



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL – DECA

CÉSAR RODRIGUES DIAS

**ESTUDO COMPARATIVO DOS CUSTOS DE EDIFÍCIOS DEVIDO À VARIAÇÃO
DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO**

João Pessoa

2019

CÉSAR RODRIGUES DIAS

ESTUDO COMPARATIVO DOS CUSTOS DE EDIFÍCIOS DEVIDO À VARIAÇÃO
DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil e Ambiental, da
Universidade Federal da Paraíba – Campus
João Pessoa – como pré-requisito para a
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Enildo Tales Ferreira

João Pessoa

2019

D54le Dias, César Rodrigues.

Estudo Comparativo dos Custos de Edifícios devido à
Variação da Resistência Característica do Concreto /
César Rodrigues Dias. - João Pessoa, 2019.

102 f.

Orientação: Enildo Tales Ferreira.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Estrutura. 2. Resistência do Concreto. 3. Eberick.
4. Custos. I. Ferreira, Enildo Tales. II. Título.

UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

CÉSAR RODRIGUES DIAS

ESTUDO COMPARATIVO DOS CUSTOS DE EDIFÍCIOS DEVIDO À VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

Trabalho de Conclusão de Curso em 07/05/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Enildo Tales Ferreira APROVADO
Prof. Dr. Enildo Tales Ferreira
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Primo Fernandes Filho APROVADO
Prof. Dr. Primo Fernandes Filho
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Carlos D. Taurino De Lucena APROVADO
Prof. Dr. Carlos Antônio Taurino De Lucena
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

ABSilva
Prof^a. Andrea Brasíliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Dedico este trabalho ao meu avô Messias (in memoriam), que foi um exemplo de caráter e amor para toda a família.

AGRADECIMENTOS

À Deus que permitiu que tudo isso acontecesse e por ter iluminado meu caminho, não só nesses anos de curso, mas ao longo de toda minha vida.

Aos meus pais, José e Francisca, por todo amor, carinho e incentivo que me deram ao longo dessa jornada.

À toda minha família pela força e coragem que me proporcionaram durante todos esses anos de universidade.

À esta universidade e a todas as pessoas que a constituem, em especial a todos os professores, que ajudam a milhares de jovens como eu a realizarem seus sonhos.

Ao meu orientador, professor Enildo, pelo convívio, ensinamentos, amizade, apoio, compreensão e pelo empenho dedicado à elaboração deste trabalho.

Aos professores Primo e Taurino, por terem aceitado o convite de participar da banca examinadora.

À minha namorada Karol, que nunca deixou de me incentivar e sempre despertou o que há de melhor em mim.

Aos meus amigos do colégio, da universidade e dos estágios, que colaboraram diretamente na minha formação e que com absoluta certeza continuarão a fazer parte da minha vida.

RESUMO

Com a urbanização do Brasil, o processo de verticalização das edificações tem crescido, com isso a necessidade de evolução das características dos materiais e das tecnologias empregadas na construção civil tem aumentado. É nesse cenário que a utilização de concreto com altas resistências à compressão tem intensificado. Tendo em vista isso, neste estudo foi desenvolvido uma análise comparativa entre diferentes modelos estruturais, visando analisar os efeitos gerais e os efeitos nos custos das estruturas provocado pela variação da resistência característica do concreto. Essa análise foi feita para três modelos estruturais, com 10, 20 e 30 pavimentos tipo, e para cada modelo proposto foram utilizados três casos com valores diferentes para o f_{ck} da estrutura, desse modo, foram utilizados os valores de 25, 35 e 50 MPa. Inicialmente foi feito uma revisão bibliográfica dos principais aspectos relativos à criação de projetos estruturais. Logo após foi apresentada a metodologia adotada por todo o estudo, tendo como destaque as exigências das principais normas brasileiras referentes ao assunto. Em seguida, foi mostrado o pré-dimensionamento, e o dimensionamento feito no *software* Eberick, expondo as dificuldades encontradas e as soluções adotadas. Por fim, foi feita a apresentação dos resultados encontrados e as análises que podemos depreender desses resultados, tendo sido possível comprovar a diminuição dos quantitativos de aço em todos os elementos estruturais na medida que o f_{ck} da estrutura era aumentado. Além disso, ficou evidente a influência que a resistência do concreto tem para a estabilidade global e para os custos finais da estrutura.

Palavras-chave: estrutura, resistência do concreto, normas brasileiras, Eberick, elementos estruturais, estabilidade global.

ABSTRACT

As Brazil's levels of urbanization rises, the verticalization process of the buildings rises as well, that way the need for the evolution of the materials' characteristics and the technologies used in the civil construction has increased. It's in this scenario the use of concrete with high compressive strengths has intensified. In this study, a comparative analysis was developed between different structural models, aiming to analyze the general effects, besides the effects on the costs of the structures that the concrete resistance's change can provoke. Three structural models were made, each with 10, 20 and 30 floors, and for each model were proposed three cases, varying the characteristic strength of the structure at 25, 35 and 50 MPa. Initially, a bibliographical review of the main aspects related to the designing of structure's projects was done. After that, the methodology adopted by the whole study was presented, highlighting the requirements of the main Brazilian's standards related to the subject. Next, it was shown the pre-sizing, as well as the sizing in the software Eberick, demonstrating the difficulties experienced and the solutions adopted. Finally, we presented the results found and the analyzes that we can deduce from these results, so it was possible to prove the steel's decrease in all structural elements as the f_{ck} of the structure was increased. Besides that, the influence the resistance of the concrete has on the global stability and final costs of the structure became evident.

Keywords: structure, concrete's resistance, Brazilian's standards, Eberick, structural elements, global stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema típico de laje maciça convencional.....	21
Figura 2 - Desenho do pavimento tipo do modelo 1	27
Figura 3 - Dados dos lances de escada	44
Figura 4 - Isopletas de velocidade básica	48
Figura 5 - Fôrma do Pavimento 1 do modelo 1	49
Figura 6 - Fôrma do Reservatório Superior do modelo 1	50
Figura 7 - Configurações dos critérios de incêndio	51
Figura 8 - Configurações adotadas para os materiais do projeto	52
Figura 9 - Pórtico 3D do modelo com 10 pavimentos.....	53
Figura 10 - Verificação da situação de incêndio da laje 1 do pavimento 1	59
Figura 11 - Distribuição do custo por elemento estrutural de cada caso	67
Figura 12 - Custos percentuais por material para cada caso	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Custos dos materiais e da execução.....	26
Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	28
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	29
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	30
Tabela 5 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	31
Tabela 6 - Deslocamentos limites para cargas permanentes e cargas acidentais em geral	32
Tabela 7 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação	34
Tabela 8 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minuto	35
Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.....	36
Tabela 10 -Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	36
Tabela 11 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos	37
Tabela 12 - Níveis de água dos reservatórios	43
Tabela 13 - Valores mínimos das cargas verticais	46
Tabela 14 – Resumo dos coeficientes Gama-Z das estruturas.....	56
Tabela 15 - Verificação do conforto perante a ação do vento	57
Tabela 16 - Quantitativo dos materiais das estruturas	59
Tabela 17 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 1	63
Tabela 18 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 2	64
Tabela 19 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 3	65
Tabela 20 – Resumo dos custos finais por elemento das estruturas (R\$)	66
Tabela 20 – Resumo dos custos por volume de concreto estrutural (R\$/m ³).....	66
Tabela 21 - Variação dos custos totais das estruturas.....	72
Tabela 22 - Estimativa de consumo diário de água.....	77
Tabela 23 - Classificação dos edifícios e aplicabilidade dos sistemas.....	78
Tabela 24 - Tipos de sistemas	78
Tabela 25 - Níveis de água dos reservatórios	79

Tabela 26 - Estabilidade global do caso 1.1.....	80
Tabela 27 - Estabilidade global do caso 1.2.....	80
Tabela 28 - Estabilidade global do caso 1.3.....	80
Tabela 29 - Estabilidade Global do caso 2.1	81
Tabela 30 - Estabilidade Global do caso 2.2.....	81
Tabela 31 - Estabilidade Global do caso 2.3.....	82
Tabela 32 - Estabilidade Global do caso 3.1	82
Tabela 33 - Estabilidade Global do caso 3.2.....	83
Tabela 34 - Estabilidade Global do caso 3.3.....	83
Tabela 35 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.1.....	84
Tabela 36 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.2.....	84
Tabela 37 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.3.....	85
Tabela 38 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.1.....	85
Tabela 39 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.2.....	86
Tabela 40 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.3.....	86
Tabela 41 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.1.....	87
Tabela 42 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.2.....	88
Tabela 43 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.3.....	89
Tabela 44 - Índices de consumo de materiais do caso 1.1	90
Tabela 45 - Índices de consumo de materiais do caso 1.2	90
Tabela 46 - Índices de consumo de materiais do caso 1.3	90
Tabela 47 - Índice de consumo de materiais do caso 2.1	91
Tabela 48 - Índice de consumo de materiais do caso 2.2	91
Tabela 49 - Índice de consumo de materiais do caso 2.3	91
Tabela 50 - Índice de consumo de materiais do caso 3.1	92
Tabela 51 - Índice de consumo de materiais do caso 3.2	92
Tabela 52 - Índice de consumo de materiais do caso 3.3	92
Tabela 53 - Quantitativo de materiais do caso 1.1	93
Tabela 54 - Quantitativo de materiais do caso 1.2	93
Tabela 55 - Quantitativo de materiais do caso 1.3	93
Tabela 56 - Quantitativo de materiais do caso 2.1	94
Tabela 57 - Quantitativo de materiais do caso 2.2	94
Tabela 58 - Quantitativo de materiais do caso 2.3	95
Tabela 59 - Quantitativo de materiais do caso 3.1	95

Tabela 60 - Quantitativo de materiais do caso 3.2	96
Tabela 61 - Quantitativo de materiais do caso 3.3	96
Tabela 62 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 1.1 (R\$).....	97
Tabela 63 - Relação do custo por elemento estrutural do caso 1.2 (R\$)	97
Tabela 64 - Relação custo por elemento do caso 1.3 (R\$)	97
Tabela 65 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.1.....	97
Tabela 66 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.2 (R\$).....	97
Tabela 67 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.3.....	98
Tabela 68 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.1.....	98
Tabela 69 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.2.....	98
Tabela 70 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.3.....	98
Tabela 71 - Resumo de custos por material – Caso 1.1 (R\$).....	99
Tabela 72 - Resumo do custo por material – Caso 1.2 (R\$)	99
Tabela 73 - Resumo do custo por material – Caso 1.3 (R\$)	99
Tabela 74 - Resumo de custos por material – Caso 2.1 (R\$).....	99
Tabela 75 - Resumo do custo por material – Caso 2.2 (R\$)	100
Tabela 76 - Resumo do custo por material – Caso 2.3 (R\$)	100
Tabela 77 - Resumo do custo por material – Caso 3.1 (R\$)	100
Tabela 78 - Resumo do custo por material – Caso 3.2 (R\$)	100
Tabela 79 - Resumo do custo por material – Caso 3.3 (R\$)	100

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Participações no custo de uma estrutura de concreto armado	19
Gráfico 2 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão	22
Gráfico 3 - Gráfico para cargas nos pilares – Modelo com 10 pavimentos	41
Gráfico 4 - Gráfico para flambagem	41
Gráfico 5 - Gráfico para cargas nos pilares - Modelo com 20 pavimentos	42
Gráfico 6 - Gráfico para cargas nos pilares - Modelo com 30 pavimentos	42
Gráfico 7– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 1	60
Gráfico 8– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 2	61
Gráfico 9– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 3	62
Gráfico 10 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 1	63
Gráfico 11 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 2	64
Gráfico 12 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 3	65
Gráfico 13 - Comparação dos custos por material para o modelo 1	67
Gráfico 14 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 1	68
Gráfico 15 - Comparação dos custos por material para o modelo 2	69
Gráfico 16 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 2	69
Gráfico 17 - Comparação dos custos por material para o modelo 3	70
Gráfico 18 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 3	70

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	13
2.	OBJETIVOS	14
2.1.	OBJETIVOS GERAIS	14
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1.	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	15
3.2.	ELEMENTOS E SISTEMAS ESTRUTURAIS	15
3.3.	MATERIAIS	16
3.3.1.	Concreto	16
3.3.2.	Aço	17
3.3.3.	Fôrma	18
3.4.	CONCRETO ARMADO	19
3.4.1.	Lajes maciças	21
3.5.	A INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NA ESTRUTURA	22
4.	METODOLOGIA	24
4.1.	<i>SOFTWARE</i> EBERICK	24
4.1.1.	Custos unitários dos materiais	25
4.2.	MODELO ESTRUTURAL	26
4.3.	NORMAS BRASILEIRAS	27
4.3.1.	Considerações sobre a NBR 6118:2014	27
4.3.2.	Considerações sobre a NBR 15575:2013	31
4.3.3.	Considerações sobre a NBR 14432:2001	33
4.3.4.	Considerações sobre a NBR 15200:2012	35
4.4.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	37
4.4.1.	Lajes	38
4.4.2.	Vigas	38
4.4.3.	Pilares	39
4.4.4.	Reservatórios	43
4.4.5.	Escadas	43
4.5.	CARGAS ADOTADAS	44
4.6.	AÇÕES DO VENTO	47

5.	LANÇAMENTO E PROCESSAMENTO DAS ESTRUTURAS.....	49
5.1.	DIFICULDADES E SOLUÇÕES.....	53
6.	RESULTADOS E CONCLUSÕES.....	55
6.1.	ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS.....	55
6.2.	AÇÃO DOS VENTOS NAS ESTRUTURAS.....	56
6.3.	DEFORMAÇÕES DAS ESTRUTURAS.....	58
6.4.	SITUAÇÕES DE INCÊNDIO.....	58
6.5.	QUANTITATIVOS DE MATERIAIS.....	59
6.6.	CUSTOS FINAIS DAS ESTRUTURAS.....	65
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	74
	ANEXO A – CÁLCULO DO VOLUME DOS RESERVATÓRIOS.....	77
	ANEXO B – VALORES DOS PARÂMETROS DA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS.....	80
	ANEXO C – ÍNDICE DE CONSUMO DE MATERIAIS DAS ESTRUTURAS.....	90
	ANEXO D - QUANTITATIVOS DE MATERIAIS DAS ESTRUTURAS.....	93
	ANEXO E – RELAÇÃO DE CUSTOS POR ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS.....	97
	ANEXO F – RESUMO DE CUSTOS POR MATERIAL DAS ESTRUTURAS.....	99

1. INTRODUÇÃO

Com a forte urbanização que ocorre no Brasil, desde meados da década de 50 do século passado, as cidades brasileiras têm visto o custo do seu espaço urbano aumentar, o que afeta diretamente os custos finais da construção civil. Uma das soluções do mercado para esse problema foi a verticalização das edificações, fenômeno que pode ser visto em boa parte do território brasileiro, onde é cada vez mais frequente o número de edifícios e cada vez mais alto o tamanho deles.

Essas mudanças no padrão das edificações nacionais, aliadas à modernização das formas arquitetônicas e entre outros motivos, têm exigido o desenvolvimento de novos materiais, além da modernização das tecnologias já existentes. Um exemplo deste fato são os avanços em relação à resistência do concreto empregado nas obras do país. Os chamados concretos de alto desempenho (CAD) já romperam a barreira dos 100 MPa, como pôde ser visto na construção do E-Tower, na cidade de São Paulo, onde a resistência média do concreto foi de 125 MPa, segundo o gerente comercial da empresa fornecedora do cimento do edifício.

É com esse e outros aperfeiçoamentos que os projetos de engenharia têm alcançado uma maior eficiência no uso dos seus recursos e uma conseqüente economia, fator primordial para alavancar investimentos no setor da construção civil e impulsionar o desenvolvimento de uma nação. Assim, o êxito de qualquer empreendimento, passa pela escolha dos métodos construtivos, das técnicas adotadas e dos materiais a serem utilizados. É nesse contexto que a escolha do concreto ideal se torna vital para um projeto racional, seguro e econômico.

Dessa forma, o presente estudo apresenta uma comparação de custos entre estruturas com três níveis de resistência do concreto, de 25, 35 e 50 MPa, para edifícios residenciais de 10, 20 e 30 pavimentos tipo e reservatório, com o intuito de analisar os resultados obtidos e identificar a solução mais viável economicamente. Ele é composto por uma sucinta revisão bibliográfica, seguida de uma explicação da metodologia adotada e é finalizado com a apresentação e análise dos resultados obtidos. O propósito dessa pesquisa não é indicar uma solução ideal para todo e qualquer caso, mas sim mostrar a viabilidade desse tipo de análise no dia a dia dos projetistas estruturais.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVOS GERAIS

Este trabalho tem como objetivo mostrar a relação entre valores de resistência característica do concreto e o custo da estrutura de edificações, através dos resultados obtidos do *software* Eberick.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- A partir de três modelos de estruturas de edifícios com 10, 20 e 30 pavimentos com a mesma planta baixa, avaliar os quantitativos de concreto, aço e fôrma considerando as resistências de concreto de 25, 35 e 50 Mpa;
- Através dos resultados dos processamentos dos modelos estruturais avaliar os custos dos materiais e dos elementos estruturais entre os casos estudados dos modelos.
- Descrever as mudanças constatadas entre os três casos de cada modelo, e entre os três modelos;
- Após as avaliações, apresentar os modelos estruturais que se mostraram com menores custos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício. Essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo da fundação. É primordial que essa concepção leve em conta a finalidade da edificação e atenda, tanto quanto possível, às condições impostas pela arquitetura. (PINHEIRO 2007).

É importante esclarecer que o conceito de concepção da estrutura não se confunde com o de dimensionamento da estrutura, pois:

Uma coisa é conceber a estrutura, outra é dimensioná-la para que seja capaz de suportar as condições de trabalho às quais estará submetida. [...] A concepção da estrutura é anterior ao seu dimensionamento, ou seja, à sua quantificação. Conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade da sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou os sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural; é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas. (REBELLO, 2000, p.26).

Já Albuquerque (1999) destaca que ao fazer a concepção estrutural, o engenheiro tem que ter em mente vários aspectos, tais como: manter a estética e a funcionalidade do projeto arquitetônico, ter uma ideia aproximada dos esforços atuantes na estrutura, dos métodos construtivos e dos custos, de forma que ao final do seu trabalho tenha um projeto viável do ponto de vista da engenharia, do econômico, do ambiental e que respeite o projeto arquitetônico.

3.2. ELEMENTOS E SISTEMAS ESTRUTURAIS

Carvalho (2007) define elementos estruturais como as peças que compõem uma estrutura (vigas, lajes, pilares, fundações, etc.). Já o modo como elas são arranjadas é o chamado sistema estrutural.

A definição do sistema estrutural que será usado na solução do projeto de

estrutura de um edifício é um passo fundamental para o início de qualquer projeto, uma vez que essa escolha afetará como a edificação resistirá às ações impostas e como elas serão distribuídas ao longo do esqueleto do edifício.

Pinheiro (2007) salienta que o sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de modo que seja capaz de resistir não só às ações verticais, mas também às ações horizontais que possam provocar efeitos significativos ao longo da vida útil da construção. Além disso, ressalta que a sua escolha depende também de fatores técnicos e econômicos do local da obra, dentre eles: capacidade do meio técnico para executar a obra, disponibilidade de materiais, de mão-de-obra e de equipamentos necessários para a execução.

Este trabalho versará sobre o sistema laje-viga-pilar, onde os esforços verticais serão absorvidos por lajes maciças de concreto armado, apoiadas sobre vigas que transmitirão as cargas para pilares, todos esses elementos moldados in loco. Por não ser o foco desse estudo, os elementos de fundação não serão avaliados, pois isso iria requerer uma abordagem mais detalhada deles.

3.3. MATERIAIS

A seguir, traremos uma breve revisão sobre os principais materiais para a construção das estruturas dos edifícios: o concreto, o aço e as fôrmas de madeira. Por serem os mais relevantes economicamente, eles serão os materiais contabilizados para a quantificação dos custos de cada caso que será apresentado neste estudo.

3.3.1. Concreto

Concreto é o material de construção resultante da mistura em proporção adequada dos agregados com aglomerantes e água. (ARAÚJO, 2014).

Os aglomerantes são os elementos que unem os fragmentos de outros materiais, habitualmente, o aglomerante usado é o cimento Portland. Já os agregados são partículas minerais, naturais ou britadas, que aumentam o volume da mistura, reduzindo o seu custo. Em geral, os agregados são divididos em miúdos e graúdos, o primeiro são os materiais com diâmetros entre 0,075 mm e 4,8 mm, e o segundo são os que têm diâmetros maiores que 4,8 mm. (PINHEIRO, 2007).

Em função de necessidades específicas, são acrescentados aditivos químicos (retardadores ou aceleradores de pega, plastificantes e superplastificantes, etc.) e adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fillers calcários, microssílica, etc.) que melhoram as características do concreto. A resistência do concreto endurecido depende de vários fatores, como o consumo de cimento e de água da mistura, o grau de adensamento, os tipos de agregados e de aditivos, entre outros fatores. Quanto maior é o consumo de cimento e quanto menor é a relação água-cimento, maior é a resistência à compressão. A relação água-cimento determina a porosidade da pasta de cimento endurecida e, portanto, as propriedades mecânicas do concreto. Concretos feitos com agregados de seixos arredondados e lisos apresentam uma menor resistência do que concretos feitos com agregados britados. (ARAÚJO, 2014, p. 1).

Sobre esse assunto, Carvalho (2007) aponta que as diversas características que o concreto deve apresentar para que possa ser utilizado dependem principalmente do planejamento e dos cuidados da sua execução. O planejamento consiste em definir as propriedades desejadas do concreto, analisar e escolher os materiais existentes ou disponíveis, estabelecer uma metodologia para definir o traço do concreto, os equipamentos para a mistura, o transporte, o adensamento e a cura.

Segundo Pinheiro (2007), o concreto é o material estrutural mais utilizado no mundo, sendo o consumo anual da ordem de uma tonelada por habitante. Outros materiais como madeira, alvenaria e aço também são de uso comum e há situações em que eles são imbatíveis. Porém, suas aplicações são bem mais restritas.

O concreto é vastamente empregado, por exemplo, em:

- Edifícios: mesmo que a estrutura principal não seja de concreto, alguns elementos serão;
- Galpões e pisos industriais;
- Obras hidráulicas e de saneamento: barragens, tubos, canais, reservatórios, estações de tratamento;
- Rodovias: pavimentação de concreto, pontes, viadutos, passarelas, túneis, galerias, obras de contenção;
- Estruturas diversas: elementos de cobertura, chaminés, torres, postes, muros de arrimo, piscinas.

3.3.2. Aço

Aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro e de pequenas

quantidades de carbono. Para a construção civil, ele é de fundamental importância pois apresenta alta resistência e durabilidade. O fato de o concreto simples apresentar pequena resistência à tração, torna a associação dele com o aço de extrema valia para a engenharia civil. Este material, adequadamente dimensionado e detalhado, resiste muito bem à maioria dos tipos de solicitação, até mesmo em peças comprimidas, onde, além de fornecer ductilidade, o aço também aumenta a resistência à compressão das peças estruturais. As características mecânicas mais importantes para a definição de um aço são o limite elástico, a resistência e o alongamento na ruptura. Esses atributos são determinados através de ensaios de tração. (PINHEIRO, 2007).

A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yt}) é a máxima tensão que a barra ou o fio devem suportar, pois, a partir dela, o aço passa a sofrer deformações permanentes, ou seja, até esse valor de tensão, ao se interromper o ensaio de tração de uma amostra, esta voltará ao seu tamanho inicial, não apresentando nenhum tipo de deformação permanente. (CARVALHO, 2007).

O limite elástico ou limite de resistência (f_{stk}) é a força máxima suportada pelo material, e com a qual ele se rompe, ou seja, é o ponto máximo de resistência da barra. A tensão máxima é obtida pela relação entre a força de ruptura e a área da seção transversal inicial da amostra. (CARVALHO, 2007).

Alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo-de-prova correspondente à ruptura, expresso em porcentagem. (CARVALHO, 2007).

Pinheiro (2007) também enfatiza que, como qualquer outro material, os aços utilizados para o concreto armado devem obedecer a alguns requisitos, dentre eles:

- Ductilidade e homogeneidade;
- Valor elevado da relação entre limite de resistência e limite de escoamento;
- Soldabilidade;
- Resistência razoável a corrosão.

3.3.3. Fôrma

As fôrmas têm papel primordial nas estruturas de concreto armado, já que a sua confecção e montagem compreende uma fase de grande relevância, pois, além de serem responsáveis por garantir as dimensões desejadas das peças estruturais,

elas que vão suportar o peso do concreto e das armaduras, e transmiti-lo às escoras na fase de concretagem. Desse modo, elas devem ser construídas de forma a arcar com todas as cargas de serviço a que forem impostas e montadas de modo a garantir a sua estabilidade em seus suportes e contraventamentos. (YAZIGI, 2009).

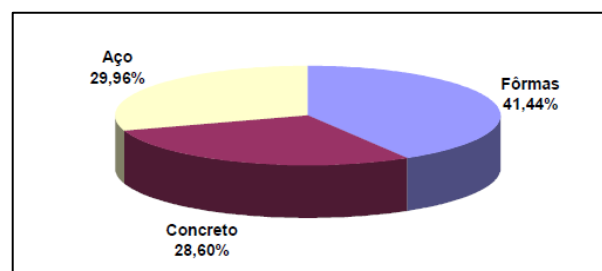
O material amplamente difundido para a produção de fôrmas é a madeira, contudo, com os avanços tecnológicos já são encontrados outros materiais, como pode ser visto no uso das fôrmas metálicas.

Yazigi (2009) destaca que alguns pontos importantes devem ser observados no momento da execução das fôrmas nas obras, como:

- A adoção de contraflechas, quando necessárias;
- A superposição de pilares;
- O nivelamento das lajes e das vigas;
- A suficiência do escoramento adotado;
- Os furos para passagem de tubulação;
- A limpeza das fôrmas.

Segundo Maranhão (2000), o custo desse elemento é alto em relação ao total da estrutura, varia de cerca de 40% até 60% do valor da estrutura de concreto armado, por isso a reutilização das fôrmas é algo considerável quando o assunto é economia. Surge assim a chamada “Amortização dos custos de fôrmas”, onde é considerado a economia com o reuso desses elementos.

Gráfico 1 - Participações no custo de uma estrutura de concreto armado



Fonte: Revista construção (2000)

3.4. CONCRETO ARMADO

Em termos básicos, concreto armado é a associação de concreto simples com uma armadura, usualmente constituída por barras de aços, colocada em seu interior. Essa união é garantida pela aderência entre eles, assim esses dois materiais agem

de forma conjunta para resistir aos esforços solicitantes.

Carvalho (2007) valoriza essa junção pois, apesar do concreto apresentar boa resistência à compressão, ele pouco resiste à tração, então a função da armadura é primordial para a estrutura absorver os esforços de tração. E ainda destaca o fator aderência, já mencionado, como sendo de fundamental importância, pois é devido às forças de aderência existentes na superfície de contato dos dois materiais, aço e o concreto, que faz com que o concreto armado se comporte como um material estrutural.

Além dessa função de absorver esforços, o concreto desempenha outros papéis importantes para o edifício, podemos citar, por exemplo, a sua proteção contra a corrosão das barras de aço. Apesar da fissuração ser algo quase sempre inevitável nas estruturas de concreto armado, a durabilidade das armaduras não é prejudicada, desde que as aberturas das fissuras sejam limitadas, por isso que um revestimento mínimo de concreto é necessário para garantir a vida útil dessas barras. (ARAÚJO, 2014).

Como todo material, o concreto armado apresenta suas vantagens e desvantagens, algumas delas são:

- Vantagens
 - Boa resistência à maioria das solicitações, CARVALHO (2007);
 - Boa trabalhabilidade, CARVALHO (2007);
 - Resistência ao fogo, ARAÚJO (2014);
 - Resistência aos agentes atmosféricos, ARAÚJO (2014);
 - Resistência ao desgaste mecânico, ARAÚJO (2014);
 - Baixa necessidade de manutenção, ARAÚJO (2014);
 - Técnicas construtivas bastante difundidas pelo país, CARVALHO (2007);
 - Baixo custo de mão de obra, PINHEIRO (2007);
 - Baixo custo dos materiais, PINHEIRO (2007).
- Desvantagens:
 - Elevado peso da estrutura, ARAÚJO (2014);
 - Dificuldades para execução de demolições, ARAÚJO (2014);
 - Baixa proteção térmica, CARVALHO (2007);
 - Baixa proteção sonora, CARVALHO (2007).

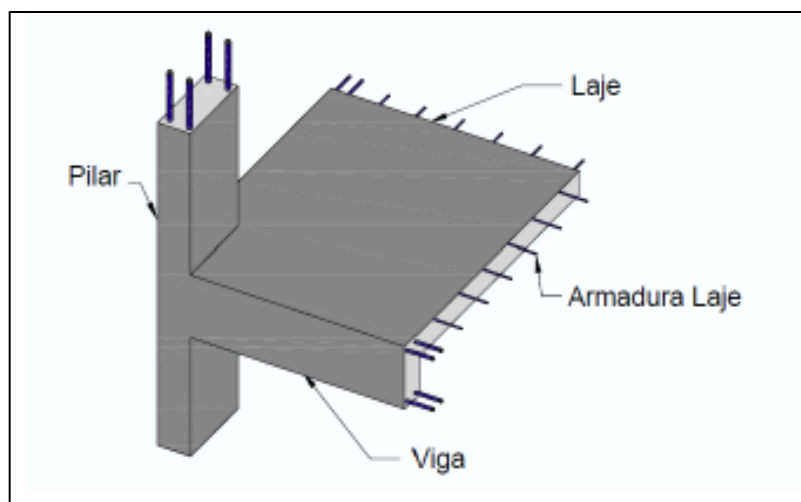
3.4.1. Lajes maciças

Sob o ponto de vista estrutural, lajes são placas de concreto armado ou protendido, planas, em geral horizontais e com duas de suas dimensões muito maiores que a terceira, sendo esta denominada espessura. A principal função das lajes é receber os carregamentos atuantes no pavimento, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis, equipamentos), e transferi-los para os apoios. É importante destacar que nos edifícios usuais, as lajes maciças têm grande contribuição no consumo de concreto, aproximadamente 50% do total. (PINHEIRO, 2007).

Outro custo importante nesse tipo de laje, é o gasto com as suas fôrmas, porém esse custo pode ser minimizado nos casos em que os pavimentos se repetem, uma vez que é possível a reutilização delas, desde que tenha havido o correto uso no momento da montagem, do escoramento e da desmoldagem. (CARVALHO, 2007).

O tipo mais comum de laje maciça é a com todas as bordas apoiadas em vigas, embora menos comum, também existem as lajes com uma ou duas bordas livres. Ainda podemos citar as lajes lisas e as chamadas de cogumelo, onde as cargas são distribuídas diretamente para os pilares. Outra classificação encontrada são as lajes maciças de concreto armado e as de concreto protendido. (BASTOS, 2015). Neste estudo foram utilizadas lajes retangulares maciças de concreto armado com todas as bordas apoiadas sobre vigas e engastadas nas lajes vizinhas.

Figura 1 - Esquema típico de laje maciça convencional



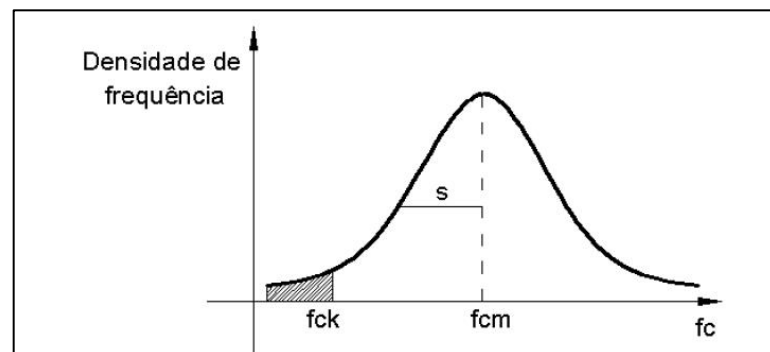
Fonte: Spohr (2003, p.25)

3.5. A INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NA ESTRUTURA

Inicialmente, devemos caracterizar o que seria a resistência característica do concreto (f_{ck}). Pinheiro (2007) explica da seguinte forma:

A resistência à compressão simples, denominada f_c , é a característica mecânica mais importante. Para estimá-la em um lote de concreto, são moldados e preparados corpos-de-prova para ensaio segundo a NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, os quais são ensaiados segundo a NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. O corpo-de-prova padrão brasileiro é o cilíndrico, com 15cm de diâmetro e 30cm de altura, e a idade de referência para o ensaio é 28 dias. Após ensaio de um número muito grande de corpos-de-prova, pode ser feito um gráfico com os valores obtidos de f_c versus a quantidade de corpos-de-prova relativos a determinado valor de f_c , também denominada densidade de frequência. A curva encontrada denomina-se Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão. (PINHEIRO, 2007, p. 10-11).

Gráfico 2 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão



Fonte: Pinheiro (2007, p. 22)

Portanto, é através dessa curva que se define o f_{ck} como sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote de concreto. (PINHEIRO, 2007).

A escolha da resistência do concreto é de extrema relevância na elaboração de qualquer projeto de estruturas, ocorrendo na etapa de planejamento da obra. Ela é uma das premissas mais importantes para o dimensionamento dos elementos estruturais como vigas, pilares, lajes e fundações. Nessa etapa deve-se ser levado em consideração as características da obra, as características da estrutura que será dimensionada, a disponibilidade de material no local onde a estrutura será executada e o custo-benefício de adotar valores maiores para o f_{ck} no dimensionamento dos elementos estruturais. Esse último critério é de fundamental importância, pois a

redução dos custos é de grande interesse dos construtores. (DALDEGAN, 2017).

Ter o f_{ck} especificado e bem definido em projeto também é importante para o futuro, nos casos em que a edificação construída tenha que passar por reformas, reparos ou ampliações. (DALDEGAN, 2017).

A influência mais notável com o aumento do valor do f_{ck} é a diminuição da área necessária de concreto nas seções dos elementos estruturais, sobretudo os que estão submetidos à compressão, à medida que a resistência do concreto aumenta, as áreas necessárias de concreto tendem a diminuir, assim como a quantidade de aço necessária. Porém, esse decréscimo não é ilimitado, pois temos dimensões mínimas a cumprir segundo a NBR 6118:2014.

O concreto de alto desempenho (CAD), como é chamado o concreto de resistência característica superior à 50 MPa, apresenta características melhores do que o concreto tradicional, como resistência mecânica inicial e final elevada, baixa permeabilidade, alta durabilidade, baixa segregação, boa trabalhabilidade, alta aderência, menor deformabilidade por retração e fluência, entre outras. Assim, o CAD é especialmente apropriado para projetos em que a durabilidade é condição indispensável para sua execução. Ademais, a alta resistência é uma das maneiras de se conseguir peças de menores dimensões, aliviando o peso próprio das estruturas e aumentando o espaço útil das edificações, principalmente nas garagens. (PINHEIRO, 2007).

Paula (2007) destaca que essa alternativa de projeto com CAD pode acarretar diversos benefícios, como a redução do número de peças estruturais, do custo e do tempo de execução da obra. Devido ao valor do f_{ck} ser uma medida de resistência à compressão, essas vantagens ficam mais evidentes em elementos estruturais submetidos à esforços de compressão, ou seja, as maiores diferenças são constatadas nos pilares.

Além dessa influência, mais dois aspectos podem ser destacados, o primeiro é que o aumento do f_{ck} influencia diretamente nas deformações da estrutura, deixando-a mais rígida, aumentando sua estabilidade. O segundo ponto é que é possível constatar uma redução nas áreas de aço necessárias das peças da estrutura com esse aumento, e é justamente essa influência que este trabalho procurou analisar. (Zen e Rebelo, 2017)

Dentre essas vantagens, não podemos deixar de destacar que com o uso de concretos mais resistentes, a responsabilidade com o controle tecnológico aumenta.

4. METODOLOGIA

Neste trabalho comparou-se os custos de três modelos estruturais em concreto armado, propondo-se em cada um deles três soluções, que foram chamadas de casos, no intuito de analisar os impactos do aumento da resistência característica do concreto nos custos finais da estrutura de um edifício genérico. Dessa forma, foram concebidas nove soluções estruturais, das quais foram extraídos os quantitativos e feitas as análises descritas. O estudo abordou edificações com 10, 20 e 30 pavimentos tipo com reservatório superior e escada, cada uma com f_{ck} de 25, 35 e 50 MPa.

A seguir encontram-se as nomenclaturas dadas a cada um dos casos estudados:

- Modelo 1: Edifício de 10 pavimentos tipo
 - Caso 1.1 – F_{ck} de 25 MPa;
 - Caso 1.2 – F_{ck} de 35 MPa;
 - Caso 1.3 – F_{ck} de 50 MPa.
- Modelo 2: Edifício de 20 pavimentos tipo
 - Caso 2.1 – F_{ck} de 25 MPa;
 - Caso 2.2 – F_{ck} de 35 MPa;
 - Caso 2.3 – F_{ck} de 50 MPa.
- Modelo 3: Edifício de 30 pavimentos tipo
 - Caso 3.1 – F_{ck} de 25 MPa;
 - Caso 3.2 – F_{ck} de 35 MPa;
 - Caso 3.3 – F_{ck} de 50 MPa.

Em todos os casos descritos buscou-se manter as mesmas características da estrutura, tanto em relação as formas dos elementos estruturais, mantendo-se as mesmas seções, como também, em relação a outros parâmetros de cálculo, de modo que as variáveis de estudos pudessem ser bem controladas e que se tivesse uma análise final relevante ao que se propôs o trabalho.

Esse capítulo abordará os diversos processos, critérios e parâmetros adotados para que fosse possível a obtenção das soluções estruturais finais e a sua posterior análise.

4.1. SOFTWARE EBERICK

O *software* usado para o desenvolvimento dos projetos foi o Eberick, da empresa AltoQi na sua versão 2019. Ele é um programa para elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado in loco, com recursos que abrangem todas as etapas do projeto. Ele é capaz de fazer rápidas modelagens, realizar a análise da estrutura, o dimensionamento das peças estruturais, a compatibilização com outros projetos, além da geração das pranchas finais dos projetos com todos os detalhes necessários, tudo conforme as normas brasileiras vigentes. (EBERICK, 2019)

Através do seu uso foi feito o lançamento da estrutura, e com a inserção dos dados necessários foi possível que o programa conseguisse calcular os esforços nos elementos estruturais, verificar suas deformações e dimensioná-los sem a apresentação de erros. Feitos os devidos ajustes, que serão abordados mais detalhadamente em tópico posterior, foi possível confirmar as soluções criadas para as estruturas e extrair relatórios com os quantitativos e os custos de cada material em cada um dos casos estudados. Fora isso, o *software* já gera de forma automática uma maquete estrutural 3D, conforme o lançamento da estrutura vai sendo feito, o que ajuda no entendimento da geometria proposta.

4.1.1. Custos unitários dos materiais

Os custos dos materiais e da execução deles usados para fazer os cálculos finais das estruturas deste trabalho foram adotados das configurações padrões do programa Eberick, e eles se encontram a seguir:

Tabela 1 - Custos dos materiais e da execução

AÇO	BITOLA (mm)	CUSTO DO MATERIAL (R\$/KG)	CUSTO DE EXECUÇÃO (R\$/KG)	CUSTO TOTAL (R\$/KG)
	5,0	4,82	3,19	8,01
	6,3	4,82	4,88	9,7
	8,0	5,5	3,92	9,42
	10,0	4,69	2,99	7,68
	12,5	4,44	1,98	6,42
	16,0	4,41	0,7	5,11
	20,0	4,22	0,41	4,63
	25,0	4,84	0,2	5,04
	32,0	4,84	0,2	5,04
CONCRETO	F_{ck} (MPa)	CUSTO DO MATERIAL (R\$/M³)	CUSTO DE EXECUÇÃO (R\$/M³)	CUSTO TOTAL (R\$/M³)
	25	244,37	95,11	339,48
	35	272,28	131,5	403,78
	50	402,81	50,96	453,77
FORMA	ELEMENTO	CUSTO DO MATERIAL (R\$/M²)	CUSTO DE EXECUÇÃO (R\$/M²)	CUSTO TOTAL (R\$/M²)
	VIGAS	46,7	55,93	102,63
	PILARES	51,65	78,67	130,32
	LAJES	44,27	73,53	117,8
	ESCADAS	44,27	73,53	117,8
	RESERVATÓRIOS	2,89	9,93	12,82

Fonte: Autor

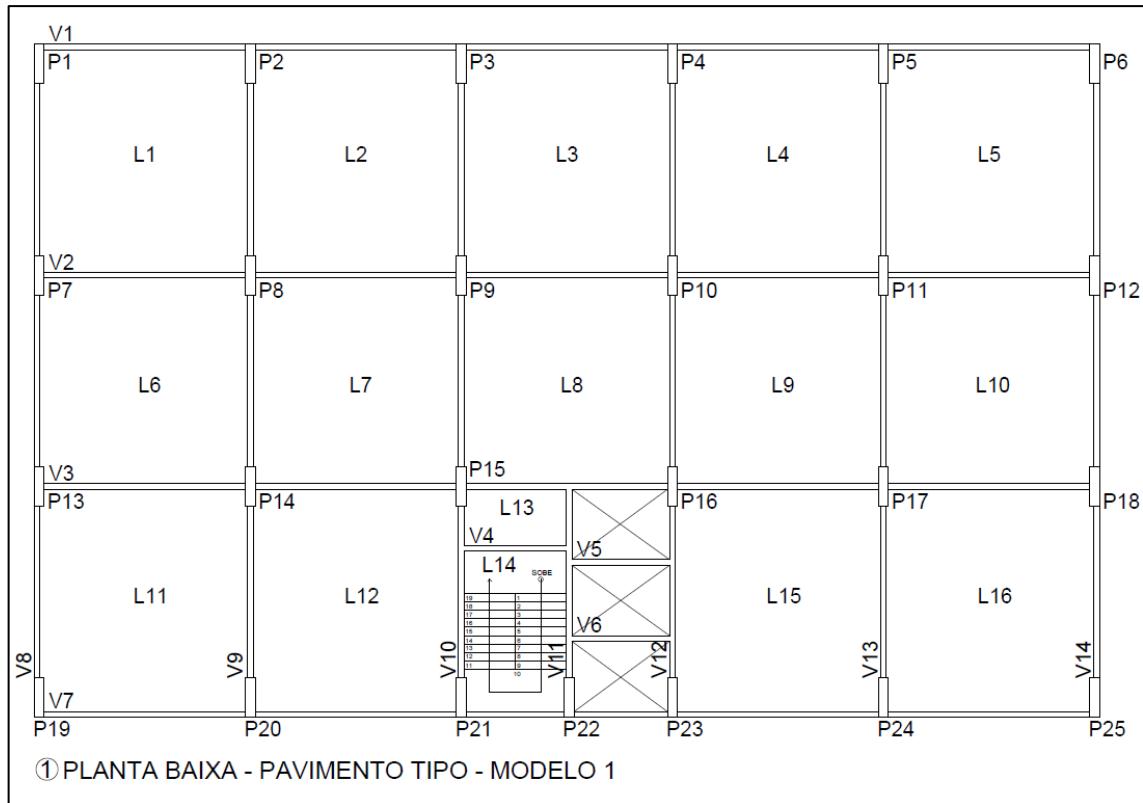
4.2. MODELO ESTRUTURAL

Este estudo utilizou um projeto arquitetônico genérico para atender a várias possibilidades de ocorrências de layout das paredes divisórias dos ambientes, para isso, foi estimado um valor para as cargas correspondentes ao peso das paredes. Dessa forma, os pavimentos em formatos retangulares foram todos modelados com pé esquerdo de 3 metros, com os pilares espaçados em 7,5 metros de eixo a eixo, modulação bastante utilizada nos projetos arquitetônicos atuais, de forma a maximizar o aproveitamento da área do prédio para as vagas de garagens.

Ademais, foi considerada uma escada na parte central, além de um espaço em aberto para a colocação de elevadores. A única exceção a essa modulação dos pilares foi justamente na parte central, onde adicionou-se um pilar para se obter uma melhor

sustentação dos elementos estruturais da escada. O reservatório ficou localizado acima do espaço destinado à escada e aos elevadores. Essas e outras características podem ser melhor observadas no desenho a seguir:

Figura 2 - Desenho do pavimento tipo do modelo 1



Fonte: Autor

4.3. NORMAS BRASILEIRAS

Neste item será abordado as exigências das principais normas utilizadas em projetos estruturais e as suas respectivas interferências.

4.3.1. Considerações sobre a NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 estabelece os requisitos básicos exigíveis para os projetos estruturais de concreto simples, armado e protendido. Ela estabelece tanto requisitos gerais, como específicos relativos a cada etapa da construção da estrutura. (NBR 6118, 2014).

Essa norma trata de diretrizes importantes para os projetos estruturais que

serão abordados neste item e nos seguintes.

O item 6 dessa norma estabelece diversas orientações e parâmetros para aumentara durabilidade das estruturas de concreto, a exemplo da classe de agressividade que se deve considerar nos projetos, fator descrito no item 6.4 da NBR 6118. A seguir, a tabela 6.1 da norma citada, especifica a classe de agressividade que se deve seguir dependendo do local onde será executada a obra:

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de 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: NBR 6118:2018 – Tabela 6.1

Neste estudo será considerada a classe II, de agressividade moderada, considerando-se que o projeto será implementado em uma zona urbana, na cidade de João Pessoa.

Dessa forma e de acordo com o item de durabilidade do concreto armado, a norma especifica que após a definição da classe de agressividade determina-se, através da tabela 7.1 da NBR 6118:2014, a relação água-cimento máxima e a classe mínima do concreto a ser adotado na determinação da dosagem do concreto.

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

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		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 de 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 corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: NBR 6118:2014 – Tabela 7.1

De acordo com os critérios dessa tabela observa-se que, no caso deste projeto em concreto armado, situado em um ambiente de classe de agressividade II, a classe mínima do concreto a se adotar é a C25.

Já no item 7.4.7.6. dessa norma é possível determinar o cobrimento nominal para os diversos elementos estruturais, quando moldados in loco, através da tabela 7.2, anexada a seguir:

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 (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		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 ^a	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 $\geq 15 \text{ mm}$.

^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 $\geq 45 \text{ mm}$.

Fonte: NBR 6118:2014 - Tabela 7.2

A NBR 6118 ainda destaca que, caso a classe de resistência do concreto usado seja maior que a mínima exigida, os cobrimentos definidos na tabela acima podem ser reduzidos em 5 mm. No caso deste estudo, por se estar considerando uma classe de agressividade II e uma estrutura em concreto armado, tem-se o cobrimento mínimo de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

A norma de estruturas de concreto também caracteriza os estados-limites a serem verificados nos projetos. O programa de cálculo utilizado neste projeto (*software* Eberick) está fundamentado nas normas brasileiras e, portanto, para o dimensionamento dos elementos estruturais verifica tanto para os estados-limites de serviço como para os estados-limites últimos, ou seja, para evitar situações de perda de equilíbrio, de esgotamento da capacidade resistente da estrutura ou de colapso progressivo. Já o estado de limite de serviço se relaciona àquelas situações de conforto do usuário, de durabilidade e de aparência da estrutura. (NBR 6118, 2014).

Outro aspecto importante sobre a segurança da estrutura retratado nessa norma são os coeficientes de ponderação das resistências dos elementos concreto e

ação aplicados no instante do dimensionamento estrutural nos estados-limites últimos. Tais coeficientes já são considerados pelo *software* Eberick no momento do dimensionamento da estrutura e estão especificados na tabela a seguir:

Tabela 5 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

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

Fonte: NBR 6118:2014 – Tabela 12.1

4.3.2. Considerações sobre a NBR 15575:2013

A NBR 15575:2013 (Edifícios habitacionais – Desempenho) é composta de 6 partes:

- Parte 1: Requisitos gerais;
- Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais;
- Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos;
- Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas;
- Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas;
- Parte 6: Requisitos para os sistemas hidrossanitários.

As normas de desempenho trazem as exigências para os usuários em requisitos e critérios, e são consideradas como complementos às outras normas. Assim, segundo a NBR 15575:2013, são requisitos gerais para as edificações:

- Não ruir ou perder a estabilidade de nenhuma de suas partes;
- Prover segurança aos usuários sob ação de impactos, choques, vibrações e outras solicitações;
- Não provocar sensação de insegurança aos usuários pelas deformações de quaisquer elementos da edificação;
- Não repercutir em estados inaceitáveis de fissuração de vedação e acabamentos.

Quanto às exigências relativas à segurança contra incêndios, essa norma é

pautada em dificultar o início e a propagação dos incêndios, proporcionar meios de controle e extinção de incêndio, dar condições de acesso ao corpo de bombeiros, entre outros. Como critérios para dificultar o princípio dos incêndios, podemos citar a proteção contra descargas atmosféricas, contra riscos de ignições nas instalações elétricas e contra riscos de vazamentos de gás. (NBR 15575, 2013).

Quanto ao assunto da segurança estrutural, a norma aborda critérios para minimizar riscos de colapso estrutural em situações de incêndio, e também traz os deslocamentos limites para os diversos elementos estruturais, como pode ser visto na tabela a seguir:

Tabela 6 - Deslocamentos limites para cargas permanentes e cargas acidentais em geral

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite	Tipo de deslocamento
Visual/insegurança psicológica	Pilares, paredes, vigas, lajes (componentes visíveis)	$L/250$ ou $H/300^{(1)}$	Deslocamento final incluindo fluência (carga total)
Destacamentos, fissuras em vedações ou acabamentos, falhas na operação de caixilhos e instalações	Caixilhos, instalações, vedações e acabamentos rígidos (pisos, forros etc.)	$L/800$	Parcela da flecha ocorrida após a instalação da carga correspondente ao elemento em análise (parede, piso etc.)
	Divisórias leves, acabamentos flexíveis (pisos, forros etc.)	$L/600$	
Destacamentos e fissuras em vedações	Paredes e/ou acabamentos rígidos	$L/500$ ou $H/500^{(1)}$	Distorção horizontal ou vertical provocada por variações de temperatura ou ação do vento, distorção angular devida ao recalque de fundações (deslocamentos totais)
	Paredes e acabamentos flexíveis	$L/400$ ou $H/400^{(1)}$	
<p>H é a altura do elemento estrutural L é o vão teórico do elemento estrutural ⁽¹⁾ Para qualquer tipo de solicitação, o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício deve ser limitado a $H_{total} / 500$ ou 3 cm, respeitando-se o menor dos dois limites. NOTA Não podem ser aceitas falhas, a menos daquelas que estejam dentro dos limites previstos nas normas prescritivas específicas.</p>			

Fonte: NBR 15575:2013 – Tabela 1

Já no item sobre o assunto da estanqueidade a norma afirma:

A exposição à água de chuva, à umidade proveniente do solo e aquela proveniente do uso da edificação habitacional, devem ser consideradas em projeto, pois a umidade acelera os mecanismos de deterioração e acarreta a perda das condições de habitabilidade e de higiene do ambiente construído. (NBR 15575, 2013, p. 19).

Entre outros aspectos, ela ainda trata de critérios que assegurem um bom desempenho acústico, térmico e de iluminação da edificação.

4.3.3. Considerações sobre a NBR 14432:2001

A NBR 14432:2001 (Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento) tem como objetivo estabelecer as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais que integram os edifícios para que em situação de incêndio seja evitado o colapso estrutural e possibilite a fuga em segurança dos ocupantes da edificação. (NBR 14432, 2001).

Os critérios estabelecidos nessa norma baseiam-se na resistência ao fogo dos elementos construtivos, considerando as condições de exposição ao incêndio-padrão. (NBR 14432, 2001).

A norma estabelece que as estruturas sejam dimensionadas de modo a atender ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Esse tempo, segundo a citada norma, é o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão.

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo gera em cada elemento estrutural, em função de sua forma e exposição ao fogo, certa distribuição de temperatura. Esse processo conduz à redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além da ocorrência de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais restringidos ou de gradientes térmicos. (NBR 15200, 2012, p.13).

Desse modo, para determinar o TRRF, deve-se primeiramente definir a ocupação e uso da edificação em relação a sua tipologia e com os dados obtidos classificar a edificação segundo a tabela extraída em parte da NBR 14432:2001.

Tabela 7 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Amarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros

Fonte: NBR 14432:2001 – Tabela B.1

No caso deste estudo, as edificações são classificadas em A-2, habitações multifamiliares. Com isso, pode-se determinar o TRRF através da tabela A.1 dessa mesma norma. Esse tempo requerido depende da presença de subsolo e da altura da edificação, como pode ser observado a seguir:

Tabela 8 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minuto

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: NBR 14432:2001 – Tabela A.1

Por meio dessa tabela, é possível definir o tempo requerido de resistência ao fogo de 120 minutos para o presente trabalho, alterando os cobrimentos e as dimensões mínimas dos elementos estruturais quando necessário, uma vez que as edificações projetadas de todos os modelos não possuem subsolo e tem altura superior a 30 metros.

4.3.4. Considerações sobre a NBR 15200:2012

A NBR 15200:2012 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio) tem como objetivo estabelecer critérios de projeto de estruturas de concreto moldadas in loco em situação de incêndio, de forma a limitar o risco à vida humana, à vizinhança e facilitar a operação de combate a incêndio. (NBR 15200:2012).

Essa norma descreve o chamado método tabular para a determinação das dimensões mínimas dos elementos estruturais.

A Tabela 6 da NBR 15200 traz as medidas mínimas para lajes maciças simplesmente apoiadas:

Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF min	h^a mm	c_1 mm		
		Laje armada em duas direções ^b		Laje armada em uma direção $\ell_y/\ell_x > 2$
		$\ell_y / \ell_x \leq 1,5$	$1,5 < \ell_y / \ell_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

^a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.
^b Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.
^c Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200:2012 – Tabela 6

Como determinado no tópico anterior, o TRRF deste projeto é de 120 minutos, dessa maneira, por meio da tabela acima, as dimensões mínimas para a altura da seção transversal das lajes é de 12 cm, e a distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (cobrimento “ c_1 ”) é de 20 mm. Como se pode observar, os cobrimentos mínimos dos elementos estruturais já determinados através da NBR 6118:2014 satisfazem os critérios de exposição ao fogo.

Em relação aos pilares a norma de desempenho especifica as dimensões mínimas na tabela mostrada abaixo:

Tabela 10 -Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF min	Combinações de b_{min} / c_1 mm/mm
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR 15200:2012 – Tabela 12

Por meio da tabela anterior, verifica-se que a dimensão mínima para uma face de pilar que esteja em contato com o fogo é de 17,5 cm, para os casos de TRRF de

120 min, e o seu cobrimento mínimo é de 35 mm. Como o cobrimento mínimo para pilares pela NBR 6118:2014 foi de 30 mm, prevaleceu na concepção do projeto o cobrimento mínimo desta norma de incêndio.

Além disso, a NBR 15200 traz as medidas mínimas para vigas contínuas, como mostra a tabela anexada a seguir:

Tabela 11 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm				$b_{w\min}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	–	–	80
60	120/25	190/12	–	–	100
90	140/37	250/25	–	–	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

^a Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200:2012 – Tabela 5

Por conseguinte, considerando o TRRF de 120 min, depreende-se da tabela acima que a largura mínima para as vigas é de 12 cm, e que a altura mínima e o cobrimento mínimo dependem da combinação de medidas a serem usadas no dimensionamento, que será determinado nos próximos tópicos.

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento de uma estrutura embasa o projetista para que ele possa ter um ponto de partida no tocante as dimensões dos elementos estruturais. Assim, uma das etapas para a concepção de um projeto estrutural é o processo de pré-dimensionamento da estrutura. Ele pode ser feito por meio de fórmulas empíricas, por gráficos, entre outros métodos descritos na literatura técnica. (REBELLO, 2007).

No presente trabalho foram utilizados os métodos descritos por Rebello (2007), para o pré-dimensionamento de vigas, pilares e lajes maciças.

Vale salientar que, acima de tudo, o pré-dimensionamento dos elementos foi feito respeitando os valores mínimos estipulados pelas normas brasileiras

comentadas anteriormente, com destaque para a NBR 6118:2014 e a NBR 15200:2012.

4.4.1. Lajes

Seguindo as recomendações da metodologia de Rebello (2007), o pré-dimensionamento das lajes maciças armadas em duas direções foi feito considerando a espessura de 2% em relação a média dos vãos das lajes. Como todas as lajes de todos os casos estudados tem dimensões 7,5m x 7,5m, obtivemos uma espessura de 15 cm para todos os casos.

Além de atender ao pré-dimensionamento de acordo com os procedimentos de Rebello (2007), deve ser levado em consideração as dimensões mínimas descritas nas normas. A NBR 6118:2014 no seu item 13.2.4.1 aponta quais são as dimensões mínimas para esse tipo de elemento:

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $L / 42$ para lajes de piso biapoiadas e $L / 50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel. (NBR 6118, 2014, p. 74)

Portanto, foi adotado a espessura de 15 cm para as lajes de todos os casos, uma vez que essa espessura atende tanto as medidas mínimas citadas acima, como a medida mínima de 12 cm exigida pela NBR 15200:2014, para lajes que suportem carga de peso maior que 30 KN, como mostrado no item 4.3.4.

As lajes do reservatório serão abordadas em tópico próprio.

4.4.2. Vigas

Ainda de acordo com as recomendações da metodologia de Rebello (2007), para vigas sem balanço, o seu método de pré-dimensionamento possibilita a escolha de cargas pequenas, médias e grandes, adotando como altura os valores de 8%, 10% e 12% dos vãos, respectivamente. Neste estudo, por se tratar de um edifício

residencial genérico, foi adotado o caso para cargas médias para as vigas dos pavimentos, assim, o pré-dimensionamento da altura das vigas foi de 10% do maior vão, logo, se obteve uma altura de 75 cm para as vigas de todos os casos estudados, já que o maior vão é de 7,5 m em todas as lajes.

Ainda segundo a metodologia de Rebello (2007), a largura das vigas deve ficar entre $1/4$ e $1/3$ de sua altura, ou seja, neste estudo, deve ficar entre 18,75 cm e 25 cm. Tomando por base esses valores, foi escolhido a largura de 20 cm, para as vigas de todos os casos estudados.

Analogamente, foi feito o pré-dimensionamento para as vigas baldrame. Nele foi considerado o caso para pequenas cargas, uma vez que elas não recebem cargas de lajes. Assim, considerando 8% dos vãos, obteve-se 60 cm de altura. Já a largura deve variar entre 15 cm e 20 cm, para manter a uniformidade, optou-se por adotar uma largura de 20 cm.

Do mesmo modo que nas lajes, as dimensões das vigas devem satisfazer as exigências das normas. De acordo com a NBR 6118:2014, as vigas devem ter largura mínima de 12cm. Já segundo a NBR 15200:2012, as vigas também devem ter largura mínima de 12 cm, como foi mostrado em tópicos anteriores. Portanto, a largura de 20 cm inferida pelo pré-dimensionamento, respeita ambas as normas.

Além disso, de posse da largura das vigas, pode-se retornar a Tabela 9 do tópico 4.3.4 e notar que as vigas deste projeto se encaixam na situação I e, portanto, devem ter cobertura mínimo de 45 mm, já que é mais do que o imposto pela NBR 6118.

Ademais, as vigas do reservatório serão determinadas no tópico específico de reservatório.

4.4.3. Pilares

Do mesmo modo, o pré-dimensionamento dos pilares foi feito seguindo a metodologia de Rebello (2007). Esse método consiste em se determinar a área da seção transversal necessária, e em seguida, adequá-la à forma mais conveniente exigida pelo projeto arquitetônico.

Segundo Rebello (2007), os métodos que usam fórmula empíricas não são tão precisos quanto os métodos gráficos, dessa forma, adotou-se o método gráfico de pré-dimensionamento de pilares. Tal método faz uso de dois gráficos, o primeiro leva em

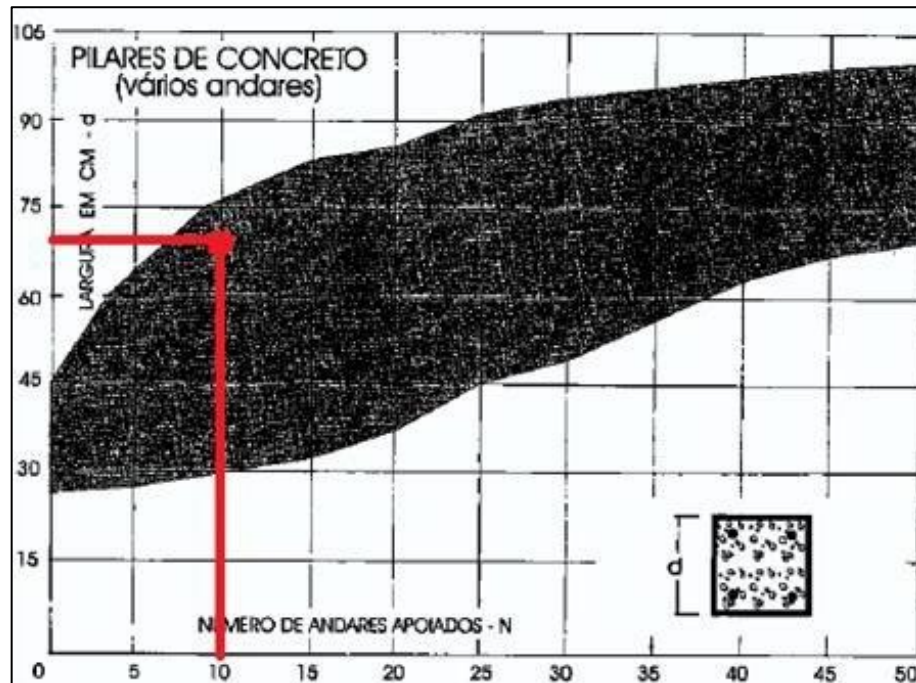
consideração as cargas atuantes nos pilares, e o número de pavimentos necessários para a estrutura, especificada no gráfico, dessa forma, encontra-se uma faixa ideal para a medida “d”, correspondente a largura de um pilar quadrado, em seguida, adequa-se ela a forma retangular equivalente mais apropriada ao projeto arquitetônico. Já o segundo gráfico, leva em consideração os efeitos da flambagem, nele entra-se com o comprimento do pé esquerdo e obtém-se uma faixa ideal para a largura mínima dos pilares. Uma vez que o método depende do número de pavimentos apoiados nos pilares, cada modelo estudado (10, 20 e 30 pavimentos) obteve-se uma seção diferente.

Atualmente, os construtores evitam as mudanças de seções dos pilares ao longo dos pavimentos, para se economizar em forma, pois, o custo delas tende a aumentar no valor final dos pilares. Diante disso, será adotado uma única seção ao longo de todo o pilar. (REBELLO, 2007).

Para o modelo 1, com 10 pavimentos, considerou-se uma seção que atendesse aos dois gráficos para o pré-dimensionamento do método de Rebello (2007). Com o uso do gráfico das cargas dos pilares, considerou-se que os pilares suportariam cargas altas, desse modo optou-se por adotar uma largura da seção “d” de 70 cm, ou seja, a área necessária é de 70 cm x 70 cm, o que equivale a 4900 cm². Como os pilares retangulares são mais usuais, decidiu-se por um pilar de 35 cm x 140 cm, que apresenta área equivalente a calculada anteriormente, além disso, tal mudança é necessária para que a seção seja aprovada pelo gráfico de flambagem, como será demonstrado a seguir. Portanto adotou-se pilares de 35 cm x 140 cm para o modelo 1.

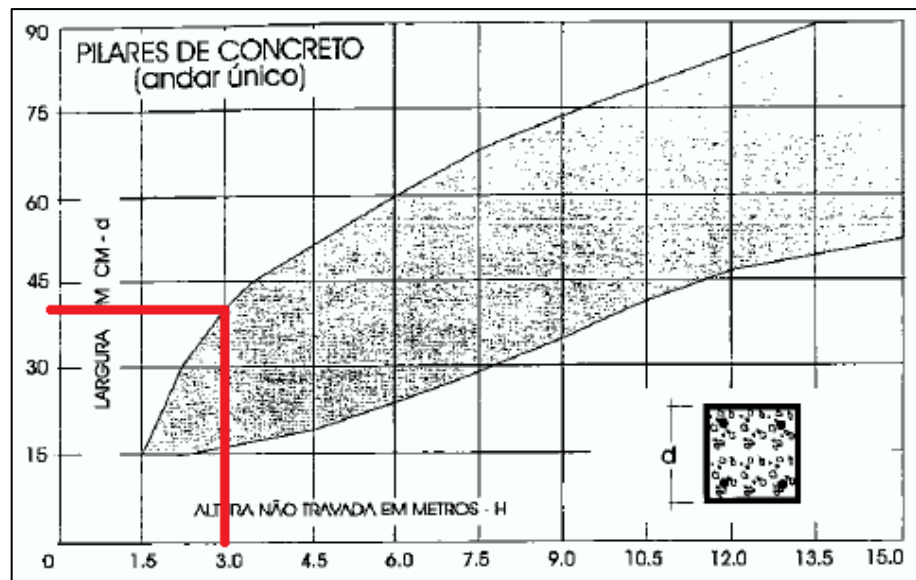
Os gráficos referidos se encontram no livro de Rebello (2007), e foram utilizados do modo apresentado a seguir:

Gráfico 3 - Gráfico para cargas nos pilares – Modelo com 10 pavimentos



Fonte: Rebello, 2007.

Gráfico 4 - Gráfico para flambagem

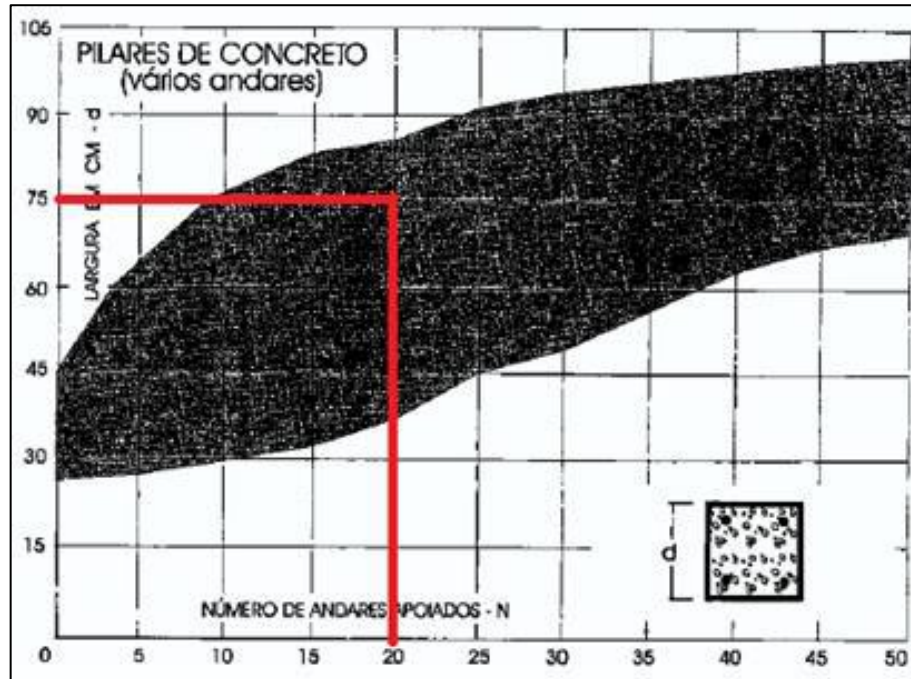


Fonte: Rebello, 2007.

De forma análoga, foi feito o pré-dimensionamento para os modelos 2 e 3.

Para o modelo 2, foi determinado um “d” de 75 cm, assim, a área necessária é de 5625 cm². Nesse caso também se escolheu uma largura de 35 cm, e obteve-se a outra medida de aproximadamente 160 cm. Portanto, adotou-se pilares de 35 cm x 160 cm para o modelo 2.

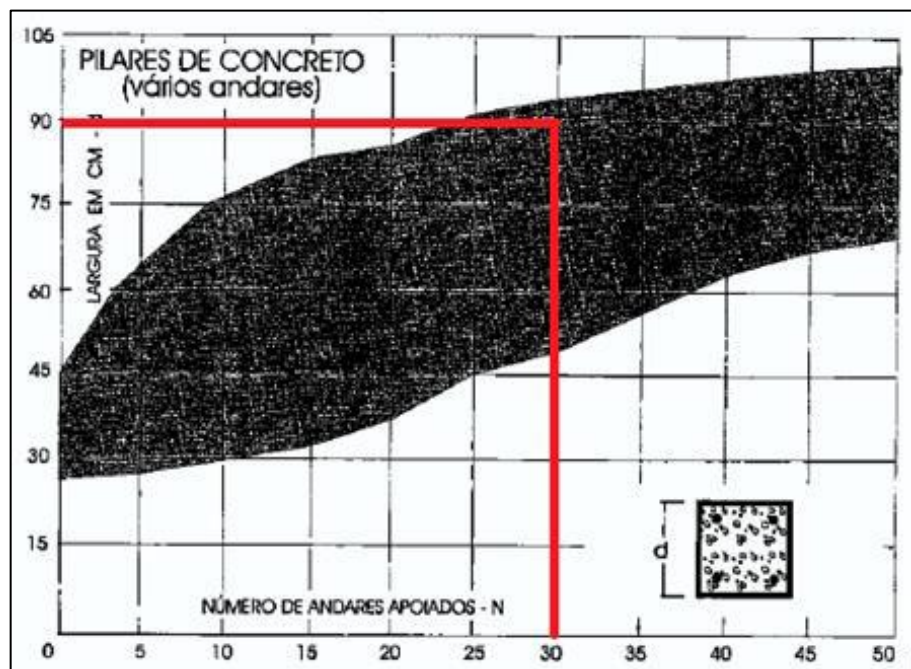
Gráfico 5 - Gráfico para cargas nos pilares - Modelo com 20 pavimentos



Fonte: Rebello, 2007.

Do mesmo modo, para o modelo 3 obteve-se um “d” de 90 cm, e feitas as modificações adequadas, adotou-se a seção de 40 cm x 200 cm para os pilares do modelo 3.

Gráfico 6 - Gráfico para cargas nos pilares - Modelo com 30 pavimentos



Fonte: Rebello, 2007.

Além de observar os valores obtidos no pré-dimensionamento, verificou-se que as dimensões obtidas atendiam as especificações da NBR 6118:2014, dimensões não inferiores a 19 cm, e as da NBR 15200:2012, largura mínima exposta ao fogo de 17,5 cm.

4.4.4. Reservatórios

Para a concepção do reservatório, primeiro foi necessário determinar o volume que ele deveria armazenar em cada modelo, determinando tanto as suas medidas, como as alturas das lâminas de água em cada modelo. Para esse cálculo foram usados como referências a NBR 5626:1998 (Instalação predial de água fria), a NBR 13714 (Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio), além do livro de Macintyre (1990).

Assim, encontrou-se os seguintes valores de altura da água nos reservatórios:

Tabela 12 - Níveis de água dos reservatórios

Modelo	Altura da Lâmina de água (metros)
1	0,60
2	1,05
3	1,50

Fonte: Autor

O cálculo detalhado do reservatório se encontra no anexo A deste trabalho.

Já as medidas do reservatório foram de 20 cm para a laje de fundo, medida necessária para que o processamento desse elemento estrutural fosse efetuado com êxito; 20 cm para as vigas paredes do reservatório; 15 cm para a laje de tampa, visto que ela só recebe a carga de revestimento e uma carga acidental, quando há manutenção da caixa d'água; e 185 cm de altura total para as vigas paredes do reservatório, de forma a atender o nível máximo de água para o modelo 3 (150 cm de altura) com uma folga de 35 cm para as lajes de tampa do reservatório.

4.4.5. Escadas

A NBR 9077:2001 (Saídas de emergência em edifícios) traz algumas medidas

para os elementos componentes de escadas residenciais, de forma a prover conforto e segurança aos seus usuários. Ela menciona a medida de 1,10 m como a largura mínima de lances de escadas para edifícios residenciais e enfatiza que a altura dos degraus deve ser ficar entre 16 e 18 cm. A literatura ainda menciona que o piso da escada deve ficar entre 25 e 30 cm. Com isso, foi adotado nestes projetos, dois lances de escada com espessura de 15 cm, larguras de 1,50 m, altura dos degraus de 16,67 cm e piso de 30 cm. Essas e outras características podem ser observadas na figura a seguir extraída do programa Eberick:

Figura 3 - Dados dos lances de escada

Fonte: Autor

Já sobre os patamares, essa norma preconiza que eles devem ao menos ter a largura da escada, dessa forma, foi adotado uma largura de 1,50 m para os patamares.

4.5. CARGAS ADOTADAS

Dentre os carregamentos que um edifício suporta podemos dividi-los em cargas

verticais e horizontais. Por sua vez, elas podem se dividir em cargas permanentes, acidentais, de revestimento, sobrecargas, etc.

As permanentes são devidas ao peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, o que compreende em grande parte do peso do concreto armado, dessa forma, esse tipo de carga é algo intrínseco do edifício, e já é determinado pelo *software* com base no peso específico dos materiais e nas dimensões escolhidas na etapa do pré-dimensionamento. (NBR 6120, 1980).

Por outro lado, as cargas acidentais são parâmetros adotados pelo projetista, sendo definidas como aquelas que podem atuar sobre a estrutura de edifícios em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, carros, entre outros). (NBR 6120, 1980).

Para a concepção deste estudo, todas as cargas acidentais adotadas nos projetos foram escolhidas de acordo com as recomendações da NBR 6120:1980, que fixa os valores que devem ser considerados em cada situação de projeto.

Assim, de acordo com a NBR 6120:1980, as cargas verticais acidentais variam de 1,5 a 2 kN/m² para edifícios residenciais, já para escadas, variam de 2,5 a 3 kN/m², conforme a Tabela 2 da norma, citada aqui na tabela13:

Tabela 13 - Valores mínimos das cargas verticais

		Unid.: kN/m ²
Local		Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	-
3	Bancos	2 1,5
4	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5	Casas de máquinas	7,5
6	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9	Cozinhas não residenciais	3
10	Depósitos	-
11	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público	2,5

Fonte: NBR 6120:1980 – Tabela 2

Uma vez que este trabalho não aborda diferentes tipos de situações de carregamento, optou-se por adotar um valor uniforme em todo o pavimento, 2 kN/m², e de 2,5 kN/m² para as lajes das escadas, considerando o caso da norma, sem acesso ao público. Já no último pavimento foi usada uma carga acidental de cobertura de 0,5 kN/m².

Por se tratar de um projeto arquitetônico genérico, a planta baixa usada não apresenta o posicionamento das paredes e conseqüentemente dos ambientes internos com as suas funções de uso, entretanto, para tornar o projeto mais compatível

com a realidade, foram consideradas alvenarias em torno do fosso dos elevadores, das escadas e no fechamento externo dos edifícios. Além dessas, foram consideradas paredes internas nas lajes, o que termos práticos, considerou-se 15 metros de paredes em cada laje de 7,5 m x 7,5 m, o que ocasionou uma sobrecarga de aproximadamente 1,5 kN/m², obtido pelo seguinte cálculo:

- Considerações sobre as alvenarias:
 - Peso específico = 13 kN/m³;
 - Espessura média = 0,15 m;
 - Comprimento total = 15 m;
 - Altura = 3,00 – 0,15 = 2,85 m.

$$Sobrecarga = \frac{\text{Peso das alvenarias}}{\text{Área da laje}} = \frac{13 * (0,15 * 15 * 2,85)}{7,5 * 7,5} = 1,482 \cong 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

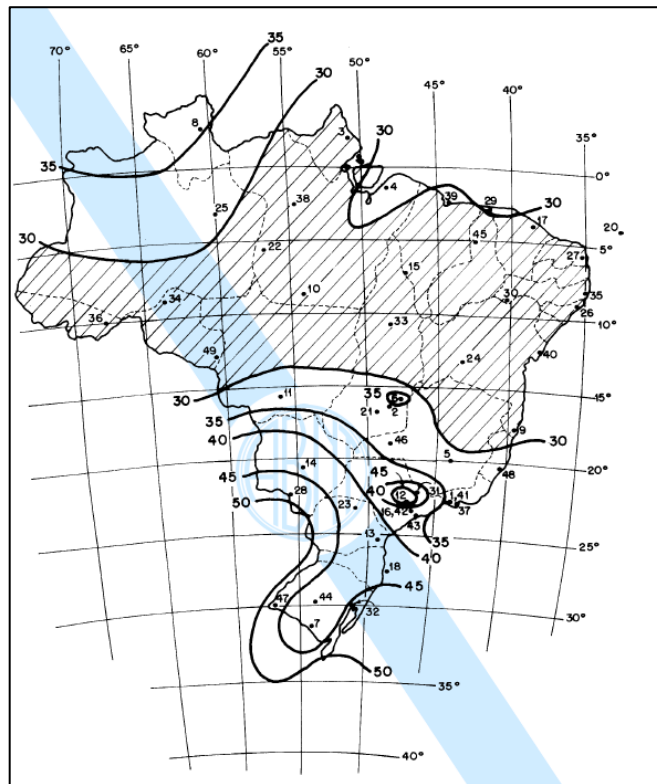
Fora essas cargas mencionadas, ainda se admitiu o valor de 0,50 kN/m² para as cargas de revestimento cerâmico em todas as lajes do edifício e uma carga accidental para a laje do fundo do reservatório correspondente ao peso de água da altura do reservatório calculada no tópico anterior.

4.6. AÇÕES DO VENTO

As cargas devido às ações dos ventos são regidas no território brasileiro pela NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações (Versão corrigida em 2013). Essa norma fixa as condições exigidas para atender as forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo da estrutura das edificações. (NBR-6123, 1988)

Por essa razão, se supôs que as edificações são localizadas no estado da Paraíba, dessa forma, de acordo com as isopletas de velocidade básica, a velocidade a ser considerada nessa área é de 30 m/s.

Figura 4 - Isopletas de velocidade básica



Fonte: NBR 6123 – Figura 1

Em termos práticos, o *software* Eberick fornece esse mapa das isopletas e com isso é possível determinar a velocidade básica a ser usada no projeto.

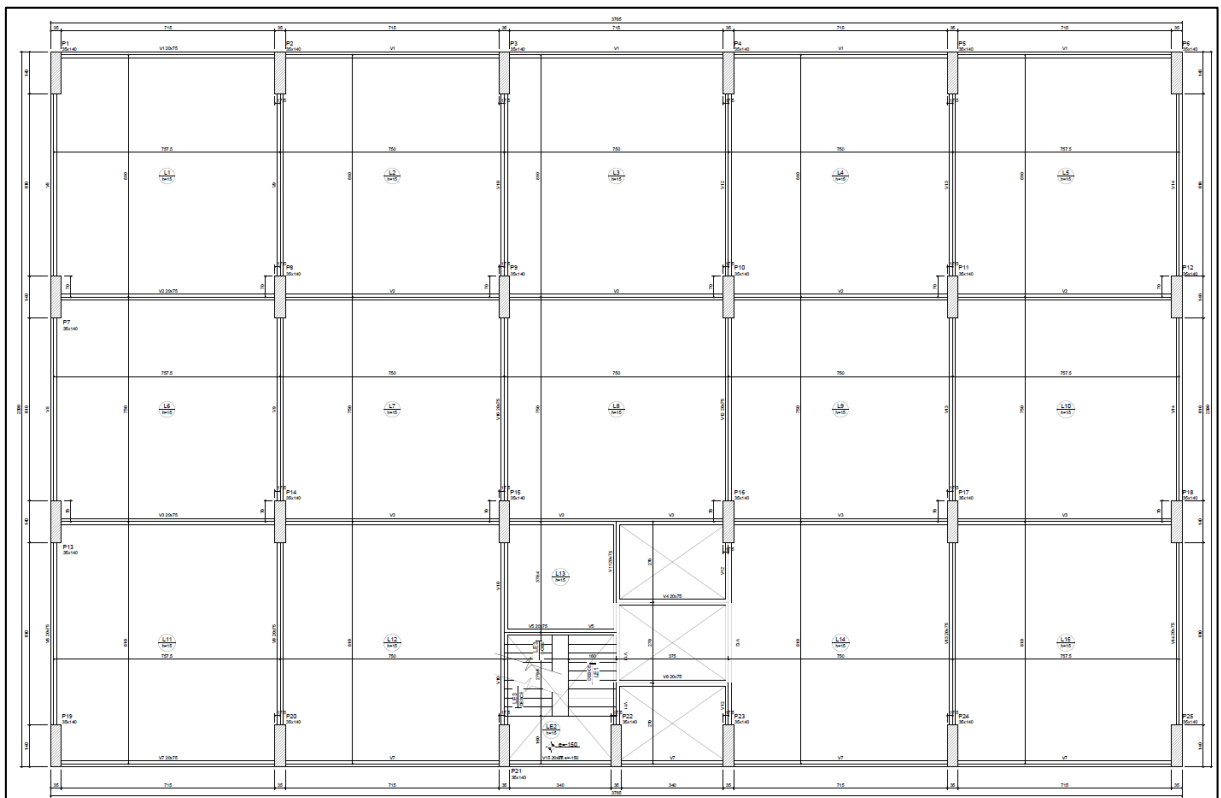
5. LANÇAMENTO E PROCESSAMENTO DAS ESTRUTURAS

Com o pré-dimensionamento dos elementos concluído, o próximo passo foi o lançamento da estrutura no programa Eberick. De início, foi necessário a inserção de alguns dados do projeto, como: nomes, quantidade e altura dos pavimentos. Feito isso, já foi possível inserir as plantas baixas do projeto em cada pavimento.

A exemplo do modelo 1, foram criadas plantas baixas dos modelos 2 e 3 com as medidas obtidas nos seus respectivos pré-dimensionamentos.

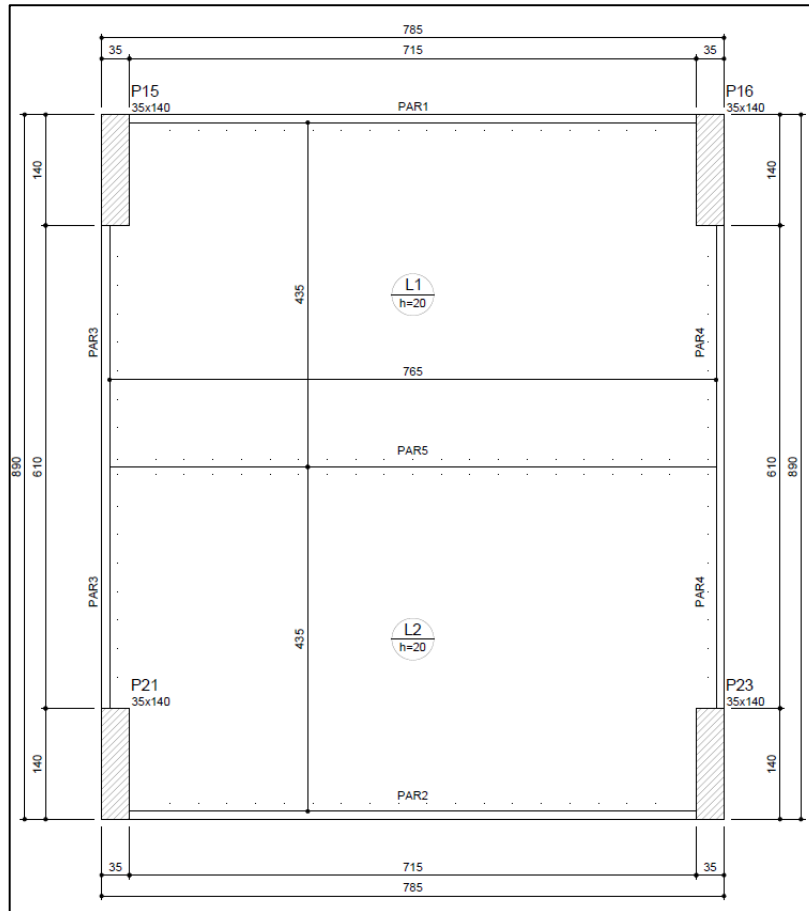
Com a inserção das plantas baixas, foi possível lançar os pilares, definindo as suas dimensões e posições na planta. Em seguida foram lançadas as vigas, onde também foi definida as suas seções e posições, para então serem lançadas as lajes dos pavimentos, selecionando o tipo de laje, seus vínculos e determinando o valor das cargas acidentais e o valor calculado das sobrecargas devido as alvenarias sobre as lajes. Nas figuras 5 e 6 estão as fôrmas de um dos pavimentos tipo e do reservatório superior, de forma a exemplificar o lançamento feito.

Figura 5 - Fôrma do Pavimento 1 do modelo 1



Fonte: Autor

Figura 6 - Fôrma do Reservatório Superior do modelo 1



Fonte: Autor

Em seguida, foram lançados os lances de escadas e os patamares na altura intermediária do pavimento, todos com espessura de 15 cm. Por fim, foi realizado o lançamento do reservatório superior dos edifícios adotando uma altura de 2 metros em relação ao nível do último pavimento de cada modelo para atender as necessidades de perda de carga nas tubulações.

As configurações relativas a incêndio, abordadas e determinadas em itens anteriores, também foram devidamente inseridas no programa, para que tais critérios fossem contemplados no dimensionamento.

Figura 7 - Configurações dos critérios de incêndio

Incêndio

Requisitos

Definir TRRF automaticamente

Ocupação: **A - Residencial**

Definir alturas automaticamente

Altura acima do solo: cm

Profundidade do subsolo: cm

Permitir redução de TRRF utilizando MTE

Método do tempo equivalente...

Avançado...

Elemento	TRRF
Vigas	120 min
Pilares	120 min
Lajes	120 min
Paredes	120 min

Revestimento

Projeto inteiro

Por pavimento

Elementos	Físico	Eficiência	Efetivo
Vigas	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="100"/> %	<input type="text" value="1.5"/> cm
Pilares	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="100"/> %	<input type="text" value="1.5"/> cm
Lajes (superior)	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="100"/> %	<input type="text" value="1.5"/> cm
Lajes (inferior)	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="100"/> %	<input type="text" value="0"/> cm
Paredes	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="100"/> %	<input type="text" value="1.5"/> cm

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor

Outros detalhes de lançamento, como a determinação das vinculações dos elementos, a classe de agressividade do ambiente, as bitolas dos aços a serem usadas, foram sendo definidos ao longo do processo de lançamento de acordo com as sequencias dos procedimentos do *software*. Convém salientar que para outras considerações não especificadas neste capítulo foram adotadas as configurações padrão do programa Eberick para todos os modelos estudados. Algumas configurações adotadas para o modelo 1 estão exemplificadas na figura a seguir:

Figura 8 - Configurações adotadas para os materiais do projeto

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Coberta
 Pav9
 Pav8
 Pav7
 Pav6
 Pav5
 Pav4
 Pav3
 Pav2
 Pav1
 Fundações

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-25	4.5 cm	4.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3.5 cm	3.5 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

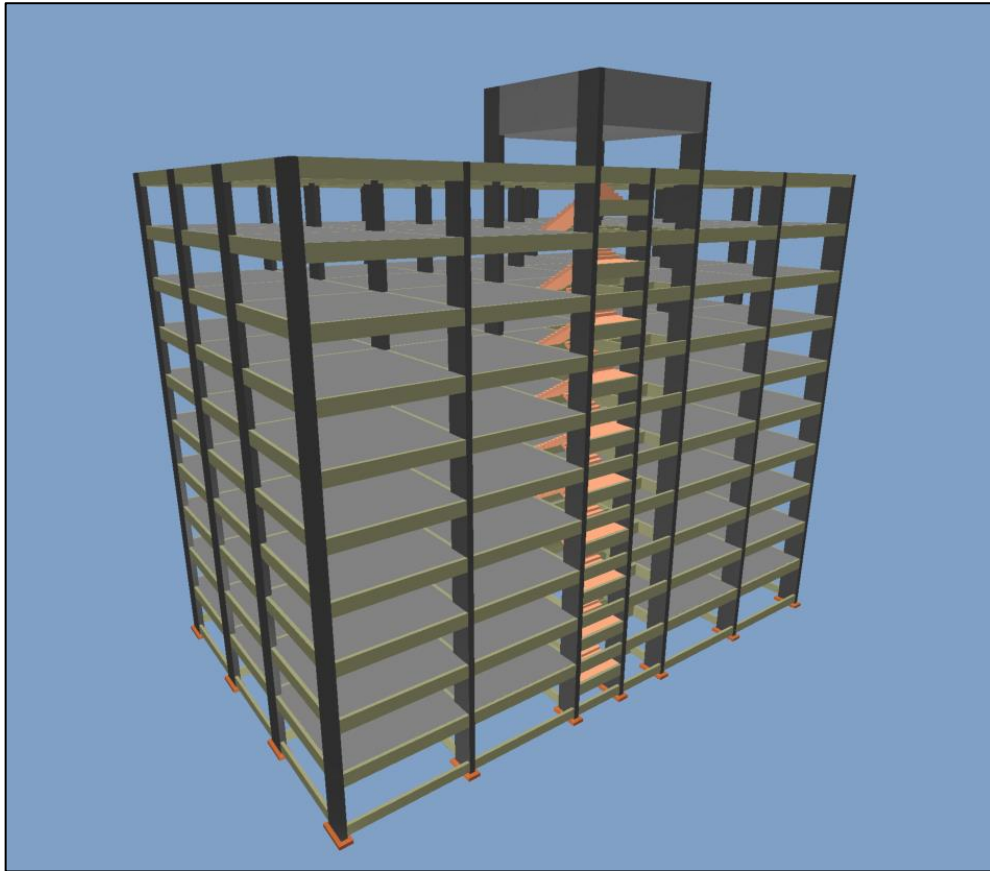
Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor

Em seguida foi realizado a análise e dimensionamento da estrutura verificando a sua estabilidade global, para certificar se o modelo escolhido não apresentava deformações acima das permitidas pelas normas. Após esse procedimento, foi iniciado o dimensionamento de cada elemento verificando também se eram atendidas as condições de deformações impostas pelas normas vigentes para cada peça estrutural.

De acordo com a conveniência para o presente estudo, ainda foi gerado a maquete estrutural (figura 9) e os relatórios dos materiais para auxiliarem na avaliação das estruturas dos modelos escolhidos para a edificação.

Figura 9 - Pórtico 3D do modelo com 10 pavimentos



Fonte: Autor

5.1. DIFICULDADES E SOLUÇÕES

Após o processamento da primeira estrutura do modelo 1, o programa apontou alguns erros de dimensionamento provenientes de pré-dimensionamentos de seções insuficientes ou da necessidade de ajustes no modelo estrutural, mas que foram devidamente corrigidos, com isso, foi possível chegar a uma solução viável estruturalmente.

Para a criação do modelo 2 foram feitas algumas mudanças em relação ao modelo anterior, como a inserção dos novos pavimentos e a mudança das cargas no reservatório superior.

Após o processamento da estrutural, os pilares centrais do edifício não foram dimensionados, entretanto, analisando o erro relatado pelo Eberick, o problema foi solucionado modificando a seção dos pilares. Não foi preciso aumentar a área necessária da seção de concreto, pois o problema foi a falta de espaçamento entre as armaduras longitudinais alocadas na menor direção do pilar, foi preciso apenas alterar

a seção dos pilares, que antes eram de 35 cm x 160 cm, para 40 cm x 140 cm. Dessa forma manteve-se a área do pilar determinada no pré-dimensionamento e proporcionou-se espaço necessário para a armadura.

Analogamente, foi feito para o modelo 3, com as devidas alterações em relação ao número de pavimentos e às cargas nos reservatórios. Após o processamento inicial, foi encontrado o mesmo erro do modelo 2, os pilares centrais da estrutura não foram dimensionados. Para solucionar o problema, foi novamente necessário modificar a seção dos pilares, dessa vez foi necessário um pequeno aumento na sua área que passou a ter medidas de 60 cm x 140 cm, inicialmente eles tinham a dimensão de 40 cm x 200 cm.

Outro erro detectado pelo *software* Eberick foi no dimensionamento das lajes do reservatório, segundo o relatório de erros do *software*, a laje não tinha apoio suficiente, assim, foi necessário aumentar a largura das vigas paredes gradativamente, até que o problema fosse sanado. A nova estrutura ficou com vigas paredes de largura de 30 cm.

6. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Para se poder avaliar melhor o comportamento das estruturas e fazer análises dos resultados obtidos foi solicitado ao Eberick diversos relatórios como:

- Estabilidade Global;
- Combinações Adotadas;
- Análise Dinâmica;
- Deslocamentos Horizontais;
- Diagnóstico da Estrutura.
- Resumo de materiais

Desses relatórios gerados foram extraídas diversas tabelas e gráficos que serão apresentadas de forma resumida nos tópicos a seguir, de maneira a fundamentar as conclusões deste estudo. As tabelas completas se encontram nos anexos B, C, D, E e F deste trabalho.

6.1. ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

No relatório de estabilidade global são relatados diversos parâmetros quanto à estabilidade da estrutura. Dentre eles, podemos destacar o coeficiente Gama-Z, que é um parâmetro de instabilidade que possibilita ao calculista avaliar a necessidade de se alterar o modelo estrutural, a inércia das seções dos elementos ou considerar os efeitos de 2ª ordem na análise global das estruturas, ao quantificar a correção dos esforços calculados. A literatura traz que valores desse coeficiente até cerca de 1,10 implicam que é possível desconsiderar esses efeitos de 2ª ordem, e assim simplificar os cálculos. (CRUZ, 2016).

A tabela 14 apresenta um resumo dos valores calculados desse parâmetro em todos os casos estudados:

Tabela 14 – Resumo dos coeficientes Gama-Z das estruturas

Caso	Gama-Z	
	Direção X	Direção Y
1.1	1,11	1,06
1.2	1,09	1,05
1.3	1,07	1,04
2.1	1,28	1,17
2.2	1,22	1,14
2.3	1,17	1,11
3.1	1,40	1,32
3.2	1,31	1,25
3.3	1,23	1,19

Fonte: Autor

Observando a tabela anterior, nota-se que a mudança da resistência do concreto afeta a estrutura de forma considerável tanto em edifícios menores, como o de 10 pavimentos estudado, como nos maiores, a exemplo do de 30 pavimentos. Esse efeito foi notado com a constatação do aumento da rigidez da estrutura, evidenciado na diminuição do coeficiente Gama-Z entre os casos de todos os modelos, assim, esses resultados confirmam os entendimentos de Zen e Rebelo (2017). Isso reflete uma outra vantagem do aumento da resistência do concreto, a geração de uma estrutura mais rígida e estável do ponto de vista estrutural.

6.2. AÇÃO DOS VENTOS NAS ESTRUTURAS

O relatório de análise dinâmica fornece dados relativos à ação dos ventos que estão demonstrados na tabela 15, com todos os resultados gerados, onde se percebe que houve movimentos considerados perceptíveis, porém, eles ainda assim foram considerados satisfatórios pela análise computacional do *software*.

Tabela 15 - Verificação do conforto perante a ação do vento

Pavimento	Percepção Humana								
	Caso								
	1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3	3.1	3.2	3.3
Fundação	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav1	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav2	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav3	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav4	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav5	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav6	I	I	I	I	I	I	I	I	I
Pav7	P	P	I	I	I	I	I	I	I
Pav8	P	P	P	I	I	I	I	I	I
Pav9	P	P	P	I	I	I	I	I	I
Pav10	-	-	-	I	I	I	I	I	I
Pav11	-	-	-	I	I	I	I	I	I
Pav12	-	-	-	I	I	I	I	I	I
Pav13	-	-	-	I	I	I	I	I	I
Pav14	-	-	-	I	I	I	I	I	I
Pav15	-	-	-	P	P	I	I	I	I
Pav16	-	-	-	P	P	P	I	I	I
Pav17	-	-	-	P	P	P	I	I	I
Pav18	-	-	-	P	P	P	I	I	I
Pav19	-	-	-	P	P	P	I	I	I
Pav20	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav21	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav22	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav23	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav24	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav25	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav26	-	-	-	-	-	-	I	I	I
Pav27	-	-	-	-	-	-	P	I	I
Pav28	-	-	-	-	-	-	P	I	I
Pav29	-	-	-	-	-	-	P	P	I
Coberta	P	P	P	P	P	P	P	P	I
Reservatório	P	P	P	P	P	P	P	P	P
Tampa do Reservatório	P	P	P	P	P	P	P	P	P

I – Imperceptível
P - Perceptível

Fonte: Autor

Com base na tabela acima, percebe-se que a influência do vento nas estruturas dos modelos 1 e 2 não se alterou muito devido ao aumento do f_{ck} . Apenas no modelo 3 é possível notar diferenças mais acentuadas no conforto do edifício, na medida que o f_{ck} foi aumentado, os efeitos na estrutura devido às ações do vento foram menores,

sendo menos perceptíveis aos sentidos humanos, fato que evidencia que com o aumento da altura total do edifício, a resistência característica do concreto tem cada vez mais influência no conforto humano, principalmente, nos pavimentos do topo da edificação.

6.3. DEFORMAÇÕES DAS ESTRUTURAS

Com o uso das ferramentas disponíveis no *software* Eberick foi possível verificar as deformações de cada um dos elementos estruturais do projeto e avaliar a sua situação de acordo com as normas brasileiras.

Dessa forma, essa análise foi feita e os elementos de cada um dos projetos não apresentaram grandes deformações, estando as flechas das lajes e das vigas dentro dos parâmetros permitidos pelas normas.

6.4. SITUAÇÕES DE INCÊNDIO

Em relação aos parâmetros de incêndio, o programa traz uma função de análise desses critérios, uma vez que o software está fundamentado nas normas vigentes de incêndio. Dessa forma, após o processamento da estrutura nenhum dos modelos desenvolvidos apresentaram problemas. A figura 10 traz um exemplo retirado do primeiro caso estudado do modelo 1, que mostra a análise relatada anteriormente:

Figura 10 - Verificação da situação de incêndio da laje 1 do pavimento 1

Nome		Propriedade		Atual	Necessário
1	L1	1	h (cm)	15.00	8.50
2	L2	2	c1 (mm)	30.00	15.00
3	L3	3	ec (cm)	0.00	0.00
4	L4	4	c1n (mm)	0.00	0.00
5	L5	5	en (cm)	0.00	0.00
6	L6	6			
7	L7	7			
8	L8	8			
9	L9	9			
10	L10	10			
11	L11	11			
12	L12	12			
13	L13	13			
14	L14	14			
15	L15	15			

Fonte: Autor

6.5. QUANTITATIVOS DE MATERIAIS

Dentre os outros relatórios citados, um dos mais relevante para este estudo é o “Resumo dos Quantitativos”, que permite verificar a quantidade de todos os materiais necessários para a execução dos projetos. A tabela a seguir traz o resumo dos quantitativos dos três principais materiais utilizados no projeto estrutural, o peso de aço, o volume de concreto e a área de fôrma, além do índice “Consumo de Aço”.

Tabela 16 - Quantitativo dos materiais das estruturas

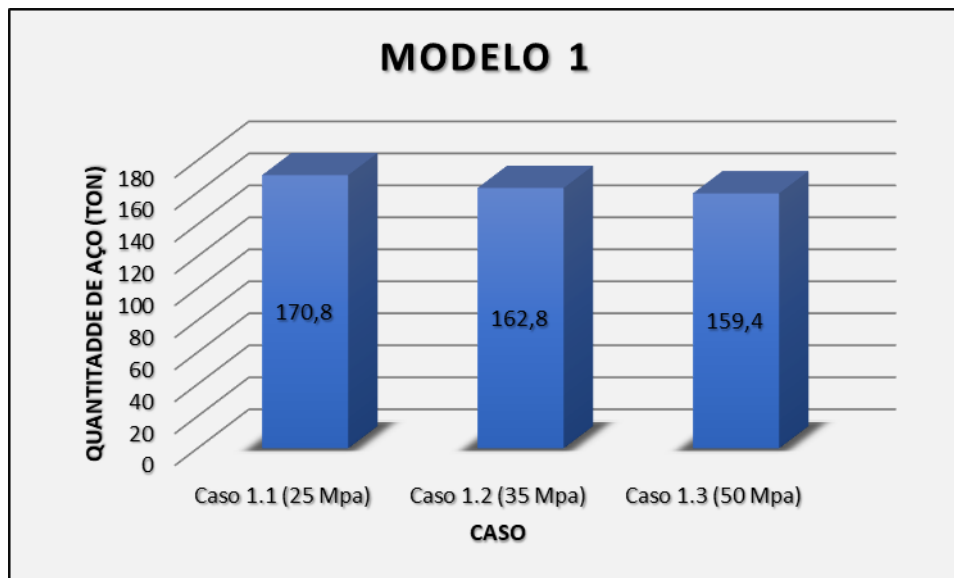
Caso	Aço (kg)	Concreto (m ³)	Fôrma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)
1.1	170.794,7	2.173,9	17.140,6	78,6
1.2	162.754,0	2.173,9	17.140,6	74,9
1.3	159.420,2	2.173,9	17.140,6	73,3
2.1	421.906,3	4.356,2	33.531,0	96,9
2.2	370.243,9	4.356,2	33.531,0	85,0
2.3	354.406,5	4.356,2	33.531,0	81,4
3.1	766.261,8	7.134,6	50.769,0	107,4
3.2	650.017,6	7.134,6	50.769,0	91,1
3.3	611.967,5	7.134,6	50.769,0	85,8

Fonte: Autor

Quanto às fôrmas e ao concreto, uma vez que as dimensões dos elementos estruturais não mudaram entre os casos de um mesmo modelo, por decisão adotada no trabalho devido ao curto espaço de tempo para o seu desenvolvimento, as áreas de fôrmas e o volume de concreto não se alteraram, desse modo a quantidade desses materiais não variaram entre os casos de um mesmo modelo.

Já em relação ao aço, a mudança da resistência característica do concreto alterou os resultados do quantitativo final desse material para cada um dos modelos, como mostrado nos gráficos a seguir:

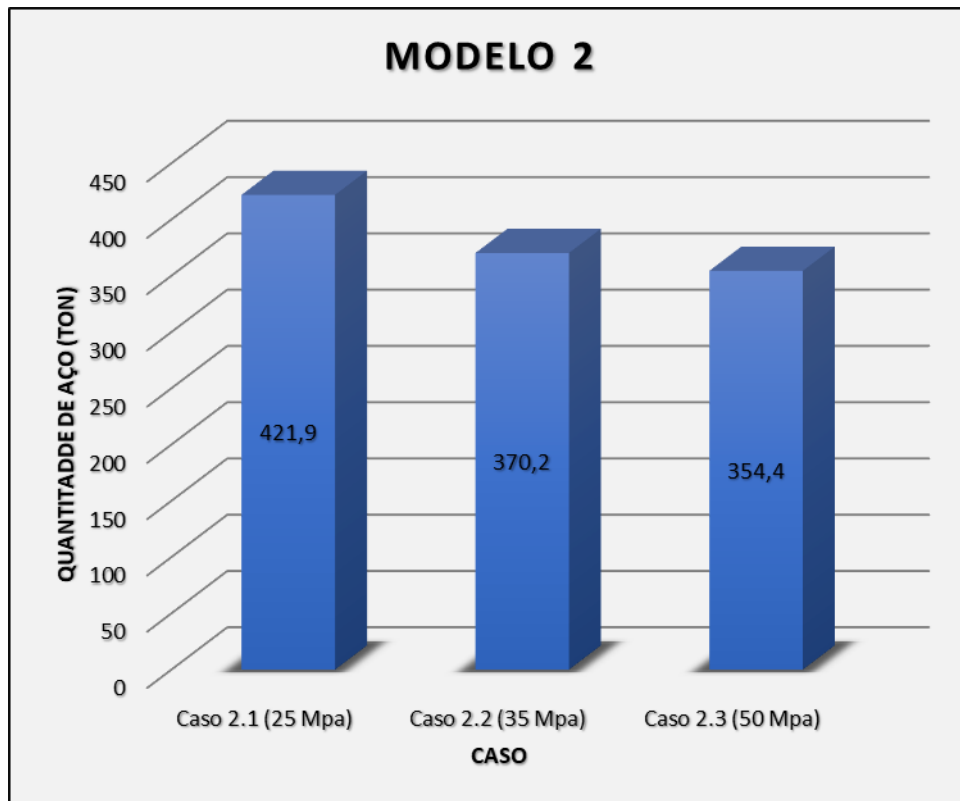
Gráfico 7– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 1



Fonte: Autor

Analisando o gráfico acima, nota-se que houve uma diminuição de 8 toneladas ao trocar o f_{ck} da estrutura de 25 MPa para 35 MPa, e uma outra redução de 3,4 toneladas para a estrutura de 50 MPa, que em termos percentuais representam um decréscimo em relação ao caso anterior de 4,71% e 2,05%, respectivamente.

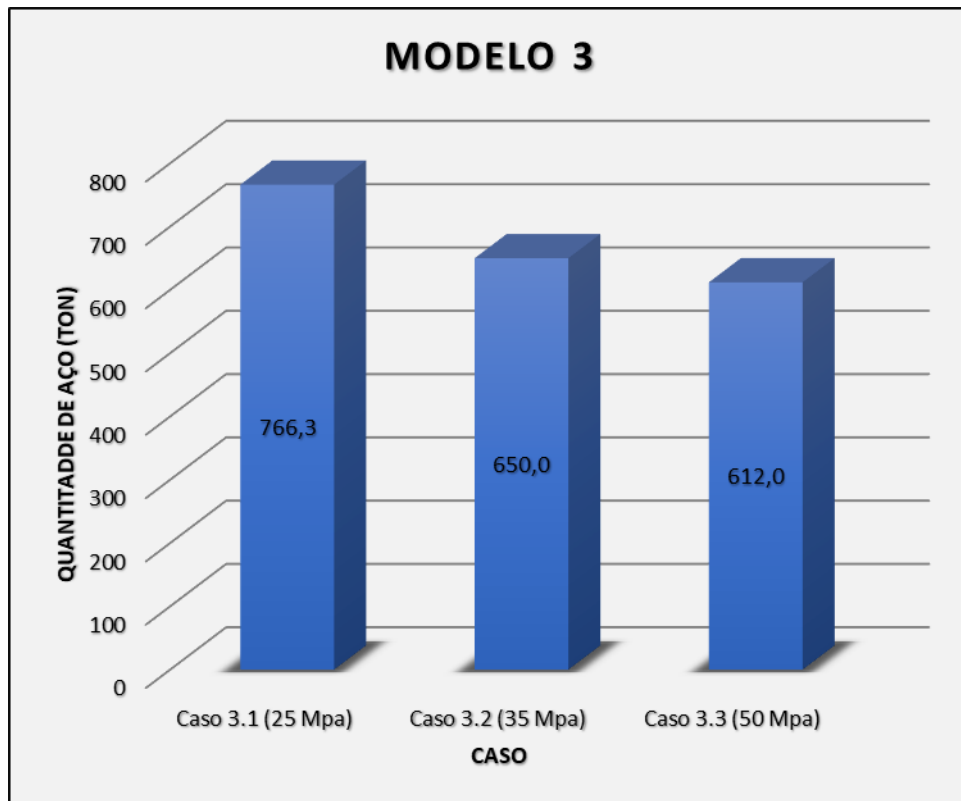
Gráfico 8– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 2



Fonte: Autor

Nesse modelo houve uma diminuição de 51,7 toneladas de aço ao trocar o f_{ck} da estrutura de 25 MPa para 35 MPa, e uma outra redução de 15,8 toneladas para a estrutura de 50 MPa, que em termos percentuais representam um decréscimo em relação ao caso anterior de 12,25% e 4,28%, respectivamente.

Gráfico 9– Quantitativo total de aço por caso para o modelo 3



Fonte: Autor

Já no modelo 3 houve uma diminuição de 116,3 toneladas de aço ao trocar o f_{ck} da estrutura de 25 MPa para 35 MPa, e uma outra redução de 38 toneladas para a estrutura de 50 MPa, que em termos percentuais representam um decréscimo em relação ao caso anterior de 15,17% e 5,85%, respectivamente.

Esses dados evidenciam que o aumento do f_{ck} tem um efeito positivo na quantidade de aço total de todos os elementos estruturais, seja em um edifício de 10 pavimentos, seja em um de 30 pavimentos. Contudo, esse efeito é diferente, dependendo da altura do edifício e conseqüentemente dos esforços que os elementos estruturais terão que suportar. Os dados mostraram que à medida que o número de pavimentos aumentou, reduções percentuais maiores foram encontradas.

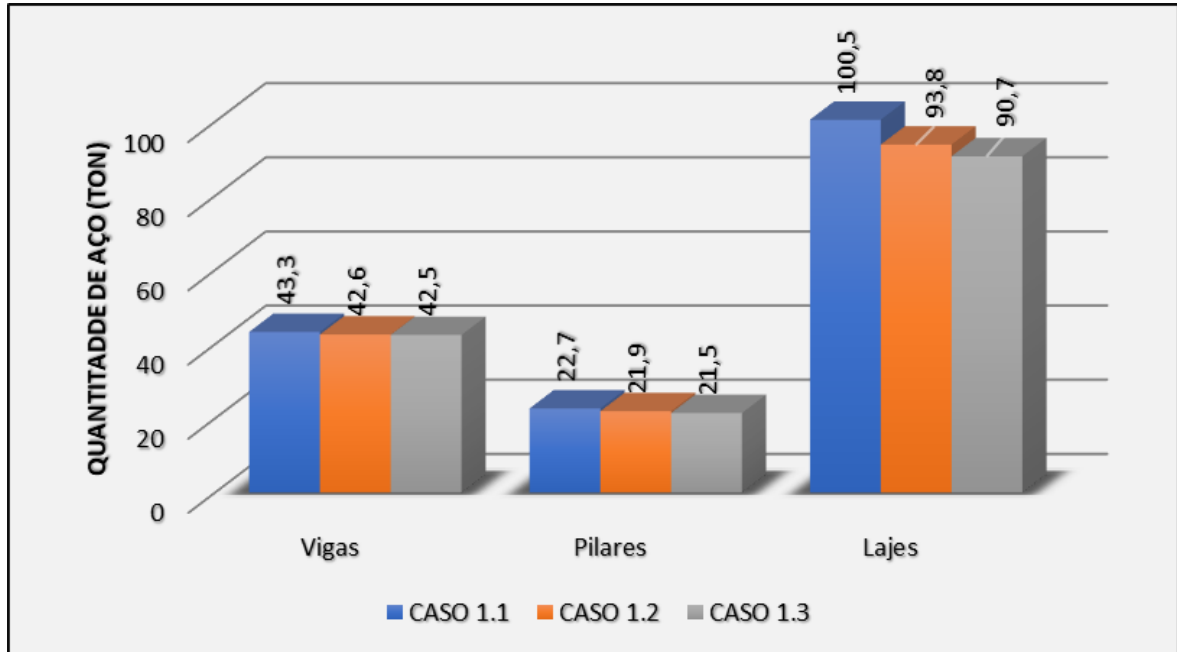
Assim, para facilitar o entendimento sobre consumo de aço nos elementos estruturais provocados pela variação do f_{ck} nos três modelos estruturais estudados foram elaborados os gráficos 10, 11 e 12.

Como foi abordado no item 3.5 deste trabalho, o aumento da resistência do concreto deveria implicar na redução do aço em todos os elementos estruturais, sobretudo nos que trabalham à compressão, notadamente nos pilares, porém, isso não foi constatado em todos os modelos, uma vez que cada um dos projetos tem

características próprias.

O gráfico a seguir apresenta os quantitativos por elemento para o modelo 1:

Gráfico 10 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 1



Fonte: Autor

Os dados para o modelo 1 de fato evidenciam que o aumento do f_{ck} de uma estrutura ocasiona um decréscimo de armadura em todos os elementos estruturais. Contudo, nesse modelo houve uma diminuição mais notável na quantidade de aço nas lajes e não nos pilares.

Tabela 17 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 1

Elemento	Redução percentual de aço entre casos (%)	
	1.1 – 1.2	1.2 – 1.3
Vigas	1,57	0,26
Pilares	3,27	2,19
Lajes	6,66	3,36

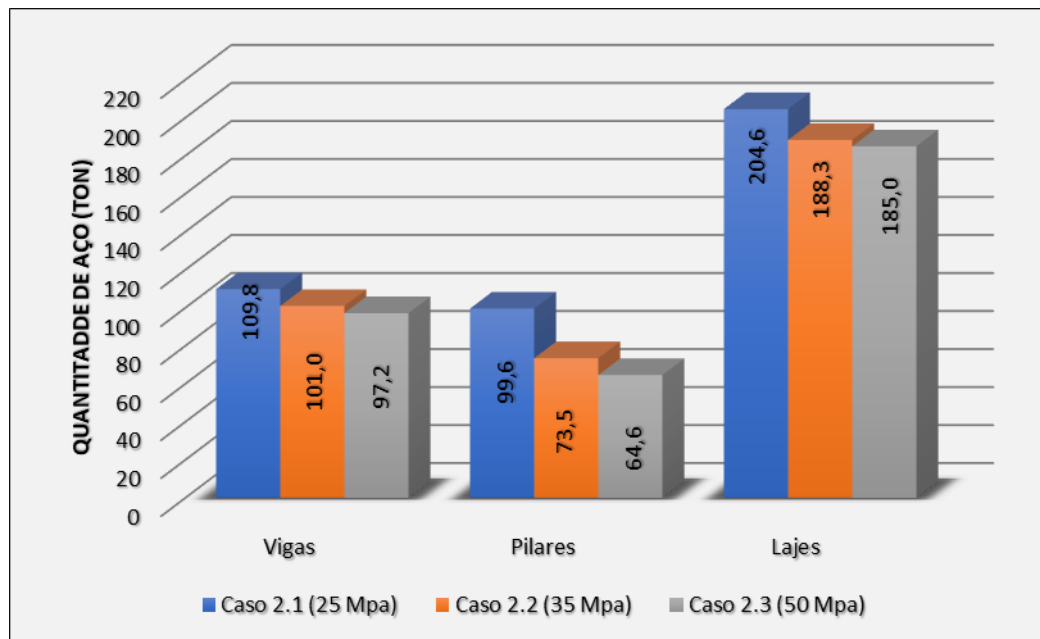
Fonte: Autor

No modelo 2, por se tratar de um edifício mais alto e esbelto, há uma maior influência da ação das forças do vento nos elementos estruturais. Tal fato pode ser confirmado com base no estudo feito por Ferreira (2005), onde é demonstrado que edifícios mais altos e esbeltos sofrem um impacto bem mais considerável das ações dos ventos do que edifícios com alturas menores.

Dessa forma, o efeito da mudança de f_{ck} nos pilares foi mais acentuado que nos outros elementos, o que não se observou no modelo anterior.

Os resultados obtidos são melhores verificados observando o gráfico comparativo:

Gráfico 11 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 2



Fonte: Autor

Mesmo que o efeito da mudança do f_{ck} nos pilares tenha sido maior, nota-se uma redução nos outros elementos. Portanto, esses dados ratificam os efeitos positivos do aumento da resistência do concreto nos quantitativo de aço de todos os elementos estruturais. Ressalta-se que neste trabalho foi considerado que não haveria redução de seção de concreto nos elementos estruturais para o mesmo modelo.

Tabela 18 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 2

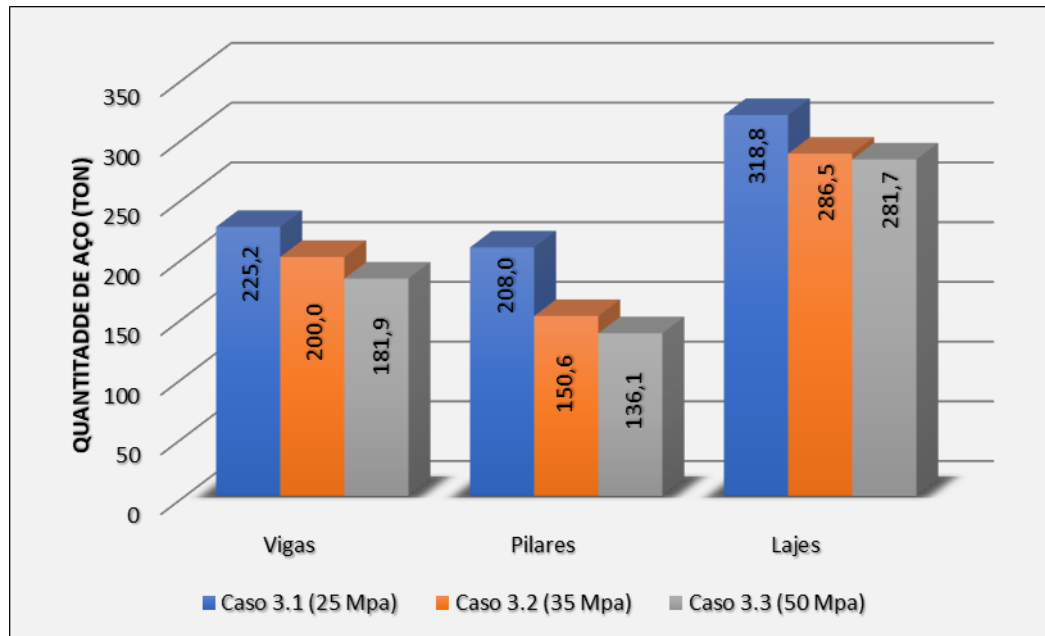
Elemento	Redução percentual de aço entre casos (%)	
	2.1 – 2.2	2.2 – 2.3
Vigas	8,06	3,73
Pilares	26,20	12,05
Lajes	7,94	1,79

Fonte: Autor

Por fim, no modelo 3 também houve uma diminuição notável em todos os elementos estruturais, porém, a redução percentual nos pilares foi mais acentuada que nos demais elementos, assim como ocorreu no modelo 2. O gráfico a seguir

mostra os resultados do modelo 3:

Gráfico 12 - Comparação do quantitativo de aço por elemento para o modelo 3



Fonte: Autor

Tabela 19 - Redução percentual dos quantitativos de aço entre os casos do modelo 3

Elemento	Redução percentual de aço entre casos (%)	
	3.1 – 3.2	3.2 – 3.3
Vigas	11,18	9,04
Pilares	27,60	9,61
Lajes	10,13	1,68

Fonte: Autor

A análise desses três modelos constata que com o aumento do número de pavimentos e um conseqüente aumento dos esforços de compressão nos pilares, a ação da mudança do f_{ck} afeta mais os pilares, ratificando o exposto por Paula (2007).

Como não era do escopo do trabalho avaliar e alterar as armaduras dimensionadas pelo *software* Eberick, então todas as armaduras geradas com a condição de dimensionamento sem erros foram adotadas sem nenhuma modificação para a contabilização dos quantitativos e apresentação desses resultados.

6.6. CUSTOS FINAIS DAS ESTRUTURAS

No relatório do Eberick, chamado “Diagnóstico da estrutura” os custos são apresentados por elementos e por materiais de forma bastante detalhada, pavimento

a pavimento. A tabela 20 apresenta um resumo desses custos por elemento estrutural de todos os casos estudados, e a figura 11 demonstra os percentuais de cada elemento para o custo total da estrutura:

Tabela 20 – Resumo dos custos finais por elemento das estruturas (R\$)

Caso	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservató rios	Total
1.1	1.070.230,84	648.445,44	2.166.447,52	48.881,18	45.335,94	3.979.340,91
1.2	1.098.975,98	669.800,43	2.199.081,37	50.211,15	48.835,84	4.066.904,77
1.3	1.130.585,24	687.744,49	2.248.033,19	51.495,54	52.634,84	4.170.493,29
2.1	2.188.395,85	1.666.982,07	4.378.528,00	106.161,34	56.055,18	8.396.122,44
2.2	2.210.314,18	1.595.967,08	4.513.688,12	109.381,23	56.863,15	8.486.213,75
2.3	2.255.689,21	1.593.884,18	4.593.349,29	114.145,26	59.253,53	8.616.321,48
3.1	3.529.139,16	3.134.919,69	6.583.257,12	165.584,25	81.516,83	13.494.417,06
3.2	3.501.300,03	2.976.669,40	6.745.481,82	169.643,08	79.392,84	13.472.487,18
3.3	3.503.160,08	3.001.219,39	6.780.478,34	173.345,11	77.616,99	13.535.819,91

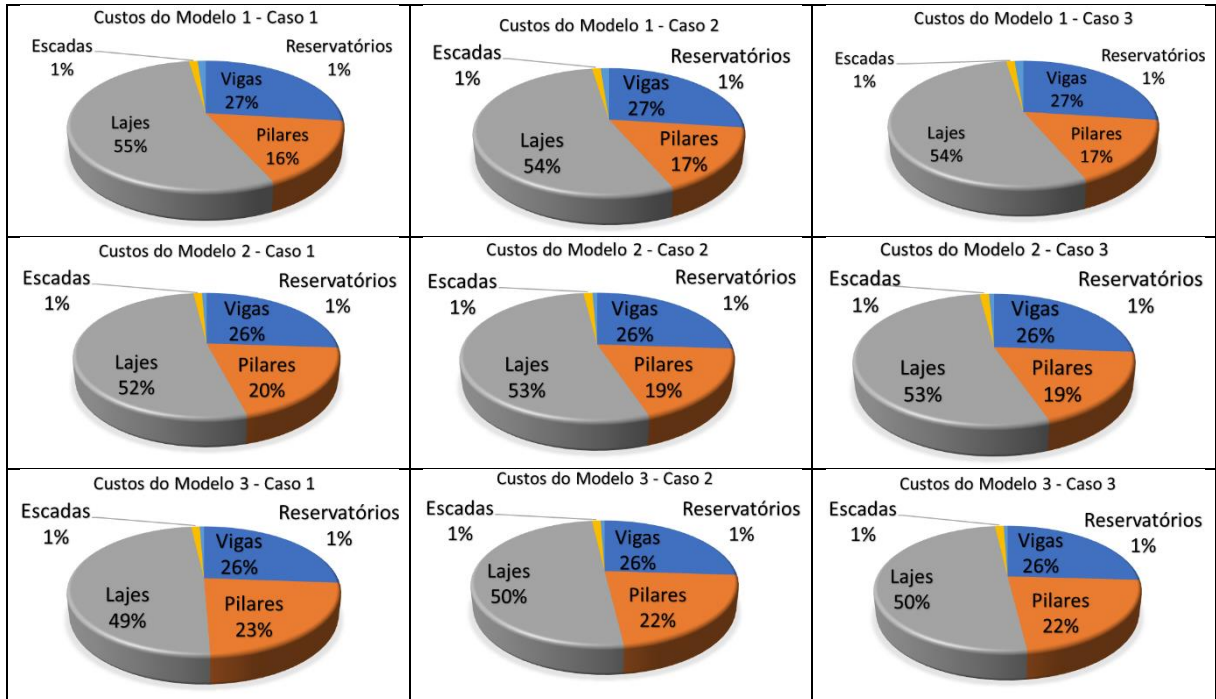
Fonte: Autor

Tabela 21 – Resumo dos custos por volume de concreto estrutural (R\$/m³)

Caso	Índice de custo por volume de concreto (R\$/m ³)
1.1	R\$ 1.830,51
1.2	R\$ 1.870,79
1.3	R\$ 1.918,44
2.1	R\$ 1.927,40
2.2	R\$ 1.948,08
2.3	R\$ 1.977,94
3.1	R\$ 1.891,40
3.2	R\$ 1.888,33
3.3	R\$ 1.897,21

Fonte: Autor

Figura 11 - Distribuição do custo por elemento estrutural de cada caso

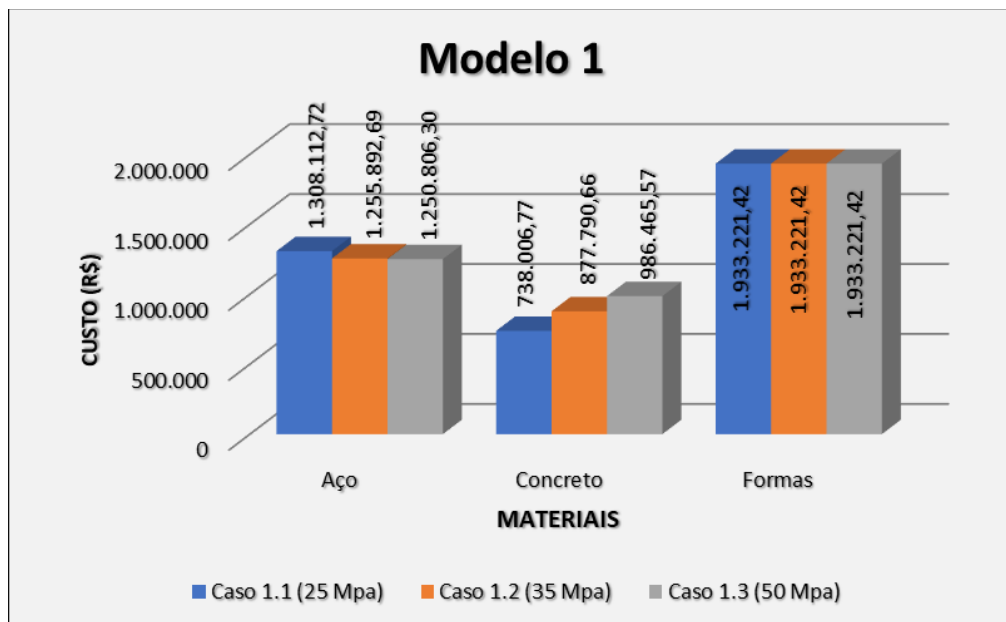


Fonte: Autor

Os gráficos da figura acima confirmam o entendimento de Pinheiro (2007), que o custo das lajes é de aproximadamente 50%.

Além dos custos por elemento, o Eberick também fornece os custos por material. A seguir seguem os dados e análises dos custos de cada modelo:

Gráfico 13 - Comparação dos custos por material para o modelo 1

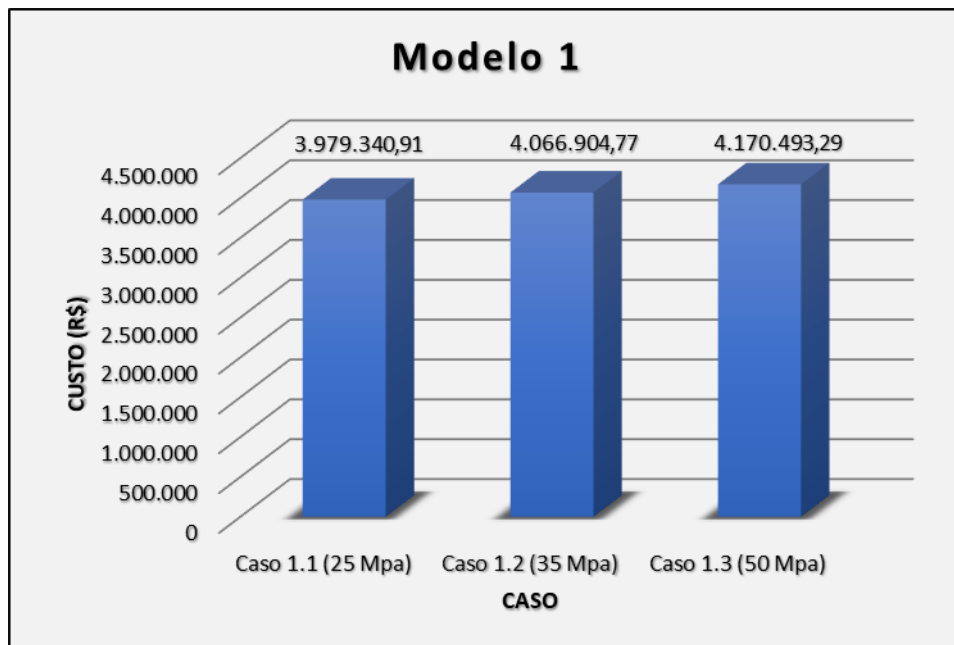


Fonte: Autor

Analisando os resultados dos custos por material para o modelo 1, percebe-se que em função de terem sido mantidas as mesmas seções dos elementos estruturais para os três casos e aumentado o teor de consumo de cimento por conta variação do f_{ck} , o aumento dos custos do concreto foi maior que a diminuição dos custos do aço, assim, as estruturas ficaram cada vez mais caras, provocando aumentos percentuais em relação ao caso anterior de 2,20% e 2,55%, respectivamente.

Portanto a estrutura mais viável economicamente neste modelo é a do caso 1, com f_{ck} de 25 MPa.

Gráfico 14 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 1



Fonte: Autor

Para o modelo 2, percebe-se que o aumento dos custos do concreto continuou sendo maior que a diminuição dos custos do aço, pelos mesmos motivos do modelo 1, assim, as estruturas ficaram cada vez mais caras, provocando aumentos percentuais em relação ao caso anterior de 1,07% e 1,53%, respectivamente.

Portanto a estrutura mais viável economicamente neste modelo é a do caso 1, com f_{ck} de 25 MPa.

Gráfico 15 - Comparação dos custos por material para o modelo 2

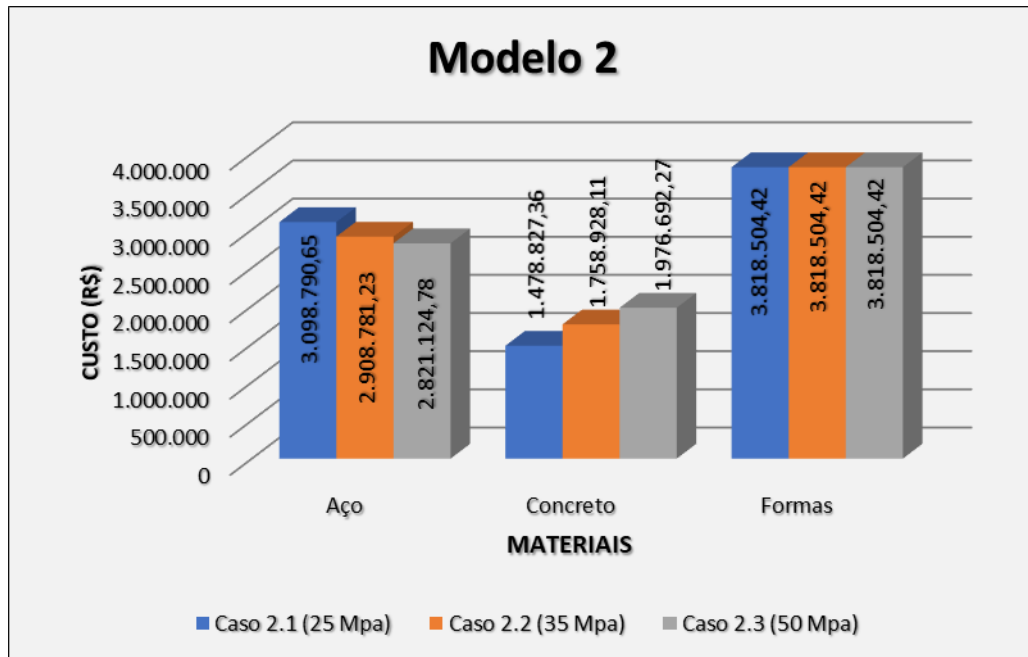
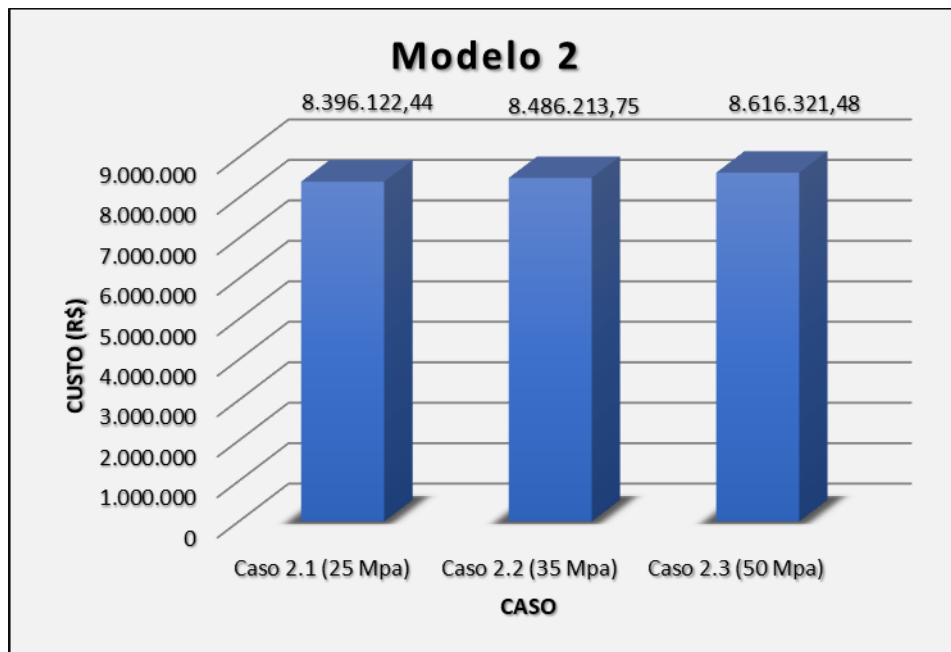


Gráfico 16 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 2



Já no modelo 3 houve uma redução de 0,16% do custo total da estrutura do caso 3.1 para o 3.2, ou seja, a diminuição dos custos do aço superou o aumento dos custos do concreto, ainda que as dimensões dos elementos sequer tenham sido alteradas.

Entretanto, a estrutura voltou a ter seus custos aumentados na mudança do caso 3.2 para o 3.3, superando inclusive o custo da estrutura do caso 3.1. Esse aumento foi de 0,47% em relação ao caso 3.2.

Esses resultados ficam mais claros com os gráficos a seguir:

Gráfico 17 - Comparação dos custos por material para o modelo 3

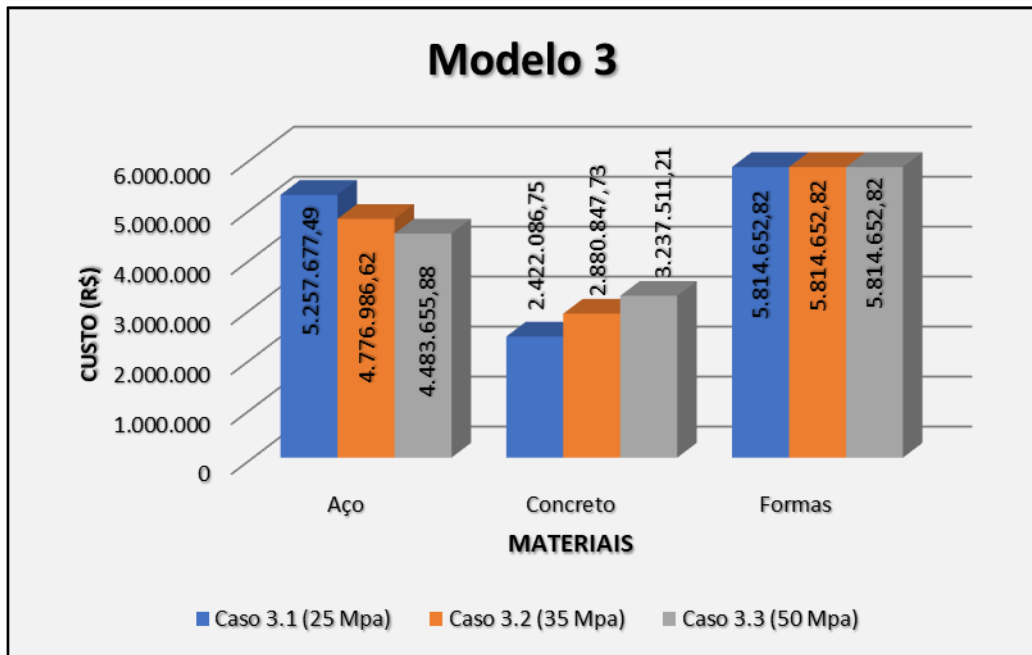
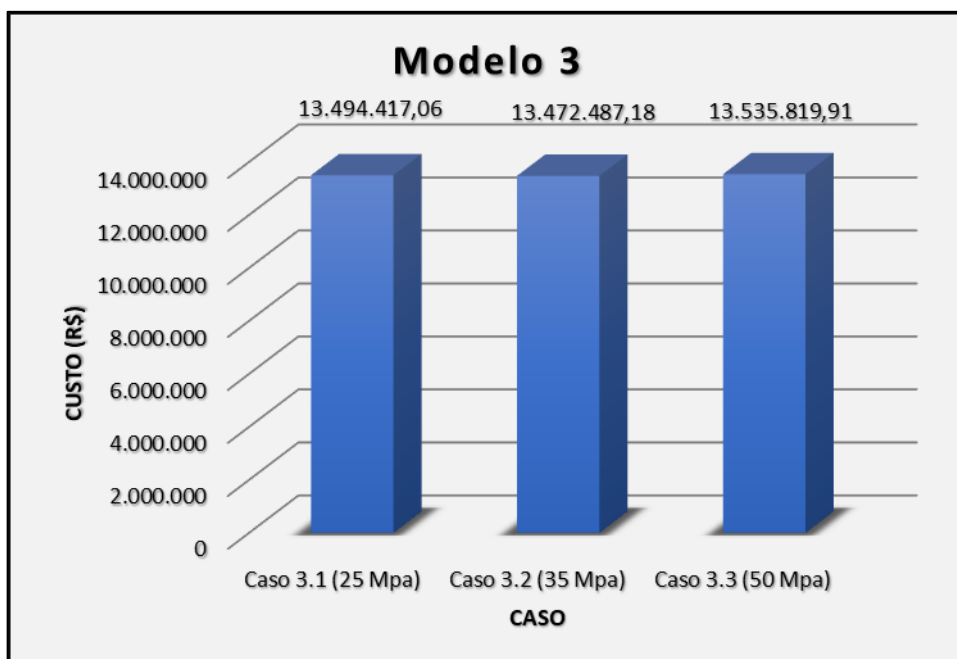


Gráfico 18 – Custos totais das estruturas por caso para o modelo 3

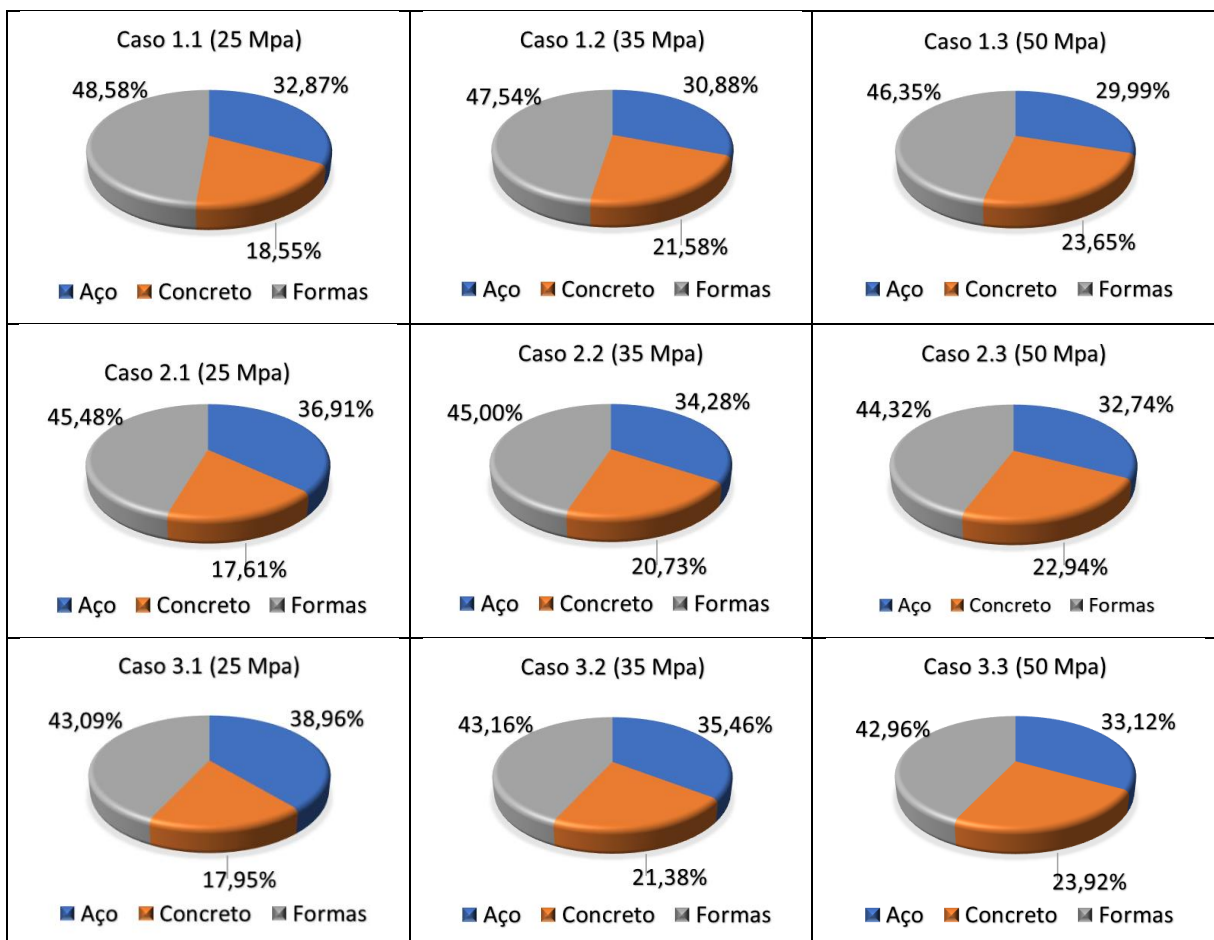


Portanto a estrutura mais viável economicamente neste modelo é a do caso 2, com f_{ck} de 35 MPa.

Vale frisar que o objetivo deste estudo é avaliar os efeitos que a mudança do f_{ck} causa nos custos finais da estrutura, principalmente nos custos com o aço, uma vez que não houve tempo necessário para se fazer o mesmo estudo levando em consideração também as variações das seções dos elementos entre os casos 1; 2 e 3 de cada modelo. Nessa avaliação com diminuição das seções, os volumes de concreto e as áreas das fôrmas diminuiriam, o que poderia acarretar em uma viabilidade econômica melhor para os casos com f_{ck} mais alto, o que não ocorreu no estudo destes modelos.

Os custos percentuais dos materiais utilizados nas estruturas dos três modelos estudados apresentaram resultados dentro das expectativas relatadas no item 3.3.3.

Figura 12 - Custos percentuais por material para cada caso



Fonte: Autor

Como podemos perceber, boa parte do custo total foi devido ao custo das

fôrmas, dessa forma é importante destacar que o programa até então não está configurado para considerar a reutilização das formas, prática comum na construção civil nos dias atuais, como bem foi destacado por Maranhão (2000).

Com o decorrer da análise dos resultados deste trabalho, ficou evidente a relevância de um estudo do f_{ck} adequado ao projeto estrutural, pois a mudança dessa variável afeta diversos parâmetros importantes do projeto de maneira diferente, dependendo do elemento estrutural ou do modelo estabelecido para a estrutura.

Este estudo avaliou apenas a influência da altura da edificação, porém, outros estudos sobre aspectos como a modulação dos pilares, a altura de pé direito, o tipo das lajes, certamente evidenciariam impactos diferentes na estrutura ao fazermos a mudança da resistência do concreto.

Comparando os três modelos estudados, concluímos diversas informações importantes acerca da influência da altura e da esbeltez da edificação ao mudarmos o f_{ck} da estrutura. Em relação ao custo, houve uma tendência em todos os modelos de crescimento do custo total da estrutura com o aumento da resistência do concreto, à exceção da mudança de 25 MPa para 35 MPa no modelo com 30 pavimentos, o que mostra a viabilidade deste estudo por projetistas, pois o simples aumento do f_{ck} da estrutura, sem mudança das seções dos elementos, acarretou na redução do seu custo total, além de ter melhorado outros parâmetros, como a rigidez da estrutura.

Outro aspecto importante que se observa na tabela 21 é que o aumento percentual dos custos totais entre os casos 1 e 3 de cada modelo foram decrescendo ao aumentarmos a altura da edificação. Esse ponto pode ser melhor notado na tabela a seguir:

Tabela 22 - Variação dos custos totais das estruturas

MODELO	CUSTO TOTAL			AUMENTO NO CUSTO TOTAL
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	
MODELO 1	R\$ 3.979.340,91	R\$ 4.066.904,77	R\$ 4.170.493,29	4,80%
MODELO 2	R\$ 8.396.122,44	R\$ 8.486.213,75	R\$ 8.616.321,48	2,62%
MODELO 3	R\$ 13.494.417,06	R\$ 13.472.487,18	R\$ 13.535.819,91	0,31%

Fonte: Autor

Isso mostra que um redimensionamento das seções dos elementos estruturais

após aumentarmos a resistência do concreto provavelmente viabilizaria as soluções estruturais com f_{ck} mais elevado nos edifícios mais altos.

Como foi definido anteriormente, este estudo não tem a intenção de indicar a solução ideal para cada caso, mas sim mostrar a importância e a viabilidade dele no dia a dia dos projetistas, uma vez que foi estudado apenas uma das diversas variáveis existentes na concepção estrutural de um edifício.

Desse modo, algumas sugestões para pesquisas futuras são:

- Verificar os efeitos da mudança do f_{ck} em edifícios com modulações entre pilares diferentes;
- Verificar a viabilidade de projetos com elementos estruturais com diferentes f_{ck} ;
- Verificar a viabilidade de projetos com mudanças de f_{ck} entre os pavimentos

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 13714:2000**. Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio. Rio de Janeiro, 2000.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14432:2001**. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15200:2012**. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15575:2013**. Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5626:1998**. Instalação predial de água fria. Rio de Janeiro, 1998.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:2014**. Projeto e execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120:1980**. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123:1988**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9077:2001**. Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2001.

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

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1999.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de Concreto**. 2015.

CRUZ, J. M. F. **A estabilidade global dos edifícios altos**. João Pessoa: Editora Universitária/CT, 2016.

CARVALHO, R. C. FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturais usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. 368 p.

DALDEGAN, E. **Como definir o Fck do concreto para sua obra**. Engenharia Concreta, 2017. Disponível em: <<https://www.engenhariaconcreta.com/como-definir-o-fck-do-concreto/>>. Acesso em: 28 de fevereiro de 2019.

EBERICK. Disponível em:<<https://www.altoqi.com.br/eberick/>>. Acesso em: 20 de Março de 2019.

FERREIRA, E. T. **Estudo comparativo entre a velocidade básica do vento estabelecida na NBR. 6123 e a obtida de estações meteorológicas na Paraíba – Impactos nos âmbitos do projeto estrutural, do meio ambiente e dos custos**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal da Paraíba, 130 p.

MACINTYRE, A. J. **Instalações hidráulicas prediais e industriais**. 4ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010.

MARANHÃO, G. M. **Fôrmas para concreto: Subsídios para a otimização do projeto segundo a NBR 7190/1997**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NAKAMURA, Juliana. **Economia concreta**. Techne, 2006. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/115/artigo286357-1.aspx>>. Acesso em: 28 de Fevereiro de 2019.

PAULA, A. L. **Avaliação da resistência de pilares de concreto de alta resistência**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 154 p.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. 2007.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. 1ª ed. São Paulo: Zigurate, 2000.

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

SPOHR, V.H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. 2008. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul, Santa Maria. 2008.

YAZIGI, W. **A técnica de edificar**. 10^a ed. São Paulo: Pini: SindusCon, 2009.

ZEN, D. S. REBELO, J. F. **Influência da resistência característica do concreto na estabilidade global e reverberações no custo – Estudo de caso**. 2017.

ANEXO A – CÁLCULO DO VOLUME DOS RESERVATÓRIOS

Para o cálculo do volume do reservatório foi considerado que o edifício comporta 4 apartamentos por andar, que cada apartamento possui 3 quartos e que em cada dormitório mora duas pessoas. Assim, considerou-se que os modelos 1, 2 e 3 possuíam 216, 456 e 696 pessoas, respectivamente. De acordo com Macintyre (1990), cada pessoa que mora em apartamentos consome diariamente em média 200 litros de água, conforme a tabela extraída em parte do livro desse autor.

Tabela 23 - Estimativa de consumo diário de água

Tipo do prédio	Unidade	Consumo l/dia
1. Serviço doméstico		
Apartamentos	<i>per capita</i>	200
Apartamentos de luxo	por dormitório	300 a 400
	por quarto de empregada	200
Residência de luxo	<i>per capita</i>	300 a 400
Residência de médio valor	<i>per capita</i>	150
Residências populares	<i>per capita</i>	120 a 150
Alojamentos provisórios de obra	<i>per capita</i>	80
Apartamento de zelador		600 a 1.000
2. Serviço público		
Edifícios de escritórios	por ocupante efetivo	50 a 80
Escolas, internatos	<i>per capita</i>	150
Escolas, externatos	por aluno	50
Escolas, semi-internato	por aluno	100
Hospitais e casas de saúde	por leito	250
Hotéis com coz. e lavanderia	por hóspede	250 a 350
Hotéis sem coz. e lavanderia	por hóspede	120
Lavanderias	por kg de roupa seca	30

Fonte: Macintyre, 1990, p. 10.

Ainda é preciso, para se determinar o volume necessário da caixa d'água, atribuir um tempo de reserva para o edifício, a NBR 5626:1998 (Instalação predial de água fria) sugere uma reserva de água equivalente de 1 a 3 dias de consumo. Adotamos, então, uma reserva de água para 2 dias.

Por fim, é necessário determinar o volume da reserva de incêndio. Para o cálculo da reserva de incêndio utilizamos a tabela 23 e a tabela 24 extraídas da NBR 13714:2000 (Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio).

Com o uso da primeira tabela, os edifícios deste estudo foram classificados como 1¹⁾, ocupação residencial.

Tabela 24 - Classificação dos edifícios e aplicabilidade dos sistemas

Grupo	Ocupação/uso	Sistema	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	1 ¹⁾	A-1	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamentos em geral
B	Serviços de hospedagem	1 ²⁾	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos)
			B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados, com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	2	C-1	Comércio em geral, de pequeno, médio e grande portes	Amarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
			C-2	Centros comerciais	Centros de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	1 ²⁾	-	Locais para prestação de serviços	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras, agências bancárias, lavanderias, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, pintura de letreiros, repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
E	Educacional e cultura física	1 ²⁾	-	Escolas em geral	Escolas em geral, locais de ensino, inclusive de artes marciais e ginástica, esportes coletivos, saunas, casas de fisioterapias, escola para excepcionais, creches, escolas maternas, jardins de infância e outros

Fonte: NBR 13714:2000

De acordo com a segunda tabela, considerando o esguicho regulável, o mais usado em projetos hidráulicos, a vazão para tal classificação, é de 80 L/min.

Tabela 25 - Tipos de sistemas

Tipo	Esguicho	Mangueiras		Saídas	Vazão L/min
		Diâmetro mm	Comprimento máximo m		
1	Regulável	25 ou 32	30	1	80 ¹⁾ ou 100 ²⁾
2	Jato compacto Ø16 mm ou regulável	40	30	2	300
3	Jato compacto Ø25 mm ou regulável	65	30	2	900
¹⁾ Ver D.2. ²⁾ Ver D.3. NOTAS 1 Os diâmetros dos esguichos e das mangueiras são nominais. 2 As vazões correspondem a cada saída.					

Fonte: NBR 13714:2000

De acordo com essa mesma norma, o tempo para o cálculo da RTI (Reserva Técnica de Incêndio) é de 60 minutos para o sistema 1, considerando o funcionamento

simultâneo das 2 saídas mais desfavoráveis. Logo, temos que o volume da reserva é:

$$V_{rti} = \left(80 \frac{L}{\text{min} * \text{saída}}\right) * (60 \text{ min}) * (2 \text{ saídas}) = 9600 L$$

As capacidades dos reservatórios são recomendadas por norma, distribuídos de maneira que o reservatório inferior armazene de 60% a 70% do volume total, e o restante seja armazenado no superior junto com a reserva técnica de incêndio. Dessa forma, adotando 70% para o reservatório inferior, temos que os volumes finais dos reservatórios são de 35,12 m³, 64,32 m³ e 93,12 m³, respectivamente para os modelos 1, 2 e 3. De forma a uniformizar os projetos, foi considerado um reservatório com dois compartimentos de tamanhos iguais que comportasse os 3 modelos, e assim, em cada modelo, foi considerada a altura da lâmina de água necessária.

Por meio da arquitetura, foi possível calcular a área da caixa d'água e conseqüentemente os níveis de água necessários.

Tabela 26 - Níveis de água dos reservatórios

Modelo	Altura da Lâmina de água (metros)
1	0,60
2	1,05
3	1,50

Fonte: Autor

ANEXO B – VALORES DOS PARÂMETROS DA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Tabela 27 - Estabilidade global do caso 1.1

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.11(lim 1.10)	1.06(lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	0.31(lim 2.19)	0.30(lim 2.19)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.31	0.41
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.31	0.40
Deslocamento máximo dos pilares* / H _{total}	1/11849	1/9111
Deslocamento médio dos pilares* / H _{total}	1/12186	1/9355
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 28 - Estabilidade global do caso 1.2

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.09 (lim 1.10)	1.05 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	0.26 (lim 2.19)	0.25 (lim 2.19)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.24	0.33
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.23	0.32
Deslocamento máximo dos pilares* / H _{total}	1/15380	1/11374
Deslocamento médio dos pilares* / H _{total}	1/15874	1/11687
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 29 - Estabilidade global do caso 1.3

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.07 (lim 1.10)	1.04 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	0.21 (lim 2.19)	0.21 (lim 2.19)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.19	0.26
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.19	0.25
Deslocamento máximo dos pilares* / H _{total}	1/19411	1/14501
Deslocamento médio dos pilares* / H _{total}	1/20064	1/14917
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 30 - Estabilidade Global do caso 2.1

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.28 (lim 1.10)	1.17 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	1.86 (lim 3.95)	2.12 (lim 3.95)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	1.21	1.61
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	1.19	1.58
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/5539	1/4167
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/5625	1/4240
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 31 - Estabilidade Global do caso 2.2

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.22 (lim 1.10)	1.14 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	1.45 (lim 3.95)	1.69 (lim 3.95)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.92	1.27
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.90	1.25
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/7290	1/5287
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/7433	1/5385
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 32 - Estabilidade Global do caso 2.3

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.17 (lim 1.10)	1.11 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	1.11 (lim 3.95)	1.32 (lim 3.95)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.71	0.98
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.69	0.96
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/9480	1/6841
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/9671	1/6967
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 33 - Estabilidade Global do caso 3.1

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.40 (lim 1.10)	1.32 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	4.30 (lim 5.72)	6.16 (lim 5.72)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	2.35	4.09
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	2.32	4.04
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/4141	1/2378
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/4192	1/2409
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 34 - Estabilidade Global do caso 3.2

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.31 (lim 1.10)	1.25 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	3.26 (lim 5.72)	4.78 (lim 5.72)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	1.79	3.19
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	1.76	3.14
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/5438	1/3048
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/5526	1/3092
* Deslocamento dos pilares do último pavimento		

Fonte: Autor

Tabela 35 - Estabilidade Global do caso 3.3

Parâmetro	x	y
Gama-Z	1.23 (lim 1.10)	1.19 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	2.45 (lim 5.72)	3.65 (lim 5.72)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	1.38	2.52
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	1.36	2.48
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/7032	1/3858
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/7150	1/3914

Fonte: Autor

Tabela 36 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.1

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.002	0.002	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.013	0.013	0.007	0.007	Imperceptível
Pav2	0.021	0.021	0.016	0.016	Imperceptível
Pav3	0.027	0.027	0.023	0.023	Imperceptível
Pav4	0.033	0.033	0.030	0.030	Imperceptível
Pav5	0.039	0.039	0.035	0.035	Imperceptível
Pav6	0.045	0.045	0.040	0.040	Imperceptível
Pav7	0.050	0.050	0.044	0.044	Perceptível
Pav8	0.054	0.054	0.046	0.046	Perceptível
Pav9	0.057	0.057	0.047	0.047	Perceptível
Coberta	0.057	0.057	0.048	0.048	Perceptível
Reservatório	0.057	0.057	0.049	0.049	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.058	0.058	0.049	0.049	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 37 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.2

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.002	0.002	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.013	0.013	0.007	0.007	Imperceptível
Pav2	0.021	0.021	0.016	0.016	Imperceptível
Pav3	0.026	0.026	0.023	0.023	Imperceptível
Pav4	0.033	0.033	0.029	0.029	Imperceptível
Pav5	0.039	0.039	0.035	0.035	Imperceptível
Pav6	0.044	0.044	0.040	0.040	Imperceptível
Pav7	0.049	0.049	0.043	0.043	Perceptível
Pav8	0.054	0.054	0.045	0.045	Perceptível
Pav9	0.056	0.056	0.046	0.046	Perceptível
Coberta	0.057	0.057	0.047	0.047	Perceptível
Reservatório	0.056	0.056	0.048	0.048	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.057	0.057	0.048	0.048	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 38 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 1.3

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.002	0.002	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.013	0.013	0.007	0.007	Imperceptível
Pav2	0.020	0.020	0.016	0.016	Imperceptível
Pav3	0.026	0.026	0.023	0.023	Imperceptível
Pav4	0.032	0.032	0.029	0.029	Imperceptível
Pav5	0.038	0.038	0.034	0.034	Imperceptível
Pav6	0.044	0.044	0.039	0.039	Imperceptível
Pav7	0.049	0.049	0.043	0.043	Imperceptível
Pav8	0.053	0.053	0.045	0.045	Perceptível
Pav9	0.056	0.056	0.046	0.046	Perceptível
Coberta	0.056	0.056	0.047	0.047	Perceptível
Reservatório	0.056	0.056	0.047	0.047	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.056	0.056	0.048	0.048	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 39 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.1

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.001	0.001	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.007	0.007	0.005	0.005	Imperceptível
Pav2	0.013	0.013	0.010	0.010	Imperceptível
Pav3	0.018	0.018	0.015	0.015	Imperceptível
Pav4	0.022	0.022	0.019	0.019	Imperceptível
Pav5	0.025	0.025	0.022	0.022	Imperceptível
Pav6	0.028	0.028	0.025	0.025	Imperceptível
Pav7	0.030	0.030	0.027	0.027	Imperceptível
Pav8	0.033	0.033	0.030	0.030	Imperceptível
Pav9	0.036	0.036	0.032	0.032	Imperceptível
Pav10	0.039	0.039	0.035	0.035	Imperceptível
Pav11	0.042	0.042	0.037	0.037	Imperceptível
Pav12	0.044	0.044	0.040	0.040	Imperceptível
Pav13	0.046	0.046	0.043	0.043	Imperceptível
Pav14	0.048	0.048	0.046	0.046	Imperceptível
Pav15	0.050	0.050	0.048	0.048	Perceptível
Pav16	0.051	0.051	0.050	0.050	Perceptível
Pav17	0.053	0.053	0.050	0.050	Perceptível
Pav18	0.054	0.054	0.051	0.051	Perceptível
Pav19	0.055	0.055	0.051	0.051	Perceptível
Coberta	0.056	0.056	0.052	0.052	Perceptível
Reservatório	0.056	0.056	0.052	0.052	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.057	0.057	0.053	0.053	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 40 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.2

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.001	0.001	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.007	0.007	0.005	0.005	Imperceptível
Pav2	0.013	0.013	0.010	0.010	Imperceptível
Pav3	0.018	0.018	0.015	0.015	Imperceptível
Pav4	0.022	0.022	0.019	0.019	Imperceptível
Pav5	0.025	0.025	0.022	0.022	Imperceptível
Pav6	0.028	0.028	0.025	0.025	Imperceptível
Pav7	0.030	0.030	0.027	0.027	Imperceptível
Pav8	0.033	0.033	0.030	0.030	Imperceptível
Pav9	0.036	0.036	0.032	0.032	Imperceptível
Pav10	0.039	0.039	0.035	0.035	Imperceptível
Pav11	0.042	0.042	0.037	0.037	Imperceptível
Pav12	0.044	0.044	0.040	0.040	Imperceptível
Pav13	0.046	0.046	0.043	0.043	Imperceptível
Pav14	0.048	0.048	0.046	0.046	Imperceptível
Pav15	0.050	0.050	0.048	0.048	Perceptível
Pav16	0.051	0.051	0.050	0.050	Perceptível
Pav17	0.053	0.053	0.050	0.050	Perceptível
Pav18	0.054	0.054	0.051	0.051	Perceptível
Pav19	0.055	0.055	0.051	0.051	Perceptível
Coberta	0.056	0.056	0.052	0.052	Perceptível
Reservatório	0.056	0.056	0.052	0.052	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.057	0.057	0.053	0.053	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 41 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 2.3

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.001	0.001	0.001	0.001	Imperceptível
Pav1	0.007	0.007	0.005	0.005	Imperceptível
Pav2	0.013	0.013	0.010	0.010	Imperceptível
Pav3	0.018	0.018	0.015	0.015	Imperceptível
Pav4	0.022	0.022	0.019	0.019	Imperceptível
Pav5	0.025	0.025	0.022	0.022	Imperceptível
Pav6	0.027	0.027	0.025	0.025	Imperceptível
Pav7	0.030	0.030	0.027	0.027	Imperceptível
Pav8	0.033	0.033	0.029	0.029	Imperceptível
Pav9	0.035	0.035	0.031	0.031	Imperceptível
Pav10	0.038	0.038	0.034	0.034	Imperceptível
Pav11	0.041	0.041	0.036	0.036	Imperceptível
Pav12	0.043	0.043	0.039	0.039	Imperceptível
Pav13	0.046	0.046	0.042	0.042	Imperceptível
Pav14	0.047	0.047	0.045	0.045	Imperceptível
Pav15	0.049	0.049	0.047	0.047	Imperceptível

Pav16	0.050	0.050	0.049	0.049	Perceptível
Pav17	0.052	0.052	0.050	0.050	Perceptível
Pav18	0.053	0.053	0.050	0.050	Perceptível
Pav19	0.054	0.054	0.050	0.050	Perceptível
Coberta	0.054	0.054	0.051	0.051	Perceptível
Reservatório	0.055	0.055	0.051	0.051	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.055	0.055	0.052	0.052	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 42 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.1

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.000	0.000	0.000	0.000	Imperceptível
Pav1	0.003	0.003	0.002	0.002	Imperceptível
Pav2	0.006	0.006	0.005	0.005	Imperceptível
Pav3	0.008	0.008	0.008	0.008	Imperceptível
Pav4	0.011	0.011	0.011	0.011	Imperceptível
Pav5	0.014	0.014	0.014	0.014	Imperceptível
Pav6	0.016	0.016	0.016	0.016	Imperceptível
Pav7	0.019	0.019	0.019	0.019	Imperceptível
Pav8	0.021	0.021	0.021	0.021	Imperceptível
Pav9	0.023	0.023	0.022	0.022	Imperceptível
Pav10	0.025	0.025	0.024	0.024	Imperceptível
Pav11	0.026	0.026	0.026	0.026	Imperceptível
Pav12	0.028	0.028	0.028	0.028	Imperceptível
Pav13	0.030	0.030	0.030	0.030	Imperceptível
Pav14	0.031	0.031	0.032	0.032	Imperceptível
Pav15	0.033	0.033	0.033	0.033	Imperceptível
Pav16	0.035	0.035	0.035	0.035	Imperceptível
Pav17	0.036	0.036	0.036	0.036	Imperceptível
Pav18	0.038	0.038	0.038	0.038	Imperceptível
Pav19	0.039	0.039	0.040	0.040	Imperceptível
Pav20	0.040	0.040	0.041	0.041	Imperceptível
Pav21	0.042	0.042	0.043	0.043	Imperceptível
Pav22	0.043	0.043	0.044	0.044	Imperceptível
Pav23	0.044	0.044	0.046	0.046	Imperceptível
Pav24	0.045	0.045	0.047	0.047	Imperceptível
Pav25	0.046	0.046	0.048	0.048	Imperceptível
Pav26	0.047	0.047	0.049	0.049	Imperceptível
Pav27	0.047	0.047	0.049	0.049	Perceptível
Pav28	0.048	0.048	0.050	0.050	Perceptível
Pav29	0.049	0.049	0.051	0.051	Perceptível
Coberta	0.049	0.049	0.052	0.052	Perceptível
Reservatório	0.049	0.049	0.052	0.052	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.049	0.049	0.052	0.052	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 43 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.2

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.000	0.000	0.000	0.000	Imperceptível
Pav1	0.003	0.003	0.002	0.002	Imperceptível
Pav2	0.005	0.005	0.005	0.005	Imperceptível
Pav3	0.008	0.008	0.008	0.008	Imperceptível
Pav4	0.011	0.011	0.011	0.011	Imperceptível
Pav5	0.014	0.014	0.014	0.014	Imperceptível
Pav6	0.016	0.016	0.016	0.016	Imperceptível
Pav7	0.018	0.018	0.018	0.018	Imperceptível
Pav8	0.020	0.020	0.020	0.020	Imperceptível
Pav9	0.022	0.022	0.022	0.022	Imperceptível
Pav10	0.024	0.024	0.024	0.024	Imperceptível
Pav11	0.026	0.026	0.026	0.026	Imperceptível
Pav12	0.027	0.027	0.027	0.027	Imperceptível
Pav13	0.029	0.029	0.029	0.029	Imperceptível
Pav14	0.031	0.031	0.031	0.031	Imperceptível
Pav15	0.032	0.032	0.032	0.032	Imperceptível
Pav16	0.034	0.034	0.034	0.034	Imperceptível
Pav17	0.035	0.035	0.035	0.035	Imperceptível
Pav18	0.037	0.037	0.037	0.037	Imperceptível
Pav19	0.038	0.038	0.039	0.039	Imperceptível
Pav20	0.039	0.039	0.040	0.040	Imperceptível
Pav21	0.041	0.041	0.042	0.042	Imperceptível
Pav22	0.042	0.042	0.043	0.043	Imperceptível
Pav23	0.043	0.043	0.045	0.045	Imperceptível
Pav24	0.044	0.044	0.046	0.046	Imperceptível
Pav25	0.045	0.045	0.047	0.047	Imperceptível
Pav26	0.045	0.045	0.047	0.047	Imperceptível
Pav27	0.046	0.046	0.048	0.048	Imperceptível
Pav28	0.047	0.047	0.049	0.049	Imperceptível
Pav29	0.047	0.047	0.050	0.050	Perceptível
Coberta	0.048	0.048	0.050	0.050	Perceptível
Reservatório	0.048	0.048	0.051	0.051	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.048	0.048	0.051	0.051	Perceptível

Fonte: Autor

Tabela 44 - Verificação do conforto perante a ação do vento do caso 3.3

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	X-	Y+	Y-	
Fundação	0.000	0.000	0.000	0.000	Imperceptível
Pav1	0.003	0.003	0.002	0.002	Imperceptível
Pav2	0.005	0.005	0.005	0.005	Imperceptível
Pav3	0.008	0.008	0.008	0.008	Imperceptível
Pav4	0.011	0.011	0.011	0.011	Imperceptível
Pav5	0.013	0.013	0.013	0.013	Imperceptível
Pav6	0.016	0.016	0.016	0.016	Imperceptível
Pav7	0.018	0.018	0.018	0.018	Imperceptível
Pav8	0.020	0.020	0.020	0.020	Imperceptível
Pav9	0.022	0.022	0.021	0.021	Imperceptível
Pav10	0.023	0.023	0.023	0.023	Imperceptível
Pav11	0.025	0.025	0.025	0.025	Imperceptível
Pav12	0.027	0.027	0.027	0.027	Imperceptível
Pav13	0.028	0.028	0.028	0.028	Imperceptível
Pav14	0.030	0.030	0.030	0.030	Imperceptível
Pav15	0.031	0.031	0.032	0.032	Imperceptível
Pav16	0.033	0.033	0.033	0.033	Imperceptível
Pav17	0.034	0.034	0.034	0.034	Imperceptível
Pav18	0.036	0.036	0.036	0.036	Imperceptível
Pav19	0.037	0.037	0.038	0.038	Imperceptível
Pav20	0.038	0.038	0.039	0.039	Imperceptível
Pav21	0.039	0.039	0.041	0.041	Imperceptível
Pav22	0.041	0.041	0.042	0.042	Imperceptível
Pav23	0.042	0.042	0.043	0.043	Imperceptível
Pav24	0.042	0.042	0.044	0.044	Imperceptível
Pav25	0.043	0.043	0.045	0.045	Imperceptível
Pav26	0.044	0.044	0.046	0.046	Imperceptível
Pav27	0.045	0.045	0.047	0.047	Imperceptível
Pav28	0.046	0.046	0.047	0.047	Imperceptível
Pav29	0.046	0.046	0.048	0.048	Imperceptível
Coberta	0.047	0.047	0.049	0.049	Imperceptível
Reservatório	0.046	0.046	0.049	0.049	Perceptível
Tampa do Reservatório	0.047	0.047	0.050	0.050	Perceptível

Fonte: Autor

ANEXO C – ÍNDICE DE CONSUMO DE MATERIAIS DAS ESTRUTURAS

Tabela 45 - Índices de consumo de materiais do caso 1.1

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.62	4.71	11.36	85.95
Pilares	0.04	0.30	2.46	7.14	58.45
Lajes	0.13	0.88	10.93	6.67	82.94
Escadas	0.00	0.03	0.14	8.32	42.94
Reservatórios	0.00	0.04	0.33	7.92	74.39
TOTAL	0.24	1.86	18.56	7.88	78.56

Fonte: Autor

Tabela 46 - Índices de consumo de materiais do caso 1.2

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.62	4.63	11.36	84.60
Pilares	0.04	0.30	2.38	7.14	56.54
Lajes	0.13	0.88	10.20	6.67	77.42
Escadas	0.00	0.03	0.13	8.32	39.90
Reservatórios	0.00	0.04	0.35	7.92	78.50
TOTAL	0.24	1.86	17.69	7.88	74.87

Fonte: Autor

Tabela 47 - Índices de consumo de materiais do caso 1.3

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.62	4.62	11.36	84.38
Pilares	0.04	0.30	2.33	7.14	55.30
Lajes	0.13	0.88	9.86	6.67	74.81
Escadas	0.00	0.03	0.12	8.32	38.76
Reservatórios	0.00	0.04	0.40	7.92	89.36
TOTAL	0.24	1.86	17.33	7.88	73.33

Fonte: Autor

Tabela 48 - Índice de consumo de materiais do caso 2.1

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	6.01	11.35	113.13
Pilares	0.05	0.30	5.45	6.43	115.36
Lajes	0.13	0.88	11.19	6.67	84.54
Escadas	0.00	0.03	0.17	8.33	51.67
Reservatórios	0.00	0.02	0.26	7.92	116.15
TOTAL	0.24	1.83	23.08	7.70	96.85

Fonte: Autor

Tabela 49 - Índice de consumo de materiais do caso 2.2

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	5.52	11.35	104.01
Pilares	0.05	0.30	4.02	6.43	85.13
Lajes	0.13	0.88	10.30	6.67	77.82
Escadas	0.00	0.03	0.17	8.33	49.54
Reservatórios	0.00	0.02	0.24	7.92	108.02
TOTAL	0.24	1.83	20.26	7.70	84.99

Fonte: Autor

Tabela 50 - Índice de consumo de materiais do caso 2.3

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	5.32	11.35	100.13
Pilares	0.05	0.30	3.54	6.43	74.88
Lajes	0.13	0.88	10.12	6.67	76.43
Escadas	0.00	0.03	0.16	8.33	49.04
Reservatórios	0.00	0.02	0.25	7.92	112.86
TOTAL	0.24	1.83	19.39	7.70	81.36

Fonte: Autor

Tabela 51 - Índice de consumo de materiais do caso 3.1

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	8.23	11.34	156.52
Pilares	0.07	0.34	7.61	4.76	108.06
Lajes	0.13	0.89	11.66	6.67	87.81
Escadas	0.00	0.03	0.20	8.33	59.37
Reservatórios	0.00	0.01	0.32	6.51	180.90
TOTAL	0.26	1.86	28.02	7.12	107.40

Fonte: Autor

Tabela 52 - Índice de consumo de materiais do caso 3.2

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	7.31	11.34	139.03
Pilares	0.07	0.34	5.51	4.76	78.23
Lajes	0.13	0.89	10.48	6.67	78.91
Escadas	0.00	0.03	0.19	8.33	56.99
Reservatórios	0.00	0.01	0.28	6.51	157.89
TOTAL	0.26	1.86	23.77	7.12	91.11

Fonte: Autor

Tabela 53 - Índice de consumo de materiais do caso 3.3

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m ³ /m ²)	Forma (m ² /m ²)	Aço (kg/m ²)	Forma (m ² /m ³)	Aço (kg/m ³)
Vigas	0.05	0.60	6.65	11.34	126.45
Pilares	0.07	0.34	4.98	4.76	70.71
Lajes	0.13	0.89	10.30	6.67	77.59
Escadas	0.00	0.03	0.18	8.33	54.61
Reservatórios	0.00	0.01	0.26	6.51	148.70
TOTAL	0.26	1.86	22.38	7.12	85.77

Fonte: Autor

ANEXO D - QUANTITATIVOS DE MATERIAIS DAS ESTRUTURAS

Tabela 54 - Quantitativo de materiais do caso 1.1

Modelo 1 - Caso 1		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	43.299,1	22.675,6	100.526,5	1.265,6	3.027,9	170.794,7
Volume de concreto (m ³)	C-25	503,7	388,0	1.212,0	29,5	40,7	2.173,9
Área de forma (m ²)		5.721,4	2.771,3	8.080,2	245,3	322,4	17.140,6
Consumo de aço (kg/m ³)		86,0	58,4	82,9	42,9	74,4	78,6

Fonte: Autor

Tabela 55 - Quantitativo de materiais do caso 1.2

Modelo 1 - Caso 2		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	42.618,2	21.934,8	93.829,7	1.176,0	3.195,3	162.754,0
Volume de concreto (m ³)	C-35	503,7	388,0	1.212,0	29,5	40,7	2.173,9
Área de forma (m ²)		5.721,4	2.771,3	8.080,2	245,3	322,4	17.140,6
Consumo de aço (kg/m ³)		84,6	56,5	77,4	39,9	78,5	74,9

Fonte: Autor

Tabela 56 - Quantitativo de materiais do caso 1.3

Modelo 1 - Caso 3		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	42.507,2	21.455,4	90.677,9	1.142,3	3.637,4	159.420,2
Volume de concreto (m ³)	C-50	503,7	388,0	1.212,0	29,5	40,7	2.173,9
Área de forma (m ²)		5.721,4	2.771,3	8.080,2	245,3	322,4	17.140,6
Consumo de aço (kg/m ³)		84,4	55,3	74,8	38,8	89,4	73,3

Fonte: Autor

Tabela 57 - Quantitativo de materiais do caso 2.1

Modelo 2 - Caso 1		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	109.825,0	99.603,9	204.589,1	3.160,4	4.727,9	421.906,3
Volume de concreto (m ³)	C-25	970,8	863,4	2.420,1	61,2	40,7	4.356,2
Área de forma (m ²)		11.014,3	5.550,5	16.134,1	509,7	322,4	33.531,0
Consumo de aço (kg/m ³)		113,1	115,4	84,5	51,7	116,2	96,9

Fonte: Autor

Tabela 58 - Quantitativo de materiais do caso 2.2

Modelo 2 - Caso 2		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	100.971,4	73.506,1	188.339,5	3.030,1	4.396,8	370.243,9
Volume de concreto (m ³)	C-35	970,8	863,4	2.420,1	61,2	40,7	4.356,2
Área de forma (m ²)		11.014,3	5.550,5	16.134,1	509,7	322,4	33.531,0
Consumo de aço (kg/m ³)		104,0	85,1	77,8	49,5	108,0	85,0

Fonte: Autor

Tabela 59 - Quantitativo de materiais do caso 2.3

Modelo 2 - Caso 3		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	97.203,0	64.649,2	184.961,2	2.999,2	4.593,9	354.406,5
Volume de concreto (m ³)	C-50	970,8	863,4	2.420,1	61,2	40,7	4.356,2
Área de forma (m ²)		11.014,3	5.550,5	16.134,1	509,7	322,4	33.531,0
Consumo de aço (kg/m ³)		100,1	74,9	76,4	49,0	112,9	81,4

Fonte: Autor

Tabela 60 - Quantitativo de materiais do caso 3.1

Modelo 3 - Caso 1		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	225.187,0	208.025,1	318.818,8	5.450,4	8.780,5	766.261,8
Volume de concreto (m ³)	C-25	1.438,6	1.925,1	3.630,6	91,8	48,5	7.134,6
Área de forma (m ²)		16.316,6	9.167,2	24.204,1	764,9	316,2	50.769,0
Consumo de aço (kg/m ³)		156,5	108,1	87,8	59,4	180,9	107,4

Fonte: Autor

Tabela 61 - Quantitativo de materiais do caso 3.2

Modelo 3 - Caso 2		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	200.009,4	150.605,4	286.507,0	5.232,1	7.663,7	650.017,6
Volume de concreto (m ³)	C-35	1.438,6	1.925,1	3.630,6	91,8	48,5	7.134,6
Área de forma (m ²)		16.316,6	9.167,2	24.204,1	764,9	316,2	50.769,0
Consumo de aço (kg/m ³)		139,0	78,2	78,9	57,0	157,9	91,1

Fonte: Autor

Tabela 62 - Quantitativo de materiais do caso 3.3

Modelo 3 - Caso 3		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	Total	181.920,6	136.133,9	281.681,6	5.013,9	7.217,5	611.967,5
Volume de concreto (m ³)	C-50	1.438,6	1.925,1	3.630,6	91,8	48,5	7.134,6
Área de forma (m ²)		16.316,6	9.167,2	24.204,1	764,9	316,2	50.769,0
Consumo de aço (kg/m ³)		126,5	70,7	77,6	54,6	148,7	85,8

Fonte: Autor

ANEXO E – RELAÇÃO DE CUSTOS POR ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS

Tabela 63 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 1.1 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	592.475,29	477.755,55	107.0230,84
Pilares	341.145,13	307.300,31	648.445,44
Lajes	1.144.469,87	1.021.977,65	2.166.447,52
Escadas	24.031,14	24.850,04	48.881,18
Reservatórios	25.776,06	19.559,88	45.335,94
TOTAL	2.127.897,49	1.851.443,42	3.979.340,91

Fonte: Autor

Tabela 64 - Relação do custo por elemento estrutural do caso 1.2 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	602.906,23	496.069,75	1.098.975,98
Pilares	348.848,73	320.951,70	669.800,43
Lajes	1146.128,79	1.052.952,58	2.199.081,37
Escadas	24.456,71	25.754,44	50.211,15
Reservatórios	27.825,71	21.010,12	48.835,84
TOTAL	2.150.166,18	1.916.738,59	4.066.904,77

Fonte: Autor

Tabela 65 - Relação custo por elemento do caso 1.3 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	669.998,07	460.587,17	1.130.585,24
Pilares	397.330,23	290.414,26	687.744,49
Lajes	1290.591,37	957.441,82	2.248.033,19
Escadas	28.215,62	23.279,92	51.495,54
Reservatórios	35.069,00	17.565,84	52.634,84
TOTAL	2.421.204,29	1.749.289,00	4.170.493,29

Fonte: Autor

Tabela 66 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.1

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	1.258.192,13	930.203,72	2.188.395,85
Pilares	957.432,37	709.549,70	1.666.982,07
Lajes	2.313.007,54	2.065.520,46	4.378.528,00
Escadas	53.307,25	52.854,09	106.161,34
Reservatórios	34.181,60	21.873,58	56.055,18
TOTAL	4.616.120,89	3.780.001,55	8.396.122,44

Fonte: Autor

Tabela 67 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.2 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
-----------------	-----------------	-----------------	--------------

Vigas	1.243.635,17	966.679,01	2.210.314,18
Pilares	864.135,79	731.831,29	1.595.967,08
Lajes	2.335.256,86	2.178.431,26	4.513.688,12
Escadas	54.429,26	54.951,96	109.381,23
Reservatórios	33.941,70	22.921,45	56.863,15
TOTAL	4.531.398,78	3.954.814,97	8.486.213,75

Fonte: Autor

Tabela 68 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 2.3

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	1.355.836,71	899.852,50	2.255.689,21
Pilares	93.6519,07	657.365,11	1.593.884,18
Lajes	2.621.623,47	1.971.725,83	4.593.349,29
Escadas	62.438,53	51.706,73	114.145,26
Reservatórios	39.929,02	19.324,51	59.253,53
TOTAL	5.016.346,80	3.599.974,67	8.616.321,48

Fonte: Autor

Tabela 69 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.1

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	2.148.093,29	1.381.045,87	3.529.139,16
Pilares	1.901.288,84	1.233.630,85	3.134.919,69
Lajes	3.506.506,76	3.076.750,36	6.583.257,12
Escadas	83.298,09	82.286,16	165.584,25
Reservatórios	54.074,78	27.442,06	81.516,83
TOTAL	7.693.261,75	5.801.155,31	13.494.417,06

Fonte: Autor

Tabela 70 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.2

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	2.073.274,74	1.428.025,29	3.501.300,03
Pilares	1.685.556,88	1.291.112,52	2.976.669,40
Lajes	3.500.648,57	3.244.833,26	6.745.481,82
Escadas	84.170,90	85.472,18	169.643,08
Reservatórios	50.503,60	28.889,24	79.392,84
TOTAL	7.394.154,69	6.078.332,49	13.472.487,18

Fonte: Autor

Tabela 71 - Relação de custos por elemento estrutural do caso 3.3

Elemento	Material	Execução	Total
Vigas	2.176.184,67	1.326.975,41	3.503.160,08
Pilares	1.873.798,83	1.127.420,55	3.001.219,39
Lajes	3.913.949,05	2.866.529,29	6.780.478,34
Escadas	95.755,44	77.589,67	173.345,11
Reservatórios	54.124,65	23.492,34	77.616,99
TOTAL	8.113.812,65	5.422.007,26	13.535.819,91

Fonte: Autor

ANEXO F – RESUMO DE CUSTOS POR MATERIAL DAS ESTRUTURAS

Tabela 72 - Resumo de custos por material – Caso 1.1 (R\$)

Custos do Modelo 1 - Caso 1				
Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	816.824,42	491.288,30	1.308.112,72	32,87%
Concreto	531.244,00	206.762,77	738.006,77	18,55%
Formas	779.829,07	1.153.392,36	1.933.221,42	48,58%
TOTAL	2.127.897,49	1.851.443,42	3.979.340,91	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 73 - Resumo do custo por material – Caso 1.2 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	778.418,64	477.474,05	1.255.892,69	30,88%
Concreto	591.918,47	285.872,19	877.790,66	21,58%
Formas	779.829,07	1.153.392,36	1.933.221,42	47,54%
TOTAL	2.150.166,18	1.916.738,59	4.066.904,77	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 74 - Resumo do custo por material – Caso 1.3 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	765.693,28	485.113,02	1.250.806,30	29,99%
Concreto	875.681,94	110.783,62	986.465,57	23,65%
Formas	779.829,07	1.153.392,36	1.933.221,42	46,35%
TOTAL	2.421.204,29	1.749.289,00	4.170.493,29	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 75 - Resumo de custos por material – Caso 2.1 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	2.012.805,96	1.085.984,69	3.098.790,65	36,91%
Concreto	1.064.513,50	414.313,86	1.478.827,36	17,61%
Formas	1.538.801,42	2.279.703,00	3.818.504,42	45,48%
TOTAL	4.616.120,89	3.780.001,55	8.396.122,44	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 76 - Resumo do custo por material – Caso 2.2 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	1.806.503,58	1.102.277,65	2.908.781,23	34,28%
Concreto	1.186.093,77	572.834,33	1.758.928,11	20,73%
Formas	1.538.801,42	2.279.703,00	3.818.504,42	45,00%
TOTAL	4.531.398,78	3.954.814,97	8.486.213,75	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 77 - Resumo do custo por material – Caso 2.3 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	1.722.842,74	1.098.282,04	2.821.124,78	32,74%
Concreto	1.754.702,64	221.989,64	1.976.692,27	22,94%
Formas	1.538.801,42	2.279.703,00	3.818.504,42	44,32%
TOTAL	5.016.346,80	3.599.974,67	8.616.321,48	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 78 - Resumo do custo por material – Caso 3.1 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	3.607.990,05	1.649.687,43	5.257.677,49	38,96%
Concreto	1.743.505,77	678.580,98	2.422.086,75	17,95%
Formas	2.341.765,93	3.472.886,89	5.814.652,82	43,09%
TOTAL	7.693.261,75	5.801.155,31	13.494.417,06	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 79 - Resumo do custo por material – Caso 3.2 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	3.109.753,61	1.667.233,01	4.776.986,62	35,46%
Concreto	1.942.635,15	938.212,58	2.880.847,73	21,38%
Formas	2.341.765,93	3.472.886,89	5.814.652,82	43,16%
TOTAL	7.394.154,69	6.078.332,49	13.472.487,18	100,00%

Fonte: Autor

Tabela 80 - Resumo do custo por material – Caso 3.3 (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Porcentagem
Aço	2.898.119,64	1.585.536,24	4.483.655,88	33,12%
Concreto	2.873.927,08	363.584,13	3.237.511,21	23,92%
Formas	2.341.765,93	3.472.886,89	5.814.652,82	42,96%
TOTAL	8.113.812,65	5.422.007,26	13.535.819,91	100,00%

Fonte: Autor