	P1	20x40
V2	20x40	P2	20x50
V3	20x40	P3	20x50
V4	20x40	P4	20x40

V5	20x40	P5	20x60
V6	20x40	P6	20x60
V7	20x40	P7	20x40
V8	20x40	P8	20x50
V9	20x40	P9	20x60
V10	20x50	P10	20x60
V11	30x50	P11	20x50
V12	20x50	P12	20x40
V13	20x40	P13	20x40
V14	20x40	P14	20x50
V15	20x50	P15	20x60
V16	20x50	P16	20x60
V17	20x40	P17	20x50
V18	20x40	P18	20x40
V19	20x40	P19	20x50
V20	20x40	P20	20x60
V21	20x40	P21	20x60
V22	20x40	P22	20x50
V23	20x40	P23	25x25
V24	20x40	P24	25x25
V25	20x40		
V26	20x40		
V27	20x40		
V28	20x40		
V29	20x40		
V30	20x40		

Fonte: Autor (2021).

Tabela 12 – Dimensões de lajes, vigas e pilares do pavimento tipo

Viga	Dimensões (cm)	Pilar	Dimensões (cm)	Laje	Espessura (cm)
V1	20x50	P1	20x40	L1	15
V2	20x50	P2	20x50	L2	15
V3	20x40	P3	20x50	L3	15
V4	20x40	P4	20x40	L4	15
V5	14x40	P5	20x60	L5	15
V6	20x40	P6	20x60	L6	15
V7	14x40	P7	20x40	L7	15
V8	14x50	P8	20x50	L8	15
V9	14x50	P9	20x60	L9	15
V10	20x50	P10	20x60	L10	15
V11	30x50	P11	20x50	L11	15
V12	20x50	P12	20x40		
V13	20x40	P13	20x40		
V14	20x40	P14	20x50		
V15	20x60	P15	20x60		
V16	20x60	P16	20x60		
V17	20x60	P17	20x50		

V18	20x60	P18	20x40		
V19	20x50	P19	20x50		
V20	20x40	P20	20x60		
V21	20x40	P21	20x60		
V22	20x50	P22	20x50		
V23	20x50				
V24	20x40				
V25	20x40				
V26	20x50				
V27	20x60				

Fonte: Autor (2021).

Tabela 13 - Dimensões de lajes, vigas e pilares do pavimento cobertura.

Viga	Dimensões (cm)	Pilar	Dimensões (cm)	Laje	Espessura (cm)
V1	20x50	P1	20x40	L1	15
V2	20x50	P2	20x50	L2	15
V3	20x40	P3	20x50	L3	15
V4	20x40	P4	20x40	L4	15
V5	14x40	P5	20x60	L5	15
V6	20x40	P6	20x60	L6	15
V7	14x40	P7	20x40	L7	15
V8	14x50	P8	20x50	L8	15
V9	14x50	P9	20x60	L9	15
V10	20x50	P10	20x60	L10	15
V11	30x100	P11	20x50	L11	15
V12	20x50	P12	20x40	L12	15
V13	20x40	P13	20x40		
V14	20x40	P14	20x50		
V15	20x60	P15	20x60		
V16	20x60	P16	20x60		
V17	20x100	P17	20x50		
V18	20x60	P18	20x40		
V19	20x60	P19	20x50		
V20	20x50	P20	20x60		
V21	20x40	P21	20x60		
V22	20x40	P22	20x50		
V23	20x100				
V24	20x50				
V25	20x100				
V26	20x50				
V27	20x40				
V28	20x40				
V29	20x40				
V30	20x60				
V31	20x60				

Fonte: Autor (2021).

As plantas de formas estão contidas no anexo B.

3.3 Considerações de projeto

Para os materiais constituintes da estrutura foi adotado um $f_{ck} = 30$ Mpa para o concreto e aços do tipo CA-50 e CA-60. A classe de agressividade II foi adotada conforme o item 2.3.4. A pressão admissível do solo adotada foi de 2,0 Kgf/cm².

Para análise de projeto foi utilizado o modelo estrutural de pórticos espaciais com lajes discretizadas em grelhas e todos os parâmetros de análise e dimensionamento dos elementos estruturais são configurados nos softwares automaticamente e estão de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3.1 Cargas

As cargas consideradas no projeto são divididas em cargas permanentes e acidentais e são definidas conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

3.3.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes consideradas são definidas pelo peso próprio da estrutura, peso de revestimentos, acabamentos e cargas de parede.

O peso próprio para estruturas de concreto armado leva em consideração as dimensões dos elementos e peso específico do concreto armado de 25 kN/m³ definido pela NBR 6120 (ABNT, 2019).

Para o peso dos materiais que constituirão a edificação, foi adotado os valores dos materiais conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019), as alvenarias serão constituídas de blocos cerâmicos vazados com peso específico de 14 kN/m³ e argamassa de cal, cimento e areia com peso específico de 19 kN/m³. Os blocos cerâmicos terão espessura de 9 cm e 19 cm conforme projeto arquitetônico e a espessura das argamassas será de 3 cm por face da parede, assim, paredes com espessura de 15 cm terão uma carga de 2,4 kN/m² e paredes com espessura de 20 cm terão uma carga de 3,8 kN/m².

Nas lajes foi considerada uma carga de revestimento de 1,0 kN/m² conforme a tabela 4 da NBR 6120 (ABNT, 2019) para pisos de edifícios residenciais, na laje de cobertura foi

utilizada ainda a carga de $0,4 \text{ kN/m}^2$ devido ao peso do telhado. Para a laje do reservatório considerou-se a carga de água totalizando assim uma carga adicional de $1,2 \text{ kN/m}^2$

3.3.1.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais foram definidas conforme a tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019) e estão descritas a seguir:

- $1,5 \text{ kN/m}^2$ para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro;
- $2,0 \text{ kN/m}^2$ para despensa, área de serviço e lavanderia;
- $2,5 \text{ kN/m}^2$ para varanda;
- $3,0 \text{ kN/m}^2$ para corredores de uso comum e escadas;
- $1,0 \text{ kN/m}^2$ para coberturas com acesso apenas para manutenção ou inspeção.

3.3.2 Vento

Para definição das cargas provenientes das forças dos ventos, foi utilizada a NBR 6123 (ABNT, 1988) versão corrigida 2:2013.

Os fatores para o cálculo de vento adotados referem-se a uma edificação localizada na cidade de Sousa-PB, a edificação tem dimensões de $22,7 \times 12,15$ metros e altura de 12,0 metros, assim foi adotada a classe B para a edificação, visto que uma das suas medidas é superior a 20 metros. A velocidade básica do vento é de 30 m/s conforme o mapa das isopleias da contido na norma. O fator topográfico (S_1) adotado, que leva em consideração as variações do relevo, foi de $S_1 = 1,0$ considerando um terreno plano ou fracamente acidentado.

A categoria de rugosidade (S_2) adotada foi a IV considerando terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Para o fator estatístico (S_3) que leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil, foi utilizado $S_3 = 1,0$ conforme a tabela 3 da norma.

3.4 Modelagem Computacional

Com a arquitetura a ser estudada definida, além do sistema estrutural e todas as considerações a serem adotadas, foi modelado a estrutura de forma idêntica nos dois softwares.

3.4.1 Alto QI Eberick 2021

Inicialmente é criado um novo projeto, nesta fase são definidos o nome do projeto e os pavimentos e seus respectivos níveis conforme o projeto de arquitetura, os níveis no eberick consideram o pé direito da edificação de piso a piso acabado, a janela de entrada dos níveis e dos pavimentos é demonstrada na Figura 16 a seguir:

Figura 16 – Entrado de dados no Eberick 2021

Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)
Cobertura	1	300.00	1200.00
Pavimento 3	1	300.00	900.00
Pavimento 2	1	300.00	600.00
Pavimento 1	1	300.00	300.00
Térreo	1	200.00	0.00

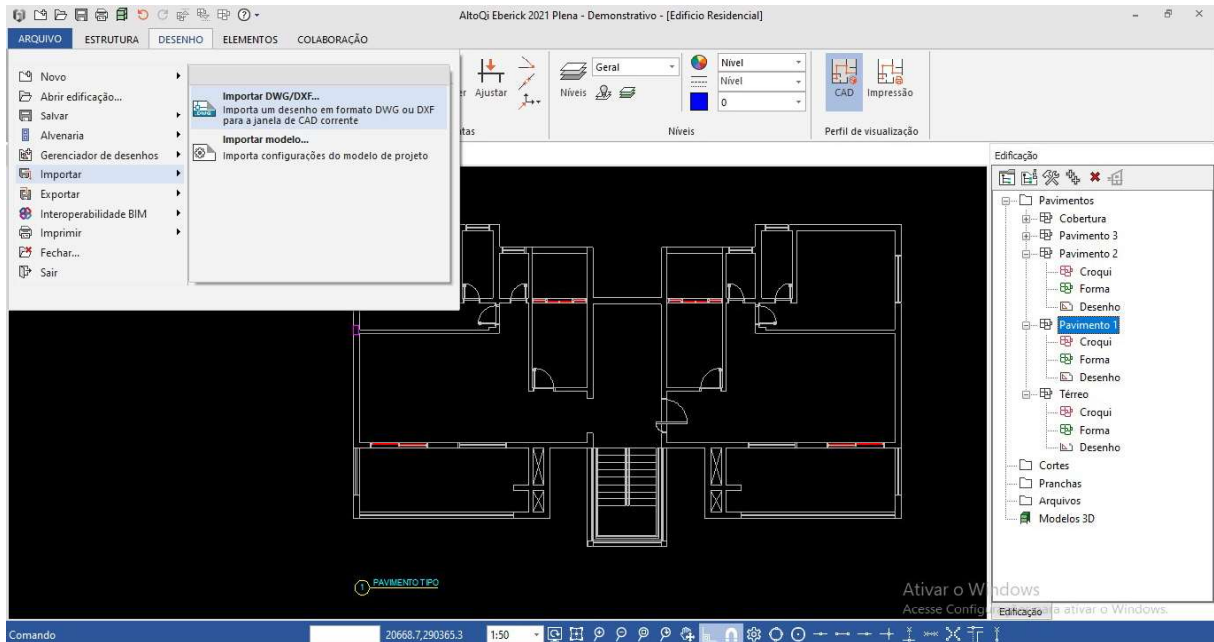
Nível do solo (cm):

<< Voltar OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor (2021).

Ao se criar um novo projeto são inseridas as plantas de arquitetura em formato DWG ou DXF referentes a cada pavimento, nessa etapa são verificados a escala dos desenhos para que todas as plantas estejam em centímetros, também é posicionada uma origem do projeto para todos os pavimentos para que os mesmos fiquem alinhados de forma correta, a Figura 17 mostra a janela de leitura de plantas de arquivos DWG e a planta inserida.

Figura 17 – Janela de inserção e planta em DWG inserida



Fonte: Autor (2021).

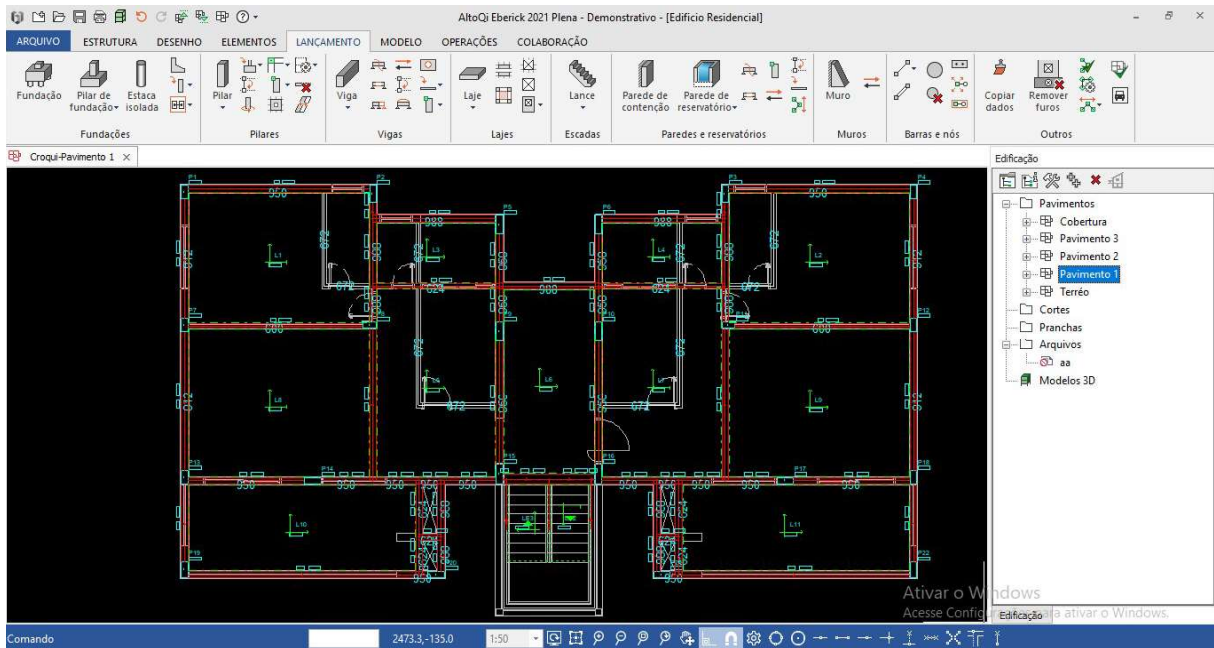
3.4.1.1 Lançamento da estrutura

Nesta etapa foram inseridos os elementos estruturais que constituirão a estrutura da edificação, são definidos o posicionamento e dimensões de lajes, vigas e pilares e demais elementos estruturais.

Para o lançamento da escada é necessário a criação de pisos intermediários, assim foram criados pisos nos três níveis referentes ao pavimento tipo com altura de 150 cm em relação ao nível inferior. Para a fundação o software tem um comando que possibilita converter os pilares para fundações, a fundação escolhida foi do tipo sapata.

Após a inserção dos elementos da estrutura, foram adicionados os carregamentos que atuarão na estrutura, referentes a cargas de alvenaria, dos revestimentos, cargas acidentais. A janela de lançamento estrutural e a estrutura do pavimento 1 é demonstrada na Figura 18 a seguir:

Figura 18 – Janela de lançamento estrutural no eberick



Fonte: Autor (2021).

Com toda a estrutura lançada também é possível gerar o pórtico 3D da estrutura conforme demonstra a Figura 19 a seguir:

Figura 19 – Pórtico 3D gerado pelo eberick



Fonte: Autor (2021).

3.4.1.2 Configurações e critérios de projeto

Nesta etapa foi realizada a configuração do software conforme as considerações de projeto.

Na opção materiais e durabilidade foi escolhida a classe de resistência do concreto de 30 Mpa para todos os elementos estruturais que constituirão a estrutura, além de definir a classe de agressividade II conforme a Figura 20. A classe de resistência do concreto e suas características já são configuradas no software, as demais opções foram deixadas conforme as configurações iniciais do programa, estando essas de acordo com norma.

Figura 20 – Janela de materiais e durabilidade do eberick 2021

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento

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
 Combinações: Frequentes

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	2.5 cm	2 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	2.5 cm	2 cm	4 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2 cm		2.5 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	2 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4 cm	Bitolas...
Sapatas	C-30			4 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Etapas... Tipo: Pré-moldado

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

Fonte: Autor (2021).

Para definição das forças devido ao vento foram inseridos dados conforme as considerações iniciais, o cálculo das ações do vento é feito de forma automática pelo software e está de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) versão corrigida 2:2013. A janela de inserção dos dados para cálculo das forças devido ao vento é demonstrada na Figura 21 a seguir:

Figura 21 – Janela de inserção dos dados para cálculo das foçar de vento

Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Ângulo: °

Casos:

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:

Rugosidade do terreno:

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

Fonte: Autor (2021).

3.4.1.3 Análise e processamento da estrutura

A análise da estrutura foi feita a partir do modelo estrutural de pórticos espaciais e grelhas, todos os demais critérios de análise foram mantidos conforme o *default* do software visto que estão de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Após o lançamento estrutural e todas as configurações do software serem feitas, a estrutura é processada conforme as opções escolhidas (Figura 22). Ao ser processada a estrutura, é gerado todos esforços e dimensionados os elementos estruturais, também são emitidos os relatórios da estrutura.

Figura 22 – Janela de processamento da estrutura no eberick 2021

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

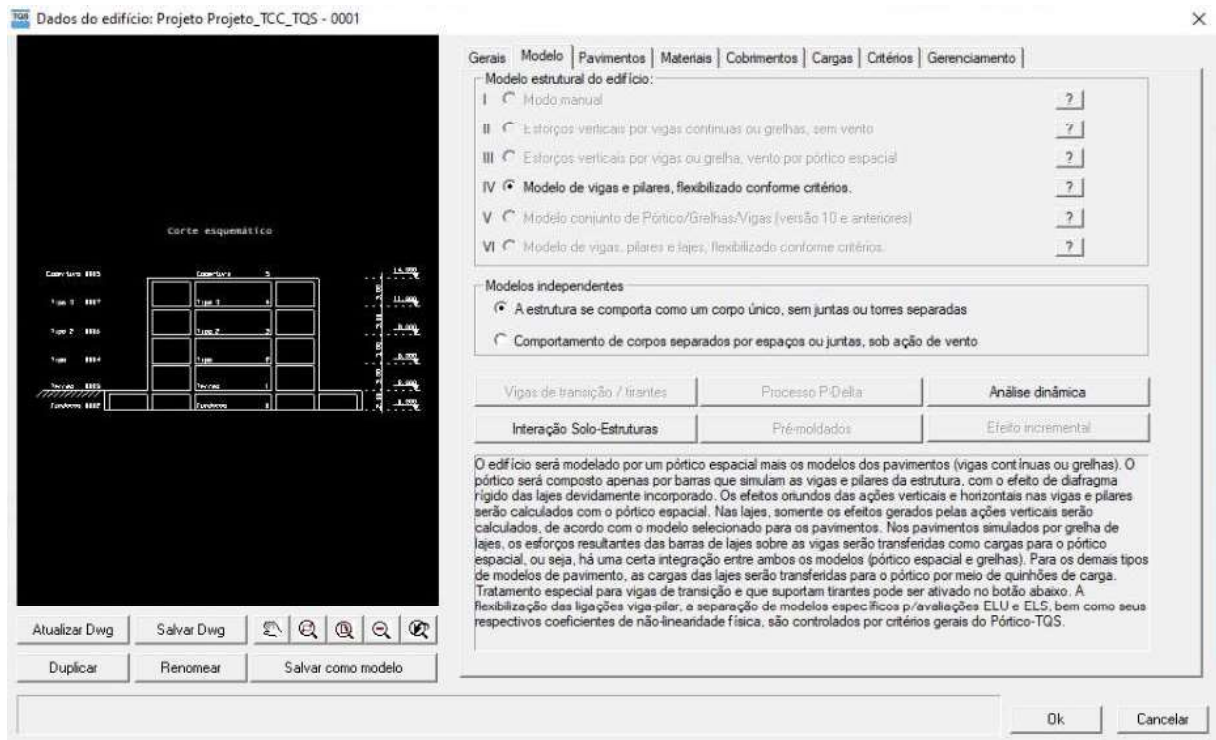
Fonte: Autor (2021).

3.4.2 TQS

A primeira etapa da modelagem estrutural no TQS consiste na criação de um novo edifício, nesta etapa todos os dados iniciais de projetos e de análise são inseridos.

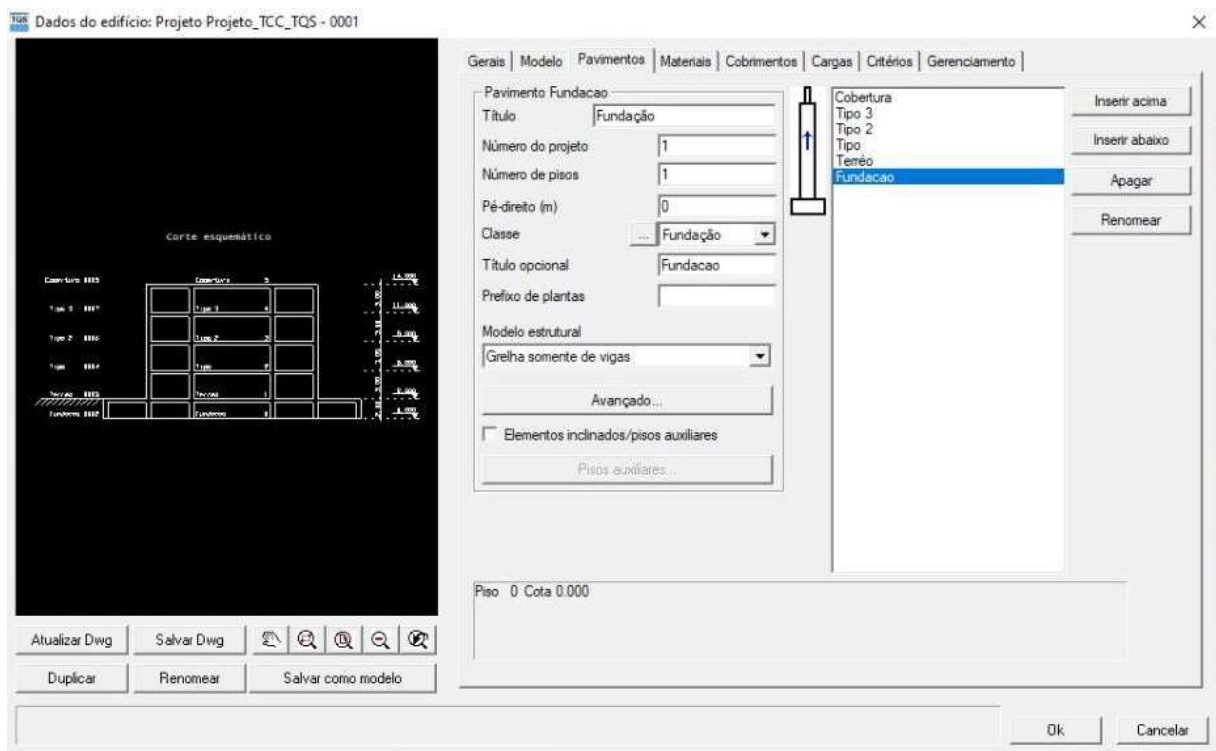
Foi definido o modelo estrutural IV de pórticos espaciais e grelhas conforme Figura 23, na aba pavimentos foram definidos os níveis e os tipos de pavimento conforme projeto arquitetônico, assim como no eberick, o TQS considera o pé direito como sendo o nível do piso acabado inferior ao piso acabado superior, a janela de criação do edifício conta um corte esquemático do edifício e ao serem inseridos os dados o desenho pode ser atualizado possibilitando assim verificar a consistência com os níveis do projeto, a janela de inserção dos níveis da edificação é exemplificada na Figura 24 a seguir:

Figura 23 – Janela de modelos estruturais do TQS



Fonte: Autor (2021).

Figura 24 – Janela de inserção dos pavimentos no TQS



Fonte: Autor (2021).

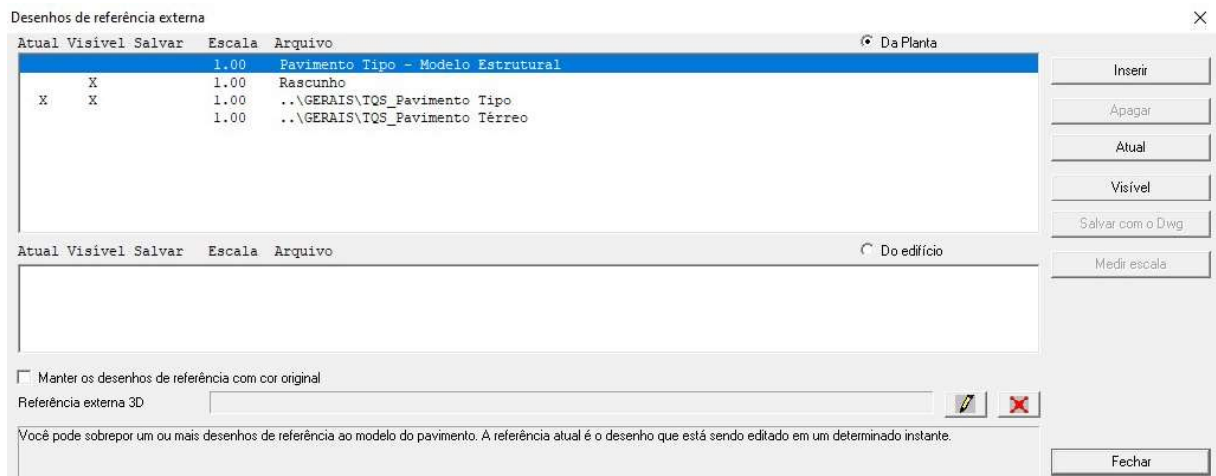
Ainda na janela de criação do edifício, foram escolhidos a classe do concreto que constituirá a estrutura e a classe de agressividade ambiental conforme foi definido nos critérios de projeto. Os critérios para cálculo das forças devido ao vento também são inseridos na fase inicial da modelagem.

3.4.2.1 Lançamento da estrutura

Nesta fase inicialmente é inserida a planta de arquitetura do pavimento para nortear o posicionamento dos elementos estruturais, o software conta com sistema próprio de leitura de arquivos em formato CAD, onde os arquivos são convertidos para o formato CAD/TQS.

A leitura dos desenhos da arquitetura é feita através da aba referência externa, foi feita a inserção das plantas convertidas, e sua visualização e edição pode ser feita através das opções atual e visível, é necessário verificar a escala do desenho para centímetros e posicionar uma origem comum a todos os pavimentos. A Figura 25 a seguir demonstra a janela de leitura de referência externa.

Figura 25 – Janela de referência externa do TQS

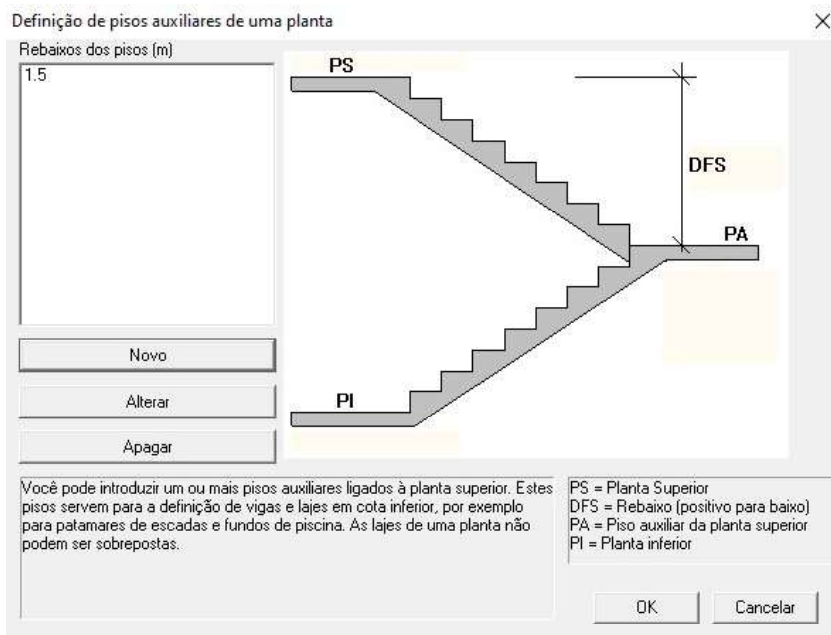


Fonte: Autor (2021).

Com a arquitetura inserida é iniciado de fato o lançamento estrutural, onde são posicionados os pilares, vigas e lajes constituintes da estrutura com as suas respectivas dimensões.

Para o lançamento das escadas também é necessário a criação de pisos auxiliares, assim é marcada a opção “elementos inclinados/pisos auxiliares” na janela de inserção dos pavimentos, e na opção pisos auxiliares é definida a altura do piso auxiliar conforme demonstra a Figura 26 a seguir:

Figura 26 – Criação de pisos auxiliares

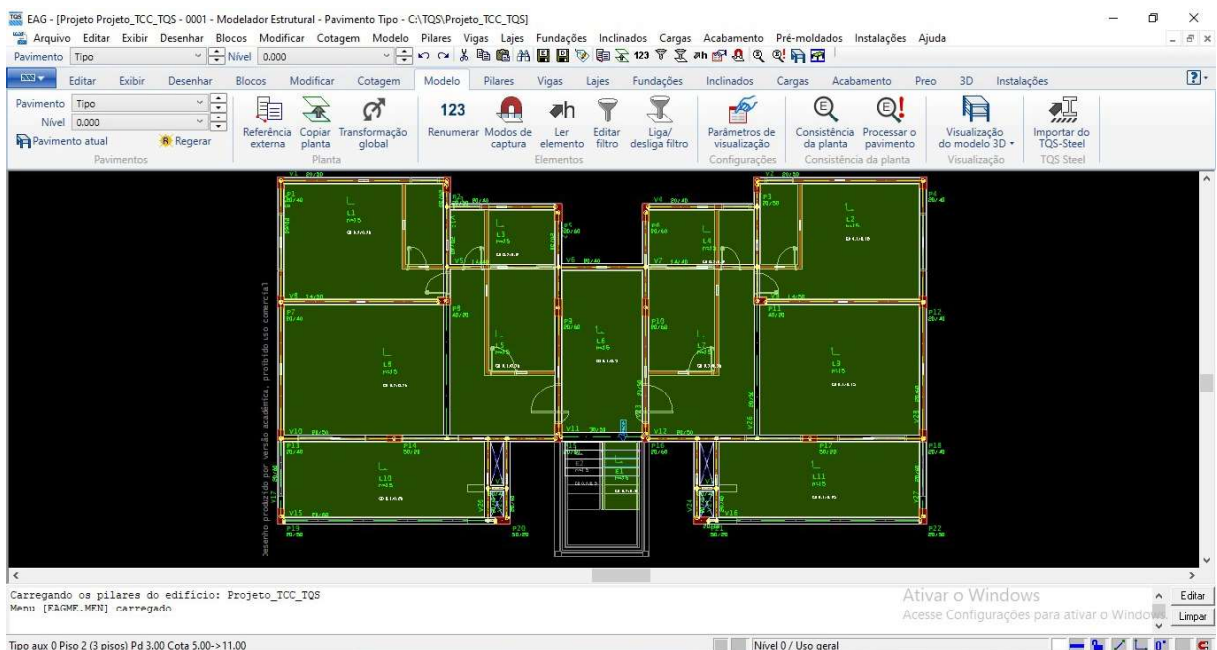


Fonte: Autor (2021).

A inserção das sapatas no software é feita de forma manual e de forma semelhante a inserção dos outros elementos estruturais.

Após o lançamento da estrutura foram inseridos os carregamentos de alvenarias sobre as lajes, a Figura 27 demonstra a janela de edição e lançamento estrutural do TQS e a estrutura do pavimento tipo lançada.

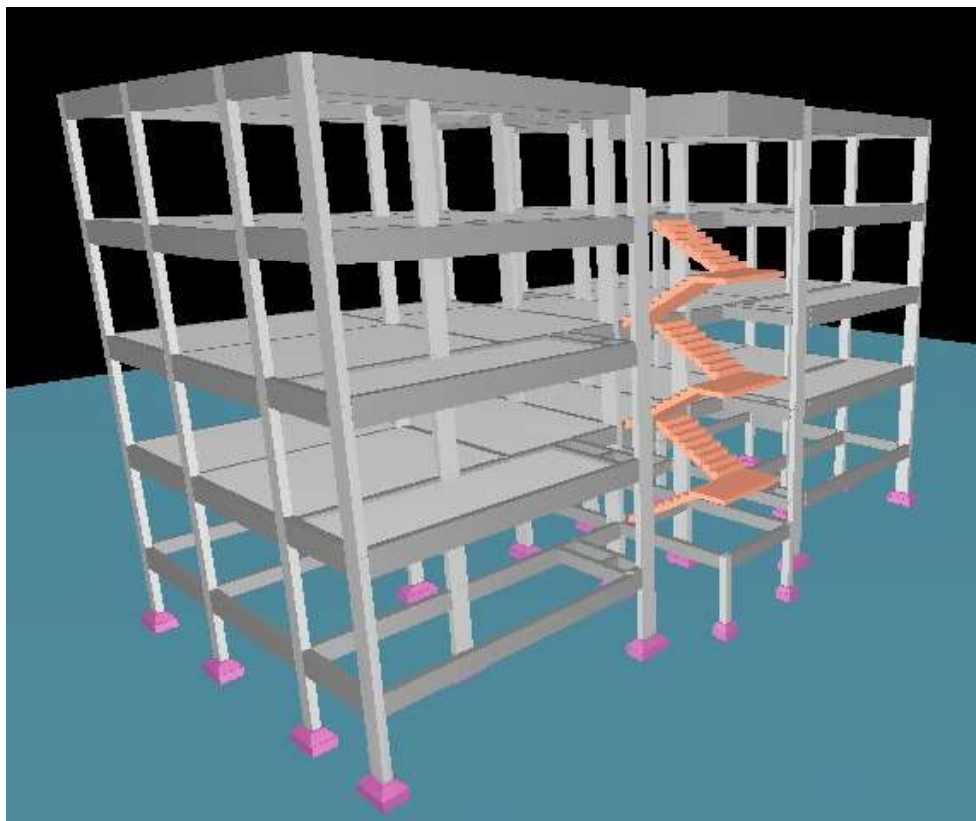
Figura 27 – Janela de lançamento estrutural do TQS



Fonte: Autor (2021).

Assim como no eberick, no TQS é possível gerar a visualização do pórtico 3D da estrutura conforme demonstra a Figura 28 a seguir:

Figura 28 – Pórtico 3D gerado pelo TQS



Fonte: Autor (2021).

3.4.2.2 Processamento da estrutura

Nesta etapa são dimensionados automaticamente pelo software todos os elementos estruturais e esforços atuantes na estrutura conforme critérios de projeto utilizados e configurações do programa que estão de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), também são gerados relatórios de quantitativos de materiais, de estabilidade global entre outros. A janela de processamento global é demonstrada na Figura 29 a seguir:

Figura 29 – Janela de processamento global da estrutura

Processamento Global

Planta de formas

Não processar

Processar plantas extraídas (LDFs)

Extração gráfica e processamento

Desenhar planta de formas

Lajes

Não processar

Esforços, processo simplificado

Esforços e desenho

Escadas

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Incêndio

Verificar elementos estruturais a incêndio

Grelhas

Gerar o modelo Limp

Desenho de dados

Extração do desenho de grelha

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para lajes

Grelha não linear (flechas) Parâmetros

Vigas

Não processar

Somente esforços

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Outros

Forçar reprocessamento

Mostrar avisos/erros

Somente esforços

Esforços e armaduras

Pré-moldados

Dimensionamento, Detalhamento e Desenho de escadas lançadas através do Modelador e calculadas por grelha especial.

Pórtico espacial

Gerar o modelo Limp

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para pilares

Pilares

Processamento paralelo

Gravação de geometria e cargas verticais

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Fundações

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

OK Cancelar

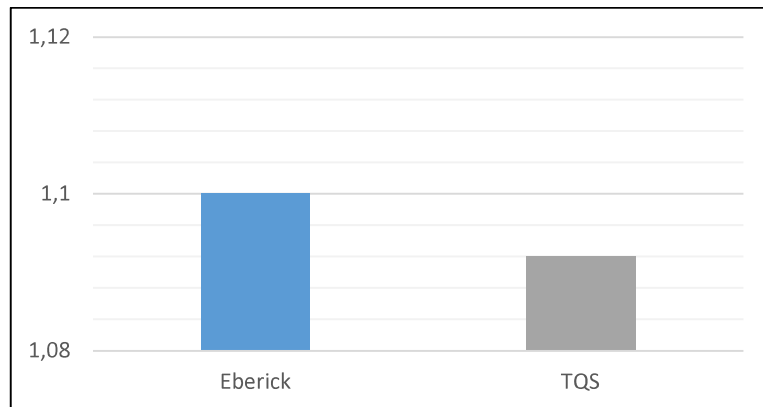
Fonte: Autor (2021).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Estabilidade Global

A estabilidade global do edifício nos dois softwares é verificada a partir dos valores do coeficiente γ_z , o Gráfico 1 apresenta os valores do coeficiente γ_z para a maior dimensão da edificação em planta, obtidos a partir do processamento da estrutura nos softwares estudados.

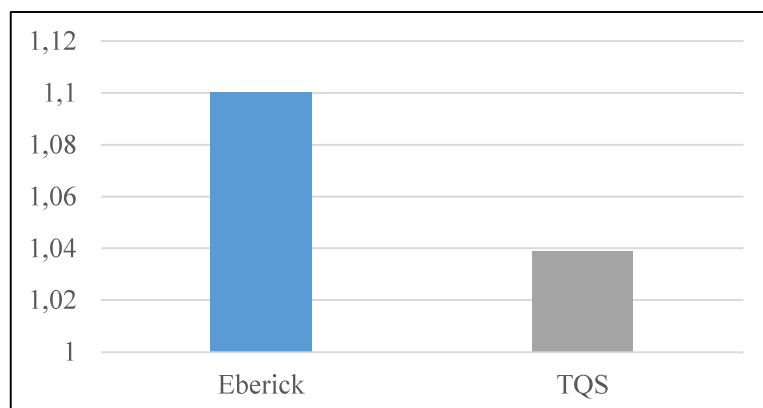
Gráfico 1 – Valores do γ_z na maior dimensão de planta



No processamento através do software eberick o valor do coeficiente γ_z foi de 1,10 na direção x, estando no limite para ser considerada estrutura de nós fixos, no software TQS o valor do coeficiente γ_z foi de 1,092 para os casos de vento a 0° e 180° , na comparação dos valores do coeficiente γ_z obtidos nesta direção de planta houve uma diferença de 0,73%.

O Gráfico 2 a seguir apresenta os resultados do coeficiente γ_z para a menor dimensão em planta obtidos.

Gráfico 2 – Valores do γ_z na menor dimensão de planta



Analisando os resultados obtidos pelo eberick, o valor do γ_z para a direção y foi de 1,10, estando também no limite estabelecido para ser considerada estrutura de nós fixos, o valor de 1,039 obtido pelo TQS para os casos de vento a 90° e 270° mostram-se inferiores ao obtido anteriormente, em relação ao eberick, o software TQS apresentou uma redução de 5,55% no valor do coeficiente γ_z para esta direção da planta.

Apesar das diferenças encontradas, os resultados mostram que a estrutura é considerada de nós fixos em ambos os softwares, apresentando valores de γ_z iguais ou inferiores a 1,10 estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT 2014) para estruturas de nós fixos.

Essas diferenças ocorrem devido a diferentes critérios particulares de cada software, além das considerações de combinações das cargas atuantes na estrutura feitas por cada softwares.

4.2 Cargas nas fundações

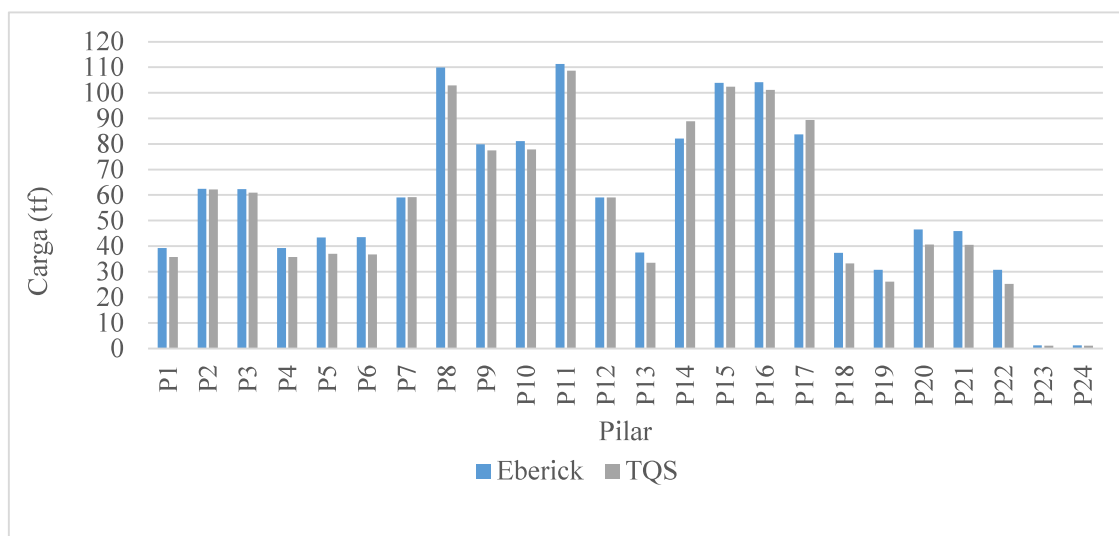
As cargas atuantes nas fundações são mostradas na Tabela 14, nesta tabela observam-se os valores das cargas de cada pilar que chegam até as fundações conforme os relatórios emitidos pelos softwares em estudo. Essas cargas são geradas através de combinações entre o peso próprio da estrutura, cargas permanentes e cargas variáveis.

Tabela 14 – Cargas nas fundações

Pilar	Cargas (tf)		Diferença (%)
	Eberick	TQS	
P1	39,3	35,8	-8,88%
P2	62,5	62,2	-0,40%
P3	62,4	60,9	-2,34%
P4	39,3	35,8	-8,81%
P5	43,5	37	-14,86%
P6	43,5	36,8	-15,34%
P7	59,1	59,2	0,20%
P8	109,9	102,9	-6,33%
P9	79,9	77,4	-3,09%
P10	81,0	77,8	-4,00%
P11	111,2	108,6	-2,36%
P12	59,0	59	-0,07%
P13	37,6	33,5	-10,79%
P14	82,1	88,9	8,34%
P15	103,9	102,4	-1,43%
P16	104,1	101,1	-2,85%
P17	83,7	89,4	6,76%

P18	37,4	33,3	-11,03%
P19	30,8	26,1	-15,20%
P20	46,5	40,7	-12,53%
P21	45,9	40,5	-11,84%
P22	30,7	25,3	-17,64%
P23	1,2	1,1	-10,57%
P24	1,3	1,1	-12,00%
Total	1395,6	1336,8	-4,21%

Gráfico 3 – Comparativo de cargas nas fundações para cada pilar



A partir dos resultados, observa-se que em apenas três sapatas, a carga resultante no TQS foi superior ao eberick, são elas as sapatas referentes aos pilares P7, P14 e P17, com diferenças de 0,2%, 8,34% e 6,76%, respectivamente.

O pilar com maior carregamento na estrutura foi o pilar P11 em ambos os softwares, apresentando uma redução no carregamento de 2,36% do TQS em relação ao eberick. A maior diferença em percentual ocorreu no pilar P22, totalizando uma diferença de 17,64%, resultado semelhante ao de Silva & Cruz (2017) que obtiveram a maior diferença percentual de 18,42%.

No geral, observa-se que o TQS proporcionou uma menor carga para as fundações quando comparado ao eberick, totalizando uma redução de 4,21%, resultado semelhante aos obtidos por, Silva & Cruz (2017) de 3,98%, e de 3,6% obtidos por Silva (2018).

4.3 Dimensionamento de sapatas isoladas

As sapatas foram geradas automaticamente pelos softwares após o processamento da estrutura, os resultados obtidos levam em consideração as cargas que chegam a cada elemento

de fundação, além das configurações iniciais dos softwares, como a tensão admissível do solo, as dimensões das bases das sapatas são apresentadas na Tabela 15 a seguir:

Tabela 15 – Dimensões das sapatas em cm

Sapata	Eberick		TQS	
S1	155	175	130	150
S2	195	225	180	210
S3	195	220	180	210
S4	155	175	130	150
S5	160	200	130	170
S6	160	200	130	170
S7	190	210	170	190
S8	285	255	255	225
S9	210	250	185	225
S10	215	255	185	225
S11	285	255	265	235
S12	190	210	170	190
S13	150	170	125	145
S14	250	220	240	210
S15	245	285	220	260
S16	245	285	220	260
S17	250	220	240	210
S18	150	170	125	145
S19	135	165	110	140
S20	205	165	180	140
S21	205	165	180	140
S22	135	165	105	135
S23	85	85	115	115
S24	85	85	115	115

A partir da Tabela 15, percebe-se que em todas as sapatas o eberick apresentou maiores dimensões das sapatas, com exceção das sapatas S23 e S24, onde o processamento no TQS resultou em maiores dimensões das sapatas.

A Tabela 16 e Gráfico 4 a seguir demonstram as diferenças entre as áreas das bases das sapatas para cada elemento de fundação.

Tabela 16 – Área da base das sapatas

Sapata	Área (m ²)		Diferença (%)
	Eberick	TQS	
S1	2,7125	1,95	-28,11%
S2	4,3875	3,78	-13,85%
S3	4,29	3,78	-11,89%
S4	2,7125	1,95	-28,11%
S5	3,2	2,21	-30,94%
S6	3,2	2,21	-30,94%
S7	3,99	3,23	-19,05%
S8	7,2675	5,7375	-21,05%
S9	5,25	4,1625	-20,71%
S10	5,4825	4,1625	-24,08%
S11	7,2675	6,2275	-14,31%
S12	3,99	3,23	-19,05%
S13	2,55	1,8125	-28,92%
S14	5,5	5,04	-8,36%
S15	6,9825	5,72	-18,08%
S16	6,9825	5,72	-18,08%
S17	5,5	5,04	-8,36%
S18	2,55	1,8125	-28,92%
S19	2,2275	1,54	-30,86%
S20	3,3825	2,52	-25,50%
S21	3,3825	2,52	-25,50%
S22	2,2275	1,4175	-36,36%
S23	0,7225	1,3225	83,04%
S24	0,7225	1,3225	83,04%
Total	96,5	78,4175	-18,72%

Gráfico 4 – Área das bases das sapatas



Observa-se a partir dos resultados que a maior diferença entre as áreas das bases das sapatas ocorreu nas sapatas S23 e S24, onde o TQS apresentou uma área de 83,04% maior que em relação ao eberick, conforme visto anteriormente na Tabela 14 do subitem 4.2, essas são as sapatas que recebem os menores carregamentos da estrutura.

No pilar P11 de maior carregamento da estrutura, a área da base da sapata também foi a maior proporcionada pelos dois softwares, com uma redução na área de 14,31% do TQS em relação ao eberick.

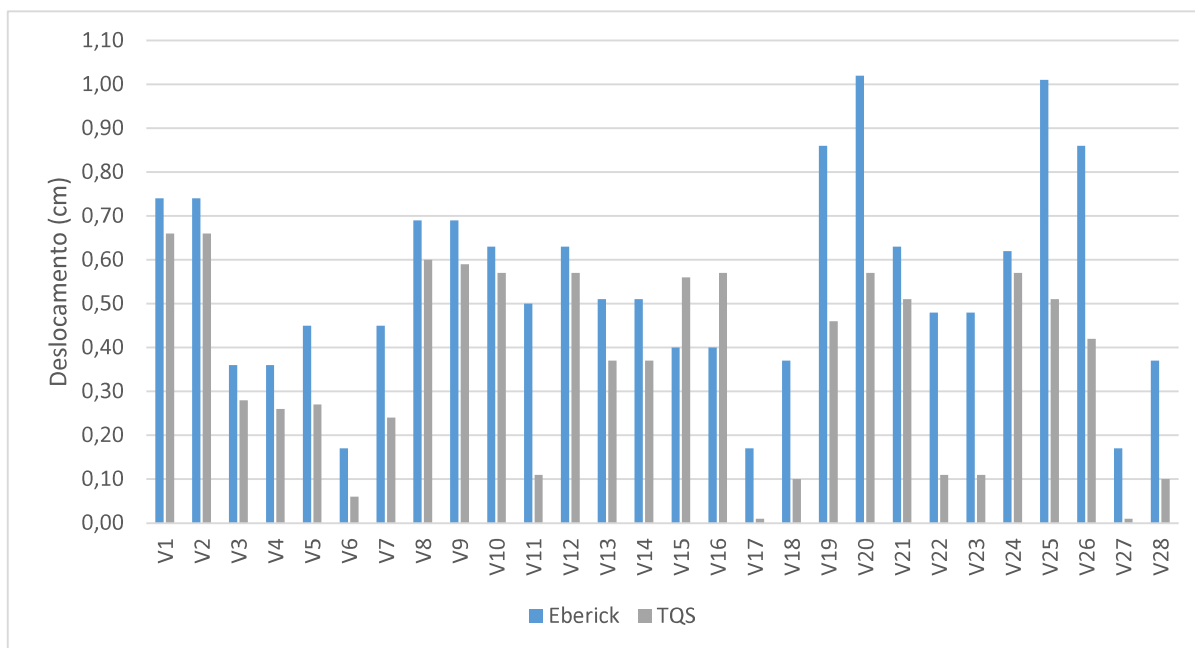
Com o somatório total das áreas das bases das sapatas, observa-se que o TQS apresentou uma redução 18,72% em relação ao eberick, resultados caracterizados pelas diferenças de cargas que chegam até as fundações conforme visto no subitem 4.2 e critérios de dimensionamento característicos de cada software, onde o dimensionamento do edifício em estudo no TQS conduziu a menores dimensões das bases das sapatas.

4.4 Flechas nas vigas

Para a análise dos deslocamentos nas vigas, foi estudado o pavimento tipo 3, que apresentou maiores deformações na estrutura, considerou-se assim, os maiores deslocamentos obtidos em cada viga, a Tabela 17 e o Gráfico 5 apresentam os resultados obtidos em cada software e o comparativo entre os mesmos.

Tabela 17 – Flechas nas vigas em cm

Viga	Flechas		Diferença (%)
	Eberick	TQS	
V1	0,74	0,66	-10,81%
V2	0,74	0,66	-10,81%
V3	0,36	0,28	-22,22%
V4	0,36	0,26	-27,78%
V5	0,45	0,27	-40,00%
V6	0,17	0,06	-64,71%
V7	0,45	0,24	-46,67%
V8	0,69	0,60	-13,04%
V9	0,69	0,59	-14,49%
V10	0,63	0,57	-9,52%
V11	0,50	0,11	-78,00%
V12	0,63	0,57	-9,52%
V13	0,51	0,37	-27,45%
V14	0,51	0,37	-27,45%
V15	0,40	0,56	40,00%
V16	0,40	0,57	42,50%
V17	0,17	0,01	-94,12%
V18	0,37	0,10	-72,97%
V19	0,86	0,46	-46,51%
V20	1,02	0,57	-44,12%
V21	0,63	0,51	-19,05%
V22	0,48	0,11	-77,08%
V23	0,48	0,11	-77,08%
V24	0,62	0,57	-8,06%
V25	1,01	0,51	-49,50%
V26	0,86	0,42	-51,16%
V27	0,17	0,01	-94,12%
V28	0,37	0,10	-72,97%

Gráfico 5 – Flechas nas vigas do pavimento tipo 3

A partir dos resultados, percebe-se que apenas nas vigas V15 e V16 as flechas obtidas no software TQS foi superior ao eberick, apresentando diferenças em relação ao eberick de 40% e 42,5%.

A viga V24 foi a que apresentou resultados mais próximos no comparativo entre os softwares, com uma redução na flecha total de 8,06% do TQS em relação ao eberick, as vigas que apresentaram maiores diferenças foram as vigas V17 e V27, com uma redução de 94,12% do TQS em relação ao eberick em ambas as vigas.

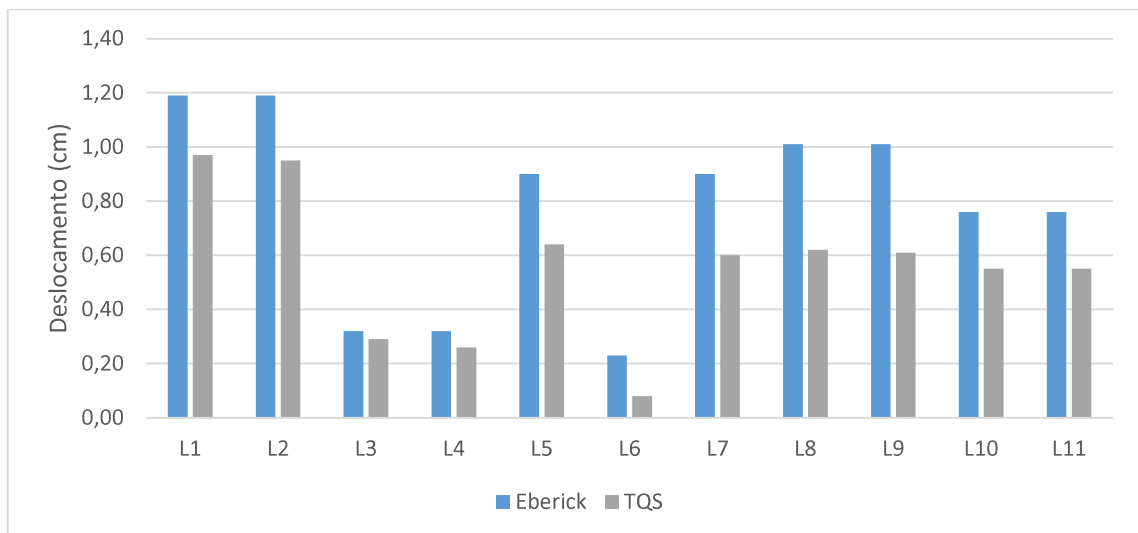
Apesar do TQS ter uma flexibilização nas ligações de pilares e vigas, percebe-se que, no geral as vigas dimensionadas através do software TQS proporcionaram menores deslocamentos, ocorridos devido as combinações das cargas, onde o eberick mostra-se mais criterioso e apresentando maiores cargas na edificação, no entanto, ambos os softwares satisfizeram os critérios de aceitabilidade sensorial de $L/250$ impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.5 Flechas nas lajes

Para análise e dimensionamento das lajes, em ambos os softwares se utilizou o método de analogia de grelhas, assim como no tópico anterior, a análise das flechas totais nas lajes foi feita a partir do pavimento tipo 3, onde se apresentaram as maiores deformações da estrutura. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 18 e Gráfico 6 a seguir:

Tabela 18 – Flechas nas lajes em cm

Laje	Flechas		Diferença (%)
	Eberick	TQS	
L1	1,19	0,97	-18,49%
L2	1,19	0,95	-20,17%
L3	0,32	0,29	-9,38%
L4	0,32	0,26	-18,75%
L5	0,90	0,64	-28,89%
L6	0,23	0,08	-65,22%
L7	0,90	0,60	-33,33%
L8	1,01	0,62	-38,61%
L9	1,01	0,61	-39,60%
L10	0,76	0,55	-27,63%
L11	0,76	0,55	-27,63%

Gráfico 6 – Flechas nas lajes do pavimento tipo 3

Os resultados mostram que o dimensionamento a partir do software eberick proporciona um maior deslocamento das lajes. No edifício em estudo, todas as lajes dimensionadas a partir do TQS apresentaram menores deslocamentos.

A maior diferença encontrada foi na laje L6, onde houve uma redução na flecha de 65,22% do TQS em relação ao eberick, a menor diferença ocorreu na laje L3 com uma redução na flecha de 9,38% do TQS e relação ao eberick.

Apesar da diferença ocorrida, as flechas nas lajes resultantes em ambos os softwares estão dentro do limite estabelecido pela de NBR 6118 (ABNT, 2014) para aceitabilidade sensorial de $L/250$.

4.6 Quantitativo de materiais

Os dados de quantitativos de materiais necessários para obra são emitidos pelos softwares através de relatórios de consumo de materiais gerados automaticamente após o processamento da estrutura.

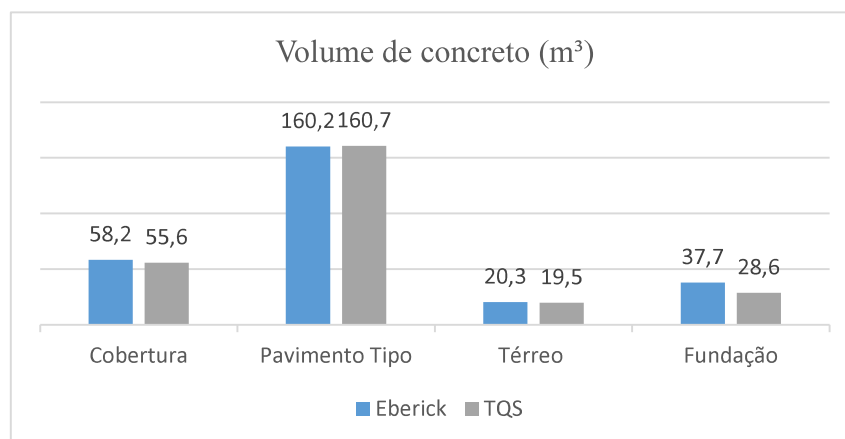
4.6.1 Consumo de concreto

O consumo de concreto em metro cúbico por pavimento é apresentado na Tabela 19 e Gráfico 7 a seguir:

Tabela 19 – Consumo de concreto em m³

Pavimento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Cobertura	58,2	55,6	-4,47%
Pavimento Tipo	160,2	160,7	0,31%
Térreo	20,3	19,5	-3,94%
Fundação	37,7	28,6	-24,14%
Total (m³)	276,4	264,4	-4,34%

Gráfico 7 – Consumo de concreto por pavimento



A partir dos resultados, é possível verificar que a maior diferença no consumo de concreto ocorreu nas fundações, com o TQS apresentando uma redução no volume de concreto de 24,14% em relação ao eberick, resultado caracterizado pelas maiores dimensões dos elementos de fundação dimensionados pelo software eberick.

O dimensionamento dos pavimentos tipo, proporcionou praticamente o mesmo volume de concreto, com diferença de apenas 0,31%.

O consumo total de concreto foi menor no dimensionamento utilizando o software TQS, com uma redução de 4,34%, proporcionando uma economia na obra de 12 m³ de concreto. Resultado análogo ao encontrado por Barboza (2019) com uma redução no volume de concreto de 4,84% do TQS em relação ao eberick.

Na Tabela 20 é apresentada os volumes de concreto relativos aos elementos estruturais lajes, vigas e pilares.

Tabela 20 – Consumo de concreto em m³ por elemento estrutural

Elemento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Lajes	127,3	133,6	4,95%
Vigas	79,9	70,7	-11,51%
Pilares	31,6	31,6	0,00%

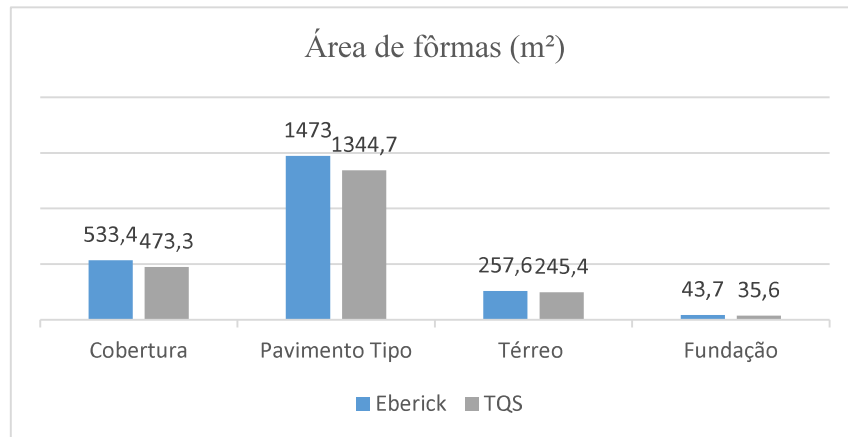
Nota-se que o consumo de concreto para os pilares é o mesmo em ambos os softwares, o dimensionamento no TQS resulta em um maior volume de concreto nas lajes, mostrando-se assim, o software TQS mais criterioso no dimensionamento das lajes, visto que, nas lajes dimensionadas por tal, ocorreram menores deslocamentos e mesmo assim ocorreu um maior volume de concreto. As vigas dimensionadas no TQS necessitam de uma menor quantidade de concreto quando comparadas ao eberick.

4.6.2 Consumo de fôrmas

Na Tabela 21 e Gráfico 8 é possível observar o consumo relativo à área de fôrmas de cada pavimento geradas a partir do dimensionamento nos softwares.

Tabela 21 – Consumo de fôrmas em m²

Pavimento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Cobertura	533,4	473,3	-11,27%
Pavimento Tipo	1473	1344,7	-8,71%
Térreo	257,6	245,4	-4,74%
Fundação	43,7	35,6	-18,54%
Total (m²)	2307,7	2099	-9,04%

Gráfico 8 – Área de fôrmas por pavimento

Em todos os pavimentos o quantitativo de fôrmas geradas pelo eberick foi maior que o TQS, a maior diferença ocorrida se deu nas fundações, onde a diferença foi 18,54% totalizando uma área de 8,1 m² de fôrmas.

A diferença entre o consumo de fôrmas a partir do dimensionamento nos softwares foi na ordem de 9,04%, com o TQS gerando uma economia de 208,7 m² de fôrmas.

O quantitativo de fôrmas para os elementos estruturais lajes, vigas e pilares é apresentado na Tabela 22 a seguir:

Tabela 22 – Consumo de fôrmas em m² por elemento estrutural

Elemento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Lajes	848,9	877,6	3,38%
Vigas	974,3	745	-23,53%
Pilares	440,8	440,8	0,00%

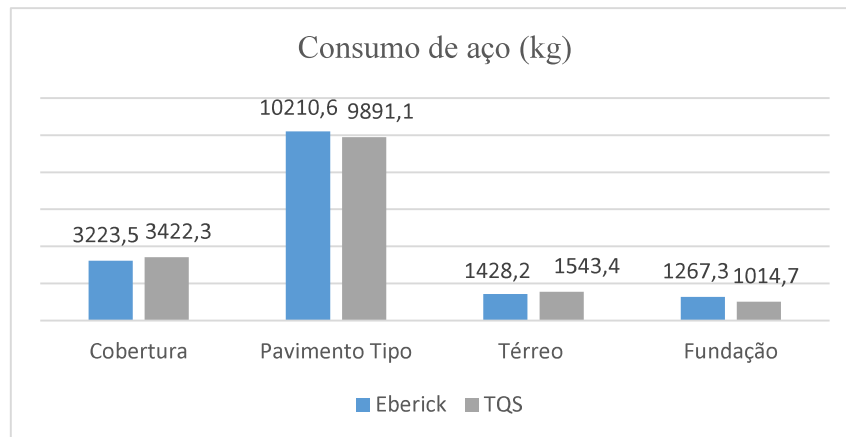
O consumo de fôrmas do TQS em relação ao eberick foi maior apenas nas lajes, ocorrido devido ao maior volume de concreto, os pilares tiveram o mesmo consumo, e nas vigas houve uma redução de 23,53%, em estudo realizado por Silva (2018) a redução de fôrmas nas vigas foi de 24,08% do TQS em relação ao eberick.

4.6.3 Consumo de aço

A Tabela 23 e Gráfico 9 apresentam os dados de consumo de aço emitidos pelos relatórios de obras gerados pelos softwares.

Tabela 23 – Consumo de aço em kg

Pavimento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Cobertura	3223,5	3422,3	6,17%
Pavimento Tipo	10210,6	9891,1	-3,13%
Térreo	1428,2	1543,4	8,07%
Fundação	1267,3	1014,7	-19,93%
Total (m²)	16129,6	15871,5	-1,60%

Gráfico 9 – Consumo de aço por pavimento

De acordo com os resultados obtidos, o dimensionamento no software TQS gerou uma economia de aço de 1,6%, totalizando 258,10 kg a menos de aço que o eberick. O estudo realizado por Barboza (2019) resultou numa diferença de 1,81% muito próxima ao resultado obtido nesse estudo.

As fundações tiveram a maior diferença entre os pavimentos, com uma redução de 19,93% no consumo de aço do TQS em relação ao eberick. Nos pavimentos térreo e cobertura o TQS proporcionou um aumento no consumo de aço, com o pavimento térreo tendo uma maior diferença, com 8,07% a mais de aço.

Na Tabela 24 são apresentados os quantitativos de aço necessários para os elementos estruturais lajes, vigas e pilares.

Tabela 24 – Consumo de aço em kg por elemento estrutural.

Elemento	Eberick	TQS	Diferença (%)
Lajes	5184,1	6645,3	28,19%
Vigas	5859,2	5229,6	-10,75%
Pilares	2962,7	2460,1	-16,96%

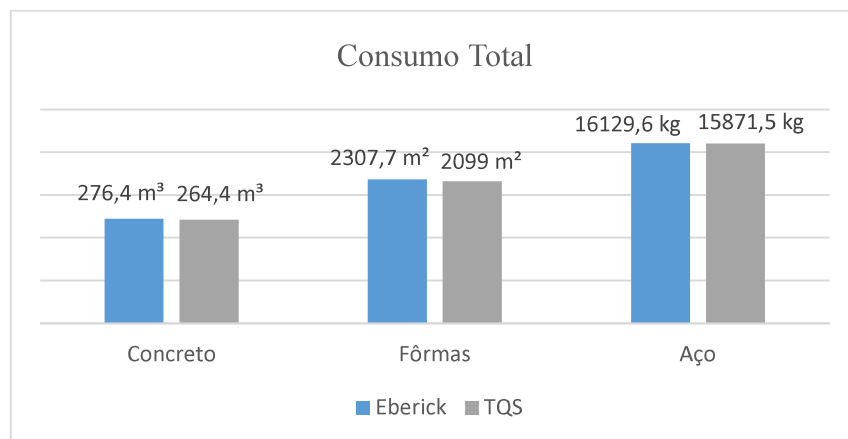
A partir dos dados obtidos, observa-se que as lajes dimensionadas no TQS geram um aumento no consumo de aço de 28,19%, totalizando 1461,2 kg a mais que o dimensionamento no eberick. O consumo de aço resultante nas lajes do estudo realizado por Barboza (2019) teve um aumento de 43,21% do TQS em relação ao eberick.

Os pilares e vigas processadas pelo TQS geraram uma redução no consumo de aço, com uma maior redução nos pilares, na ordem de 16,96%.

4.6.4 Consumo total da obra e custos

A partir dos dados de consumo de materiais da obra obtidos, foi elaborado o Gráfico 10 que apresenta um resumo comparativo dos resultados entre os softwares.

Gráfico 10 – Resumo total de materiais



A fim de quantificar o custo total da obra foram elaboradas as Tabelas 25 e 26 que apresentam os custos totais da obra a partir do dimensionamento no eberick e TQS, respectivamente. Foram utilizadas as bases de preço do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) da Paraíba, do mês de maio de 2021, e tabela de custos e insumos 027.1 da Secretaria de Infraestrutura (SEINFRA) do Governo do Estado do Ceará.

Tabela 25 – Planilha orçamentária para o dimensionamento no eberick

Item	Discriminação dos Serviços	Unid.	Quant.	P. Unit.	Código	Fonte	Total (R\$)	%
1	Estrutura de concreto armado							
1.1	Concreto usinado bombeavel, classe de resistencia C30, com brita	m³	276,40	338,70	1525	SINAPI-MAIO/2021	93.616,68	16,1%

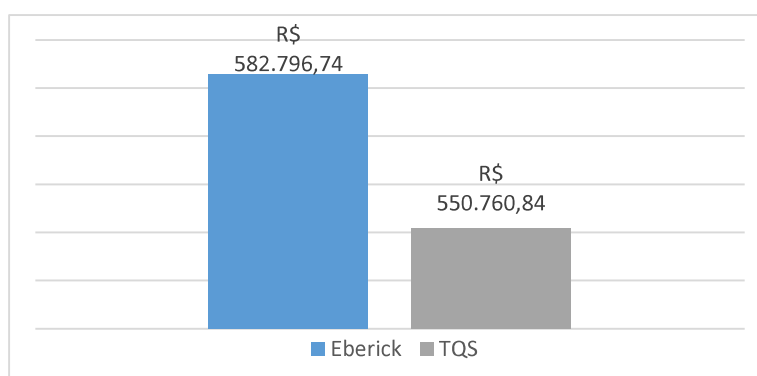
	0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, inclui serviço de bombeamento (NBR 8953)							
1.2	Forma para concreto "in loco", inclusive desforma	m ²	2.307,70	117,27	C4301	SEINFRA 027.1	270.623,98	46,4%
1.3	Armadura de aço CA 50/60	Kg	16.129,60	13,55	C4151	SEINFRA 027.1	218.556,08	37,5%
Total							582.796,74	

Tabela 26 – Planilha orçamentária para o dimensionamento no TQS

Item	Discriminação dos Serviços	Unid.	Quant.	P. Unit.	Código	Fonte	Total (R\$)	%
1	Estrutura de concreto armado							
1.1	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C30, com brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, inclui serviço de bombeamento (NBR 8953)	m ³	264,40	338,70	1525	SINAPI-MAIO/2021	89.552,28	16,3%
1.2	Forma para concreto "in loco", inclusive desforma	m ²	2.099,00	117,27	C4301	SEINFRA 027.1	246.149,73	44,7%
1.3	Armadura de aço CA 50/60	Kg	15.871,50	13,55	C4151	SEINFRA 027.1	215.058,83	39,0%
Total							550.760,84	

Para facilitar a visualização dos custos totais da obra respectivo a cada software, foi elaborado o Gráfico 11 a seguir:

Gráfico 11 – Custo total da obra



A partir dos resultados, percebe-se que em ambos os softwares o item de maior relevância no orçamento são as fôrmas, representando 46,4% dos custos no dimensionamento no eberick e 44,7% no dimensionamento no TQS, seguidas dos custos de aço e posteriormente dos custos do concreto classe C30.

Devido a um menor consumo de materiais no TQS, o dimensionamento do edifício neste software proporcionou uma redução de 5,5% nos custos da obra, perfazendo uma economia de R\$ 32.035,90 em relação ao eberick.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir deste estudo foi observado que ocorreram diferenças nos resultados obtidos a partir do dimensionamento nos softwares, essas diferenças são ocasionadas devido a diferentes critérios de análise e dimensionamento dos softwares e suas particularidades.

O dimensionamento realizado em ambos os softwares resultou em uma estrutura de nós fixos, com o eberick apresentando valores do coeficiente γ_z no limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para ser considerada estrutura de nós fixos.

As cargas resultantes para as fundações foram maiores no software eberick, assim como as dimensões das sapatas, com isso, o eberick mostrou-se mais conservador quanto ao dimensionamento dos elementos de fundação do tipo sapata isolada.

Os deslocamentos finais das vigas e lajes obtidos no TQS mostraram-se inferiores aos resultantes no eberick, porém, os dois softwares apresentaram as flechas dos elementos estruturais dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

As lajes dimensionadas no TQS levaram a um maior consumo de materiais, entretanto, no quantitativo geral o TQS apresentou melhores resultados, com um consumo de materiais próximos aos obtidos no eberick. Por apresentar um menor consumo de materiais, o TQS também resultou em um menor custo total para a obra.

Apesar de apresentarem diferenças nos resultados, ambos os softwares atingiram o objetivo do dimensionamento estrutural da edificação, apresentando bons resultados no dimensionamento estrutural em concreto armado e estando dentro dos limites impostos pela norma, cabe ressaltar a importância do conhecimento técnico e teórico para a correta elaboração e interpretação dos resultados obtidos.

6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Analisar o dimensionamento nos softwares de edifícios que apresentem arquiteturas não simétricas;
- Realizar um estudo com edifícios mais altos, onde a influência do vento tem maiores proporções;
- Analisar o dimensionamento nos softwares de edifícios com outros tipos de sistemas estruturais;
- Avaliar outros tipos de fundações e suas influências nos resultados.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. C. F. **Estruturas isostáticas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- ALVES, A. O. **Análise estrutural de um edifício em concreto armado considerando a influência das vigas baldrame e da esbeltez dos pilares**. 68f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Russas, 2019.
- ANDRADE NETO, I. C. **Contribuição à análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca de rigidez entre pavimentos**. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. v. 1. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.
- _____. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. v. 2. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.
- _____. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. v. 4. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.
- ARAÚJO JUNIOR, C. R.; **Análise comparativa entre os sistemas estruturais de concreto armado em função do tipo de laje**. 97f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Tocantins, Palmas, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 16889**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: Ações para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- _____. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos: ensaio de tração parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

BARRADAS, Bernardo Manuel Machete. **Projeto de fundações e estruturas de um edifício de habitação**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2019.

BARBOZA, S. L. C. **Comparação de programas computacionais para o dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 2019. 85 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. UNESP, Bauru, 2019. Disponível em: <<https://wwwp2.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 02 de fev. 2021.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de Concreto**. UNESP, Bauru, 2015. Disponível em: <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/3922/material/Paulo%20Bastos_Lajes%20de%20Concreto_2015.pdf>. Acesso em: 06 de fev. 2021.

BEZERRA, E. A. **Dimensionamento automático de vigas e lajes de concreto armado**. 2016. 99f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

BUNDER, J. **O Concreto: sua origem, sua história**. (Tecnologia do Concreto Aplicado à Arquitetura e Urbanismo. Pós-Graduação – Área de Concentração: Tecnologia da Arquitetura). 20 p. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo - Universidade de São Paulo, 2016.

CARDOSO, R. V. P. **Projeto estrutural em concreto armado**. 2013. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCAR, São Carlos, 2014.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. 2012. 71p. TCC (Graduação em Engenharia Civi) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

CRUZ, Y. P. **Dimensionamento de lajes nervuradas pré-fabricadas treliçadas unidirecionais**. 2015. 190p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2015.

FEITOSA, L. A. Estudo da estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes lisas. 2016. 182p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

FERREIRA, B. C. S. **Análise comparativa entre dois programas de cálculo estrutural: CAD/TQS e SAP 2000**. 50 p. Projeto de Graduação (Curso de Engenharia civil) – Escola Politécnica - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

FREITAS, A. H. C.; SANTOS, D. M.; MORAES, G. H. S.; CURY, I. S. Cálculos Estruturais em Concreto Armado: Comparativo entre o cálculo manual e com auxílio de software. **Revista Pensar Engenharia**, v.2, n. 2, Jul./2014.

GONÇALVES, E. A.B. **Estudo de patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações**. 2015. 174p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.

KIMURA, Alio. *Informática aplicada a estruturas de concreto armado*. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

KRISTINER, I. **Análise comparativa com enfoque na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos utilizando o modelo IV e o modelo VI do software Cad/TQS**. Monografia (Curso de Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, 2019.

LACERDA, M. M. S.; FLORÊNCIO, A. C.; DA SILVA, W. A.; DELALIBERA, R. G. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil** v. 9, n. 2, p. 24-37. 2014.

MARTHA, L. F. **Métodos Básicos da Análise de Estruturas**. Rio de Janeiro: PUCRio, 2010.

MELO, P. R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MOREIRA, L. M. **Não-linearidade física aproximada para estruturas de pequeno porte em concreto armado**. 2016. 101f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2016.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

PAIXÃO, J. F. M.; ALVES, E. C. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 1, p. 46-83. 2016.

PINHEIRO, L. B.; **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

POLITI, M. J. **Análise comparativa de lajes utilizando softwares de cálculo estrutural e a tecnologia bim**. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

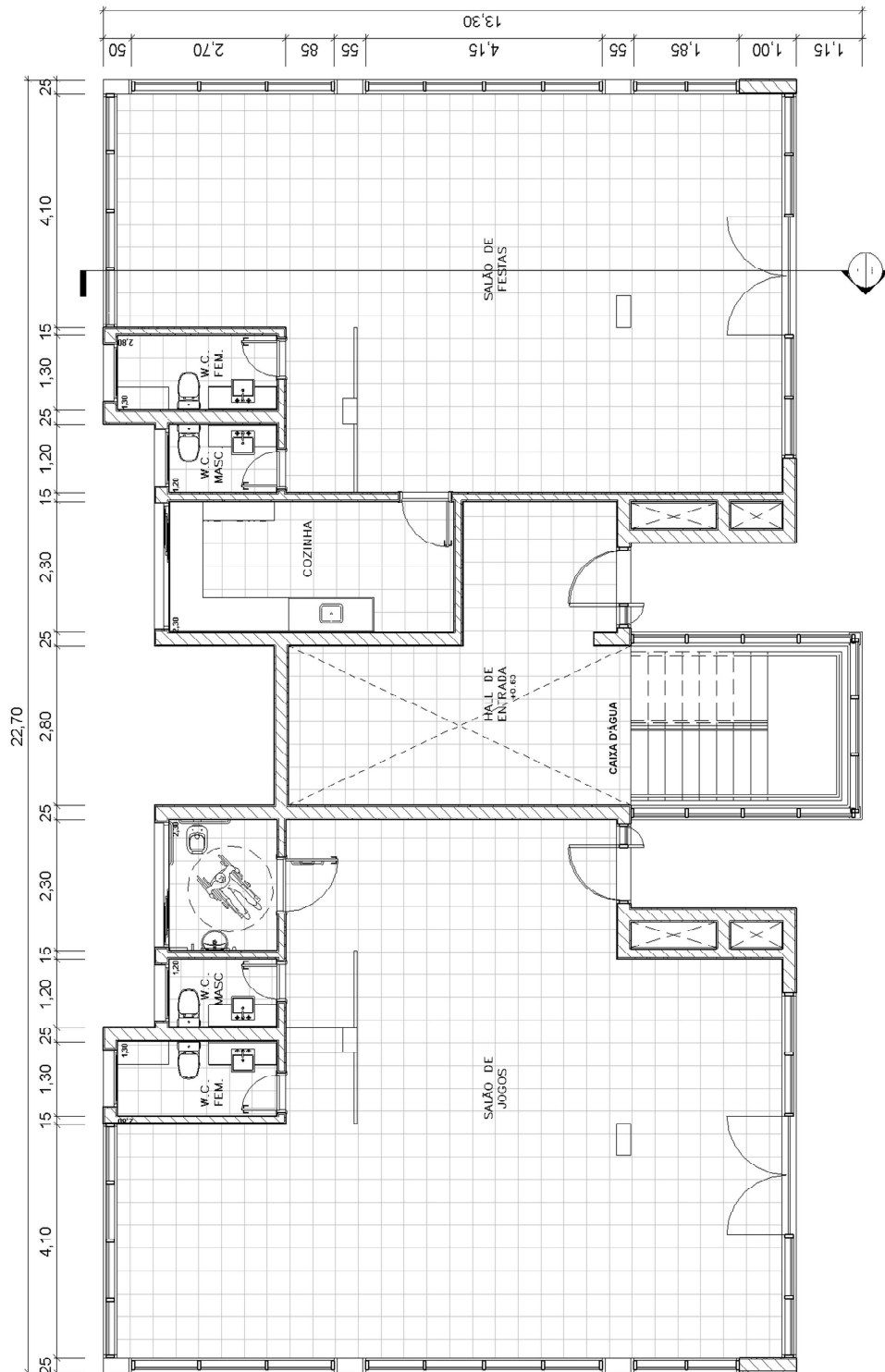
REBELLO, Y. C. P. **Bases para projeto estrutural na arquitetura**. 1 ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2007.

- SABADIN, M. H. **Comparação entre solicitações obtidas pelo TQS e pelo Autodesk Robot Structural Analysis: aplicação a um edifício de pequeno porte.** 2018. TCC (Curso de Engenharia Civil) – Escola de Engenharia – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.
- SCHAF, A. V. **Dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado: metodologia sem uso de software profissional vs. sistema cad/tqs.** 2018. 197p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.
- SILVA, A. B. **Análise comparativa dos momentos fletores de lajes maciças entre o software Eberick e métodos simplificados.** 2018, 163 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2018.
- SILVA, A. R. **Análise comparativa de custos de sistemas estruturais para pavimentos de concreto armado.** Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.
- SILVA, B. N. S. **Estruturas em concreto armado: cálculo manual x software de dimensionamento.** 72p. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, Aracaju. 2017.
- SILVA, D. R. S.; CRUZ, J. M. **Estudo comparativo de dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado entre dois softwares.** TCC (Curso de Engenharia Civil) – UniEvangélica, Anápolis, GO, 130p. 2017.
- SILVA, G. F. **Análise comparativa do projeto estrutural utilizando os softwares Eberick e TQS. Estudo de caso: edifício comercial em Pato Branco - PR.** 2018. 129p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento Acadêmico de Construção Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2018.
- SILVA, G. V. M. **Estudo de distribuição de esforços em lajes nervuradas com aberturas através da analogia de grelha.** Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- SILVA, M. A. F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado.** 2005. 239 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.
- SILVA, M. G. **Estudo comparativo entre sistemas estruturais de lajes maciças e nervuradas moldadas *in loco* em um edifício comercial.** 2019. 42 f. Monografia (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019.
- SOUZA, A. S.; BOAVENTURA, M. E. S. **Verificação comparativa de um projeto estrutural em concreto armado por meio do cálculo manual e o software Eberick: Acompanhamento da obra.** TCC (Curso de Engenharia Civil) – UniEvangélica, Anápolis, GO, 110p. 2017.

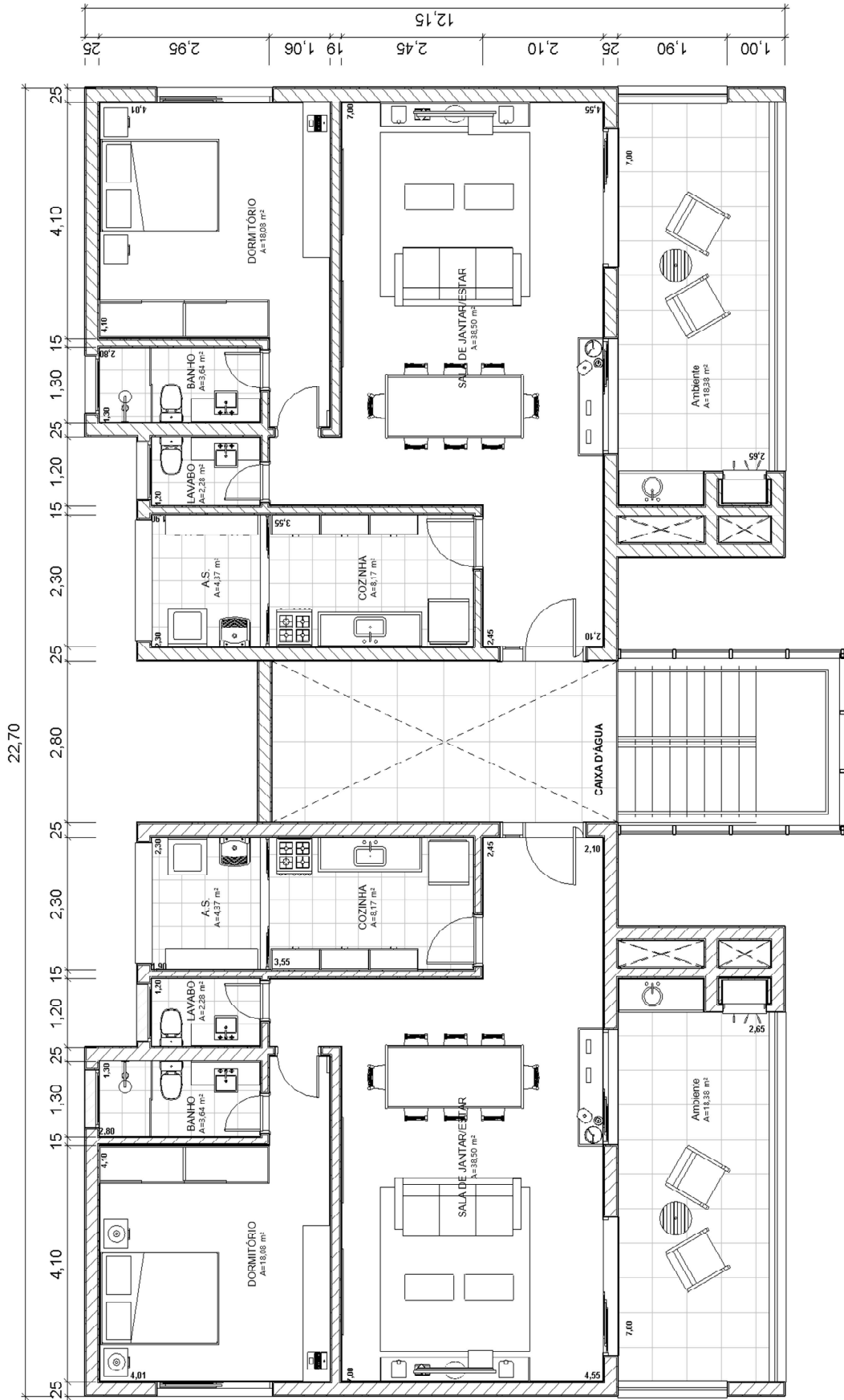
TERHORST, H. M.; DA SILVA, G. Dimensionamento e detalhamento estrutural de um edifício com auxílio do software eberick. **Ignis: Periódico Científico de Arquitetura e Urbanismo, Engenharias e Tecnologia da Informação**, v. 7, n. 3, p. 65-79, 2018.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO, R. **Análise comparativa de resultados obtidos em softwares de Dimensionamento de estruturas em concreto**. 2010. 207 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

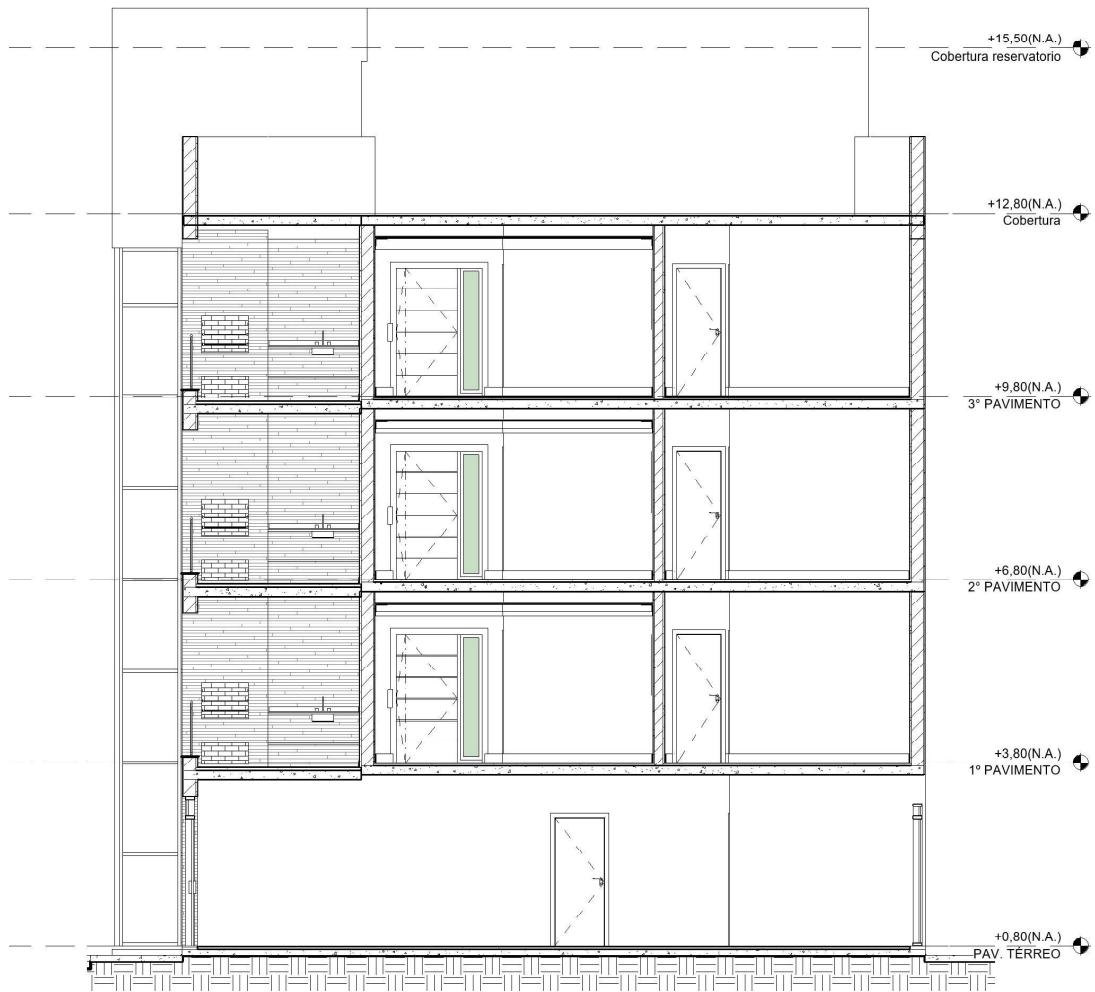
ANEXO A – Projeto Arquitetônico



Planta Baixa do pavimento térreo



Planta Baixa do pavimento tipo

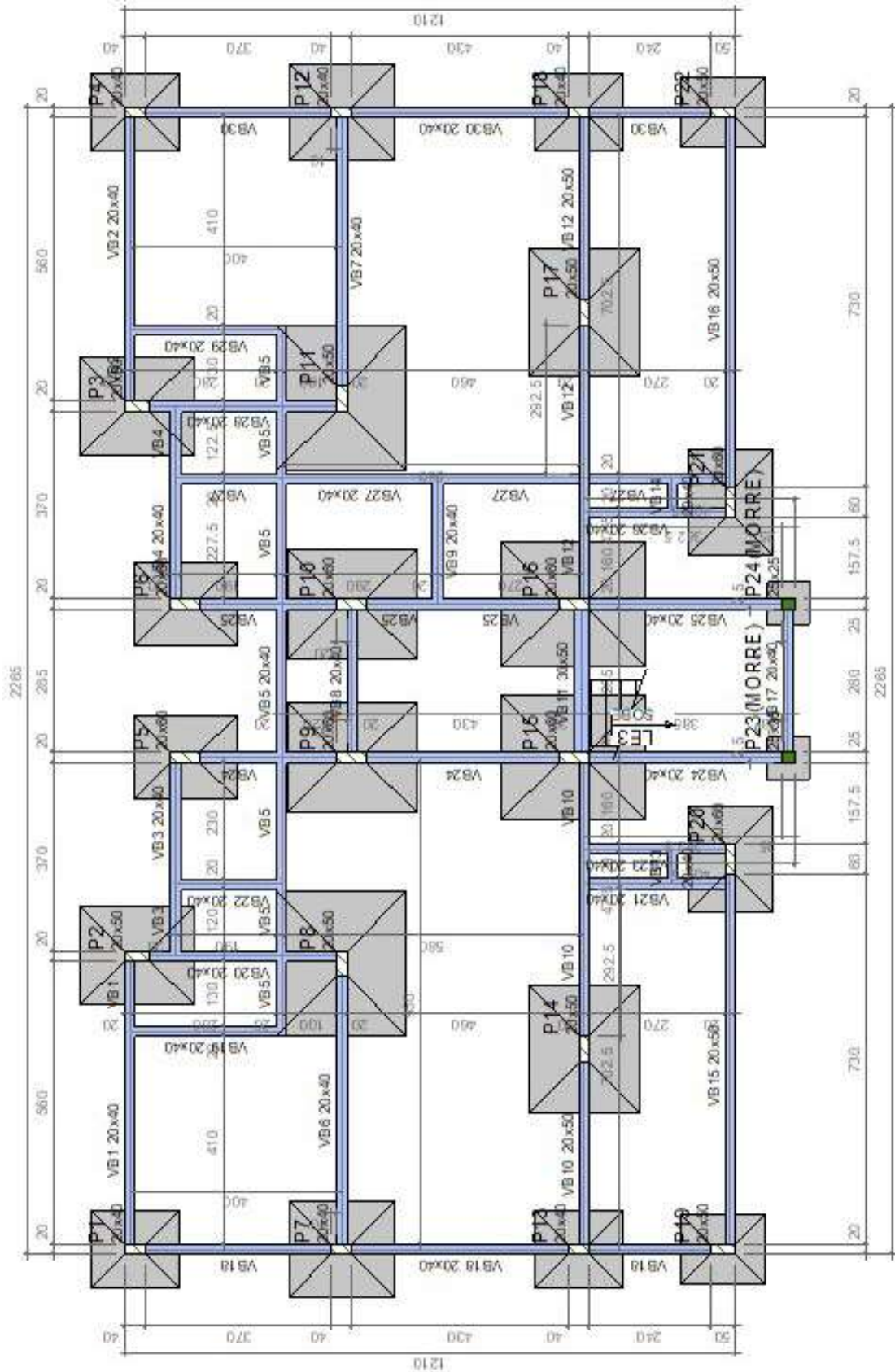


Corte esquemático

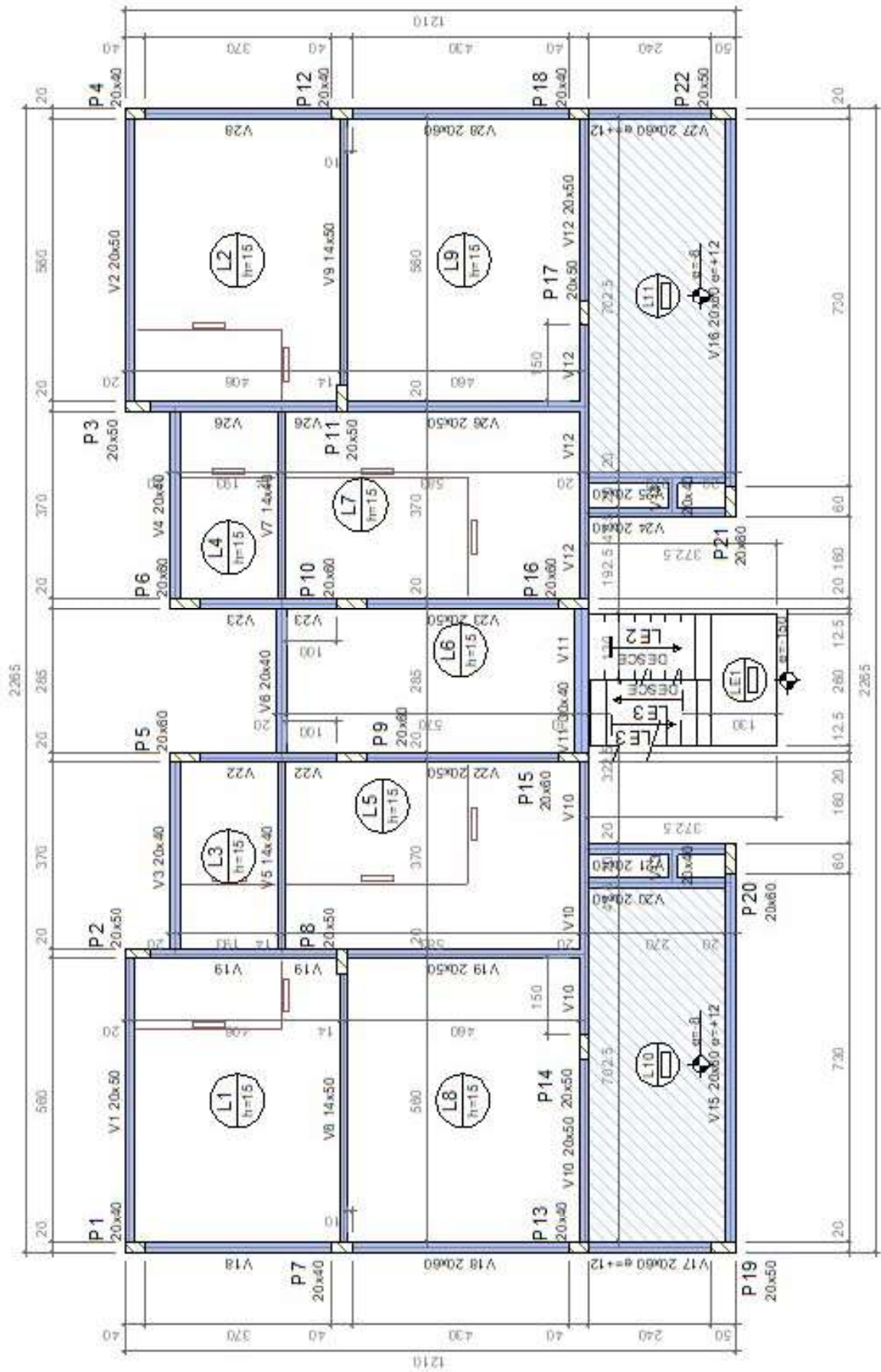


3D do edifício

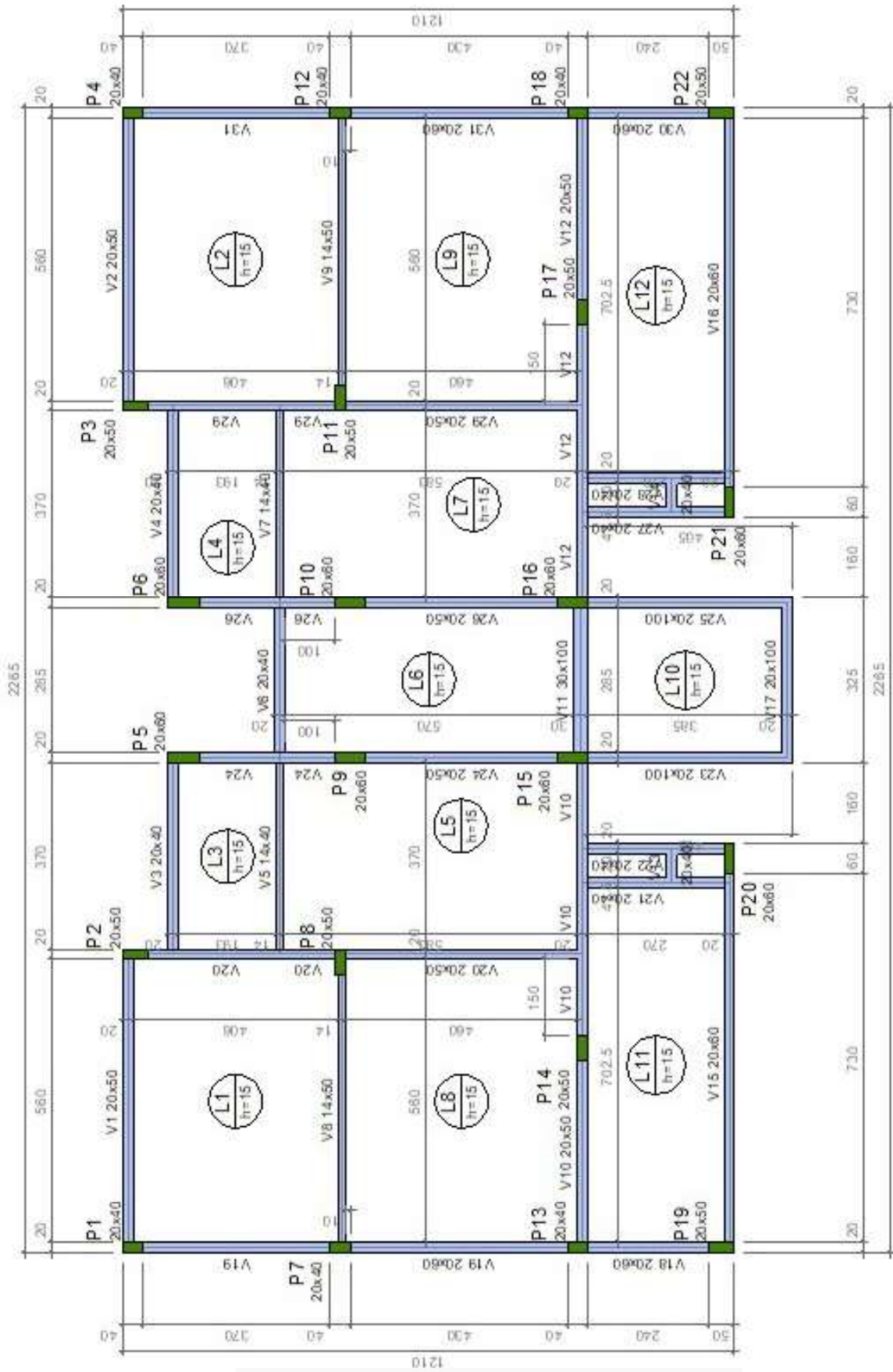
ANEXO B – Plantas de formas geradas pelo eberick



Planta de fôrma do pavimento térreo



Planta de fôrma do pavimento tipo



Planta de fôrma do pavimento cobertura