

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

LILIANE BERTOLINI

**ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DA VARIAÇÃO DA SEÇÃO
TRANSVERSAL NOS DIFERENTES LANCES DOS PILARES**

2023
CAXIAS DO SUL

LILIANE BERTOLINI

**ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DA VARIAÇÃO DA SEÇÃO
TRANSVERSAL NOS DIFERENTES LANCES DOS PILARES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial à obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientador Prof. Me. Luciano Zatti

2023

CAXIAS DO SUL

LILIANE BERTOLINI

**ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DA VARIAÇÃO DA SEÇÃO
TRANSVERSAL NOS DIFERENTES LANCES DOS PILARES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial à obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 29/11/2023

Banca Examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti

Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva

Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron

Universidade de Caxias do Sul

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo analisar os resultados alcançados ao dimensionar uma mesma estrutura, para um edifício de quinze andares, com variações na seção nos diferentes lances dos pilares, resultando em três modelos de estudo diferentes. Desta forma desenvolveu-se o projeto dos três modelos: mantendo-se a seção dos pilares iguais em todos os pavimentos; tendo uma seção nos primeiros oito pavimentos e uma seção menor nos outros sete pavimentos; e variar a seção dos pilares a cada cinco pavimentos. Para cada uma das concepções foram seguidas as prescrições das principais normas vigentes. Os projetos de dimensionamento foram realizados pelo *software* TQS a fim de fornecer dados como esforços, deslocamentos e quantitativo dos materiais. Com os resultados obtidos foi possível analisar que conforme as seções foram reduzidas ao longo dos pavimentos ocorreu uma economia de materiais, e consequentemente financeira no valor final de cada modelo, além da percepção do comportamento estrutural, que mostrou a estabilidade e segurança dos modelos. Desta forma concluiu-se que essa economia de materiais se deu pela diminuição de área de formas, de volume de concreto e de consumo de aço, uma vez que os pilares iam reduzindo sua seção. A economia financeira ocorreu pela diminuição no consumo dos materiais analisados, mas principalmente do aço, levando em conta que possui um valor agregado bastante significativo. Logo o consumo de aço diminuindo, por estar sendo utilizada a taxa mínima de aço e estar baseado na área de concreto dos pilares, o valor total de cada modelo estrutural também diminuiu.

Palavras-chave: concreto armado; consumo de materiais; dimensionamento estrutural; economia; esforços solicitantes; pilares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama tensão-deformação idealizado.....	14
Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva.....	15
Figura 3: Mapa de isopletas de velocidade básica.....	19
Figura 4: Pilar intermediário.....	25
Figura 5: Pilar de Extremidade.....	25
Figura 6: Pilar de canto.....	25
Figura 7: Efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado.....	30
Figura 8: Vista em perspectiva do edifício.....	36
Figura 9: Planta baixa do pavimento térreo.....	37
Figura 10: Posicionamento dos elementos estruturais.....	44
Figura 11: Vista 3D - modelo I.....	47
Figura 12: Vista 3D – modelo II.....	48
Figura 13: Vista 3D – modelo III.....	48
Figura 14: Coeficiente γ_z – modelo I	49
Figura 15: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo I.....	50
Figura 16: Coeficiente γ_z – modelo II.....	51
Figura 17: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo II.....	52
Figura 18: Comparação da redução de seção – modelo II.....	53
Figura 19: Coeficiente γ_z – modelo III.....	55
Figura 20: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo III.....	55
Figura 21: Comparação da redução de seção – modelo III.....	56
Figura 22: Economia de consumo de concreto.....	58
Figura 23: Economia de área de formas.....	59
Figura 24: Economia no consumo de aço.....	60
Figura 25: Custo total de cada modelo.....	62
Figura 26: Análise dos efeitos locais do Pilar 28 dos Modelos I, II e III.....	63

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Critério de classificação de ações nas estruturas.....	17
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores do módulo de elasticidade com base na resistência característica à compressão do concreto.....	13
Tabela 2: Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.....	22
Tabela 3: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	23
Tabela 4: Parâmetros de projeto do edifício em estudo.....	38
Tabela 5: Características de cada modelo proposto.....	38
Tabela 6: Pré-dimensionamento de pilares modelo I, e primeiro grupo de seção dos modelos II e III.....	40
Tabela 7: Pré-dimensionamento de pilares dos sete últimos pavimentos do modelo II.....	41
Tabela 8: Pré-dimensionamento de pilares do segundo grupo de seções do modelo III.....	42
Tabela 9: Pré-dimensionamento de pilares do terceiro grupo de seções do modelo III.....	43
Tabela 10: Pré-dimensionamento das vigas.....	46
Tabela 11: Deslocamentos máximos – modelo I.....	50
Tabela 12: Deslocamentos máximos – modelo II.....	52
Tabela 13: Deslocamentos máximos – modelo III.....	54
Tabela 14: Consumo de concreto (m ³).....	57
Tabela 15: Área de formas (m ²).....	58
Tabela 16: Consumo de aço (kN).....	60
Tabela 17: Listagem e custos de materiais.....	61
Tabela 18: Consumo de materiais por modelo.....	61
Tabela 19: Custos de materiais por modelo.....	61
Tabela 20: Resultado de cálculo pilares 28 e 29 – Momentos e área de aço.....	62
Tabela 21: Solicitações nos pilares do Modelo I.....	64
Tabela 22: Solicitações nos pilares do Modelo II.....	65
Tabela 23: Solicitações nos pilares do Modelo III.....	66

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	8
1.1.	QUESTÃO DA PESQUISA	8
1.2.	OBJETIVOS	9
1.2.1.	Objetivo geral.....	9
1.2.2.	Objetivos específicos	9
1.3.	HIPÓTESE.....	9
1.4.	PRESSUPOSTOS	9
1.5.	DELIMITAÇÕES	10
1.6.	DELINEAMENTO E CRONOGRAMA PRELIMINAR.....	10
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	11
2.1.	CONCRETO ARMADO.....	11
2.1.1.	Propriedades do concreto	12
2.1.1.1.	Resistência à compressão	12
2.1.1.2.	Resistência à tração	12
2.1.1.3.	Módulo de elasticidade	13
2.1.2.	Propriedades do aço	14
2.1.2.1.	Módulo de elasticidade	14
2.1.2.2.	Resistência à tração	15
2.2.	ESTADOS LIMITES	15
2.2.1.	Estado limite de serviço	16
2.2.2.	Estado limite último	16
2.3.	AÇÕES SOBRE AS ESTRUTURAS.....	16
2.3.1.	Combinações de ações	17
2.3.2.	Ações permanentes	17
2.3.3.	Ações variáveis	18

2.3.4.	Ações excepcionais	20
2.4.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO	21
2.4.1.	Lajes	21
2.4.2.	Vigas.....	22
2.4.3.	Pilares.....	23
2.4.3.1.	Pilar intermediário	26
2.4.3.2.	Pilar de extremidade	26
2.4.3.3.	Pilar de canto.....	27
2.5.	DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO	27
2.5.1.	Armaduras transversais e longitudinais	27
2.6.	ESTABILIDADE GLOBAL	29
2.7.	ORÇAMENTO	32
2.7.1.	Volume de concreto.....	33
2.7.2.	Peso da armação.....	34
2.7.3.	Área de fôrma.....	34
3.	METODOLOGIA	35
3.1.	PROJETO ARQUITETÔNICO	35
3.2.	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	35
3.3.	PARÂMETROS DE PROJETO	38
3.4.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	38
3.5.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	39
4.	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	49
4.1.	MODELO I	49
4.2.	MODELO II.....	51
4.3.	MODELO III	54
4.4.	RESULTADOS	57

4.4.1.	Consumo de concreto.....	57
4.4.2.	Áreas de forma.....	58
4.4.3.	Consumo de aço.....	59
4.4.4.	Análise de custos.....	60
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
5.1.	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	68

1. INTRODUÇÃO

Antigamente, as construções eram realizadas seguindo o método comparativo de projeto, que começou a mudar com o início da Revolução Industrial, mas até por volta do século XIX as construções eram copiadas continuamente de outros modelos que já existissem. Deste modo as novas construções deveriam ter formas e parâmetros de desempenho que se equiparassem aos de construções existentes e que fossem considerados adequados. Com o surgimento do aço e do concreto armado ao longo do século XIX, foi necessário o desenvolvimento intelectual para que se iniciassem projetos cada vez mais baseados em critérios racionais, abandonando os critérios comparativos (FUSCO; ONISHI, 2017).

Estão entre as diversas vantagens do concreto armado: a economia, a facilidade de execução e a adaptação a diferentes tipos de formas gerando uma liberdade arquitetônica, ótima solução para obtenção de estrutura monolítica e hiperestática garantindo maior segurança, resistência aos efeitos térmicos e mecânicos (PORTO; FERNANDES, 2015).

Com a construção civil em evolução, foi necessária a criação de estruturas com maior segurança, mas também economicamente viáveis, e diante de tal situação, estudos mais precisos analisando-se o comportamento estrutural, foram criados métodos, possibilitando a chegada de novas tecnologias, podendo contextualizar também elementos estruturais como os pilares (PINTO,2017).

O presente trabalho tratou do dimensionamento estrutural e análise da influência da alteração da seção transversal dos pilares em um edifício de 15 andares, reduzindo a seção a seção em cada lance. Foi feita uma análise da redução dos pilares em três diferentes concepções e seus deslocamentos, além de um estudo econômico levando-se em conta a necessidade do aumento da taxa de aço em virtude da diminuição da seção. Este trabalho teve como base as principais normas relacionadas a concreto armado do país, para que fosse possível realizar o dimensionamento proposto.

1.1. QUESTÃO DA PESQUISA

O que se torna mais vantajoso, manter a seção transversal de pilares ao longo dos pavimentos de um edifício ou variar a seção otimizando o dimensionamento e gerando uma economia no consumo de materiais?

1.2. OBJETIVOS

Neste item serão apresentados os objetivos do estudo, tanto geral quando específicos.

1.2.1. Objetivo geral

Analisar o dimensionamento estrutural de um edifício para que seja possível comparar a influência no caso de manter a seção dos pilares em todos os pavimentos ou variar ao longo dos pavimentos.

1.2.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos da pesquisa foram os seguiu

- a) realizar o pré-dimensionamento estrutural do edifício;
- b) dimensionar o projeto através do *software* estrutural TQS;
- c) realizar modelos com diferentes padrões de variação da seção dos pilares;
- d) analisar e comparar os resultados obtidos nos modelos realizados;
- e) fazer a análise de consumo e de custos dos materiais, verificando qual o método mais econômico;

1.3. HIPÓTESE

A pesquisa teve como hipótese que a variação da seção transversal pode ser uma otimização no dimensionamento dos pilares sem comprometer a segurança da estrutura, desde que seja feito um novo dimensionamento da taxa de aço, que seria maior nos pilares com menor seção. Desta forma, pelo aumento no consumo de aço, essa opção não seria a mais econômica, tendo em vista que o aço possui um custo significativo.

1.4. PRESSUPOSTOS

O trabalho tomou como base o pressuposto de que o *software* TQS, utilizado para o dimensionamento estrutural, dispõe de resultados coerentes em todos os seus cálculos, seguindo todas as normas técnicas vigentes, principalmente a norma técnica da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2014, que trata de projeto de estruturas em concreto.

1.5. DELIMITAÇÕES

A edificação de estudo tratou-se de um edifício residencial, de quinze pavimentos, para o qual foi dimensionado os pilares para situações distintas, a de manter a seção dos pilares iguais para todos os pavimentos ou mudar a seção ao decorrer dos pavimentos com diferentes padrões de variação.

O trabalho compreendeu somente os estudos da superestrutura do edifício, não sendo considerado análises de fundações.

O trabalho teve como base as normas vigentes para dimensionamento e projeto de estruturas em concreto armado, bem como o *software* utilizado para o dimensionamento, que também segue as normas.

1.6. DELINEAMENTO E CRONOGRAMA PRELIMINAR

No primeiro capítulo deste trabalho consta a introdução e as diretrizes de pesquisa.

A introdução teve a contextualização do tema onde o autor apresentou uma visão geral do assunto em desenvolvimento. Nas diretrizes de pesquisa consta a questão da pesquisa, objetivos, hipótese, pressupostos e delimitações.

O referencial teórico trouxe as referências relacionadas ao tema tratado, os principais autores e revisões de literatura sobre a temática, servindo de embasamento teórico.

A metodologia expôs os mecanismos e procedimentos utilizados para elaborar o estudo de forma científica, como métodos de coleta e análise de dados.

Nos resultados estão exibidos os dados relevantes encontrados durante a pesquisa.

A conclusão da pesquisa traz os resultados da pesquisa, evidenciando sua importância e colaboração para o assunto, sendo fundamentado e respaldado pelas discussões da pesquisa, além de incluir respostas coerentes aos objetivos do trabalho.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A seguir estão apresentadas algumas definições fundamentais de normas técnicas e de autores, que irão compor a fundamentação teórica possibilitando uma maior compreensão do tema abordado nesta pesquisa.

2.1. CONCRETO ARMADO

Azeredo (1997), afirma que a união do aço ao concreto origina o concreto armado, utilizado para uma melhor resistência desses determinados tipos de esforços. A união destes dois materiais é exequível por fatores como a boa aderência entre eles, a semelhança dos relativos coeficientes de dilatação térmica e pela proteção à corrosão do aço quando é recoberto pelo concreto.

Fusco e Onishi (2017), afirmam que a pasta de cimento é a mistura da água com o cimento, e adicionando-se o agregado miúdo é formada a argamassa de cimento. Ainda com a adição de agregado graúdo é feito o concreto simples, que é caracterizado por uma resistência a compressão razoável, de 20 a 40 MPa, e por uma baixa resistência à tração, geralmente menor que 1/10 da sua resistência de compressão.

Para Parizotto (2017), o concreto armado pode ser desenvolvido como um material composto, sendo formado por concreto simples e barras de aço e para ocorrer a resistência aos esforços solicitantes, o concreto e o aço precisam trabalhar conjuntamente, estando arrançados de modo que as suas próprias resistências sejam aproveitadas de forma otimizada.

Nas estruturas de concreto armado, de acordo com Fusco e Onishi (2017), a pouca resistência à tração do concreto simples pode ser superada pela utilização de armaduras de aço dispostos de forma conveniente ao longo das estruturas. Os esforços que atuam nas armaduras originam-se das ações que ocorrem na superfície externa da estrutura e as armaduras atuam devido as deformações do concreto, e depois de estar com o concreto endurecido, o concreto e as armaduras começam a trabalhar de forma solidária, não existindo entre eles escorregamentos relativos, hipótese esta que é essencial para a teoria do concreto armado, que reconhece a cooperação do concreto e do aço até a ruptura do concreto devido à compressão, ou rompimento do aço pela tensão de tração.

2.1.1. Propriedades do concreto

Conforme Azeredo (1997), o concreto é uma combinação de cimento, água e materiais inertes, mais comumente areia, pedregulho e pedra britada, que em estado plástico endurece ao longo do tempo por causa da hidratação do cimento, ou seja, da sua combinação química com água.

Parizotto (2017), também afirma que se denomina concreto o material de construção que é composto por uma mistura de cimento, agregados graúdo e miúdo e água. A autora ainda enfatiza que um motivo para que o concreto seja o material mais utilizado na engenharia, se dá pelas suas características de resistência e durabilidade, aspectos fundamentais para os materiais de construção.

2.1.1.1. Resistência à compressão

Segundo Leonhardt e Mönnig (2008), a resistência à compressão é definida através da solitação monoaxial em ensaio de curta duração, tendo uma velocidade alta de carregamento. Também a vinculação da resistência à compressão com a idade do concreto em relação à evolução da resistência não está limitada ao período dos 28 dias, sendo que a elevação posterior da resistência ao longo da idade é determinada como endurecimento posterior.

A resistência à compressão é a propriedade mecânica mais importante do concreto de acordo com Parizotto (2017), mesmo com a existência de outros parâmetros físicos experimentais que são relacionados com a resistência à compressão. Para realizar a medição, corpos de prova cilíndricos são moldados para ensaio, seguindo a ABNT NBR 5738:2015, “Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova” e o procedimento de ensaio é feito conforme a ABNT NBR 5739:2007, “Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos”.

2.1.1.2. Resistência à tração

Neville (2016), diz que a resistência da pasta de cimento hidratada é muito menor do que o valor teórico estimado com base na coesão molecular e calculado a partir da energia de superfície de um sólido homogêneo e sem defeitos.

Para Leonhardt e Mönnig (2008), muitos fatores influenciam na resistência à tração, em especial, da aderência dos grãos dos agregados com a argamassa de cimento. Conforme o

método de ensaio se diferencia resistência à tração axial, à tração por fendilhamento e à tração na flexão.

Com base em Parizotto (2017), a resistência à tração do concreto pode ser obtida através de três ensaios: tração direta (f_{ct}), tração na compressão diametral ou indireta ($f_{ct,sp}$) e a tração na flexão ($f_{ct,f}$). Para obter as resistências à tração indireta e na flexão devem ser seguidos os ensaios realizados conforme a norma ABNT NBR 7222:2011, “Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos” e pela norma ABNT NBR 12142:2010, “Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos”.

2.1.1.3. Módulo de elasticidade

Não restam dúvidas de que conforme o aumento da resistência a compressão do concreto o módulo de elasticidade também aumenta, porém não há concordância de como se relacionam. Isso não surpreende levando em conta que o módulo de elasticidade do concreto é determinado preponderantemente pelo módulo de elasticidade do agregado e pela sua proporção volumétrica presente no concreto. O que pode ser seguramente afirmado é que o aumento do módulo de elasticidade do concreto é gradualmente menor do que o aumento da resistência à compressão (NEVILLE, 2016).

Para a obtenção do módulo de elasticidade, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), é necessário seguir o método de ensaio da NBR 8522-1:2021, na qual é considerado o módulo de deformação tangente inicial atingido aos 28 dias. Na Tabela 1 é apresentado valores do módulo de elasticidade com base na resistência característica à compressão do concreto.

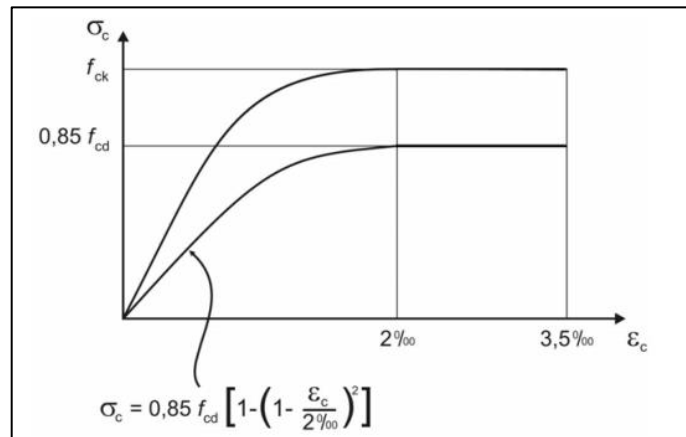
Tabela 1: Valores do módulo de elasticidade com base na resistência característica à compressão do concreto

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.25)

A Figura 1 apresenta o diagrama tensão-deformação idealizado do concreto, que deve ser utilizado para análise no estado limite último.

Figura 1: Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.24)

2.1.2. Propriedades do aço

O ferro e o carbono formam uma liga metálica conhecida como aço. Atualmente o aço é o metal mais barato existente, presente em diversos produtos, e na construção civil também é utilizado em muitas situações, como na armadura presente no concreto armado e em outras estruturas metálicas. O aço usado no concreto armado pode ser de três tipos: o aço CA 25, utilizado em pequenas obras; o aço CA 50, que é o mais comum e o aço CA 60, utilizado em indústrias de concreto pré-moldado (BOTELHO; FERRAZ, 2016).

O processamento, o tratamento químico e a composição química do aço interferem diretamente nas suas propriedades mecânicas, como a resistência mecânica, a elasticidade, a dureza e a ductilidade (PARIZOTTO, 2017).

2.1.2.1. Módulo de elasticidade

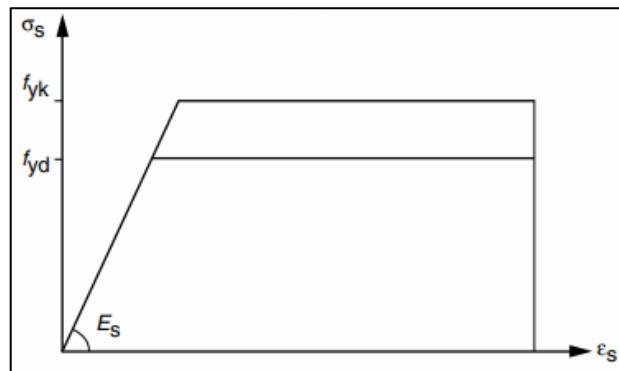
Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), quando não houver ensaios ou valores informados pelos fabricantes, deve-se adotar o valor do módulo de elasticidade igual a 210 GPa. De acordo com Leonhardt e Mönnig (2008), o valor da tensão até o qual as deformações são proporcionais às tensões caracteriza-se como o limite de elasticidade. Os autores ainda citam que a capacidade de deformação do aço é definida o alongamento de ruptura, que é calculado como alongamento permanente de um determinado comprimento pelos ensaios de tração.

2.1.2.2. Resistência à tração

A NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013) prevê os ensaios de tração que precisam ser realizados para que seja possível obter o diagrama tensão-deformação dos aços de armadura passiva, bem como os valores característicos da resistência de escoamento, resistência à tração e deformação última de ruptura. Quando não estiver apresentado o patamar de escoamento do aço, deve-se seguir o valor da resistência de escoamento que corresponda a uma deformação permanente de 0,2%.

Para temperaturas entre $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $150\text{ }^{\circ}\text{C}$, tendo como base os estados-limite de serviço e último, é possível a utilização do diagrama tensão-deformação para o aço de armadura passiva previsto na NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme apresentado na Figura 1.

Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.29)

2.2. ESTADOS LIMITES

O dimensionamento no estado limite último das estruturas de concreto armado garantem segurança, principalmente resistindo ao colapso, a verificação no estado limite de serviço delimita em relação a utilização, referente à deformações e fissurações exageradas. Nas duas situações a resistência da estrutura deve ser maior do que os esforços aos quais serão solicitados, utilizando os coeficientes que vão ponderar as resistências e os coeficientes que vão majorar as solicitações. As ações que podem acontecer sobre as estruturas durante toda sua vida útil causam as solicitações, e sendo elas de origem distintas, se faz necessário a consideração de acordo com seus valores, a duração e a probabilidade de ocorrer, ajustando com os respectivos coeficientes e o estado limite a ser analisado, resultando no valor a ser confrontado com a resistência do concreto armado.

2.2.1. Estado limite de serviço

Seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os estados-limites de serviço estão relacionados ao conforto do usuário bem como a durabilidade, estética e eficácia das estruturas, tanto em relação às pessoas que ocupam a estrutura quanto aos equipamentos e máquinas que são abrigadas por essas estruturas. Nos casos de construções especiais pode ser necessário avaliar a segurança em relação a outros estados limites de serviço não especificados pela norma.

2.2.2. Estado limite último

Os estados limites últimos, reais ou convencionais são considerados para verificar a segurança de peças com forças cortantes atuantes, a partir destes estados limites é considerado o esgotamento da resistência da peça (FUSCO; ONISHI, 2017).

Para Parizotto (2017), o estado limite último possui relação com a máxima capacidade que uma estrutura consegue portar, e estabelece a suspensão do uso da edificação. O ELU também é definido pela perda de equilíbrio da estrutura, em casos de tombamento e escorregamento, e pelas deformações exageradas dos materiais, que podem causar instabilidade ou levar a ruptura.

De acordo com Clímaco (2016), quando o estado limite último é atingido, a estrutura alcança sua capacidade de resistência, exigindo que, para a sua utilização sejam realizadas obras de reparação, reforço ou a troca da estrutura, podendo ser uma substituição total ou parcial.

2.3. AÇÕES SOBRE AS ESTRUTURAS

Parizotto (2017), diz que é necessário considerar as ações que podem existir sobre a estrutura ao decorrer da sua vida útil de acordo com seus valores, por serem de naturezas diferentes, além de considerá-las segundo sua duração e a chance de ocorrerem, combinando-as com os devidos coeficientes referentes ao estado limite estudado. Desta forma, obtém-se o valor para comparação com a resistência do concreto armado.

Seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014), todas as ações possíveis de produzir algum efeito significativo para a segurança da estrutura em estudo, deve ter sua influência ponderada na análise estrutural, avaliando-se eventuais estados limites últimos e de serviço.

2.3.1. Combinações de ações

As forças como força axial, momento e cisalhamento originados por combinações de cargas devem ser somadas corretamente e majoradas por um fator de segurança para alcançar o nível de segurança que se deseja. O resultado da combinação de carga denota a resistência mínima para qual os elementos devem ser projetados. A combinação de carga que resultar no maior valor caracteriza a carga de projeto para o elemento (GILBERT *et al.*, 2014).

Para Fusco e Onishi (2017), as ações atuantes nas estruturas possuem diferentes critérios para sua classificação, conforme demonstrado no Quadro 1.

Quadro 1: Critério de classificação de ações nas estruturas

Critérios de classificação	Tipos de ações
Variação no tempo	ações permanentes ações variáveis ações excepcionais
Variação no espaço	ações fixas ações livres (móveis ou removíveis)
Natureza mecânica	ações estáticas (acelerações desprezíveis) ações dinâmicas (acelerações significativas)

Fonte: Adaptado de Fusco e Onishi (2017, p.157)

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003), para determinar as regras das combinações de ações, elas têm classificação em três categorias, conforme a variabilidade no tempo, que são: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

2.3.2. Ações permanentes

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), são consideradas como ações permanentes diretas o peso próprio dos elementos construtivos, onde está incluso o peso próprio da estrutura, bem como de todos os componentes construtivos permanentes, além do peso de máquinas e empuxos referentes ao peso próprio de terras não removíveis e demais ações permanentes aplicadas sobre elas.

Segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019), quando não houverem definições mais precisas das ações permanentes, estas devem seguir os valores característicos nominais mínimos presentes em sua seção.

2.3.3. Ações variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define ações variáveis como cargas acidentais ou efeitos das edificações, sendo forças de frenação, impacto ou força centrífuga, consequência do vento, variações da temperatura, atrito nos aparelhos de apoio e de modo geral das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. A sua probabilidade de ocorrência ao longo da vida da construção classifica as ações variáveis em normais e especiais.

Ventos fortes causam forças intensas, que podem destruir árvores e causar avarias em casas e janelas. Com contínua mudança de direção e velocidade do vento, fica complicada a determinação da pressão ou sucção precisa que o vento gera nas estruturas. Mesmo assim, admitindo que o vento seria como um fluido, se pode compreender os aspectos do seu comportamento, alcançando cargas razoáveis de projeto (GILBERT *et al.*, 2014).

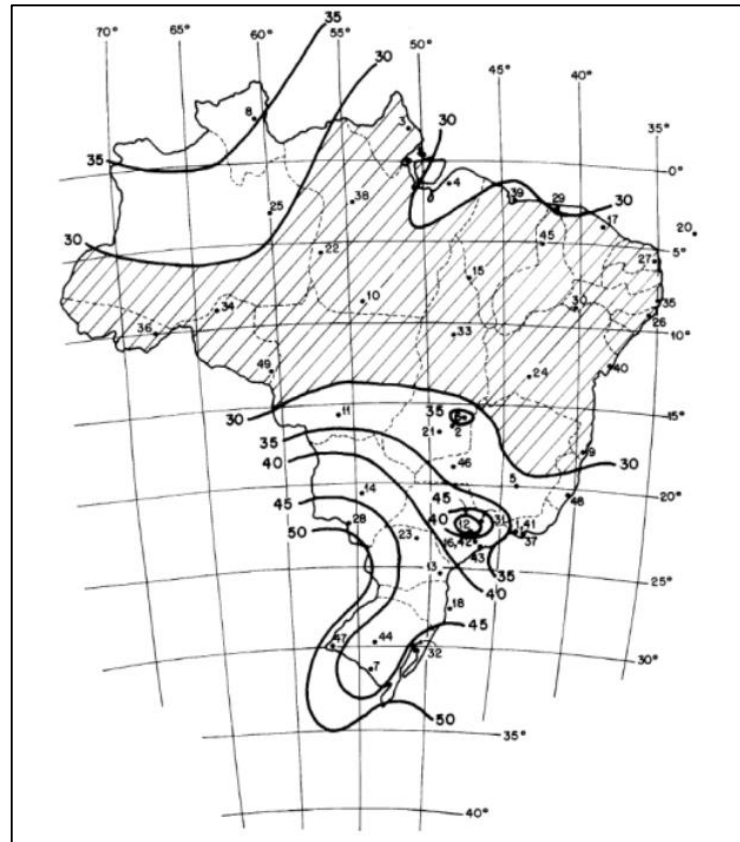
O fluxo do vento em torno de uma estrutura produz as cargas de vento. Fatores como a localização geográfica da estrutura, obstruções existentes ao seu redor, como edifícios adjacentes e a geometria e características vibracionais da estrutura interferem na magnitude das cargas de vento. Apesar de várias normas estimarem as cargas de vento geralmente variando em detalhes, em sua maioria é baseada na relação básica entre velocidade do vento e a pressão dinâmica induzida na superfície perpendicular ao fluxo do vento (KASSIMALI, 2016).

Através da NBR 6123 (ABNT, 1988), é possível encontrar a velocidade característica do vento, V_k , calculada através da seguinte Equação 1:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

A norma também especifica que a velocidade básica do vento, V_0 , é a “velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Os fatores S_1 , S_2 e S_3 são fatores topográficos, com influência da rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, e fator relacionado com probabilidades de ocorrência, e são determinados através de tabelas e cálculos, enquanto V_0 é determinado através do mapa de isopletas, conforme apresenta a Figura 2.

Figura 3: Mapa de isopletas de velocidade básica



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, pg.6)

A mesma NBR 6123 (ABNT, 1988), também define a pressão dinâmica do vento, q , pela Equação 2, expressa em N/m^2 :

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2)$$

A relação entre o comprimento da área de exposição e a largura desta mesma área resulta no coeficiente de arrasto, e em casos de peças cilíndricas a dimensão considerada é o diâmetro (NETO, 2017). A NBR 6123 (ABNT, 1988), diz que o coeficiente de arrasto é dado através de tabelas da própria norma em função das relações de h/l_1 e l_1/l_2 .

Com as resultantes das Equações 1 e 2, e com a determinação do coeficiente de arrasto, é possível calcular a força global do vento sobre a edificação, conforme Equação 3:

$$F = C \cdot q \cdot A \quad (3)$$

Onde:

F = força global do vento;

C = coeficiente de arrasto;

A = área frontal ou perpendicular à direção do vento.

As sobrecargas são as cargas que podem ou não atuar sobre uma estrutura, e nelas estão abrangidos o peso de pessoas, de mobiliários, máquinas e equipamentos. Estas cargas podem sofrer variações com o tempo, especialmente se a ocupação da edificação em questão mudar. As sobrecargas que são estabelecidas por códigos para diversos tipos de ocupações são estimadas de forma conservadora da carga máxima que o uso que se pretende fazer a ocupação poderá atingir. Geralmente a sobrecarga de projeto é especificada em cada região do país pelos códigos de construção (GILBERT *et al.*, 2014).

Conforme Garrison (2018), cargas vivas nem sempre existem, mas acontecem pela ocupação das construções. Pessoas e mobiliário são exemplos de cargas vivas, que são variáveis. O autor exemplifica uma sala de cinema com 300 lugares para espectadores, em um caso de finais de semana para o lançamento de um filme o local estaria cheio, caso que não se repetiria em um dia normal de meio de semana, e ficaria vazia em dias em que o cinema não funcione. Desta forma a carga viva na sala varia entre 0 e 300 pessoas. Por causa desta variação as cargas vivas não são consideradas da mesma forma que cargas mortas em projetos estruturais, e também não precisam estar em movimento ou ser animada para entrar na categoria de carga viva. Resumidamente cargas mortas ficam no local todo tempo sem exceções, cargas vivas não, podem não estarem no local em determinado momento, ou em casos de mobiliários, serem retirados e devolvidos ao local ao longo do tempo.

2.3.4. Ações excepcionais

Para Porto e Fernandes (2015), as ações excepcionais destinam-se à circunstâncias singulares de carregamentos onde os efeitos impossíveis de se ter controle através de outros meios, onde os valores imputados as ações excepcionais são estabelecidos por normas.

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações excepcionais possuem duração muito curta e com uma probabilidade de ocorrer muito pequena ao longo da vida da construção, porém existe a necessidade de sua consideração em projetos de algumas estruturas.

2.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO

A engenharia estrutural abrange uma enorme pluralidade de sistemas estruturais. Existem muitos tipos de sistemas em que os engenheiros estruturais trabalham, além de pontes e edifícios, e podem ter diversos tamanhos, tendo desde um único elemento até edifícios ou pontes gigantescas (MCCORMAC, 2009). Dentre os elementos que compõe as estruturas de concreto armado estão as lajes, as vigas e os pilares.

2.4.1. Lajes

As lajes podem ser classificadas de acordo com a sua composição, que é o caso de lajes maciças, nervuradas e pré-moldadas, ou de acordo com o tipo de apoio, sendo simplesmente apoiada, parcialmente engastada e engastada. A espessura da laje é pequena quando comparada com as suas duas outras dimensões, horizontalmente e perpendiculares entre si. As lajes ficam apoiadas nas vigas, que se apoiam em pilares e propagam as cargas para as fundações. A função da laje é obter as cargas verticais atuantes na estrutura e fazer com que essas cargas passem para os seus apoios específicos, que são as vigas presentes em suas bordas. Há duas formas de sustentação nas bordas da laje, uma sendo simplesmente apoiada sobre a alvenaria no encosto da parede, e a segunda pelo engaste pelas bordas (NETO, 2017).

Usualmente as cargas consideradas nas lajes são peso próprio, revestimento, alvenaria e carga accidental. Com propósito de cálculo as lajes são separadas em lajes armadas em uma direção, no caso de uma das dimensões superar o dobro da outra, ou em caso contrário, armadas em duas direções. As lajes armadas em uma direção são calculadas como vigas contínuas com largura unitária, já as lajes armadas em duas direções são calculadas por meio da Teoria Matemática da Elasticidade, Método das Linhas de Ruptura ou Método dos Elementos Finitos. Através da simplificação da Teoria da Elasticidade são adquiridas as tabelas de Czerny.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as lajes maciças devem ter limites mínimos de espessura:

- a) cobertura sem balanço – 7 cm;
- b) lajes de piso sem balanço – 8 cm;
- c) lajes em balanço – 10 cm;
- d) lajes com suporte de veículos com peso total menor ou igual a 30 kN – 10 cm;
- e) lajes com suporte de veículos com peso total maior que 30 kN – 12 cm;

- f) lajes apoiadas em vigas, com proteção, com no mínimo $\frac{l}{42}$ para lajes com piso biapoiada e $\frac{l}{50}$ para laje de piso contínuas – 15cm;
- g) lajes lisas – 16 cm, e para lajes-cogumelo, fora do capitel – 14 cm.

Ainda conforme a mesma norma, para o dimensionamento de lajes em balanço menores que 15 cm deve haver multiplicação dos esforços solicitantes de cálculo pelo coeficiente adicional γ_n , segundo a Tabela 2:

Tabela 2: Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.74)

2.4.2. Vigas

Segundo McCormac (2009), as vigas são os elementos sujeitos especialmente a forças de flexão, frequentemente se imagina que são componentes submetidos essencialmente a forças gravitacionais, porém com certa regularidade surgem exceções, como nos casos de vigas ou caibros com inclinação.

Os pisos de edifícios são comumente sustentados por vigas e vigas mestras. O principal elemento que fornece sustentação para as cargas do piso é a viga mestra, e os elementos menores que possuem menor vão e estão ligados às vigas mestras são as vigas (HIBBELER, 2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), prevê que a largura das vigas não pode ser inferior a 12 cm, e a largura das vigas-parede inferior a 15 cm. Ainda pode haver a redução destes limites, desde que obedecendo um mínimo absoluto de 10 cm em casos inusuais, e obrigatoriamente deve-se seguir condições de alojamento das armaduras e imissão de outras estruturas, com o cumprimento dos espaçamentos e cobrimentos previstos pela mesma norma. Também deve ser seguida a condição de lançamento e vibração do concreto conforme a ABNT NBR 14931:2004.

2.4.3. Pilares

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

Devido aos esforços internos atuantes os pilares têm a possibilidade de estarem sendo solicitados por compressão normal centrada, flexocompressão ou ainda flexão oblíqua composta. Os pilares ainda podem assumir diversas formas de seção transversal, e de maneira mais comum apresentam seção quadrada, retangular, circular, octogonal, elíptica ou seções associadas às anteriores (PORTO; FERNANDES, 2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 13.2.3 estipula que, independentemente da forma de pilares e pilares-parede maciços, a seção transversal não pode ter dimensão menor que 19cm. Porém, em casos especiais, há a possibilidade de dimensões entre 19 cm e 14 cm. Nestes casos é necessária a multiplicação dos esforços solicitantes de cálculo que serão levados em conta no dimensionamento pelo coeficiente γ_n , conforme apresentado na Tabela 3. Ainda, não é permitido que nenhum pilar, independente do caso, tenha área de seção transversal inferior a 360 cm².

Tabela 3: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.73)

O dimensionamento de um pilar é feito com base em dados conhecidos, existindo dois casos a serem ponderados: um deles é, conhecendo-se a carga a ser aplicada no pilar e a seção, é preciso estabelecer a tensão desenvolvida para analisar a condição que a resistência dos materiais do pilar irá impor; o outro caso é, conhecendo-se a carga e o material que será utilizado, é necessário definir as dimensões do pilar. Apesar de aparentar ser uma questão simples, há fatores como o índice de esbeltez, que norteia a forma de cálculo do pilar, e a

excentricidade das cargas, que trata da posição em que as cargas serão aplicadas em relação ao eixo do pilar, que requerem ser considerados no projeto dos pilares (NETO, 2017).

A flambagem é observada em elementos onde a área da seção transversal é muito maior do que o comprimento do elemento, caracterizando uma peça esbelta, que quando sofrem forças de compressão axial geram na direção mais esbelta, um deslocamento lateral (PORTO; FERNANDES, 2015).

Porto e Fernandes (2015), ainda definem que o índice de esbeltez dos pilares, que são peças comprimidas, é um parâmetro que faz relação entre o comprimento de flambagem da peça e o raio de giração da seção transversal, e é definido pela Equação 4:

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} \quad \text{ou} \quad \lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_x} \quad (4)$$

onde:

λ = índice de esbeltez em relação ao eixo x ou y;

l_e = comprimento equivalente do elemento comprimido nas direções x ou y;

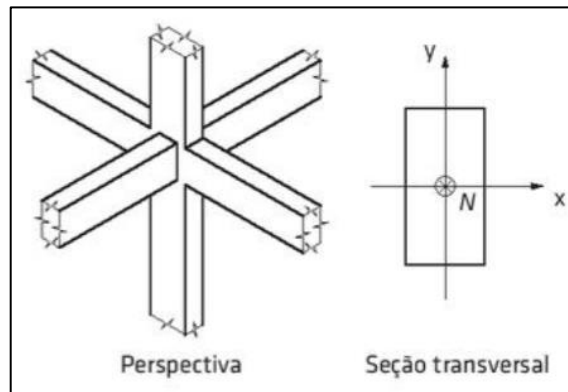
i = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x ou y.

As cargas em compressão direta também são transmitidas com bastante eficiência através das colunas. A propriedade de uma barra em compressão é uma função do índice de esbeltez l/r , onde l representa o comprimento da barra e r é o raio de giração. Quando o índice é alto caracteriza uma barra esbelta e terá falha por flambagem em casos de tensões baixas. Quando o índice de esbeltez é baixo o elemento é compacto, e nesse caso existe a falha por carregamento excedente, a capacidade é alta para cargas axiais (GILBERT *et al.*, 2014).

Em pilares sujeitos à flexão composta, a deformidade do seu eixo em função do momento fletor suscita a força externa axial de compressão a produzir esforços de flexão. Esses novos esforços, nomeados de esforços de segunda ordem, são capazes de gerar instabilidade no sistema estrutural, podendo colapsar pela instabilidade na flexão composta (FUSCO; ONISHI, 2017).

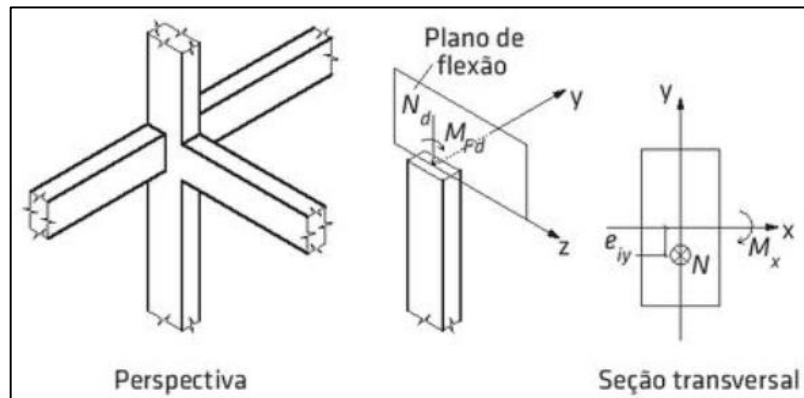
Ainda conforme Porto e Fernandes (2015), os pilares podem ter três classificações relacionadas ao posicionamento, que são pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto, como apresentado na Figura 3, Figura 4 e Figura 5, respectivamente.

Figura 4: Pilar intermediário



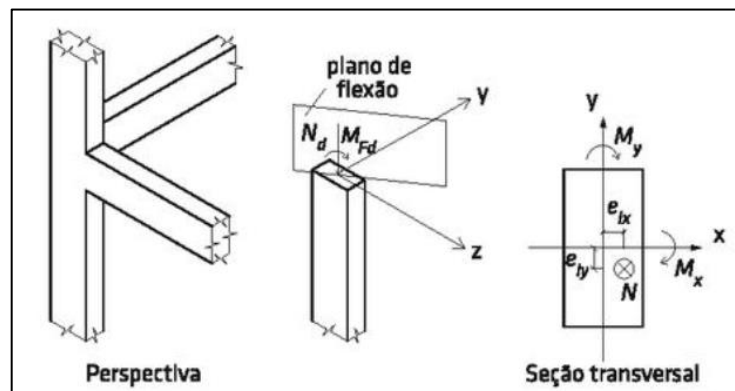
Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, pg. 101)

Figura 5: Pilar de Extremidade



Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, pg. 102)

Figura 6: Pilar de canto



Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, pg. 103)

2.4.3.1. Pilar intermediário

Pilares intermediários contraventados são subordinados às forças axiais de compressão. Para efeitos de projeto, é levado em conta que os pilares intermediários são solicitados por compressão normal centrada, desta forma é igualada a zero a excentricidade inicial (PORTO; FERNANDES, 2015).

Para pilares intermediários não há obrigatoriedade da consideração dos momentos fletores causados pelas vigas no cálculo. Porém sempre deve ser feito o dimensionamento à flexão composta, por ser exigido o reconhecimento das excentricidades da força normal, como falhas de execução, desalinhamentos iniciais entre a viga e o eixo do pilar, bem como possíveis excentricidades de 2ª ordem e das deformações por fluência, em casos de alta esbeltez (CLÍMACO, 2016).

Pilares intermediários sofrem somente compressão simples, que se deve ser levado em conta o momento fletor mínimo atuante em ambas as direções, efeito de primeira ordem, sendo possível ocorrer efeito de segunda ordem ou não, que vai depender do índice de esbeltez (GRABASCK, 2021).

2.4.3.2. Pilar de extremidade

Os pilares contraventados de extremidade, também conhecidos como pilar de borda ficam situados nas bordas das edificações, sendo submetidos às forças normais de compressão e efeitos dos momentos emitidos pelas vigas com extremidades externas nestes tipos de pilares. Para casos de projeto, é apontado que o pilar de extremidade é requisitado por flexão normal composta, a flexocompressão, existindo a excentricidade inicial de acordo com uma das ordenadas da seção transversal do pilar. Não se tem conhecimento prévio de qual seção do pilar será a mais solicitada, desta forma deve ser dimensionado verificando-se extremidades e seção intermediária (PORTO; FERNANDES, 2015).

Nos pilares de extremidade existe a obrigação de ser considerado somente o momento disseminado pelo vão extremo da viga na qual está apoiada, entre outros que sejam originados por excentricidades inesperadas da execução, sejam iniciais ou de segunda ordem e fluência (CLÍMACO, 2016).

2.4.3.3. Pilar de canto

Pilares contraventados de cantos são os que ficam alocados nas quinas das edificações, e são submetidos pelas forças normais de compressão e pelas ações dos momentos que são propagados pelas vigas. As vigas exibem planos médios perpendiculares às faces do pilar e sofrem interrupção nas bordas do pilar. Para fim de projeto, é considerado que o pilar de canto tem atuação da flexão oblíqua composta, demonstrando excentricidades iniciais em ambos os eixos da seção transversal do pilar. Desta forma, como no caso da flexão normal composta, não é conhecida a seção com maior solicitação, precisando ser verificado nas extremidades e na seção intermediária também (PORTO; FERNANDES, 2015).

Nos pilares de canto é exigido o cálculo à flexão composta oblíqua, pela ação de momentos concernentes a dois principais eixos, decorrentes de duas ou mais vigas de bordo apoiadas nele (CLÍMACO, 2016).

2.5. DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO

O momento solicitante de projeto precisa ser menor ou igual ao momento resistente de projeto em qualquer situação, isto é, o fator γ_f deve ser utilizado para majoração do momento solicitante, ao mesmo tempo que se reduz o momento resistente com a utilização do fator γ_c para o concreto (FILHO, 2023).

A análise estrutural do que será construído é a fase mais importante do desenvolvimento de um projeto estrutural, ou seja, estipular as cargas atuantes em uma estrutura e seus componentes a fim de assegurar que os esforços sejam respaldados de maneira segura, sem a ocorrência de colapsos estruturais ou a prevenção de fissuras, vibrações ou deformações exageradas (PARIZOTTO, 2017).

O dimensionamento dos pilares é realizado de acordo com os esforços externos solicitantes, tais como as forças normais, os momentos fletores, e no caso de ações horizontais, as forças cortantes, onde o objetivo é encaminhar para a fundação toda a carga oriunda das lajes e das vigas (GRABASCK, *et al.*, 2021).

2.5.1. Armaduras transversais e longitudinais

Conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNR, 2014), a Equação 5 representa o cálculo de armaduras mínimas para pilares:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004A_c = 0,4\%A_c \quad (5)$$

onde:

$A_{s,min}$ = área de seção transversal mínima de armadura longitudinal comprimida;

A_c = área da seção transversal bruta do pilar;

N_d = força normal compressiva de projeto;

f_{yd} = tensão de escoamento de projeto do aço utilizado.

As armaduras máximas, também nas regiões de emendas e traspasse é expressa pela Equação 6, abaixo:

$$A_{s,máx} \leq 0,08A_c = 8\%A_c \quad (6)$$

onde:

$A_{s,máx}$ = área da seção transversal máxima de armadura longitudinal comprimida;

A_c = área da seção transversal bruta do pilar.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro das barras longitudinais deve ficar entre 10 mm e 1/8 da menor dimensão do pilar, e devem ser colocadas na seção transversal, a fim de assegurar a resistência adequada da estrutura. Ao menos uma barra de aço deve ser colocada em cada vértice nos casos de seção poligonais, e em seções circulares deve haver no mínimo seis barras organizadas no decorrer do perímetro. O menor espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais deve ser superior ou igual ao maior valor entre: 20 mm; o diâmetro da barra; 1,2 vez a maior dimensão do agregado graúdo, porém não pode exceder 400 mm.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNR, 2014), os estribos constituem a armadura transversal dos pilares, e em alguns casos por grampos adicionais, é previsto que seja disposto por toda a altura do pilar, inclusive na área de cruzamento de vigas e lajes. O menor diâmetro dos estribos para os pilares é de 5 mm, não podendo ser inferior a esta medida, e nem inferior a ¼ do diâmetro da barra isolada ou do feixe da armadura longitudinal. Entre os estribos, o espaçamento longitudinal, na direção do eixo do pilar precisa ser inferior ou igual ao menor valor entre: 200 mm, menor medida da seção, 24 ϕ quando for CA-25 e 12 ϕ em caso de CA-

50, para que seja resguardado o posicionamento e a costura das emendas das barras longitudinais em casos usuais, e para evitar a flambagem das barras longitudinais.

O item 18.2.4 da norma também estabelece que os estribos evitam a ocorrência de flambagem das barras longitudinais, que ficam situadas nas quinas do pilar, ou a uma distância de até 20φt do canto, sendo permitida no máximo duas barras nesse afastamento, exceto a do canto. Para situações com distancias maiores é necessária a utilização de estribos complementares.

2.6. ESTABILIDADE GLOBAL

A NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que os efeitos de 2ª ordem são aqueles somados aos efeitos alcançados em análise de primeira ordem, onde o equilíbrio estrutural é analisado na configuração geométrica inicial, sem deformações, quando a análise passa a ser realizada levando em conta a deformação da estrutura. A norma determina as estruturas em dois tipos, para efeito de cálculo: as estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis. Conforme a norma, as estruturas de nós fixos possuem pequenos deslocamentos horizontais, causando efeitos de segunda ordem inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem correspondentes, sendo reconhecidos como desprezíveis. As estruturas de nós móveis caracterizam que os deslocamentos horizontais dos nós não são pequenos, gerando efeitos de segunda ordem superiores a 10% dos referentes esforços de primeira ordem, que são considerados importantes.

Ainda segundo a mesma norma a análise da estrutura com efeitos de 2ª ordem precisam garantir que nas ações mais desfavoráveis das ações de cálculo não ocorrerá a perda de estabilidade e nem o esgotamento da capacidade de resistência de cálculo.

Adorna et al. (2021), afirmam que a instabilidade da estrutura pode ser provocada pelos esforços de segunda ordem, que devem ser admitidos, quando for o caso, no modelo estrutural adotado em projeto.

Segundo Grabasck et al. (2021), o estudo da estabilidade global das estruturas de concreto armado se tornou algo indispensável pelo aumento da esbeltez destes elementos. Assim os pilares precisam certificar a segurança em relação à resistência e à estabilidade da edificação. No momento do seu dimensionamento é preciso verificar se se leva em conta ou não as solicitações de primeira ordem, além dos momentos causados pelos deslocamentos que a estrutura sofre devido ao carregamento que está atuando, que descreve os efeitos de segunda ordem. Para que esses efeitos sejam determinados é preciso admitir o comportamento não linear

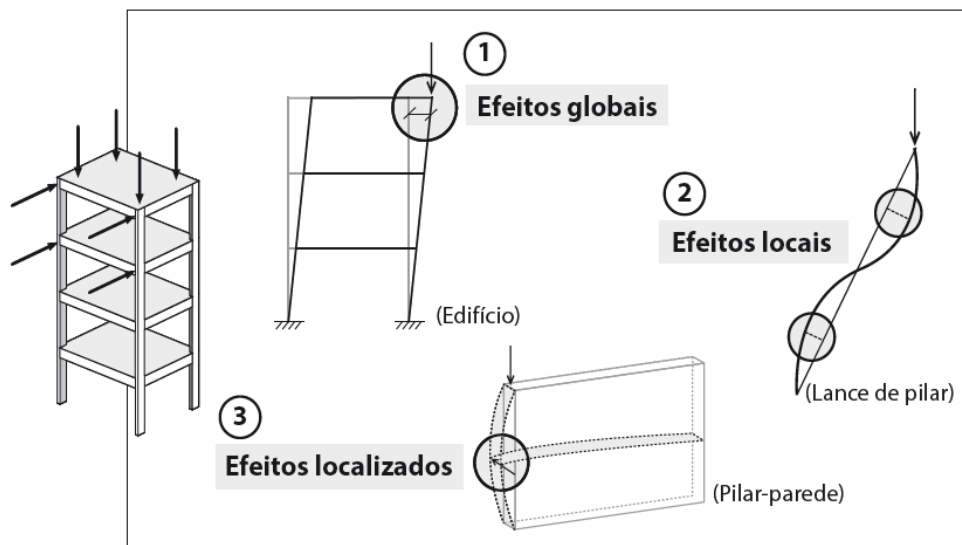
dos materiais, e que entre os muitos pontos que interferem nessa estabilidade estão a geometria da seção, as cargas que estão atuando e a conexão dos elementos que formam a estrutura.

Em edifícios altos precisam ser identificados os esforços de segunda ordem, que tem como incidir em pilares, vigas e lajes, e até mesmo nas fundações. Em edificações com muitos andares as lajes dos pisos consistem em diafragmas basicamente rígidos que fazem a ligação dos pilares em diferentes andares. Em edifícios altos com pilares de rigidez à flexão muito distintos, os pilares com menor rigidez ficam apoiados horizontalmente nos mais rígidos através das vigas e das lajes. Os pilares menos rígidos são identificados como contraventados, enquanto os mais rígidos são os de contraventamento. Os termos contraventado e contraventamento advêm de uma simplificação do entendimento que as forças horizontais do vento atingem todos os pilares de um edifício alto, reconhecendo-se que as medidas de reforço podem englobar apenas alguns dos elementos estruturais, que são os elementos de contraventamento, os restantes são contraventados (FUSCO; ONISHI, 2017).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem em uma estrutura são classificados em efeitos globais de segunda ordem, efeitos locais de segunda ordem e efeitos localizados de segunda ordem.

A Figura 6 apresenta cada um destes efeitos de segunda ordem em uma estrutura de concreto armado.

Figura 7: Efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado



Fonte: KIMURA (2018, pg. 70)

Os efeitos globais se relacionam com o edifício como um todo, ou seja, ao conjunto total de pilares, vigas e lajes. Um edifício ao sofrer ação do vento tem deslocamento horizontal, e por isso são gerados efeitos de segunda ordem pela presença simultânea de cargas verticais de peso próprio somada à sobrecarga (KIMURA, 2018).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece um cálculo para definir se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis, que propõe o cálculo do parâmetro de instabilidade, representado por “ α ”, Equação 7. Nos casos de “ α ” ser menor que “ α_1 ” caracteriza a estrutura como de nós fixos.

$$\alpha = H_{total} \sqrt{\frac{N_K}{E_{cs} I_c}} \quad (7)$$

Onde:

H_{total} = altura total da estrutura, medindo-se a partir do topo da fundação ou nível pouco deslocável do subsolo;

N_K = somatório das cargas verticais atuantes na estrutura – a partir do nível considerado para o cálculo de H_{total} ;

$E_{cs} I_c$ = somatório dos valores da rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Desta forma, se compara com o valor de α_1 , através das Equações 8 e 9:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (8)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (9)$$

Onde:

n = número de níveis de barras horizontais a partir do topo da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo.

A NBR 6118 (ABNT 2014), ainda traz γ_z , coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, que é adequado para estruturas reticuladas com pelo menos quatro andares. Este coeficiente pode ser estabelecido com base nos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada um dos casos de carregamento. Este coeficiente, para cada combinação de carregamento, é expresso pela Equação 10:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (10)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, como seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

A norma estabelece que na condição de $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura se caracteriza como de nós fixos.

2.7. ORÇAMENTO

Segundo Carvalho (2019), o orçamento discrimina os muitos serviços que vão integrar a obra, bem como o quantitativo e o custo unitário para execução. O orçamento determina o custo de cada etapa da obra, e este custo pode ser alcançado com base em projetos, memoriais, análises *in loco*, compreensão do contexto, duração e localização em que se dará a construção.

De acordo com Mattos (2006), do ponto de vista do construtor, o orçamento descreve todos os insumos, corretamente quantificados e multiplicados pelos custos unitários pertencentes, somados às despesas indiretas ao lucro e aos impostos, chegando-se ao preço total. Para o construtor o orçamento acolhe todas as hipóteses que se tonam metas de desempenho ao decorrer da obra. As metas estabelecem um preço de venda fixo para os serviços, enquanto o custo é variável e requer monitoramento em conformidade com tais metas.

Mattos (2006), afirma que a estimativa de custos parte de indicadores genéricos, valores que servem para uma abordagem previa do custo da obra. Em obras de edificações um item muito utilizado é o custo do metro quadrado construído, que tem como referência muitas fontes, mas o mais usual é o Custo Unitário Básico – CUB, que indica o custo da obra por m² conforme o padrão estabelecido do imóvel.

Ainda conforme Mattos (2006), acima da estimativa de custos está o orçamento preliminar, por ser mais detalhado. O orçamento preliminar presume o mapeamento de quantidades e atribuições do custo em determinados serviços, tendo um grau de incerteza menor do que da estimativa de custos. Por se trabalhar com uma variedade maior de indicadores, o orçamento preliminar surge como um aprimoramento da estimativa inicial.

O Sinapi – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – dispõe de composições de índices de produtividade, como serviço de fôrmas, armação e concretagem. O Sinapi apresenta também valores unitários de materiais para a formulação de orçamento, com atualizações mensais (MAZUTTI, 2018).

Segundo a NBR 12721 (ABNT, 2006), o CUB retrata o custo unitário por metro quadrado de construção para um determinado tipo de obra. O custo estimado alcançado por meio do CUB é calculado por comparações de variações geométricas e de características específicas entre o projeto-padrão da norma do CUB com o projeto a ser realizado.

O CUB é calculado mensalmente pelo Sindicato da Indústria da Construção – Sinduscon, de cada estado para cada projeto-padrão, onde são considerados o preço dos materiais para esta determinada região. Neste cálculo estão os lotes básicos de materiais, mão de obra, despesas administrativas e equipamentos que serão necessários por metro quadrado da obra, obtidos no levantamento de quantidades dos projetos-padrão (CARVALHO, 2019).

Conforme Carvalho (2019 apud IBGE, 2017) existem dois módulos no Sinapi, um deles conta com preços e custos, o outro apresenta índices gerados mensalmente. Estes preços e custos que constam neste sistema ajudam na elaboração, análise e avaliação de orçamentos, ao passo que os índices fazem com que seja possível a atualização de valores de despesas nos contratos e orçamentos.

a) módulo de custos e índices – observa estatísticas de índices e custos, sejam estaduais, regionais ou nacionais da construção civil, relacionadas a 101 projetos de diversas tipologias, tendo dados de cerca de 820 insumos. Os resultados são disponíveis para o público em geral, sendo possível acessar pelo portal do IBGE. Este módulo faz parte do plano de estatísticas oficiais.

b) módulo de orçamentação – conta com estatísticas de preços e salários, que correlacionados a inúmeros projetos e composições de serviços, formam o Sinapi, tendo-o como um sistema de orçamentação. O módulo dispõe de um acervo com cerca de 6.000 insumos, que se originam de uma base de composições diferentes de serviço, concebendo o Banco Referencial do Sinapi, gerenciado pela Caixa Econômica Federal.

2.7.1. Volume de concreto

Para Mattos (2006), os pilares, as vigas, lajes e escadas estão abrangidas pelo volume de concreto de um pavimento. O indicador espessura média é reconhecido como a espessura que o volume de concreto de cada pavimento teria se fosse disperso igualmente pela área do

pavimento. Para estruturas abaixo de 10 pavimentos a espessura média varia de 12 a 16 cm, para estruturas acima de 10 pavimentos a espessura média fica entre 16 e 20 cm. O volume de concreto é dimensionado através da multiplicação da área construída pela espessura média estabelecida.

2.7.2. Peso da armação

Apesar de possuírem solicitações distintas e armações com densidades divergentes de aço por metro cúbico de concreto, as lajes pilares e vigas, percebe-se que nas construções prediais, fica numa determinada faixa a taxa de aço média. O indicador taxa de aço é estabelecido em função do volume de concreto, e o peso da armação se dá por meio da multiplicação do volume de concreto pela taxa de aço determinada (MATTOS, 2006).

2.7.3. Área de fôrma

A utilização média de forma sempre fica determinada em uma certa faixa, mesmo a quantidade de forma utilizada para modelar um pilar sem muito mais significativo do que para modelar uma laje. O indicador taxa de forma é dado em função do volume de concreto, ficando estabelecido entre 12 e 14 m² por m³ de concreto. A área de forma é determinada pela multiplicação do volume de concreto pela taxa de forma (MATTOS, 2006).

3. METODOLOGIA

Neste item foram apresentados os métodos e instrumentos utilizados na pesquisa, em busca de alcançar os objetivos estabelecidos.

3.1. PROJETO ARQUITETÔNICO

Com o propósito de atender ao estudo sugerido, a localização do edifício ficou delimitada na cidade de Caxias do Sul, no estado do Rio Grande do Sul, onde a localização do lote para a construção se caracterizam por superfícies planas, e ainda sem construções próximas, por se tratar de um loteamento novo.

O projeto arquitetônico utilizado para esta pesquisa será de autoria própria, tendo 15 pavimentos acima do solo, como apresentado na Figura 7.

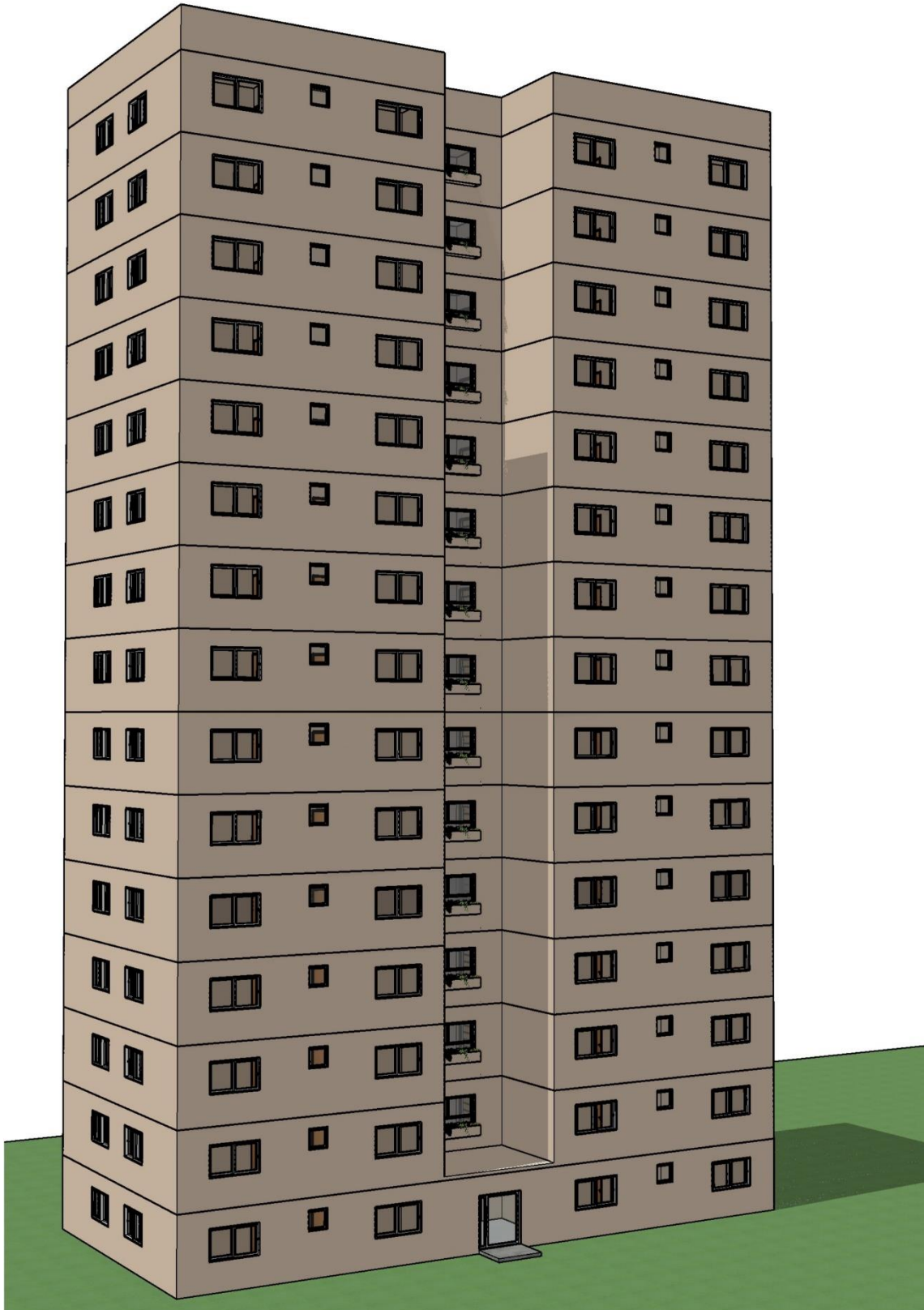
O edifício possui 14 pavimentos tipo e um pavimento térreo, com quatro apartamentos por andar. Cada apartamento conta com dois dormitórios, sendo um de 15,00 m² e outro de 13,13 m², cozinha com 12,20 m² e sala de estar/jantar com 19,30 m². Além dos quatro apartamentos, cada andar ainda tem área de circulação de 31,25 m², escadaria com 12,87 m² e elevador de 6,24 m². De modo geral o edifício possui dimensões de 14,55 m x 27 m. A Figura 8 apresenta a planta baixa dos pavimentos do edifício com todas as descrições supracitadas.

3.2. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A ferramenta para dimensionamento estrutural utilizada foi o *software* TQS, da empresa TQS, que disponibiliza uma versão do *software* para estudantes da Universidade de Caxias do Sul.

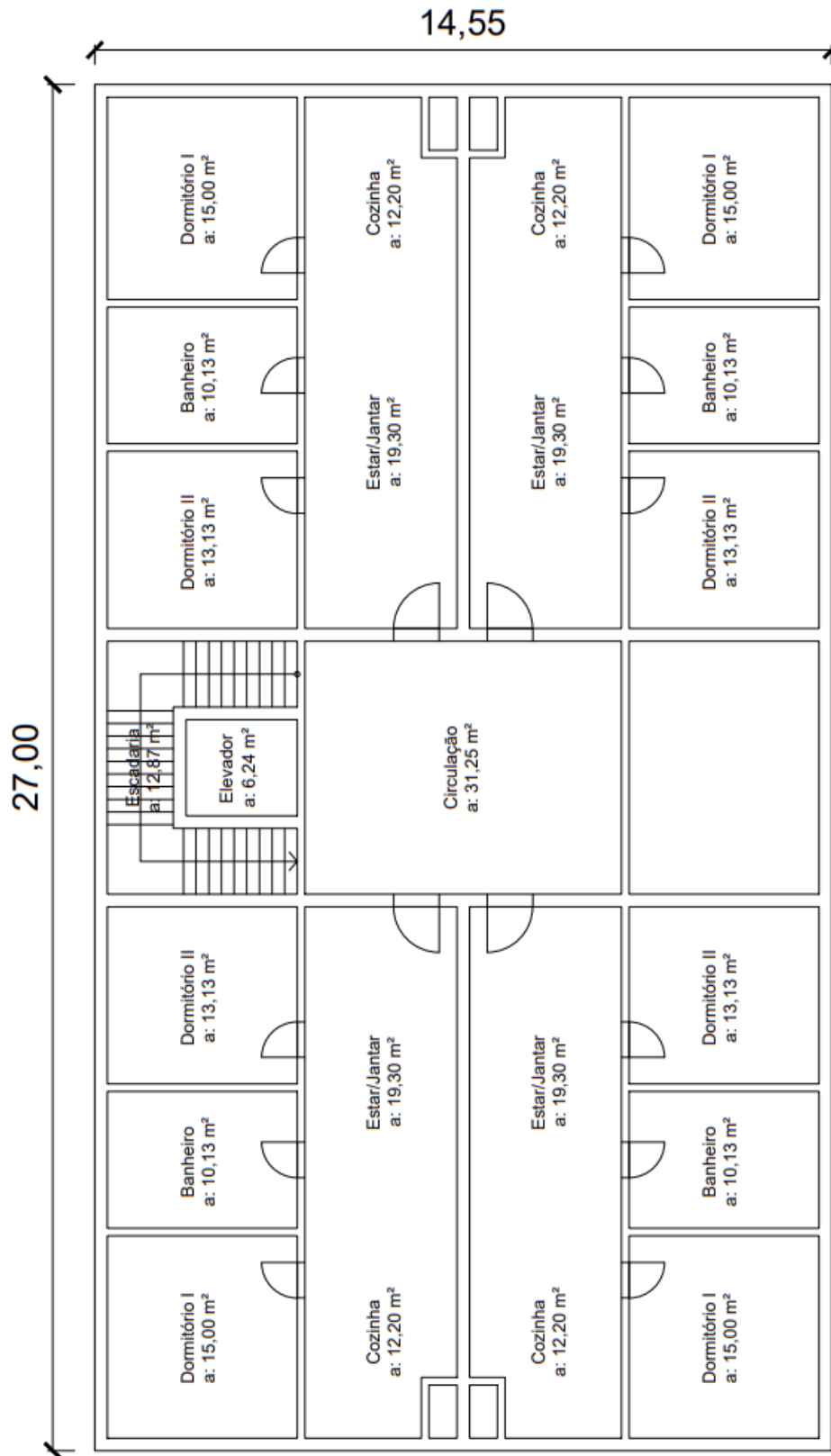
O *software* segue parâmetros estabelecidos por normas técnicas relacionadas às estruturas de concreto armado, principalmente a ABNT NBR 6118:2014. Em geral o TQS é proposto para a elaboração de projetos de estruturas de edificações em concreto armado. O seu conjunto de sistemas possibilita que o *software* forneça os recursos necessários para concepção e análise da estrutura, além do dimensionamento e detalhamento das armaduras.

Figura 8: Vista em perspectiva do edifício



Fonte: Da Autora (2023).

Figura 9: Planta baixa do pavimento térreo



Fonte: Da Autora (2023).

3.3. PARÂMETROS DE PROJETO

O dimensionamento foi feito com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) e demais normas complementares necessárias. Os parâmetros iniciais para a edificação de estudo estão apresentados na Tabela 4, abaixo:

Tabela 4: Parâmetros de projeto do edifício em estudo

Parâmetros de Projeto	
Classe de agressividade ambiental	Classe II: Moderada - Urbana
Cobrimento nominal (mm)	25 lajes, 30 pilares e vigas
Velocidade do vento (m/s)	45 - baixa turbulência
Fator S1	1 - terreno plano ou fracamente acidentado
Fator S2	Categoria III - Classe B
Fator S3	1 - residência
Aço	CA-50
fck do concreto (MPa)	30

Fonte: Da Autora (2023).

3.4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Para a realização do dimensionamento estrutural foi necessário, primeiramente o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, para que fosse possível a definição de plantas de formas para cada um dos três modelos de edifício propostos. Com as plantas de formas definidas e analisadas, de modo que tivessem uma viabilidade de serem executadas, iniciou-se o lançamento estrutural no *software* TQS. A Tabela 5 descreve as características de cada um dos modelos propostos, de forma a apresentar como ocorre a mudança de seção dos pilares.

Tabela 5: Características de cada modelo proposto

Modelo	Número de pavimentos	Mudança de seção
I	15	igual em todos os pavimentos
II	15	8 e 7 pavimentos
III	15	a cada 5 pavimentos

Fonte: Da Autora (2023).

3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O pré-dimensionamento partiu da locação dos elementos estruturais, onde foram consideradas dimensões mínimas para os elementos e também considerando uma estrutura rígida de contraentamento. Desta forma ainda houve a preocupação de posicionar os pilares na direção de menor inércia de cada um dos modelos propostos.

Os pilares foram pré-dimensionados pela área de influência de cada modelo, levando-se em conta a carga considerada para pavimentos residenciais, de 12 kN/m², a carga considerada para pavimento de cobertura, de 10 kN/m², e o número de pavimentos residenciais e de cobertura acima do pavimento considerado, além da resistência característica a compressão do concreto estabelecido, que era de 30 MPa. A Equação 11 mostra como foi feito o cálculo da carga atuante em cada pilar.

$$P_k = 12 \frac{kN}{m^2} \times n_{tipo} \times A_i(tipo) + 10kN/m^2 \times A_i(cobertura) \quad (11)$$

Onde:

P_k : carga de serviço atuante no pilar, em kN;

n_{tipo} : número de pavimentos tipo acima do pilar considerado;

A_i : área de influência.

A Tabela 6 dispõe o pré-dimensionamento dos pilares do modelo I, onde as seções dos pilares de todos os pavimentos são iguais. Esta mesma tabela de pré-dimensionamento também corresponde aos oito primeiros pavimentos do modelo II, e aos cinco primeiros pavimentos do modelo III. A Tabela 7 apresenta o pré-dimensionamento dos pilares com seção reduzida do modelo II, que possui uma seção para os oito primeiros pavimentos e uma seção menor para os sete pavimentos restantes. As Tabelas 8 e 9 trazem o pré-dimensionamento dos pilares do modelo III, que possui uma variação de seção a cada cinco pavimentos, resultando em três grupos de seções diferentes.

Na Figura 9 está apresentada a planta de formas do primeiro pavimento do edifício, que se mantém igual para os três modelos, com o posicionamento dos elementos estruturais, como pilares, vigas e lajes.

Tabela 6: Pré-dimensionamento de pilares modelo I, e primeiro grupo de seção dos modelos II e III

Pilar	Dimensões do Pilar		Área (m ²)	Cargas consideradas		n° pavimentos		Pk (kN)
	b (cm)	h (cm)		Pavimento residência I (kN/m ²)	Pavimento cobertura (kN/m ²)	residencial	cobertura	
P1	25	45	4,41	12	10	14	1	784,98
P2	25	55	7,31	12	10	14	1	1301,18
P3	25	45	6,67	12	10	14	1	1187,26
P4	25	45	3,77	12	10	14	1	671,06
P5	25	45	3,77	12	10	14	1	671,06
P6	25	45	6,67	12	10	14	1	1187,26
P7	25	55	7,31	12	10	14	1	1301,18
P8	25	45	4,41	12	10	14	1	784,98
P9	25	55	7,87	12	10	14	1	1400,86
P10	25	90	13,05	12	10	14	1	2322,90
P11	25	90	11,91	12	10	14	1	2119,98
P12	25	75	10,93	12	10	14	1	1945,54
P13	25	75	10,93	12	10	14	1	1945,54
P14	25	90	11,91	12	10	14	1	2119,98
P15	25	90	13,05	12	10	14	1	2322,90
P16	25	55	7,87	12	10	14	1	1400,86
P17	25	55	6,92	12	10	14	1	1231,76
P18	25	90	11,48	12	10	14	1	2043,44
P19	25	75	10,48	12	10	14	1	1865,44
P20	25	110	14,32	12	10	14	1	2548,96
P21	25	110	14,32	12	10	14	1	2548,96
P22	25	75	10,48	12	10	14	1	1865,44
P23	25	90	11,48	12	10	14	1	2043,44
P24	25	55	6,92	12	10	14	1	1231,76
P25	25	55	7,87	12	10	14	1	1400,86
P26	25	90	13,05	12	10	14	1	2322,90
P27	25	90	11,91	12	10	14	1	2119,98
P28	25	110	16,28	12	10	14	1	2897,84
P29	25	110	16,28	12	10	14	1	2897,84
P30	25	90	11,91	12	10	14	1	2119,98
P31	25	90	13,05	12	10	14	1	2322,90
P32	25	55	7,87	12	10	14	1	1400,86
P33	25	45	4,41	12	10	14	1	784,98
P34	25	55	7,31	12	10	14	1	1301,18
P35	25	45	6,67	12	10	14	1	1187,26
P36	25	75	9,12	12	10	14	1	1623,36
P37	25	75	9,12	12	10	14	1	1623,36
P38	25	45	6,67	12	10	14	1	1187,26
P39	25	55	7,31	12	10	14	1	1301,18
P40	25	45	4,41	12	10	14	1	784,98

Fonte: Autora (2023).

Tabela 7: Pré-dimensionamento de pilares dos sete últimos pavimentos do modelo II

Pilar	Dimensões do Pilar		Área (m ²)	Cargas consideradas		n° pavimentos		Pk (kN)
	b (cm)	h (cm)		Pavimento residencial l (kN/m ²)	Pavimento cobertura (kN/m ²)	residencial	cobertura	
P1	25	25	4,41	12	10	7	1	414,54
P2	25	40	7,31	12	10	7	1	687,14
P3	25	25	6,67	12	10	7	1	626,98
P4	25	25	3,77	12	10	7	1	354,38
P5	25	25	3,77	12	10	7	1	354,38
P6	25	25	6,67	12	10	7	1	626,98
P7	25	40	7,31	12	10	7	1	687,14
P8	25	25	4,41	12	10	7	1	414,54
P9	25	40	7,87	12	10	7	1	739,78
P10	20	65	13,05	12	10	7	1	1226,70
P11	20	65	11,91	12	10	7	1	1119,54
P12	25	40	10,93	12	10	7	1	1027,42
P13	25	40	10,93	12	10	7	1	1027,42
P14	20	65	11,91	12	10	7	1	1119,54
P15	20	65	13,05	12	10	7	1	1226,70
P16	25	40	7,87	12	10	7	1	739,78
P17	25	25	6,92	12	10	7	1	650,48
P18	25	60	11,48	12	10	7	1	1079,12
P19	25	40	10,48	12	10	7	1	985,12
P20	25	60	14,32	12	10	7	1	1346,08
P21	25	60	14,32	12	10	7	1	1346,08
P22	25	40	10,48	12	10	7	1	985,12
P23	25	60	11,48	12	10	7	1	1079,12
P24	25	25	6,92	12	10	7	1	650,48
P25	25	40	7,87	12	10	7	1	739,78
P26	20	65	13,05	12	10	7	1	1226,70
P27	20	65	11,91	12	10	7	1	1119,54
P28	25	60	16,28	12	10	7	1	1530,32
P29	25	60	16,28	12	10	7	1	1530,32
P30	20	65	11,91	12	10	7	1	1119,54
P31	20	65	13,05	12	10	7	1	1226,70
P32	25	40	7,87	12	10	7	1	739,78
P33	25	25	4,41	12	10	7	1	414,54
P34	25	40	7,31	12	10	7	1	687,14
P35	25	25	6,67	12	10	7	1	626,98
P36	25	40	9,12	12	10	7	1	857,28
P37	25	40	9,12	12	10	7	1	857,28
P38	25	25	6,67	12	10	7	1	626,98
P39	25	40	7,31	12	10	7	1	687,14
P40	25	25	4,41	12	10	7	1	414,54

Fonte: Autora (2023).

Tabela 8: Pré-dimensionamento de pilares do segundo grupo de seções do modelo III

Pilar	Dimensões do Pilar		Área (m ²)	Cargas consideradas		n° pavimentos		Pk (kN)
	b (cm)	h (cm)		Pavimento residencial l (kN/m ²)	Pavimento cobertura (kN/m ²)	residencial	cobertura	
P1	25	35	4,41	12	10	9	1	520,38
P2	25	35	7,31	12	10	9	1	862,58
P3	25	35	6,67	12	10	9	1	787,06
P4	25	35	3,77	12	10	9	1	444,86
P5	25	35	3,77	12	10	9	1	444,86
P6	25	35	6,67	12	10	9	1	787,06
P7	25	35	7,31	12	10	9	1	862,58
P8	25	35	4,41	12	10	9	1	520,38
P9	25	35	7,87	12	10	9	1	928,66
P10	20	80	13,05	12	10	9	1	1539,90
P11	20	80	11,91	12	10	9	1	1405,38
P12	25	55	10,93	12	10	9	1	1289,74
P13	25	55	10,93	12	10	9	1	1289,74
P14	20	80	11,91	12	10	9	1	1405,38
P15	20	80	13,05	12	10	9	1	1539,90
P16	25	35	7,87	12	10	9	1	928,66
P17	25	35	6,92	12	10	9	1	816,56
P18	25	55	11,48	12	10	9	1	1354,64
P19	25	55	10,48	12	10	9	1	1236,64
P20	25	75	14,32	12	10	9	1	1689,76
P21	25	75	14,32	12	10	9	1	1689,76
P22	25	55	10,48	12	10	9	1	1236,64
P23	25	55	11,48	12	10	9	1	1354,64
P24	25	35	6,92	12	10	9	1	816,56
P25	25	35	7,87	12	10	9	1	928,66
P26	20	80	13,05	12	10	9	1	1539,90
P27	20	80	11,91	12	10	9	1	1405,38
P28	25	75	16,28	12	10	9	1	1921,04
P29	25	75	16,28	12	10	9	1	1921,04
P30	20	80	11,91	12	10	9	1	1405,38
P31	20	80	13,05	12	10	9	1	1539,90
P32	25	35	7,87	12	10	9	1	928,66
P33	25	35	4,41	12	10	9	1	520,38
P34	25	35	7,31	12	10	9	1	862,58
P35	25	35	6,67	12	10	9	1	787,06
P36	25	55	9,12	12	10	9	1	1076,16
P37	25	55	9,12	12	10	9	1	1076,16
P38	25	35	6,67	12	10	9	1	787,06
P39	25	35	7,31	12	10	9	1	862,58
P40	25	35	4,41	12	10	9	1	520,38

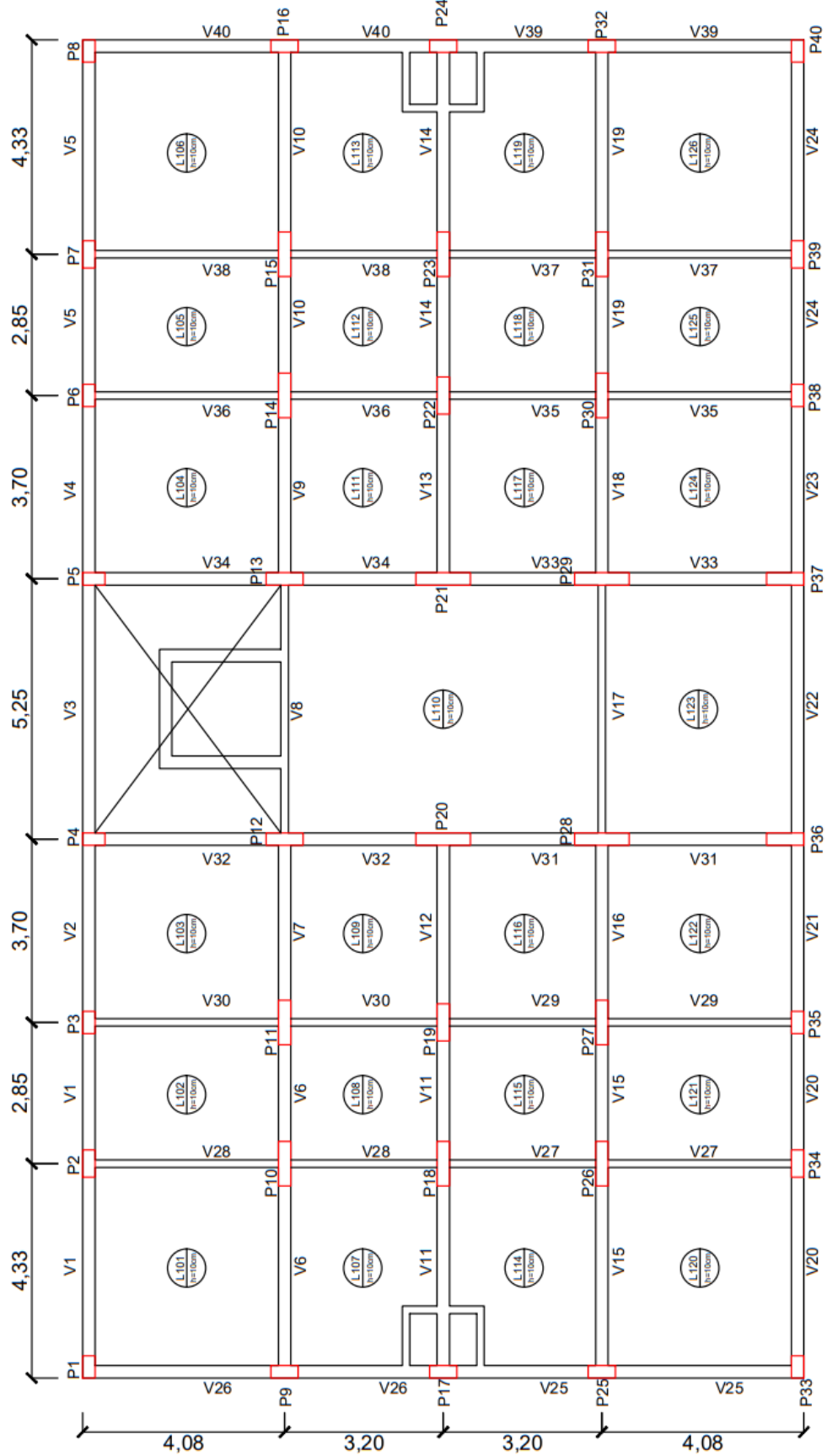
Fonte: Autora (2023).

Tabela 9: Pré-dimensionamento de pilares do terceiro grupo de seções do modelo III

Pilar	Dimensões do Pilar		Área (m ²)	Cargas consideradas		n° pavimentos		Pk (kN)
	b (cm)	h (cm)		Pavimento residencial l (kN/m ²)	Pavimento cobertura (kN/m ²)	residencial	cobertura	
P1	25	25	4,41	12	10	4	1	255,78
P2	25	25	7,31	12	10	4	1	423,98
P3	25	25	6,67	12	10	4	1	386,86
P4	25	25	3,77	12	10	4	1	218,66
P5	25	25	3,77	12	10	4	1	218,66
P6	25	25	6,67	12	10	4	1	386,86
P7	25	25	7,31	12	10	4	1	423,98
P8	25	25	4,41	12	10	4	1	255,78
P9	25	25	7,87	12	10	4	1	456,46
P10	15	60	13,05	12	10	4	1	756,90
P11	15	60	11,91	12	10	4	1	690,78
P12	25	30	10,93	12	10	4	1	633,94
P13	25	30	10,93	12	10	4	1	633,94
P14	15	60	11,91	12	10	4	1	690,78
P15	15	60	13,05	12	10	4	1	756,90
P16	25	25	7,87	12	10	4	1	456,46
P17	25	25	6,92	12	10	4	1	401,36
P18	25	30	11,48	12	10	4	1	665,84
P19	25	30	10,48	12	10	4	1	607,84
P20	25	40	14,32	12	10	4	1	830,56
P21	25	40	14,32	12	10	4	1	830,56
P22	25	30	10,48	12	10	4	1	607,84
P23	25	30	11,48	12	10	4	1	665,84
P24	25	25	6,92	12	10	4	1	401,36
P25	25	25	7,87	12	10	4	1	456,46
P26	15	60	13,05	12	10	4	1	756,90
P27	15	60	11,91	12	10	4	1	690,78
P28	25	40	16,28	12	10	4	1	944,24
P29	25	40	16,28	12	10	4	1	944,24
P30	15	60	11,91	12	10	4	1	690,78
P31	15	60	13,05	12	10	4	1	756,90
P32	25	25	7,87	12	10	4	1	456,46
P33	25	25	4,41	12	10	4	1	255,78
P34	25	25	7,31	12	10	4	1	423,98
P35	25	25	6,67	12	10	4	1	386,86
P36	25	25	9,12	12	10	4	1	528,96
P37	25	25	9,12	12	10	4	1	528,96
P38	25	25	6,67	12	10	4	1	386,86
P39	25	25	7,31	12	10	4	1	423,98
P40	25	25	4,41	12	10	4	1	255,78

Fonte: Autora (2023).

Figura 10: Posicionamento dos elementos estruturais



Fonte: Da Autora (2023).

Para as vigas, a largura b_w estipulada está de acordo, principalmente, conforme a espessura da parede a qual corresponde, tendo larguras de 15 a 25 cm. Para a altura das vigas, foi feito uso da expressão $L/10$, conforme sugerido por DiPietro (2000), onde L é o maior vão de uma viga entre os pilares, ainda houve o arredondamento nos casos em que a altura não resultou em múltiplos de 5 cm. Para as lajes, adotou-se uma espessura de 10 cm, atendendo a espessura mínima para tal finalidade, de residência, conforme o estabelecido na ABNT NBR 6118:2014. A Tabela 10 apresenta o pré-dimensionamento das vigas dos três modelos.

Com as informações de pré-dimensionamento de pilares, vigas e lajes, bem como com a planta de formas previamente estabelecida, foi realizado o lançamento dos elementos estruturais no *software* TQS, seguindo também todos os parâmetros definidos inicialmente, como a classe de agressividade e cobrimentos correspondentes, velocidade de vento para a localidade de implantação do edifício, fator topográfico, de rugosidade e estatístico, e a escolha do aço CA-50 e concreto com f_{ck} de 30 MPa.

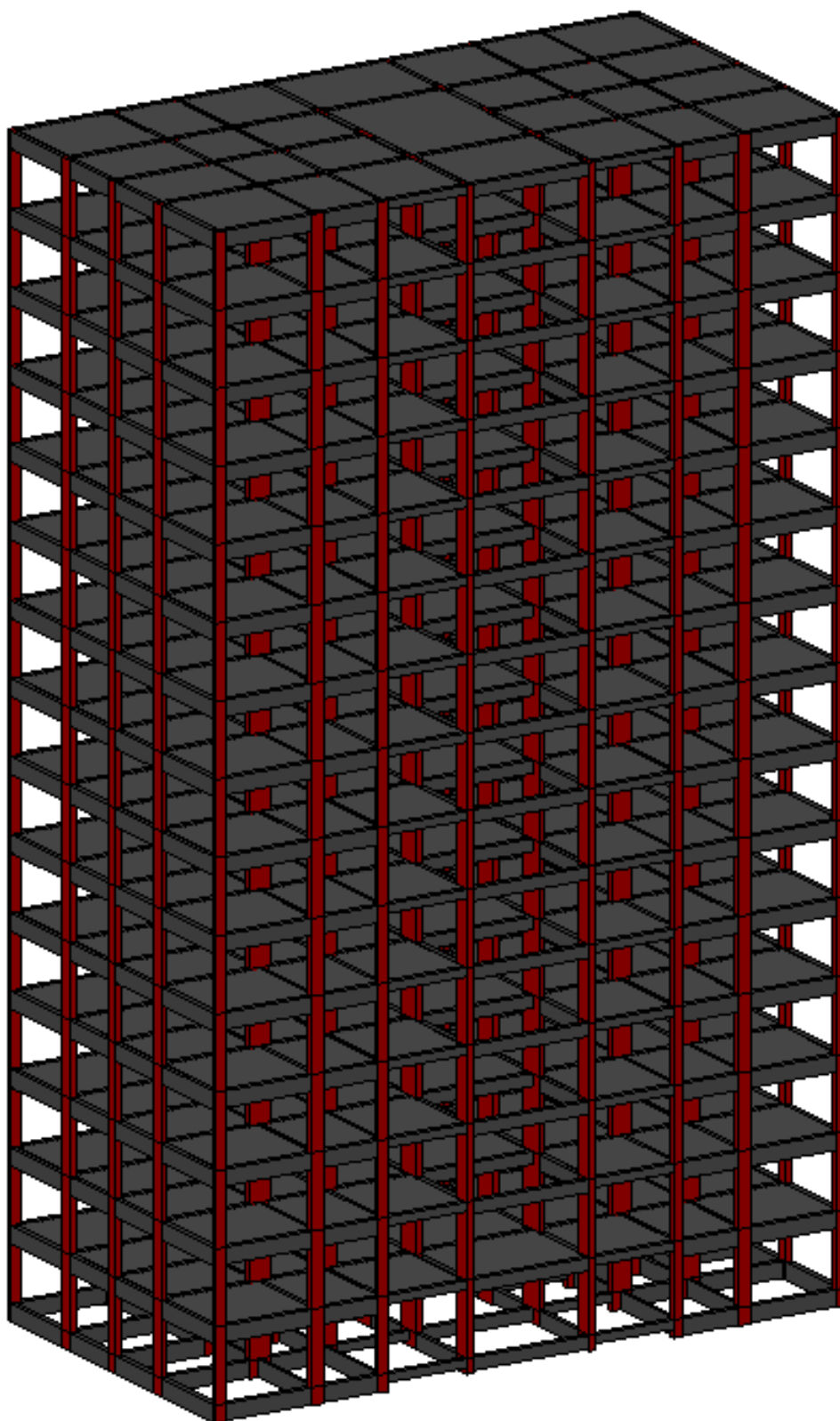
Com o lançamento dos elementos estruturais e demais itens presentes no projeto, como alvenaria e cargas consideradas, é possível ter uma visualização do projeto em 3D, gerado pelo TQS, auxiliando no melhor entendimento de posicionamento de cada elemento e item construtivo. A Figura 10 apresenta uma vista em 3D do modelo I do edifício, que possui seus pilares com a mesma seção em todos os pavimentos. A Figura 11 dispõe de uma vista 3D do modelo II, evidenciando a mudança de seção dos pilares entre o 8º e o 9º pavimento. A Figura 12 mostra a vista em 3D do modelo III, que possui três seções de pilares diferentes, com mudança de seção a cada cinco pavimentos.

Tabela 10: Pré-dimensionamento das vigas

Viga	L (m)	bw (cm)	h (cm)	h adotado (cm)
V1	6,50	25	65,00	65
V2	3,35	25	33,50	35
V3	5,00	25	50,00	50
V4	3,35	25	33,50	35
V5	6,50	25	65,00	65
V6	6,48	15	64,75	65
V7	3,13	15	31,25	35
V8	5,00	15	50,00	50
V9	3,13	15	31,25	35
V10	6,48	15	64,75	65
V11	6,55	25	65,50	70
V12	3,20	25	32,00	35
V13	3,20	25	32,00	35
V14	6,55	25	65,50	70
V15	6,48	15	64,75	65
V16	3,13	15	31,25	35
V17	5,00	15	50,00	50
V18	3,13	15	31,25	35
V19	6,48	15	64,75	65
V20	6,50	25	65,00	65
V21	3,35	25	33,50	35
V22	5,00	25	50,00	50
V23	3,35	25	33,50	35
V24	6,50	25	65,00	65
V25	6,75	25	67,50	70
V26	6,75	25	67,50	70
V27	6,90	15	69,00	70
V28	6,90	15	69,00	70
V29	6,90	15	69,00	70
V30	6,90	15	69,00	70
V31	5,98	25	59,75	60
V32	6,28	25	62,75	65
V33	5,98	25	59,75	60
V34	6,28	25	62,75	65
V35	6,90	15	69,00	70
V36	6,90	15	69,00	70
V37	6,90	15	69,00	70
V38	6,90	15	69,00	70
V39	6,75	25	67,50	70
V40	6,75	25	67,50	70

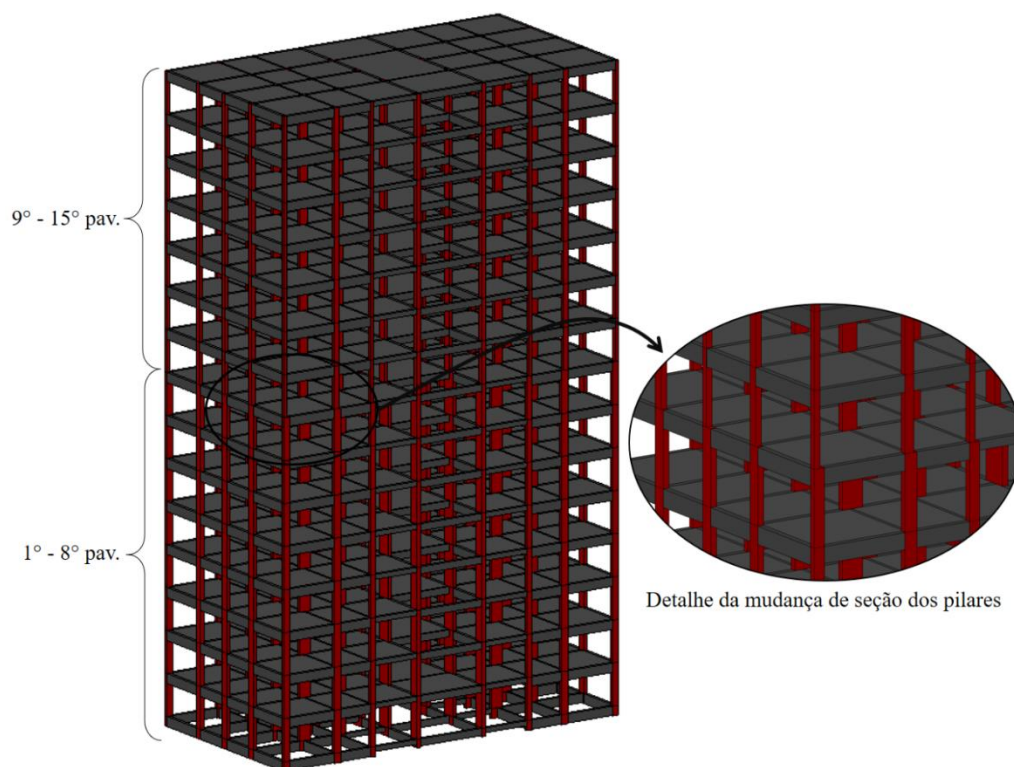
Fonte: Autora (2023).

Figura 11: Vista 3D - modelo I



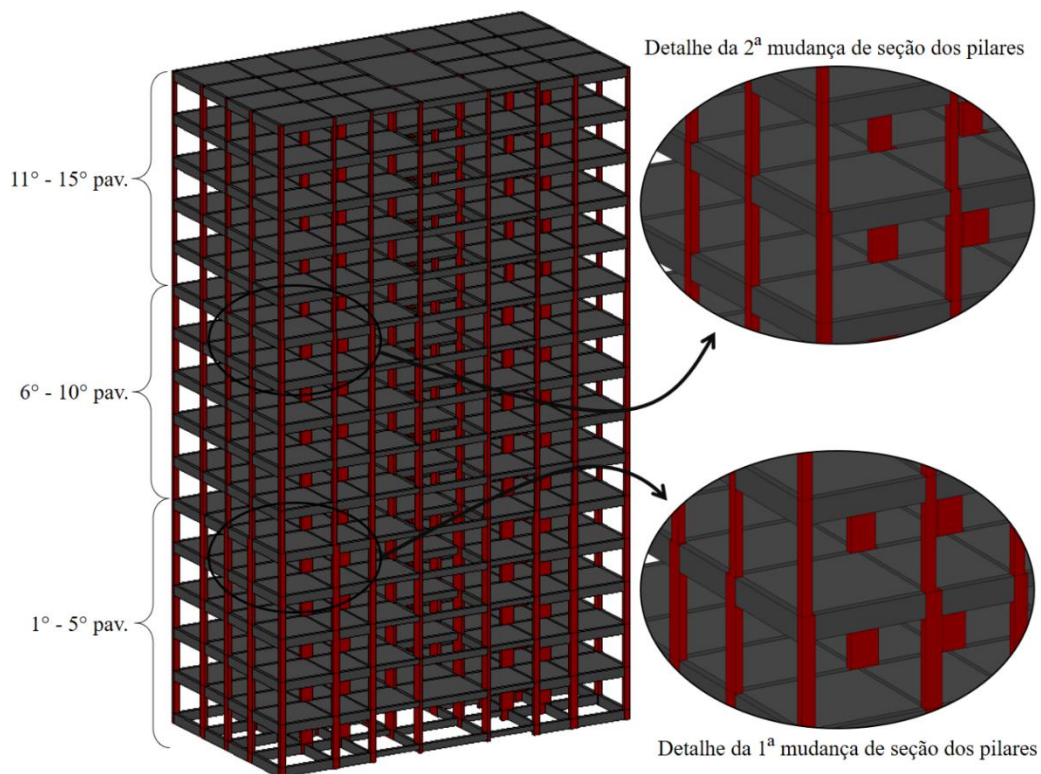
Fonte: Autora (2023).

Figura 12: Vista 3D – modelo II



Fonte: Autora (2023).

Figura 13: Vista 3D – modelo III



Fonte: Autora (2023).

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

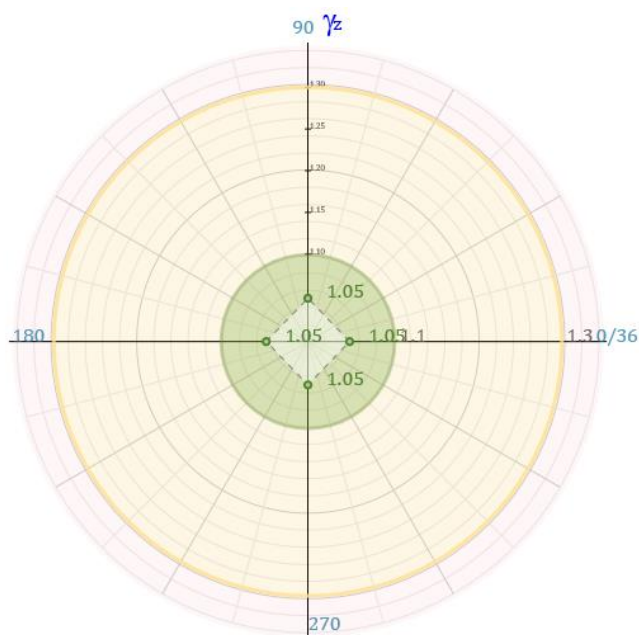
Neste item foram apresentados os resultados e quantitativos obtidos em cada um dos modelos criados. Da mesma forma, também estão apresentadas análises e discussões destes mesmos resultados.

4.1. MODELO I

O primeiro modelo de edifício é caracterizado pelos 15 pavimentos com pilares de mesma seção, ou seja, os pilares não sofrem alteração na seção, mantendo-se igual ao longo dos 15 pavimentos. Em análise dos resultados obtidos pelo dimensionamento o *software* TQS apresentou dados de dimensionamento como o coeficiente γ_z , que como mostra a Figura 13, ficou estabelecido em 1,05, caracterizando o modelo como uma estrutura de nós fixos.

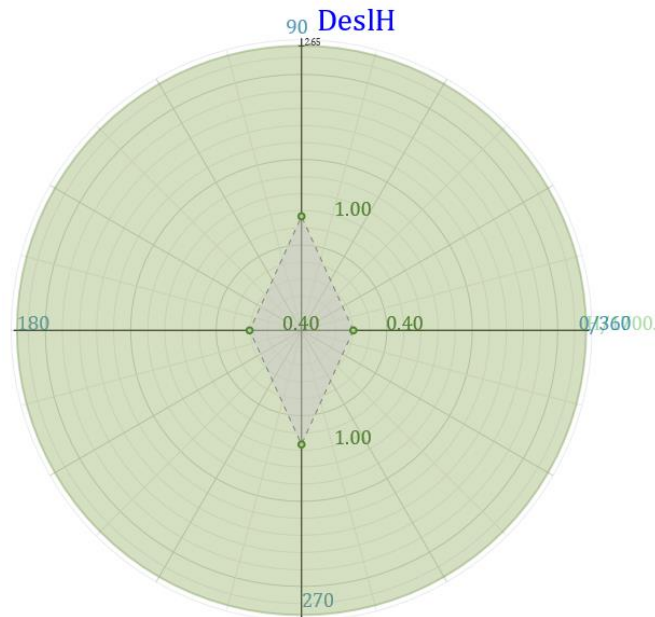
O valor de γ_z é definido através de dados como forças verticais existentes na estrutura, deslocamento horizontais e pontos de aplicação obtidos na análise de 1ª ordem, bem como momentos das forças horizontais em relação à base da estrutura. Com isso os valores de γ_z são calculados em cada direção de aplicação do vento que tenha sido considerada no projeto, e o maior valor obtido é tomado como valor final. Desde que a condição de $\gamma_z \leq 1.1$, a estrutura pode ser considerada como uma estrutura de nós fixos.

Figura 14: Coeficiente γ_z – modelo I



A Figura 14 apresenta o deslocamento horizontal, dado em centímetros, referente aos deslocamentos laterais. Os valores, que ficaram estabelecido em 1,00 cm e 0,40 cm se mostraram favoráveis.

Figura 15: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo I



Fonte: Autora (2023).

A Tabela 11 traz de forma mais detalhada os deslocamentos horizontais de acordo com o ângulo de análise, acompanhado dos valores de máximos deslocamentos horizontais absolutos. Vale ressaltar que os deslocamentos horizontais são valores corrigidos dos máximos deslocamentos horizontais absolutos minorados pela relação entre o módulo de elasticidade usado e o permitido pela norma, apresentado na tabela como Ajuste E.

O *software* também estabeleceu a taxa média de aço para o modelo, resultando em 0,69 kN/m³, e uma carga vertical média de 12,19 kgf/m².

Tabela 11: Deslocamentos máximos – modelo I

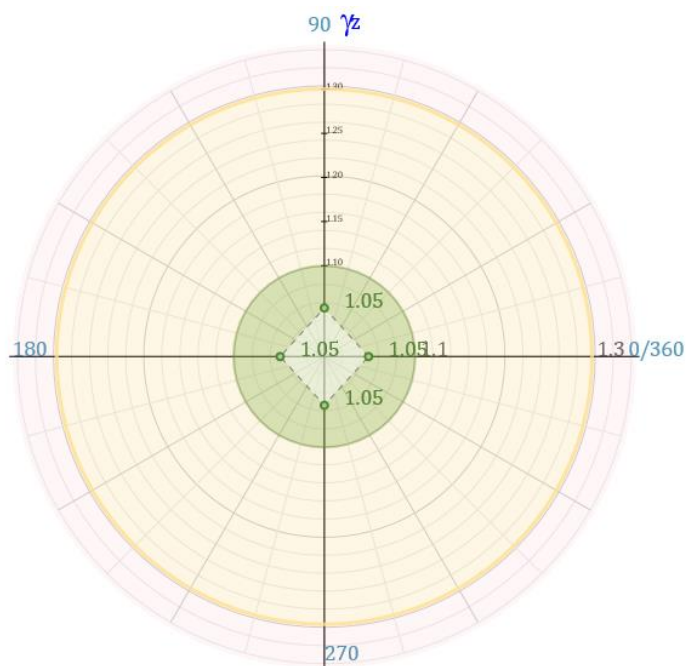
Ângulo	DeslHc	Ajuste E	DeslH
0°	0,40	0,91	0,44
90°	1,00	0,91	1,10
180°	0,40	0,91	0,44
270°	1,00	0,91	1,10

Fonte: Autora (2023).

4.2. MODELO II

O segundo modelo do edifício é o modelo que possui uma alteração de seção, de forma que os pilares mudam de seção ao longo dos 15 pavimentos, tendo a seção original nos oito primeiros pavimentos, e uma seção reduzida nos últimos sete pavimentos. Pelos resultados disponibilizados pelo *software* TQS, como mostra a Figura 15, o coeficiente γ_z também se manteve em 1,05 para este modelo, também se classificando como uma estrutura de nós fixos.

Figura 16: Coeficiente γ_z – modelo II



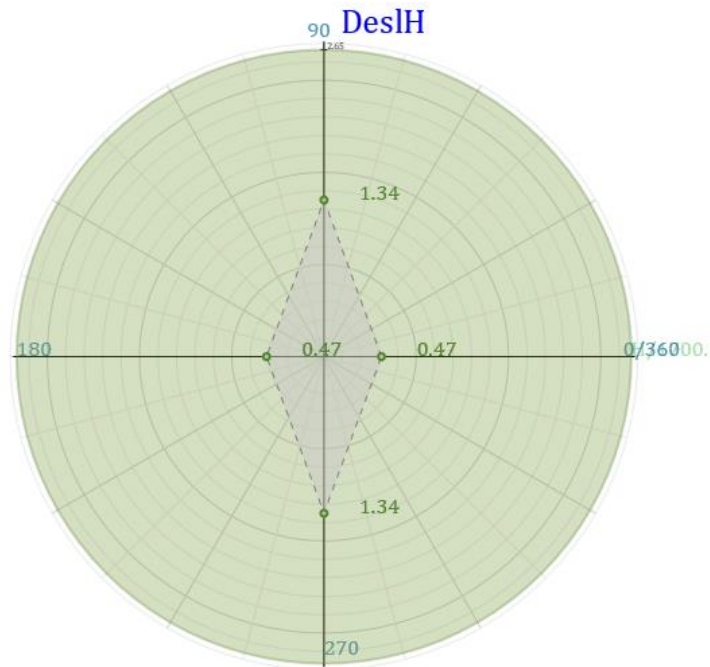
Fonte: Autora (2023).

A Figura 16 informa sobre os deslocamentos laterais do modelo II. Os valores ficaram favoráveis e estabelecido em 1,34 cm e 0,47 cm.

A Tabela 12 detalha os deslocamentos horizontais de acordo com o ângulo de análise, acompanhado dos valores de máximos deslocamentos horizontais absolutos. Ressalta-se que os deslocamentos horizontais são valores corrigidos dos máximos deslocamentos horizontais absolutos minorados pela relação entre o módulo de elasticidade usado e o permitido pela norma, apresentado na tabela como Ajuste E.

Para o modelo II, o *software* calculou uma taxa média de aço de 0,69 kN/m³, e uma carga vertical média de 11,87 kN/m².

Figura 17: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo II



Fonte: Autora (2023).

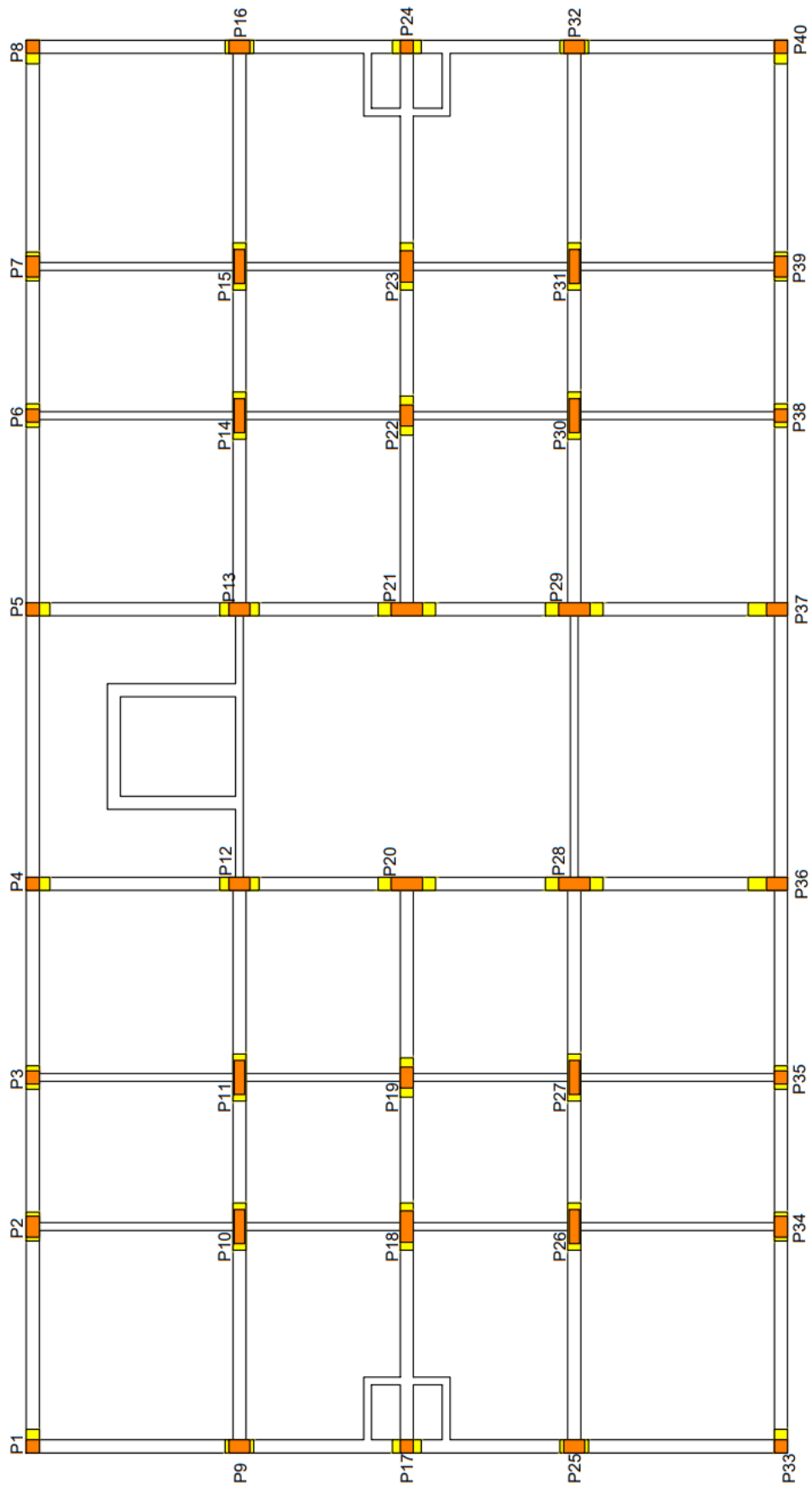
Tabela 12: Deslocamentos máximos – modelo II

Ângulo	DeslHc	Ajuste E	DeslH
0°	0,47	0,91	0,52
90°	1,34	0,91	1,47
180°	0,47	0,91	0,52
270°	1,34	0,91	1,47

Fonte: Autora (2023).

Através da Figura 17 é possível ver a demonstração da redução de seção dos pilares. Desta forma percebe-se como a seção reduzida, representada pela hachura laranja, reduz e se posiciona em relação à seção original, representada pela hachura amarela.

Figura 18: Comparação da redução de seção – modelo II



Fonte: Autora (2023).

4.3. MODELO III

O terceiro e último modelo do edifício é o modelo que possui três seções de pilares, de forma que os pilares mudam de seção a cada cinco pavimentos ao longo dos 15 que o edifício possui, tendo a seção original nos cinco primeiros pavimentos, uma seção reduzida do 6º ao 10º pavimento, e uma segunda redução de seção nos pilares do 11º ao 15º pavimento. Pelos resultados disponibilizados pelo *software* TQS, apresentados na Figura 18, o coeficiente γ_z também se manteve em 1,05 para este modelo, sendo classificado como uma estrutura de nós fixos.

A Figura 19 apresenta os deslocamentos laterais do modelo III. Os valores ficaram favoráveis e estabelecido em 1,48 cm e 0,52 cm.

A Tabela 13 traz um detalhamento dos deslocamentos horizontais conforme o ângulo de análise, acompanhado dos valores de máximos deslocamentos horizontais absolutos. É importante destacar que os deslocamentos horizontais são valores corrigidos dos máximos deslocamentos horizontais absolutos minorados pela relação entre o módulo de elasticidade usado e o permitido pela norma, apresentado na tabela como Ajuste E.

Tabela 13: Deslocamentos máximos – modelo III

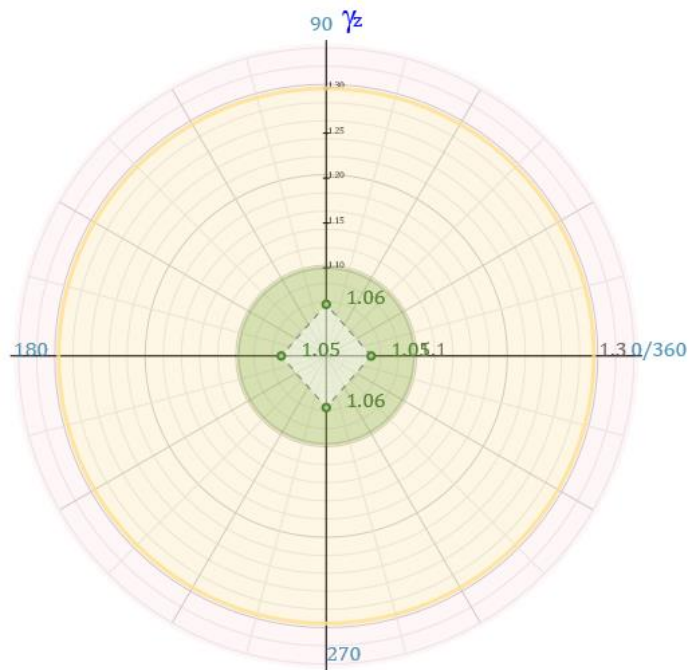
Ângulo	DeslHc	Ajuste E	DeslH
0°	0,52	0,91	0,57
90°	1,48	0,91	1,63
180°	0,52	0,91	0,57
270°	1,48	0,91	1,63

Fonte: Autora (2023).

A Figura 20 demonstra as duas reduções de seção dos pilares que o modelo III sofre. A figura também possibilita o comportamento e o posicionamento das seções reduzidas, representadas pelas hachuras laranja e verde, em relação à seção original, representada pela hachura amarela.

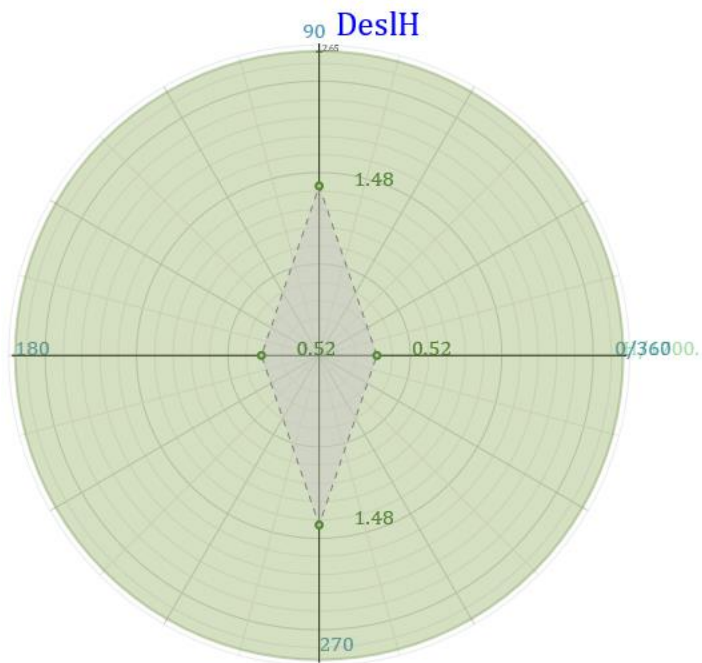
O terceiro modelo teve uma taxa média de aço calculada pelo *software* de 0,75 kN/m³, e uma carga vertical média de 12,01 kN/m².

Figura 19: Coeficiente γ_z – modelo III



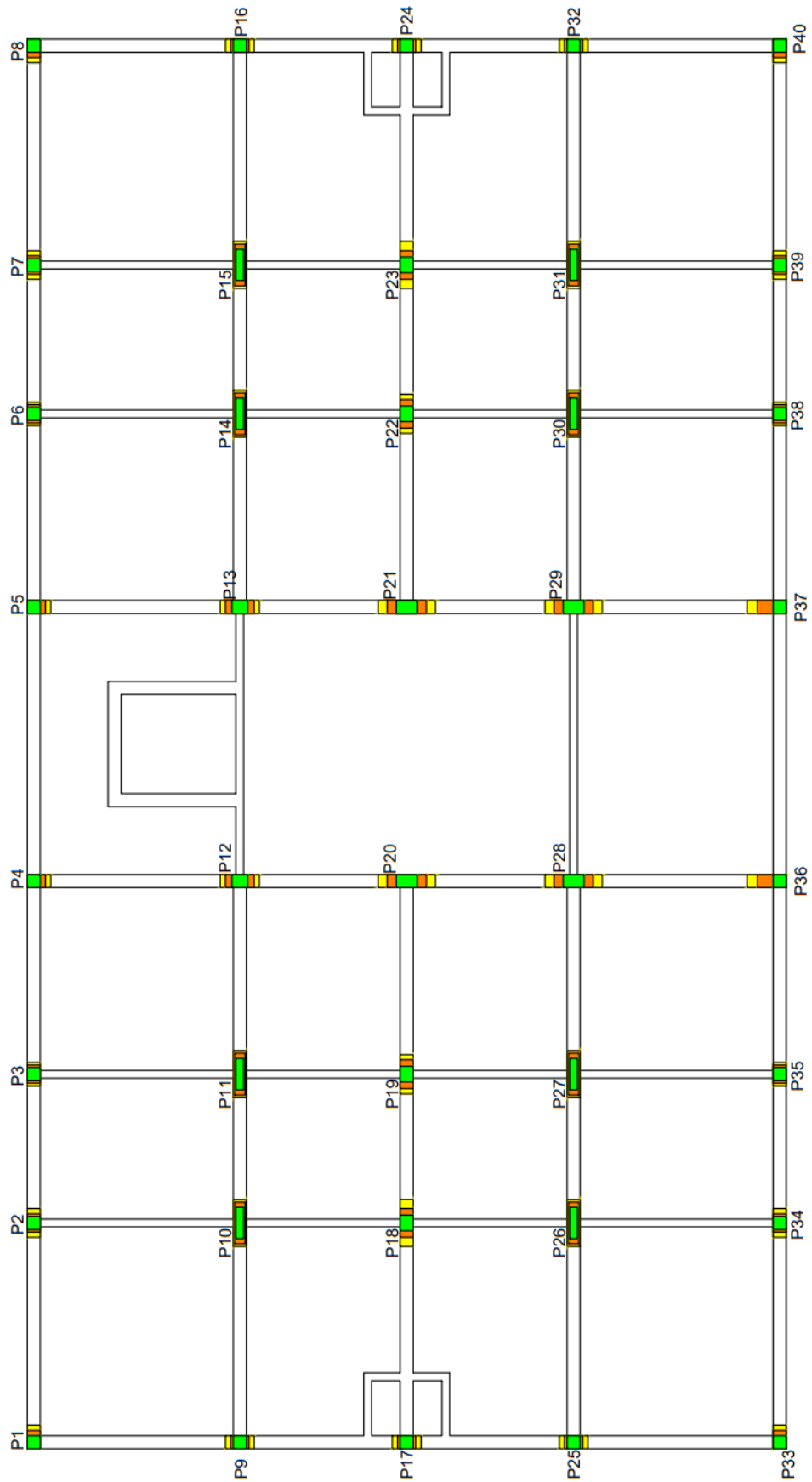
Fonte: Autora (2023).

Figura 20: Deslocamento horizontal corrigido (cm) – modelo III



Fonte: Autora (2023).

Figura 21: Comparação da redução de seção – modelo III



Fonte: Autora (2023).

4.4. RESULTADOS

A seguir estão apresentados os resultados obtidos através dos estudos e análises desta pesquisa.

4.4.1. Consumo de concreto

De acordo com a Tabela 14, percebe-se a diminuição do consumo de concreto em cada um dos modelos, de maneira que na contagem total de concreto para cada modelo, o consumo diminuiu na medida em que se reduzia a seção dos pilares.

O consumo de concreto para as lajes dos três modelos não está apresentado, por ter sofrido uma variação bastante pequena, de 1,59%.

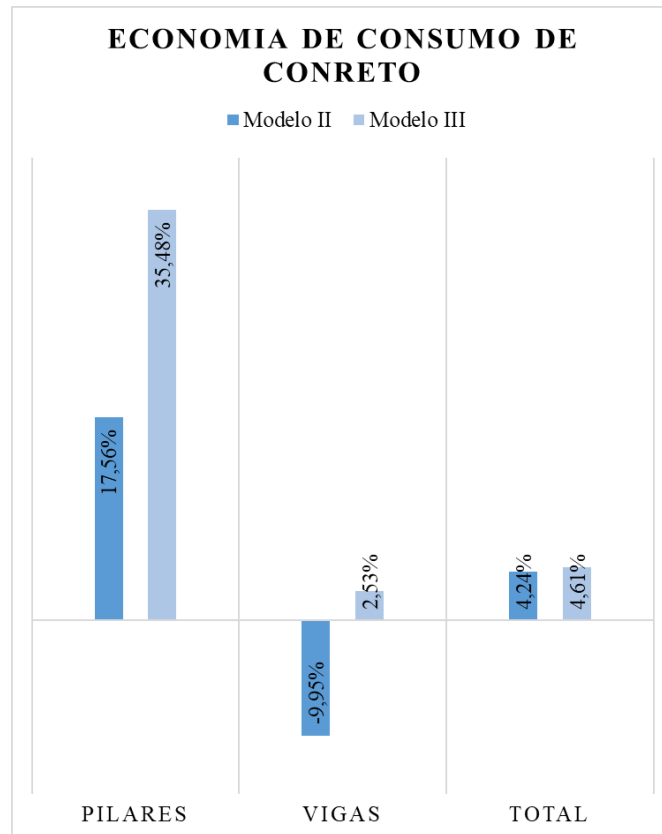
Tabela 14: Consumo de concreto (m³)

Elemento	Modelo I	Modelo II	Modelo III
Pilar	313,88	258,75	202,51
Viga	409,21	449,94	398,84
Total	1219,91	1168,17	1163,64

Fonte: Autora (2023).

A Figura 22 apresenta o gráfico com a economia de concreto, em porcentagem, para os modelos II e III quando comparados com o modelo I. Percebe-se através do gráfico que o consumo de concreto para as vigas do modelo II sofreu um aumento, que se deu pela necessidade de as vigas sofrerem uma alteração em seu comprimento para continuar formando os pórticos, e se conectarem aos pilares, que sofreram redução nas suas dimensões. Ainda pelo mesmo gráfico é possível analisar que apesar deste aumento de volume de concreto nas vigas, o volume total final conseguiu demonstrar economia de material.

Figura 22: Economia de consumo de concreto



Fonte: Autora (2023).

4.4.2. Áreas de forma

De acordo com os dados apresentados na Tabela 15 a área de forma para pilares e vigas também reduziu em sua totalidade, apesar de nas vigas do modelo II, a área aumentar em relação ao modelo I.

A área de forma para as lajes não chegou a ser apresentada, uma vez que sua variação não foi significativa, representando uma variação de 1,77%.

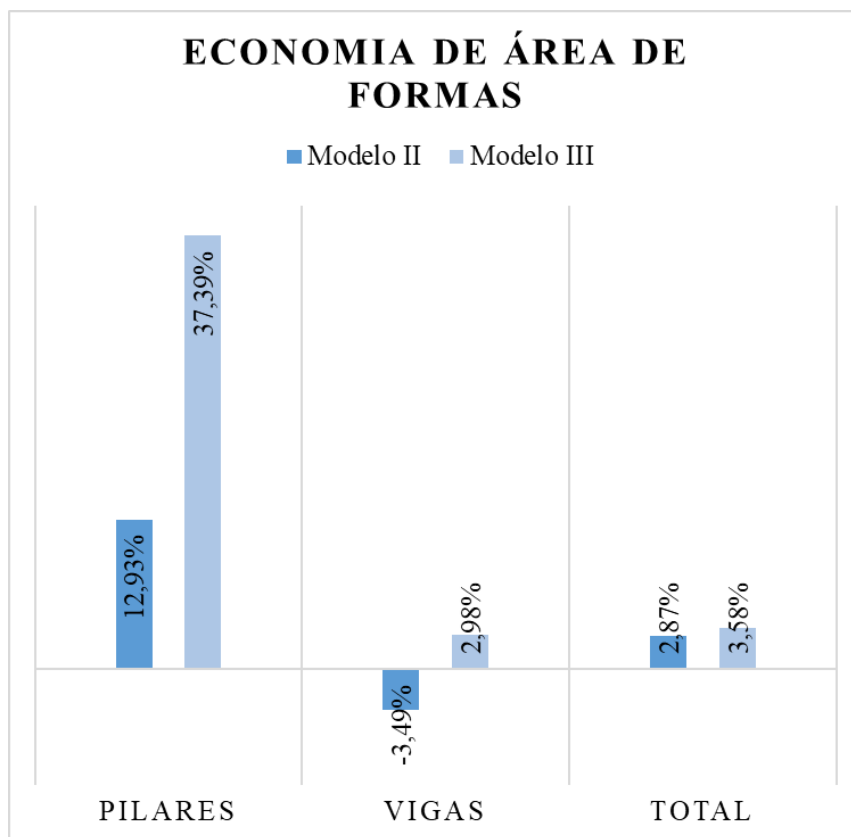
Tabela 15: Área de formas (m²)

Elemento	Modelo I	Modelo II	Modelo III
Pilar	3411,00	2970,00	2135,46
Viga	4262,22	4410,97	4135,21
Total	12330,24	11975,77	11889,11

Fonte: Autora (2023).

A Figura 23 mostra o gráfico de comparação de economia de área de formas, em porcentagem, para os modelos II e III quando comparados com o modelo I. Nota-se também que, conforme apontado anteriormente, para as vigas do modelo II houve um aumento de área de formas, ao invés de redução. Isso se deu pelo pequeno ajuste sofrido nas vigas, necessário para que continuassem se conectando aos pilares, que por sua vez sofreram diminuição de seção.

Figura 23: Economia de área de formas



Fonte: Autora (2023).

4.4.3. Consumo de aço

Conforme as informações dadas pela Tabela 16, o consumo de aço também diminuiu conforme a redução de seção dos modelos propostos.

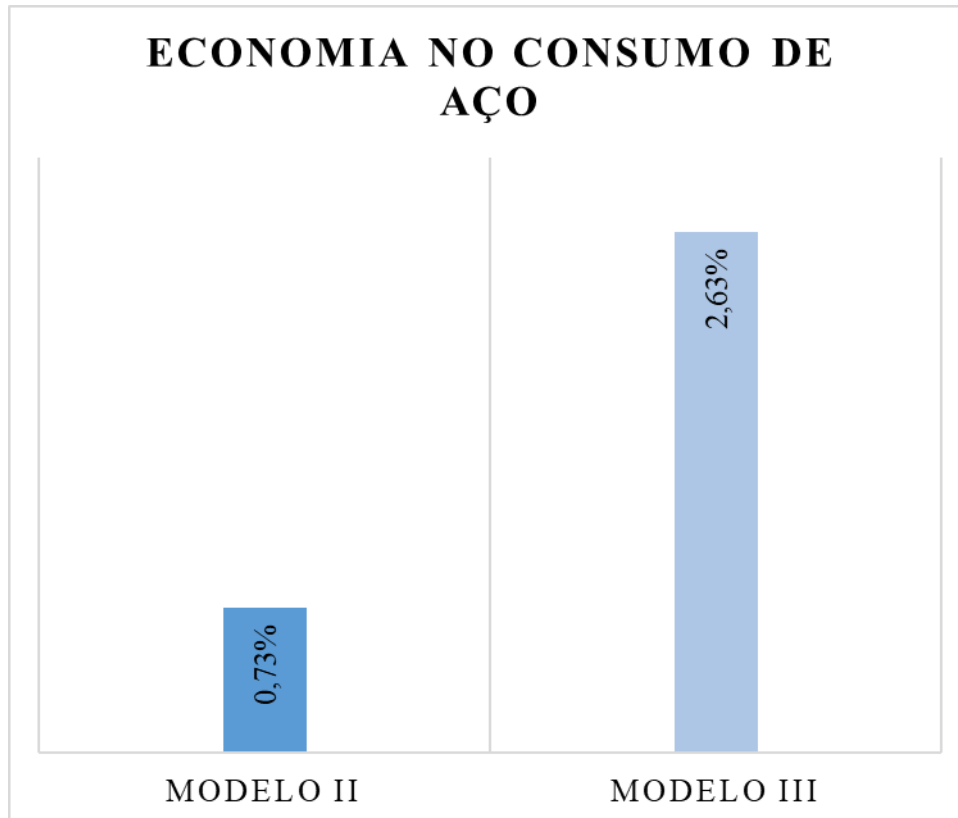
A Figura 24 trás em forma de gráfico uma comparação em porcentagem da economia no consumo de concreto que aconteceu nos modelos II e III quando comparados com o consumo de concreto utilizado no modelo I, demonstrando que principalmente o modelo III sofreu economia do material.

Tabela 16: Consumo de aço (kN)

Elemento	Modelo I	Modelo II	Modelo III
Total	861,98	855,66	839,30

Fonte: Autora (2023).

Figura 24: Economia no consumo de aço



Fonte: Autora (2023).

4.4.4. Análise de custos

Os custos de materiais considerados e quantificados para a análise dos modelos do edifício, como concreto, área de forma e peso de aço, foram extraídos da tabela Sinapi, que teve sua última atualização disponibilizada no estado do Rio Grande do Sul em agosto de 2023.

A Tabela 17 lista os materiais quantificados e o seu custo conforme dados informados pelo Sinapi.

Tabela 17: Listagem e custos de materiais

Dados	Unidade	Preço por unidade
Chapa/painel de madeira compensada	m ²	R\$ 115,93
Concreto usinado bombeável - Classe de resistência C30	m ³	R\$ 568,79
Aço CA-50 - 5.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 7,42
Aço CA-50 - 6.3 mm, vergalhão	kg	R\$ 9,36
Aço CA-50 - 8.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 9,42
Aço CA-50 - 10.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 8,88
Aço CA-50 - 12.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 7,69
Aço CA-50 - 16.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 7,69
Aço CA-50 - 20.0 mm, vergalhão	kg	R\$ 8,87

Fonte: Sinapi, agosto de 2023.

A Tabela 18 resume o as quantidades de consumo de materiais analisados por modelo, já na Tabela 19 está sendo apresentado os custos desses materiais totalizados para cada modelo.

Tabela 18: Consumo de materiais por modelo

Modelo	Consumo		
	Concreto (m ³)	Formas (m ²)	Aço (kN)
Modelo I	1219,91	12330,24	861,98
Modelo II	1168,17	11975,77	855,66
Modelo II	1163,64	11889,11	839,30

Fonte: Autora (2023).

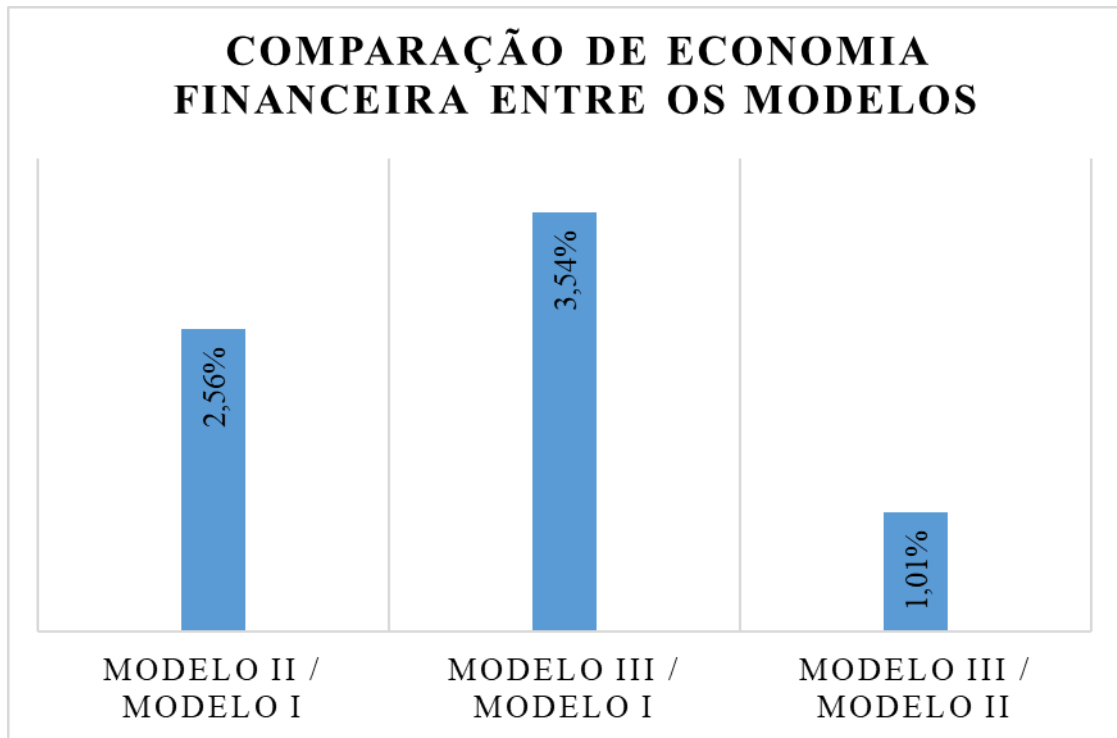
Tabela 19: Custos de materiais por modelo

Custos de materiais				
Modelo	Concreto	Formas	Aço	Total
Modelo I	R\$693.872,61	R\$1.429.444,72	R\$766.507,60	R\$2.889.824,93
Modelo II	R\$664.443,41	R\$1.388.351,02	R\$763.037,10	R\$2.815.831,53
Modelo III	R\$661.866,80	R\$1.378.304,52	R\$747.248,20	R\$2.787.419,52

Fonte: Autora (2023).

A Figura 25 representa graficamente a economia em porcentagem do valor dos modelos quando comparados uns com os outros. Comparando-se o modelo II com o modelo I, percebe-se uma economia de 2,56%. Quando comparado o modelo III com o modelo I, nota-se uma economia maior, chegando a 3,54%. Já analisando-se a comparação entre os modelos II e III é perceptível uma baixa porcentagem de economia, representando pouco mais de 1,00%.

Figura 25: Custo total de cada modelo



Fonte: Autora (2023).

Em reais, a economia que ocorre do modelo I para o II é de R\$73.993,40. Em comparação dos modelos I e III, o valor alcança R\$102.405,41. Na comparação dos modelos II e III há uma economia de R\$ 28.412,01.

Observando-se estes resultados, percebe-se a diminuição de consumo de materiais em todos os itens selecionados para análise. Com isso, houve ainda uma investigação das razões pela qual se obteve tais resultados. Em verificação ao *software* TQS, utilizado para o dimensionamento estrutural, notou-se que a utilização da área de aço dos pilares estava sendo a área de aço mínima, onde a armadura mínima é determinada pelo dimensionamento da seção e respeitando-se a taxa mínima absoluta de 0,15%, conforme previsto pela ABNT NBR 6118, 2014. A Tabela 20 concentra dados de momentos e área de aço mínima utilizada para os pilares 28 e 29, que são os elementos mais solicitados do projeto.

Tabela 20: Resultado de cálculo pilares 28 e 29 – Momentos e área de aço

Pilar	Força normal (tf)	Momento Mx (tfm)	Momento My (tfm)	As necessária - mínima (cm ²)	%
P28	309,76	-9,64	0,00	10,69	0,47
P29	336,79	-10,49	0,00	11,62	0,52

Fonte: Autora (2023).

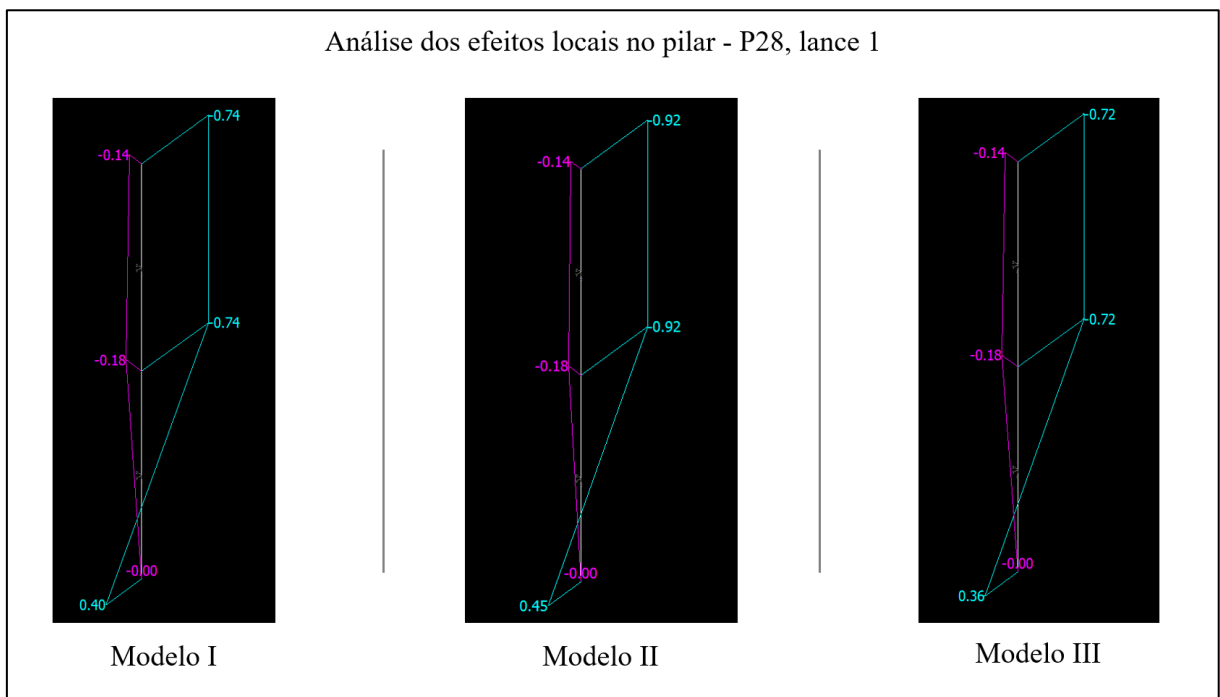
4.4.5. Solicitações nos pilares

As Tabelas 21, 22 e 23 apresentam, respectivamente para os modelos I, II e III, informações das solicitações presentes nos pilares, sendo a força normal, e momentos nos eixos x e y.

A Figura 26 mostra informações dos efeitos locais do pilar 28, que é o pilar com maior carregamento, para os três modelos propostos no trabalho. Com isso se pode analisar o comportamento deste pilar para as diferentes situações, sem variação da seção dos pilares, que é o modelo I; tendo uma variação da seção, caso do modelo II, e tendo duas variações de seção, sendo o modelo III.

As informações na cor magenta representam os momentos no eixo x, que conforme percebe-se, permanece igual para os três modelos. Já as informações na cor ciano representam os momentos no eixo y, que apresentam variações conforme foram alteradas as seções dos pilares. Desta forma, o modelo II, que apresenta duas seções diferentes em seus pilares, sofre um acréscimo de momentos no eixo y em relação aos outros dois modelos. Já o modelo III que altera a seção dos pilares a cada cinco pavimentos demonstra uma diminuição dos momentos no eixo y, ficando com os menores momentos, comparado aos modelos I e II.

Figura 26: Análise dos efeitos locais do Pilar 28 dos Modelos I, II e III



Fonte: Autora (2023).

Tabela 21: Solicitações nos pilares do Modelo I

Solicitações dos pilares			
Pilar	Força normal (kN)	Momento x (tfm)	Momento y (tfm)
P1	1587,49	-49,43	0,00
P2	2023,49	62,96	0,00
P3	1709,19	-53,25	0,00
P4	1703,99	-53,05	0,00
P5	2285,53	71,20	0,00
P6	2289,55	-71,29	0,00
P7	2009,76	62,57	0,00
P8	1587,49	-49,43	0,00
P9	2283,17	71,10	0,00
P10	3362,49	-104,73	0,00
P11	3124,09	-97,28	0,00
P12	3113,69	-96,99	0,00
P13	3333,85	-103,75	0,00
P14	3600,79	-112,09	0,00
P15	3608,73	112,38	0,00
P16	2292,00	71,39	0,00
P17	1892,09	-58,94	0,00
P18	2798,90	87,18	0,00
P19	2401,54	74,73	0,00
P20	2396,34	74,63	0,00
P21	2792,23	86,89	0,00
P22	1903,95	-59,23	0,00
P23	3122,32	0,29	808,26
P24	3122,91	-0,29	808,36
P25	2248,46	70,02	0,00
P26	3325,71	103,56	0,00
P27	3046,32	-94,83	0,00
P28	3037,69	94,54	0,00
P29	3302,76	-102,87	0,00
P30	2261,60	-70,41	0,00
P31	3537,34	-7,45	-779,72
P32	3537,34	7,35	-779,82
P33	1556,01	48,44	0,00
P34	2020,36	-62,86	0,00
P35	1679,97	-52,27	0,00
P36	433,55	-0,49	258,60
P37	438,06	0,49	258,60
P38	1677,32	-52,27	0,00
P39	2009,18	-62,57	0,00
P40	1562,49	-48,64	0,00

Fonte: Autora (2023).

Tabela 22: Solicitações nos pilares do Modelo II

Solicitações dos pilares			
Pilar	Força normal (kN)	Momento x (tfm)	Momento y (tfm)
P1	1538,07	47,86	0,00
P2	2103,52	65,51	0,00
P3	1655,26	51,58	0,00
P4	1651,04	-51,39	0,00
P5	2103,12	-65,51	0,00
P6	2231,49	-69,43	0,00
P7	2233,85	69,53	0,00
P8	1534,73	47,76	0,00
P9	2251,69	-70,12	0,00
P10	3245,79	-101,01	0,00
P11	3048,48	-94,93	0,00
P12	3049,17	-94,93	0,00
P13	3250,10	-101,20	0,00
P14	3441,82	107,19	0,00
P15	3447,80	107,38	0,00
P16	2248,46	-70,02	0,00
P17	1852,27	-57,66	0,00
P18	2827,44	88,06	0,00
P19	2303,86	71,69	0,00
P20	2302,69	71,69	0,00
P21	2836,17	88,26	0,00
P22	1852,96	-57,66	0,00
P23	2987,38	0,39	805,42
P24	2988,07	-0,29	804,63
P25	2230,51	69,43	0,00
P26	3238,43	-100,81	0,00
P27	2978,36	-92,77	0,00
P28	2978,56	-92,77	0,00
P29	3223,63	100,32	0,00
P30	2218,55	69,04	0,00
P31	3408,09	-6,08	-778,35
P32	3403,67	6,18	-776,58
P33	1511,39	-47,07	0,00
P34	2045,75	63,64	0,00
P35	1604,46	-49,92	0,00
P36	401,97	-0,59	257,72
P37	407,76	0,49	257,42
P38	1615,15	50,31	0,00
P39	2096,65	-65,31	0,00
P40	1511,10	-47,07	0,00

Fonte: Autora (2023).

Tabela 23: Solicitações nos pilares do Modelo III

Solicitações dos pilares			
Pilar	Força normal (kN)	Momento x (tfm)	Momento y (tfm)
P1	1529,54	-47,66	0,00
P2	1968,28	-61,29	0,00
P3	1659,96	-51,68	0,00
P4	1659,08	51,68	0,00
P5	1971,32	-61,39	0,00
P6	1526,89	-47,56	0,00
P7	2258,75	-70,31	0,00
P8	2262,09	-70,31	0,00
P9	2186,09	68,06	0,00
P10	3330,22	-103,66	0,00
P11	3096,63	-96,40	0,00
P12	3095,94	-96,40	0,00
P13	3330,22	103,85	0,00
P14	3674,63	114,44	0,00
P15	3681,50	-114,64	0,00
P16	2180,01	-67,86	0,00
P17	1815,40	-56,49	0,00
P18	2736,43	85,22	0,00
P19	2313,38	71,98	0,00
P20	2314,46	72,08	0,00
P21	2733,30	85,12	0,00
P22	1809,22	56,29	0,00
P23	2973,26	0,39	810,32
P24	2974,05	-0,39	810,32
P25	2174,71	67,67	0,00
P26	3303,26	-102,87	0,00
P27	3024,26	-94,14	0,00
P28	3024,16	94,14	0,00
P29	3299,33	-102,68	0,00
P30	2166,38	-67,47	0,00
P31	3584,90	-7,35	-783,74
P32	3586,47	7,26	-783,65
P33	1524,04	47,46	0,00
P34	1980,74	-61,68	0,00
P35	1627,99	50,70	0,00
P36	2834,99	-4,12	-266,84
P37	2852,35	88,85	0,00
P38	1627,80	50,70	0,00
P39	1981,03	-61,68	0,00
P40	1520,71	-47,37	0,00

Fonte: Autora (2023).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No tocante a projeto e análise de estruturas é visto que em muitos casos os elementos estruturais podem ser modificados e otimizados, em busca de novos métodos de construção, economia de materiais ou até mesmo relacionado com a inovação e implantação de diferentes materiais.

No caso deste estudo, a finalidade desta pesquisa foi a otimização das estruturas, onde buscou-se realizar a análise da redução da seção transversal de pilares em três diferentes propostas de modelos para um mesmo edifício. Com essa redução foi possível estudar o consumo e uso de alguns materiais selecionados, como a redução no uso de concreto, área de formas e consumo de aço, além da comparação e do impacto econômico que ocorreria adotando-se ou não as alternativas se variação da seção dos pilares.

O primeiro modelo, onde as seções dos pilares não sofreram alteração de seção, serviu principalmente como base para análise do comportamento da estrutura e seu dimensionamento. O modelo se enquadrou como uma estrutura de nós fixos, teve um bom índice de deslocamento horizontal e percebeu-se uma boa segurança em relação a inércia da estrutura. Este modelo ainda serviu como norte para realização da comparação do consumo de materiais com os outros dois modelos.

O segundo modelo, que possuía duas seções diferentes ao decorrer de seus 15 pavimentos, percebeu-se que a estrutura continuava tendo segurança, permaneceu caracterizada como estrutura de nós fixos, e manteve-se com um bom índice de deslocamento lateral. O modelo II ainda apresentou economia no consumo de materiais, tanto em volume de concreto e área de formas quanto na quantidade de aço, que conseqüentemente refletiu na economia financeira em comparação com o primeiro modelo.

O terceiro e último modelo, que trazia três seções de pilares diferentes, também se manteve seguro estruturalmente, repetiu a característica de estrutura de nós fixos como os outros dois modelos anteriores e respeitou os limites de deslocamento horizontal. Assim como o modelo II, também apresentou menor consumo de materiais em concreto, área de formas e principalmente no consumo de aço.

É perceptível que a variação da seção dos pilares reduziu o consumo de materiais, por ora alguns elementos estruturais, como as vigas, aumentaram o consumo de itens como aço e área de formas, mas em quantidades muito pequenas, de tal maneira que na contagem total de itens o consumo continuou diminuído. Já em análise dos pilares, particularmente, todos os itens sofreram decréscimo em suas contagens, inclusive o aço, que previamente, se presumiu que

teria um aumento de consumo, visto que a quantidade de concreto diminuiria, e para que se assegurasse a estabilidade da estrutura, teria maior solicitação de área de aço.

Portanto, pela análise de custos realizada, nota-se uma economia de acordo com a presença da variação da seção dos pilares, que para os três modelos específicos criados, quanto maior a frequência de redução da seção, maior a economia encontrada. Observa-se ainda que isso ocorreu pela possibilidade de haver uma diminuição maior da área de seção, ou seja, os pilares ainda são bastante robustos em sua área de concreto, de tal maneira que, para solicitar uma taxa maior de aço ao ponto de encarecer as estruturas, a seção dos pilares poderia ser ainda mais reduzida. Logo, ainda caberia uma investigação e estudo mais aprofundado em busca de otimizar ainda mais as seções dos pilares, e entender qual o limite das seções para então haver um aumento da taxa de aço.

Outro ponto importante a ser analisado no momento de se averiguar a economia seguindo a proposta sugerida pela pesquisa é de que, por vezes, a mudança de seção dos pilares acaba sendo impossibilitada por questões arquitetônicas que possam existir no projeto da construção. Além disso deve ser levado em conta que todas essas mudanças de seção dos pilares exigem, entre outros detalhes, a construção de diferentes formas, com tamanhos diferentes, e esse trabalho no canteiro de obras demanda tempo, que além de alterar o preço da construção também exige mão de obra para as alterações.

5.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Através da interpretação dos resultados obtidos nesta pesquisa, percebe-se que, dentro do estudo dos três modelos de projeto propostos, conforme se aumentava a frequência de variação da seção dos pilares, mais havia uma redução de consumo dos materiais, e posteriormente mais econômicos, financeiramente, os modelos se apresentaram.

Com a investigação das razões para tais resultados, que foram na contramão da hipótese suposta, constatou-se que o dimensionamento das armaduras estava sendo na linha da utilização da taxa mínima de aço, e não a taxa calculada, fazendo com que o consumo de aço acompanhasse a diminuição dos demais materiais analisados.

Desta forma, futuros desenvolvimentos de trabalho com base neste realizado, poderiam ser uma nova tentativa de dimensionamento dos pilares, com seções menos robustas, com seções menores, com menos área de concreto, que poderiam implicar em uma maior solicitação das características de resistência do aço.

Com o caso de as estruturas solicitarem mais da resistência do aço, poderia haver um aumento no consumo de aço, e assim seria possível realizar uma nova extração de dados de consumo e uma nova comparação de dados econômicos, concluindo-se se haveria ou não a vantagem da variação de seção dos pilares em edifícios ou estruturas altas.

REFERÊNCIAS

- ADORNA, Diego da L.; PARIZOTTO, Liana; LAZZARI, Bruna M.; et al. **Concreto armado: Vigas e Lajes**. Porto Alegre: Grupo A, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de tração Parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo: Editora Blucher, 1997.
- BOTELHO, Manoel Henrique C.; FERRAZ, Nelson N. **Concreto armado eu te amo: vai para a obra**. São Paulo: Editora Blucher, 2016.
- CARVALHO, Michele. **Conhecendo o orçamento de obras**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2019.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília, DF: Ed. UnB, 2016.
- FILHO, Emil de Souza Sánchez. **Concreto estrutural: análise, dimensionamento e patologias**. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2023.
- FUSCO, Péricles B.; ONISHI, Minoru. **Introdução à engenharia de estruturas de concreto**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2017. E-book. ISBN 9788522127771. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522127771/>. Acesso em: 15 mai. 2023.
- GARRISON, Philip. **Fundamentos de estruturas**. Porto Alegre: Bookman, 2018.
- GILBERT, Anne M.; LEET, Kenneth M.; UANG, Chia M. **Fundamentos da análise estrutural**. Porto Alegre: Grupo A, 2014.
- GRABASCK, Jaqueline R.; VENTURI, Denise I. S G.; BARBOSA, Eduarda P.; et al. **Concreto armado aplicado em pilares, vigas-parede e reservatórios**. Porto Alegre: Grupo A, 2021.

HIBBELER, R. C. **Análise das estruturas**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2013.

KASSIMALI, Aslam. **Análise estrutural - tradução da 5ª edição norte-americana**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2016.

LEONHARDT, Fritz.; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol.1. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como prepara orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. São Paulo: Pini, 2006.

MAZUTTI, Júlia H. **Gestão de obras**. Porto Alegre: SAGAH, 2018.

MCCORMAC, Jack C. **Análise estrutural tesando métodos clássicos e métodos matriciais**. 4ª edição. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2009.

NETO, Egydio P. **Caderno de receitas concreto armado - pilares - Vol. 2**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017.

NEVILLE, A M. **Propriedades do concreto**. Porto Alegre: Bookman, 2016. E-book. ISBN 9788582603666. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788582603666/>. Acesso em: 03 mai. 2023.

PARIZOTTO, Liana. **Concreto armado**. Porto Alegre: SAGAH, 2017. E-book. ISBN 9788595020917. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595020917/>. Acesso em: 03 mai. 2023.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço - dimensionamento prático**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2021. E-book. ISBN 9788521637974. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521637974/>. Acesso em: 16 mai. 2023.

PINTO, Vinicius Slompo. **Dimensionamento de pilares de concreto com seção transversal retangular usando envoltórias de momentos**. São Carlos: 2017.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. São Paulo; Oficina de Textos, 2015.