

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

JÚLIA MATTUELLA

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL ENTRE O MODELO
INTEGRADO E O MODELO DE PÓRTICO MAIS LAJES DO SOFTWARE TQS DA
ESTRUTURA DE UM PÓRTICO ESPACIAL**

BENTO GONÇALVES

2025

JÚLIA MATTUELLA

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL ENTRE O MODELO
INTEGRADO E O MODELO DE PÓRTICO MAIS LAJES DO *SOFTWARE* TQS DA
ESTRUTURA DE UM PÓRTICO ESPACIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador Me. Luciano Zatti

BENTO GONÇALVES

2025

JÚLIA MATTUELLA

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL ENTRE O MODELO
INTEGRADO E O MODELO DE PÓRTICO MAIS LAJES DO SOFTWARE TQS DA
ESTRUTURA DE UM PÓRTICO ESPACIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
curso de Engenharia Civil da Universidade de
Caxias do Sul, como requisito parcial à obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador Me. Luciano Zatti

Avaliado em

Banca Examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul

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

Prof. Me. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul

RESUMO

O trabalho desenvolve uma análise comparativa da estabilidade global de uma estrutura de concreto armado composta por vinte pavimentos, utilizando dois modelos distintos oferecidos pelo *software* CAD/TQS: o modelo IV, que representa a edificação por meio de um sistema de pórtico espacial de vigas e pilares com as lajes consideradas de forma indireta, e o modelo VI, que realiza uma análise integrada das lajes, vigas e pilares dentro de um único modelo estrutural. A pesquisa tem como objetivo principal investigar a influência das lajes na estabilidade da edificação, considerando que esse elemento, ao ser incorporado ao modelo estrutural, tende a contribuir com a rigidez global do modelo quando comparado a consideração simplificada do modelo IV. São analisados parâmetros normativos de estabilidade, como os coeficientes γ_z , α e FAV_t , os deslocamentos horizontais e verticais máximos, além do consumo de materiais estruturais (concreto, aço e fôrmas). Os resultados demonstraram que o modelo VI apresentou uma redução média de 8,0% nos deslocamentos horizontais em relação ao modelo IV, indicando maior rigidez global, o que o torna mais adequado para a modelagem de estruturas altas e esbeltas. Quanto aos deslocamentos verticais, observa-se uma diminuição de até 6,9% nos pavimentos intermediários e de 5,4% no topo do edifício, reforçando a contribuição das lajes para o desempenho estrutural. Em relação aos coeficientes, o modelo VI demonstra melhor desempenho frente aos critérios de estabilidade, apresentando menores deslocamentos laterais e maior rigidez global. No que se refere ao consumo de materiais, o modelo integrado reduz em cerca de 3,2% o consumo total de concreto e em 4,5% o de aço, promovendo maior racionalização estrutural. Essas diferenças reforçam a importância da escolha do modelo estrutural adequado, pois a consideração explícita das lajes influencia diretamente a distribuição de esforços, os deslocamentos e o dimensionamento dos elementos. A pesquisa conclui que o modelo VI apresenta resultados mais satisfatórios para os modelos em análise, com ganhos tanto em estabilidade quanto em economia de materiais, sendo mais indicado para edificações altas e esbeltas. Também analisa um comparativo de pilares, onde o modelo VI apresenta maiores momentos fletores nos pilares devido à maior rigidez estrutural, o que pode resultar em maiores taxas de armadura, especialmente em pilares mais solicitados. Por fim, a pesquisa destaca a relevância da simulação estrutural com ferramentas computacionais confiáveis e compatíveis com as normas vigentes, a fim de garantir segurança, desempenho e eficiência nas edificações verticais de múltiplos pavimentos.

Palavras-chave: estabilidade estrutural; análise de segunda ordem; modelos estruturais; pórtico espacial; CAD/TQS; deslocamentos; racionalização de materiais.

ABSTRACT

This paper presents a comparative analysis of the global stability of a twenty-story reinforced concrete structure using two distinct models offered by CAD/TQS software: Model IV, which represents the building through a spatial frame system of beams and columns with the slabs considered indirectly, and Model VI, which performs an integrated analysis of the slabs, beams, and columns within a single structural model. The main objective of the study is to investigate the influence of slabs on the building's stability, considering that this element, when incorporated into the structural model, tends to contribute to the model's overall stiffness when compared to the simplified consideration of Model IV. Normative stability parameters are analyzed, such as the coefficients γ_z , α , and FAV_t , maximum horizontal and vertical displacements, and the consumption of structural materials (concrete, steel, and formwork). The results showed that model VI presented an average 8.0% reduction in horizontal displacements compared to model IV, indicating greater overall stiffness, making it more suitable for modeling tall, slender structures. Regarding vertical displacements, a reduction of up to 6.9% was observed in intermediate floors and 5.4% at the top of the building, reinforcing the contribution of the slabs to structural performance. Regarding the coefficients, model VI demonstrates better performance against stability criteria, presenting smaller lateral displacements and greater overall stiffness. Regarding material consumption, the integrated model reduces total concrete consumption by approximately 3.2% and steel consumption by 4.5%, promoting greater structural rationalization. These differences reinforce the importance of choosing the appropriate structural model, as explicit consideration of the slabs directly influences the distribution of forces, displacements, and element sizing. The research concludes that the VI model presents more satisfactory results for the models under analysis, with gains in both stability and material savings, making it more suitable for tall, slender buildings. It also analyzes a comparison of columns, where the VI model presents greater bending moments in the columns due to greater structural rigidity, which can result in higher reinforcement ratios, especially in columns subject to greater stress. Finally, the research highlights the importance of structural simulation with reliable computational tools compatible with current standards to ensure safety, performance, and efficiency in multi-story vertical buildings.

Keywords: structural stability; second-order analysis; structural models; spatial frame; CAD/TQS; displacements; rationalization of materials.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b)	16
Figura 2 - Fluxo das cargas em uma estrutura	20
Figura 3 – Efeitos de primeira e segunda ordem	23
Figura 4 – Efeitos de segunda ordem na estrutura de concreto	24
Figura 5 – Relação momento-curvatura.....	26
Figura 6 - Reações na barra deformada	28
Figura 7 - Efeitos de primeira ordem.....	30
Figura 8 - Efeitos de segunda ordem	30
Figura 9 - Rigidez a flexão equivalente na estrutura	32
Figura 10 - Iterações do processo P-Delta	35
Figura 11 - Iterações do processo P-Delta em edifícios de múltiplos pavimentos	35
Figura 12 - Estado-limite último (ELU) e estado-limite de serviço (ELS).....	38
Figura 13 - Limitação para deslocamentos laterais de edifícios	39
Figura 14 - Idealização estrutural	41
Figura 15 - Subsistemas CAD/TQS.....	42
Figura 16 - Modelo IV e modelo VI	44
Figura 17 - Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados	46
Figura 18 - Representação de núcleo rígido	46
Figura 19 - Fluxograma das etapas	49
Figura 20 - Planta baixa adotada.....	51
Figura 21 - Nova planta baixa adotada	52
Figura 22 - Imagem 3D da estrutura	52
Figura 23 - Deslocamentos verticais máximos dos modelos 01 e 02	60
Figura 24 – Resultados exemplos 03	61
Figura 25 - Indicação das lajes com alturas diferentes	62
Figura 26 - Resultados totais dos modelos 03	64
Figura 27 - Consumo de concreto dos pilares.....	65
Figura 28 - Consumo de fôrmas dos pilares	66
Figura 29 - Consumo de aço dos pilares	67
Figura 30 - Consumos de concreto das vigas.....	68
Figura 31 - Consumo de fôrmas das vigas.....	68
Figura 32 - Consumo de aço nas vigas	69

Figura 33 - Consumo de concreto das lajes	70
Figura 34 - Consumo de fôrmas das lajes	71
Figura 35 - Consumo de aço nas lajes	71
Figura 36 - Consumos e taxas de concreto	73
Figura 37 - Consumos e taxas das fôrmas	74
Figura 38 - Consumo de aço total	75
Figura 39 - Taxas do consumo de aço	76
Figura 40 - Identificação dos pilares em planta	78
Figura 41 - Força (F_x) nos pilares	78
Figura 42 – Momentos (M_y e M_z) nos pilares.....	79
Figura 43 - Deslocamentos nos pilares	80
Figura 44 - Taxa de aço dos pilares	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Identificação dos edifícios	53
Tabela 2 - Resultados de cada parâmetro avaliado	55
Tabela 3 - Carga vertical média	57
Tabela 4 - Deslocamentos máximos horizontais	58
Tabela 5 - Resultados totais dos deslocamentos nos modelos 03.....	62

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	11
1.1	TEMA DE PESQUISA.....	12
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	12
1.3	OBJETIVOS	12
1.3.1	Objetivo geral.....	12
1.3.2	Objetivos específicos	13
1.4	HIPÓTESE.....	13
1.5	PRESSUPOSTOS	13
1.6	PREMISSAS / DELIMITAÇÕES	13
1.7	DELINEAMENTO	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	15
2.1	CONCRETO ARMADO	15
2.1.1	Concreto e aço	16
2.1.2	Elementos estruturais	17
2.1.2.1	Lajes	17
2.1.2.2	Vigas	18
2.1.2.3	Pilares.....	18
2.1.2.4	Fundações	19
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	19
2.3	AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	20
2.3.1	Ações permanentes	21
2.3.2	Ações variáveis	21
2.3.3	Ações excepcionais	22
2.4	ESTABILIDADE DA ESTRUTURA	22
2.4.1	Não-linearidade física	25
2.4.2	Não-linearidade geométrica	27
2.4.3	Estruturas de nós fixos e nós móveis.....	29
2.4.4	Efeitos de primeira e segunda ordem.....	29
2.4.4	Parâmetros de estabilidade	30
2.4.4.1	Parâmetro de instabilidade α	30
2.4.4.2	Coeficiente γ_z	33

2.4.4.3	Processo P-Delta	34
2.4.4.4	Coeficiente FAVt	36
2.4.4.5	Coeficiente RM_2M_1	36
2.4.4.6	Crêterios de pórticos para análise em serviço	38
2.4.4.7	Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais	38
2.5	ANÁLISE ESTRUTURAL	40
2.5.1	Modelo estrutural	40
2.5.2	Modelo computacional	41
2.6	SOFTWARE CAD/TQS	41
2.6.1	Modelo de grelhas mais pórtico (IV)	43
2.6.2	Modelo de pórtico unificado (VI)	44
2.7	CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS	45
3	METODOLOGIA	48
3.1	MÉTODOS E MODO DE PESQUISA	48
3.2	PROCEDIMENTOS TÉCNICOS UTILIZADOS NA PESQUISA	49
3.3	CRITÉRIOS DE PROJETO	50
3.3.1	Crêterios adotados	53
4	RESULTADOS E ANÁLISES	55
4.1	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL	55
4.2	CARGA VERTICAL MÉDIA NO EDIFÍCIO	56
4.3	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS	57
4.4	DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS	59
4.5	CONSUMOS DE MATERIAIS	64
4.5.1	Pilares	65
4.5.2	Vigas	67
4.5.3	Lajes	69
4.6	TAXAS DE MATERIAIS	72
4.6.1	Concreto	72
4.6.2	Fôrmas	73
4.6.3	Aço	75
4.7	COMPARATIVO DE PILARES	77

5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
	REFERÊNCIAS.....	84

1 INTRODUÇÃO

No contexto do crescimento urbano e econômico global ao longo do século XX adiante, os edifícios altos emergem em várias cidades como resultado dos processos de investimento e adensamento populacional. Eles ganham destaque especialmente em centros urbanos onde o espaço para expansão é limitado e a importância econômica é significativa. Este significativo aumento de altos edifícios obteve maior sucesso com o avanço das tecnologias incorporadas a operação, execução e manutenção (Gonçalves, 2003).

Além da notável expansão na demanda por serviços, a crescente busca na Engenharia Civil também desempenha um papel crucial na promoção e no desenvolvimento de novos métodos técnicos de produção, visando a obtenção de melhores resultados. A análise da estabilidade global das estruturas tornou-se de extrema relevância nos tempos atuais e a Engenharia Civil tem experimentado significativos avanços em suas respectivas esferas de atuação (Freitas, Luchi, Ferreira, 2016).

Os efeitos de estabilidade podem ser categorizados em dois tipos: de primeira ordem, que envolvem a análise do equilíbrio na configuração geométrica inicial da estrutura, e de segunda ordem, que requerem a análise do equilíbrio na condição deformada da estrutura. A não-linearidade geométrica, que surge em estruturas de concreto armado, é responsável pelos efeitos de segunda ordem, uma vez que está relacionada à alteração das características geométricas originais da estrutura. Além disso, é crucial levar em consideração a não-linearidade física do concreto armado, que afeta diretamente as propriedades de fissuração do concreto e resulta na redução do momento de inércia das seções transversais. Para avaliar a magnitude dos esforços globais de segunda ordem em edifícios de concreto armado, a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) apresenta duas abordagens para o cálculo dos parâmetros de estabilidade global: o parâmetro α e o coeficiente γ_z . Esses métodos possibilitam a classificação da estrutura como tendo nós fixos ou nós móveis (ABNT, 2023).

A fim de automatizar os cálculos e refinar as análises são utilizados *softwares* que desempenham este papel (Kimura, 2018). Um dos programas mais amplamente utilizados nesse contexto é o TQS, largamente reconhecido por sua capacidade de avaliação estrutural. Dentre suas versões para esta análise estão o modelo de grelha dos pavimentos mais pórtico espacial de vigas e pilares e o modelo de pórtico espacial de pilares, vigas e lajes, no *software* denominados de modelo IV e VI, respectivamente, sendo o interesse desta pesquisa devido às

suas diferenças e possíveis implicações na análise de estabilidade global de pórticos espaciais (TQS, 2024).

Este trabalho abordará os assuntos relacionados a esta introdução, com enfoque na estabilidade global de um edifício de vinte pavimentos modelado e analisado em ambos os modelos supracitados. Com este estudo será possível averiguar a influência das lajes na estabilidade do edifício em análise, levando em consideração parâmetros do vento, carregamentos, tipo de estrutura e esbeltez.

1.1 TEMA DE PESQUISA

A pesquisa baseia-se na análise da estabilidade global de um pórtico utilizando os modelos integrado e de pórticos mais lajes.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Qual a influência da escolha dos modelos para a análise da estabilidade global em uma edificação?

1.3 OBJETIVOS

Para o presente trabalho, se obtém o objetivo geral e os específicos conforme determinados abaixo.

1.3.1 Objetivo geral

Comparar o desempenho técnico da estabilidade global entre os modelos IV (lajes mais pórtico) e VI (integrado) através do *software* TQS, de uma mesma estrutura de vinte pavimentos a fim de analisar a influência da laje na instabilidade do edifício.

1.3.2 Objetivos específicos

São designados como objetivos específicos:

- a) analisar os deslocamentos horizontais no topo de cada modelo;
- b) analisar os deslocamentos horizontais entre pisos de cada modelo;
- c) analisar a estabilidade global de ambos modelos;
- d) analisar o consumo de materiais para os diferentes modelos.

1.4 HIPÓTESE

Por ser um edifício alto, quando se trata do modelo de pórtico mais lajes (modelo IV) pressupõe-se que a estrutura não se comporte da melhor maneira, visto que as lajes contribuem na rigidez da estrutura, por isso o modelo integrado (VI) apresentará melhores resultados de estabilidade global.

1.5 PRESSUPOSTOS

Para que a pesquisa seja efetiva, no decorrer do trabalho, serão seguidas as normas pertinentes ao assunto definido, visto que a adesão a estas rigorosas normas de construção e engenharia são cruciais para garantir a estabilidade e a segurança de edifícios altos.

1.6 PREMISSAS / DELIMITAÇÕES

O trabalho será delimitado em um único projeto utilizado em ambos modelos, além de uma mesma resistência à compressão do concreto (f_{ck}). Também se determinou o uso de um mesmo *software* para o lançamento e processamento de ambos os modelos analisados, não sendo dimensionadas as fundações, escadas e demais complementos que são irrelevantes para a estabilidade global do pórtico. Essas definições pré-estabelecidas ajudam a definir claramente o que será investigado e a manter o foco durante a execução da pesquisa.

1.7 DELINEAMENTO

A estrutura básica que orientará a pesquisa se constitui por uma introdução, na qual contextualiza o tema definido além de abordar a importância do estudo e os objetivos. Na sequência desenvolve-se o referencial teórico que apresenta teorias e pesquisas anteriores sobre o tema ou assuntos semelhantes a fim de contribuir para o presente estudo. Logo após, se aborda a metodologia que descreve os passos, métodos e concentra a coleta de dados que serão utilizados na análise. Em seguida são descritos os resultados determinados após a análise dos dados obtidos da metodologia e, por fim, a conclusão que reafirma os objetivos e como o trabalho contribui para a compreensão do tema, além de identificar possíveis futuras pesquisas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo, é feita uma revisão bibliográfica abrangente que explora os conceitos e conhecimentos essenciais que servem de base para o tema escolhido neste trabalho. Dentre os assuntos abordados estão concepção estrutural, análise estrutural, conceito de concreto armado, *software* CAD/TQS, ações e estabilidade das estruturas.

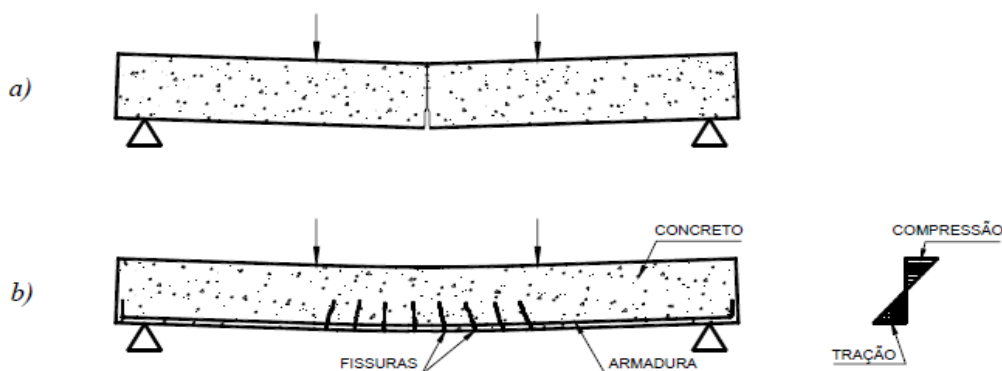
2.1 CONCRETO ARMADO

De acordo com Carvalho (2019), o concreto armado é uma associação de concreto e aço que tem por finalidade aproveitar vantajosamente as qualidades desses dois materiais. O concreto oferece grande resistência aos esforços de compressão e muito pouca aos esforços de tração (10% da resistência à compressão). O aço, em compensação, apresenta muito boa resistência a ambos os esforços. A união do aço com o concreto visa, portanto, suprir as deficiências do concreto em relação aos esforços de tração, reforçando a sua resistência à compressão. Além disso, o aço absorve os esforços de cisalhamento ou cortantes que atuam nos elementos de concreto.

O desenvolvimento do concreto armado surgiu da necessidade de criar um método construtivo que, ao utilizar um material artificial semelhante à pedra, pudesse oferecer a durabilidade da pedra natural. Este material deveria ser moldável em diferentes dimensões e formas conforme necessário. Além disso, a ideia era aproveitar a alta resistência do aço, ao mesmo tempo em que o protegesse, aumentando sua vida útil (Carvalho, 2019).

O trabalho conjunto entre o concreto e a armadura é claramente evidenciada ao analisar uma viga de concreto simples, que se rompe abruptamente assim que uma fissura inicial surge, após a tensão de tração atingir e superar a resistência do concreto à tração (Figura 1a). No entanto, ao incorporar estrategicamente uma armadura na área sujeita às tensões de tração, a capacidade resistente da viga é consideravelmente aumentada (Figura 1b) (Bastos, 2006).

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b)



Fonte: Bastos, 2006

No entanto, o concreto armado também exibe algumas desvantagens, especialmente quando comparado a outros materiais de construção com aplicações semelhantes. Quanto as limitações o concreto armado apresenta incapacidade de ser facilmente modificado após a construção, oferece um isolamento térmico e acústico limitado, a demolição possui um elevado custo e o material, geralmente, não pode ser reaproveitado, além de possuir um elevado peso próprio (peso específico $\gamma_{\text{conc}} = 25 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ tf/m}^3 = 2.500 \text{ kgf/m}^3$).

Devido às suas propriedades e composição, o concreto armado é predominantemente empregado na fabricação de elementos estruturais. A partir da análise das cargas às quais esses elementos estão sujeitos, são realizados os cálculos necessários para dimensionar as peças de concreto armado (Carvalho, 2019).

2.1.1 Concreto e aço

De acordo com Gutfreind e Aurich (2009) a associação do concreto com o aço na construção civil é amplamente aceita e amplamente utilizada, graças às características intrínsecas desses materiais que se complementam de maneira altamente eficaz. Essa combinação se tornou uma prática essencial na engenharia de estruturas, pois reúne o melhor de ambos os mundos. O concreto, conhecido por sua notável resistência à compressão, é capaz de suportar cargas consideráveis, garantindo a estabilidade das estruturas. Por outro lado, o aço apresenta uma excepcional capacidade de resistência à tração, o que o torna ideal para lidar com as tensões de tração que podem ocorrer em uma estrutura. Esses dois materiais interagem de maneira eficiente devido à sua aderência. A interface entre o concreto e o aço permite que

eles trabalhem juntos de forma sinérgica, distribuindo os esforços e garantindo a segurança e a estabilidade da estrutura.

Outra vantagem significativa é que o concreto e o aço possuem coeficientes de dilatação térmica aproximadamente equivalentes. Isso significa que eles se expandem e contraem de maneira semelhante em resposta às variações de temperatura, o que ajuda a evitar problemas relacionados a tensões térmicas em uma estrutura. Além de que, o concreto atua como uma camada protetora para o aço. Ele encapsula o aço completamente, impedindo sua exposição direta aos elementos e, assim, protegendo-o contra a corrosão. Esse revestimento é crucial para aumentar a durabilidade das estruturas de concreto armado (Gutfreind; Aurich, 2009).

Portanto, a combinação de concreto e aço oferece uma solução eficaz e confiável para as demandas da construção civil, proporcionando estruturas sólidas, duráveis e seguras. Essa parceria entre materiais continua a ser um pilar fundamental na engenharia civil e na construção de edifícios em todo o mundo (Gutfreind; Aurich, 2009).

2.1.2 Elementos estruturais

De acordo com Bastos (2006), nas construções de concreto armado, os elementos estruturais mais relevantes são as lajes, vigas e pilares, independentemente do tamanho da edificação. Além desses, existem outros elementos importantes, como blocos e sapatas de fundação, muros de arrimo, vigas-parede, escadas, entre outros.

2.1.2.1 Lajes

As lajes são elementos estruturais cuja função principal é receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. Além disso, as lajes também têm a função de distribuir as ações horizontais entre os elementos de contraventamento (Araújo, 2010). Conforme Bastos (2021), as lajes suportam a maior parte das cargas da edificação, que geralmente provêm de pessoas, móveis, máquinas, equipamentos, paredes, veículos, entre outros tipos de cargas, dependendo da finalidade arquitetônica do espaço em que a laje está inserida.

De acordo com Giongo (2007), as lajes consomem, em média, 50% do volume total de concreto utilizado na construção de um edifício. Araújo (2010) menciona que há diversos tipos

de lajes, como as lajes maciças, nervuradas, e outros tipos pré-moldados. A escolha da laje adequada depende tanto de fatores econômicos quanto de segurança, além de precisar estar em conformidade com o projeto arquitetônico.

2.1.2.2 Vigas

As vigas são constituídas de elementos com a forma de barras normalmente retas e horizontais, sujeitas normalmente a esforços de flexão. A viga tem como função receber as ações de outros elementos estruturais como lajes, outras vigas, paredes de alvenaria, e transferi-las para os elementos de apoio (pilares) (Alva, 2007). A norma NBR 6118 (2023) especifica que a viga, em sua seção transversal, deve ter uma largura mínima de 12 cm, podendo ser reduzida a 10 cm em situações excepcionais.

Segundo Bastos (2017), engenheiros e arquitetos preferem que as vigas sejam embutidas nas paredes de vedação para que não fiquem visíveis. Para isso, a largura das vigas é ajustada conforme a largura final da parede, que varia de acordo com o tipo de alvenaria e a espessura da argamassa de revestimento em ambos os lados. A altura das vigas, por sua vez, é determinada por diversos fatores, sendo os mais importantes o vão, a carga aplicada e a resistência do concreto. Essa altura deve garantir tanto a resistência mecânica quanto a mínima deformação da peça.

2.1.2.3 Pilares

Elementos em forma de barra, predominantemente submetidos à flexo-compressão, que fornecem suporte às vigas e transferem as cargas para as fundações (Alva, 2007). De acordo com a NBR 6118 (2023), os pilares, independentemente de sua forma, devem ter uma dimensão mínima de 19 cm. Em situações especiais, é permitido o uso de pilares com dimensões entre 14 e 19 cm, desde que sejam seguidas as restrições estabelecidas pela norma.

Os pilares absorvem as cargas provenientes dos diversos níveis da edificação e as transferem para as fundações. Juntamente com as vigas, os pilares formam os pórticos, que possuem alta resistência às ações horizontais e verticais, assegurando a estabilidade da estrutura (Scadelai; Pinheiro, 2005).

2.1.2.4 Fundações

As fundações são elementos estruturais responsáveis por transferir as cargas da estrutura para o solo. Elas devem ter resistência suficiente para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes da edificação. O solo, por sua vez, precisa ser rígido e resistente o bastante para evitar deformações ou a ruptura do sistema estrutural. As fundações se classificam em dois tipos: diretas/rasas e indiretas/profundas (Barros, 2011).

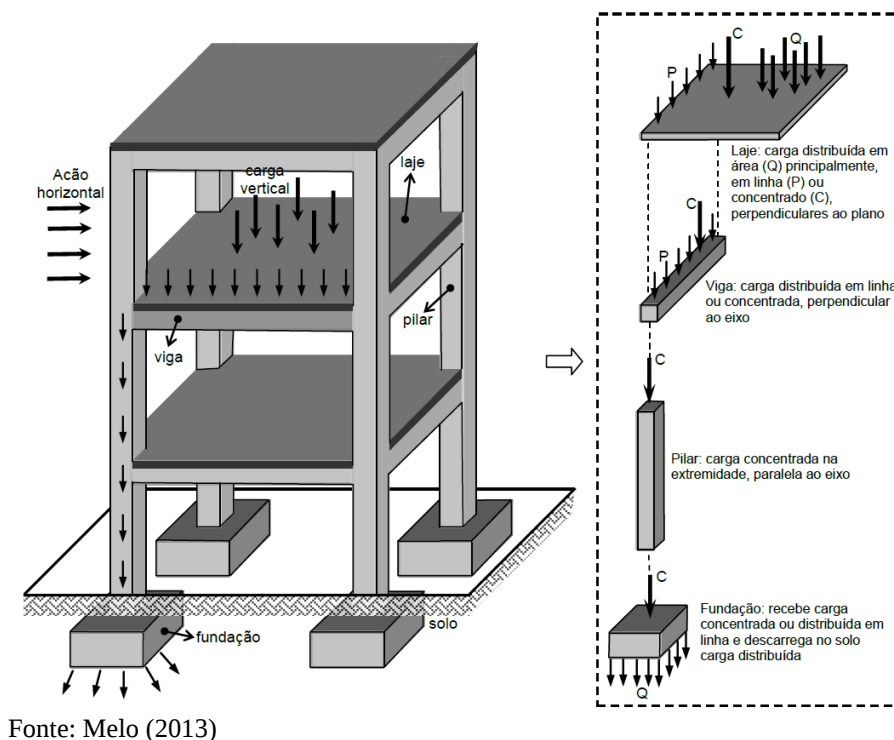
2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que preservem a sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço, durante o período correspondente à sua vida útil.

Embora a concepção estrutural possa ser adaptada individualmente por cada projetista, conforme observado por Giongo (2007), os projetos de estruturas de concreto armado devem ser elaborados considerando a finalidade da edificação e harmonizando-se com a concepção arquitetônica. Dominar a habilidade de realizar uma concepção estrutural precisa e em conformidade com as normas garante a prevenção de problemas relacionados à estabilidade do edifício, bem como evita desafios financeiros relacionados à parte estrutural, que são frequentemente enfrentados na indústria da construção, portanto é muito importante estudar e planejar uma adequada concepção previamente o início dos processamentos e análises.

Ainda segundo Giongo (2007), cada elemento estrutural deve ser projetado de modo a atender às demandas dos esforços aplicados, garantindo sua segurança. Todos os elementos desempenham o papel de transferir as cargas entre si, até que elas sejam completamente direcionadas para a fundação e, por fim, ao solo, como ilustrado na Figura 2.

Figura 2 - Fluxo das cargas em uma estrutura



2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A análise estrutural é uma etapa do projeto em que se idealiza o comportamento da estrutura. Esse comportamento pode ser representado por diversos parâmetros, como os campos de tensões, deformações e deslocamentos. De forma geral, o objetivo da análise estrutural é determinar os esforços internos e externos (como cargas e reações de apoio), bem como as tensões correspondentes, além dos deslocamentos e as respectivas deformações da estrutura em questão. Essa análise deve ser realizada para os diferentes estágios de carregamento e solicitações, previamente definidos (Martha, 2010).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023, p.56), “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.”

Ao serem aplicadas na estrutura, as ações verticais e horizontais são distribuídas como esforços solicitantes por todos os elementos até a fundação. Cada viga, pilar e laje absorve uma parte do esforço para manter a edificação em equilíbrio, e essa distribuição ocorre conforme a

rigidez relativa dos elementos. O esforço tende a se concentrar na peça com maior rigidez (Kimura, 2018).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece e categoriza todas as ações que têm o potencial de causar impactos significativos nas construções. Essas ações são agrupadas em três principais categorias: permanentes, variáveis e excepcionais. Além disso, os dois primeiros grupos são ainda subdivididos quanto à sua manifestação em ações diretas e indiretas. A norma NBR 6120 (ABNT, 2019) é responsável por definir os valores característicos das ações, levando em consideração os materiais e os métodos específicos utilizados em cada edificação.

2.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes consistem em forças que se mantêm praticamente constantes ao longo da vida da construção. Além disso, são consideradas permanentes as ações que aumentam progressivamente com o tempo, aproximando-se de um valor limite constante. Em termos de segurança, é fundamental levar em conta as ações permanentes utilizando seus valores mais desfavoráveis (ABNT NBR 6118, 2023).

Essas ações são categorizadas em ações diretas e indiretas. As ações permanentes indiretas resultam do deslocamento de apoios, recalques, protensão, imperfeições geométricas e das deformações causadas pela retração e fluência do concreto. Em contrapartida, as ações permanentes diretas são compostas pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes, das cargas perenes e pelo próprio peso da estrutura (ABNT NBR 6118, 2023).

2.3.2 Ações variáveis

Como o próprio termo indica, ações variáveis são aquelas que variam ao longo do tempo. Do mesmo modo como as ações permanentes, as ações variáveis são também divididas em ações diretas e indiretas (Bastos, 2006).

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas previstas para a utilização da edificação e pela ação do vento e da água (quando for considerada variável direta), devendo-se atender às Normas específicas. Já as ações variáveis indiretas são caracterizadas pelas variações uniformes e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas (ABNT, 2023).

Atualmente, a consideração dos esforços gerados pelas cargas de vento é obrigatória. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), os esforços relacionados à ação do vento devem ser considerados, sendo recomendado que sejam determinados conforme o prescrito na NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações (ABNT, 2023).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2023), no cálculo das forças devidas ao vento em edificações, é necessário calcular separadamente as forças resultantes do vento para os elementos de construção e suas fixações, para partes da estrutura e para a estrutura como um todo.

Carvalho e Pinheiro (2013) afirmam que a ação do vento depende de diversas características meteorológicas, sendo que um deles apresenta caráter aleatório. Por essa razão, deve-se considerar a direção do vento mais desfavorável para a estrutura em análise.

2.3.3 Ações excepcionais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) “no projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.”

As construções estão constantemente expostas, além das forças gravitacionais, às forças horizontais, predominantemente originadas pelo vento. Esse fenômeno adquire maior relevância em estruturas de grande altura, que podem experimentar instabilidade devido às forças do vento. Portanto, mesmo em cenários em que a rigidez da estrutura é adequada para desprezar os efeitos de segunda ordem decorrentes da instabilidade global, é crucial avaliar a importância das forças do vento (Carvalho; Pinheiro, 2013).

2.4 ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

A questão da estabilidade em edificações é um tema frequente em trabalhos científicos de engenharia e também é uma preocupação fundamental para os profissionais de projeto estrutural. O crescente número de edifícios altos e esbeltos torna ainda mais importante a necessidade de avaliar a estabilidade estrutural. Na área de projeto estrutural, existem diversos softwares amplamente utilizados pela comunidade técnica para realizar essas verificações.

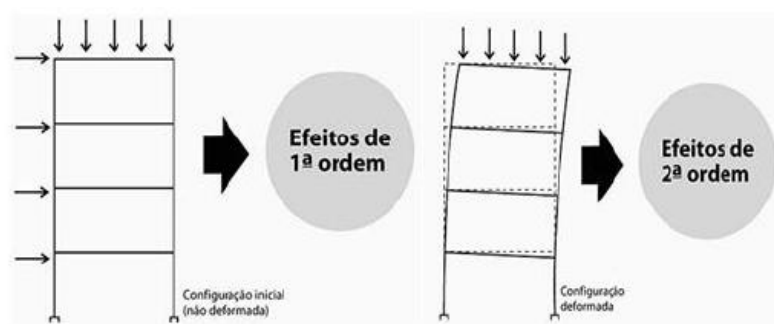
Geralmente, essas verificações incluem a análise da estabilidade de edifícios de concreto armado, conforme especificações da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Conforme determinam Diniz, Lages e Barboza (2019), a estabilidade global de uma edificação é afetada por vários fatores, incluindo as forças externas, como as provenientes do vento, o peso próprio da estrutura e as sobrecargas, bem como pela sua altura, esbelteza, a rigidez de seus componentes, suas conexões, entre outros. Ainda, complementam em seu trabalho que os pórticos são elementos essenciais para conferir rigidez à estrutura, formados pela junção de pilares e vigas. Esta associação em forma de pórticos aumenta a capacidade da estrutura de resistir às cargas e reduzir os deslocamentos. A eficácia dos pórticos na mitigação da instabilidade depende da rigidez das ligações entre esses elementos (vigas e pilares) e da rigidez da seção transversal dos próprios elementos. A viga pode ser conectada ao pilar em vários pontos ao longo de sua largura.

Frequentemente, as análises de estabilidade são conduzidas usando modelos simplificados da estrutura. É uma prática comum representar vigas e pilares por barras no pórtico espacial da estrutura e as lajes por uma malha de barras (grelha) (Diniz, Lages, Barboza; 2019).

Para melhor entendimento, Kimura (2018) definiu efeito de primeira ordem como aquele que a análise da estrutura é realizada em sua configuração geométrica inicial não deformada. De maneira análoga, os efeitos de segunda ordem são caracterizados pela análise da estrutura em sua configuração deformada. Portanto, os efeitos de segunda ordem são adicionais aos resultados obtidos na análise de primeira ordem. A Figura 3 exemplifica as configurações inicial e deformada da estrutura, que originam os efeitos de primeira e segunda ordem, respectivamente.

Figura 3 – Efeitos de primeira e segunda ordem



Fonte: Adaptado de Kimura (2018)

A NBR 6118 (ABNT, 2023) aborda em seu item 15 a questão da instabilidade e os efeitos de segunda ordem, que podem ser categorizados da seguinte forma:

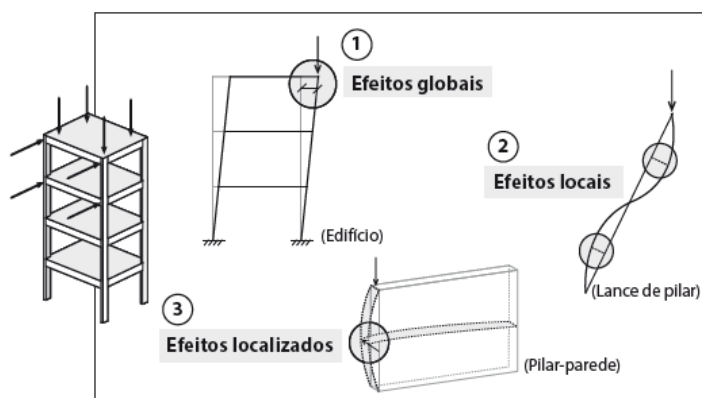
a) Efeitos Globais: Refere-se aos efeitos resultantes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura devido às ações das cargas verticais e horizontais.

b) Efeitos Locais: Este tipo de efeito ocorre quando os eixos das barras da estrutura, como em um trecho de um pilar, não permanecem retilíneos. Isso afeta principalmente as solicitações nas barras.

c) Efeitos Localizados: São observados em pilares-parede, quando há uma região na peça em que a não linearidade é mais acentuada em comparação com o eixo principal do pilar. Nesses casos, podem surgir efeitos de segunda ordem significativos, exigindo um reforço adicional na armadura transversal daquela região.

A figura a seguir (Figura 4) exemplifica como ocorrem na prática cada um dos efeitos citados.

Figura 4 – Efeitos de segunda ordem na estrutura de concreto



Fonte: Kimura (2018)

A análise estrutural que incorpora os efeitos de segunda ordem tem como principal objetivo garantir que, nas combinações de ações de cálculo mais desfavoráveis, não ocorram perda de estabilidade ou esgotamento da capacidade resistente projetada. É essencial levar em consideração a não-linearidade física que está presente em estruturas de concreto armado como um componente obrigatório deste processo analítico (ABNT, 2023).

De acordo com Moncayo (2011), antes de analisar os parâmetros de estabilidade global, para o bom entendimento dos mesmos, é necessário comentar sobre a análise não-linear pois o concreto possui este comportamento. Existem basicamente três tipos de não linearidades que podem gerar este comportamento à medida que é aplicado o carregamento na estrutura: não-

linearidade física (NLF), não-linearidade geométrica (NLG) e a não-linearidade de contato (NLC).

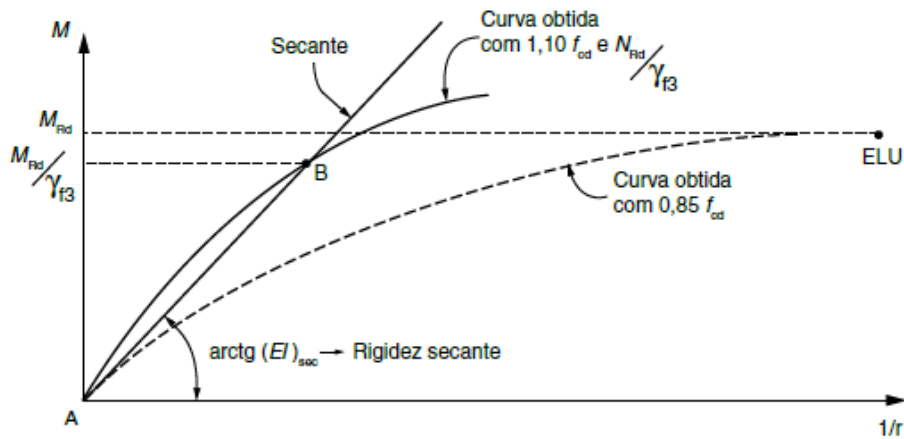
Nos projetos de edifícios de concreto armado moldados in loco, a análise se concentra principalmente nas não-linearidades físicas e geométricas. Isso se deve à não-comum ocorrência de não-linearidade de contato nesse cenário, uma vez que isso implicaria mudanças nas condições de contorno, como apoios e engastes, à medida que a estrutura se deforma. Em outras palavras, vínculos que não existiam inicialmente podem emergir durante o processo de deformação da estrutura. Por outro lado, as forças inicialmente aplicadas externamente ao contorno podem ter seu impacto modificado devido à deformação subsequente da estrutura (Proença, 2018). Nos próximos itens serão tratados os assuntos de não-linearidade física e geométrica, além dos parâmetros de estabilidade.

2.4.1 Não-linearidade física

De acordo com Lins (2013), a não-linearidade física pode ser interpretada como sendo um comportamento desproporcional entre tensão e deformação, decorrentes das propriedades intrínsecas do material. A desproporcionalidade entre tensão e deformação do concreto armado ocorre devido às características de seus materiais constituintes. Tanto o concreto quanto o aço apresentam comportamento não linear. Além do concreto apresentar um comportamento tipicamente não-linear, ele ainda é agravado pelos efeitos da fissuração e fluência. Embora apresente um comportamento mais regular em relação ao do concreto, o aço é afetado pelo efeito do escoamento.

Uma consequência desse efeito é que o módulo de elasticidade do concreto não se mantém constante conforme a intensidade da tensão aplicada. Dado que na análise estrutural é mais comum utilizar momentos fletores em vez de tensões, a NBR 6118 (ABNT, 2023) fornece um diagrama momento-curvatura para considerar essa não-linearidade. Na Figura 5, a reta AB representa a rigidez secante $(EI)_{sec}$, a qual é empregada em abordagens simplificadas. Aqui, M_{Rd} é o momento fletor resistente calculado, N_{Rd} é a força normal resistente calculada, e γ_{f3} é o coeficiente de ponderação das ações (ABNT, 2023).

Figura 5 – Relação momento-curvatura



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

A NBR 6118 (ABNT, 2023) prevê que seria inviável a consideração da não-linearidade física para análise dos esforços globais de 2ª ordem sem a utilização de um modelo computacional. Por isso sugere a aproximação através da adoção de coeficientes para minorar a rigidez dos elementos, sendo aplicado em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, conforme indicado nas Equações 1 (considerando elementos de laje), Equação 2 e 3 (considerando vigas) e Equação 4 (considerando pilares).

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c \quad (1)$$

Vigas (para $A_{s'} \neq A_s$):

$$(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c \quad (2)$$

Vigas (para $A_{s'} = A_s$):

$$(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c \quad (3)$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c \quad (4)$$

Sendo:

$(EI)_{\text{sec}}$ o valor da rigidez secante;

I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_c valor representativo do módulo de deformação do concreto;

$A_{s'}$ a armadura de compressão;

A_s a armadura de tração.

No mesmo item, a NBR 6118 (ABNT, 2023) observa que os valores de rigidez são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de segunda ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

O módulo de elasticidade deve ser obtido segundo o item 8.2.8 da mesma norma. O valor do módulo de elasticidade inicial é estimado utilizando-se as Equações 5 e 6.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 Mpa a 50 MPa} \quad (5)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,5 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 Mpa a 90 MPa} \quad (6)$$

Onde:

α_E parâmetro em função da natureza do agregado, sendo 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaiss, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito;

f_{ck} resistência característica à compressão do concreto.

2.4.2 Não-linearidade geométrica

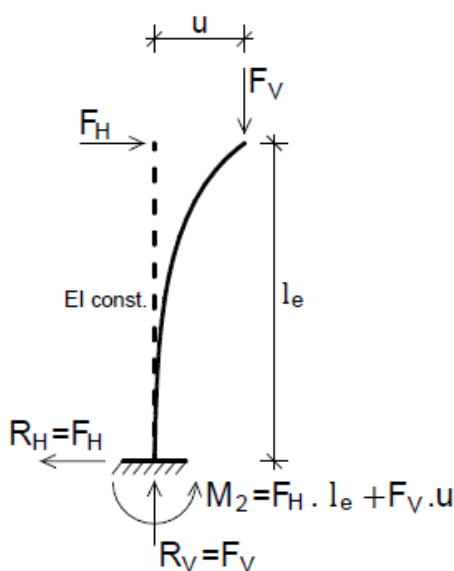
A não linearidade geométrica está associada ao deslocamento horizontal dos nós da estrutura quando submetida a carregamentos, tornando necessária a análise do arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial. Essa análise é fundamental devido ao surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: o deslocamento horizontal da estrutura provoca excentricidades nas cargas verticais aplicadas aos pilares, gerando, assim, esforços (momentos) adicionais que não existiam antes das deformações (Fusco, 1976).

A aplicação de cargas verticais e horizontais resulta em deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estrutura. Esse fenômeno acarreta um acréscimo nas solicitações sofridas pelos elementos estruturais, caracterizando a não-linearidade geométrica. Nesse cenário, o equilíbrio é analisado levando em consideração a configuração deformada da estrutura. Isso requer atenção especial aos esforços adicionais, conhecidos como esforços globais de segunda ordem, que surgirão como resultado dessas deformações (Wordell, 2003).

Os deslocamentos horizontais gerados pelo carregamento inicial da estrutura induzem desvios nas cargas verticais aplicadas aos pilares, resultando na ocorrência de solicitações que não estavam presentes na configuração anterior às deformações (Moncayo, 2011).

A análise do equilíbrio da estrutura em sua posição deformada revela os efeitos de segunda ordem, como ilustrado na Figura 6.

Figura 6 - Reações na barra deformada



Fonte: Moncayo (2011)

Para o dimensionamento de estruturas altas e esbeltas, que estão sujeitas à instabilidade, existem ferramentas de avaliação que medem ou estabelecem limites para dispensar cuidados adicionais. Entre essas ferramentas, destacam-se o coeficiente γ_z , o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente P-Delta, prescritos pela NBR 6118 (2023). Esses parâmetros auxiliam na verificação da estabilidade global da estrutura e determinam a necessidade de considerações mais rigorosas no projeto (Cicolin; Figueiredo Filho, 2011).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) utiliza a categorização da deslocabilidade dos nós para regular a consideração das não linearidades presentes na estrutura, podendo ser classificada

como de "nós fixos" ou de "nós móveis". Quando a estrutura é classificada como "nós fixos", é possível negligenciar essas não linearidades no cálculo estrutural. Por outro lado, quando a classificação é de "nós móveis", as não linearidades, tanto físicas quanto geométricas, devem obrigatoriamente ser consideradas no cálculo da estrutura.

2.4.3 Estruturas de nós fixos e nós móveis

As estruturas são classificadas como de nós fixos ou nós móveis para a verificação dos efeitos de 2ª ordem, conforme o item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023). São consideradas de nós fixos aquelas que apresentam deslocamentos horizontais inferiores a 10% dos esforços de 1ª ordem. Em termos práticos, isso significa que o valor de γ_z deve ser menor ou igual a 1,1 ($\gamma_z \leq 1,1$). Nesse caso, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desconsiderados no cálculo, sendo considerados apenas os efeitos locais e pontuais de 2ª ordem.

Por outro lado, quando os deslocamentos horizontais representam mais de 10% dos esforços de 1ª ordem ($\gamma_z \geq 1,1$), os efeitos globais de 2ª ordem se tornam relevantes e devem ser incluídos na análise. Essas se denominam estruturas de nós móveis, sendo necessário considerar tanto os efeitos globais quanto os efeitos locais e pontuais de 2ª ordem. Além disso, os efeitos da não-linearidade física e geométrica devem ser considerados obrigatoriamente (ABNT, 2023).

Os efeitos de 2ª ordem são mais significativos quando há a presença de cargas horizontais relevantes atuando na estrutura. Estruturas com alta rigidez apresentam pequenos deslocamentos, o que resulta em momentos de 2ª ordem desprezíveis no cálculo (Carvalho; Pinheiro, 2013). Dentro da estrutura global, é possível identificar o uso de sistemas de contraventamento, que são subestruturas de grande rigidez às ações horizontais e que têm a função de resistir aos esforços. Essas estruturas de contraventamento também são classificadas como de nós fixos ou nós móveis (ABNT, 2023).

2.4.4 Efeitos de primeira e segunda ordem

Os efeitos de primeira ordem como aqueles obtidos a partir do cálculo da estrutura em sua configuração geométrica inicial, conforme ilustrado na Figura 7 (Schneider, 2020).

Quanto aos efeitos de segunda ordem, apresentados na Figura 8, estes são considerados como a soma dos efeitos de primeira ordem, decorrentes da análise da estrutura em sua

geometria inicial, com os efeitos adicionais gerados na análise de equilíbrio levando em consideração a configuração deformada da estrutura. Toda análise estrutural dos efeitos de 2ª ordem deve garantir que não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo, para as ações mais desfavoráveis das ações de cálculo (Schneider, 2020).

Figura 7 - Efeitos de primeira ordem

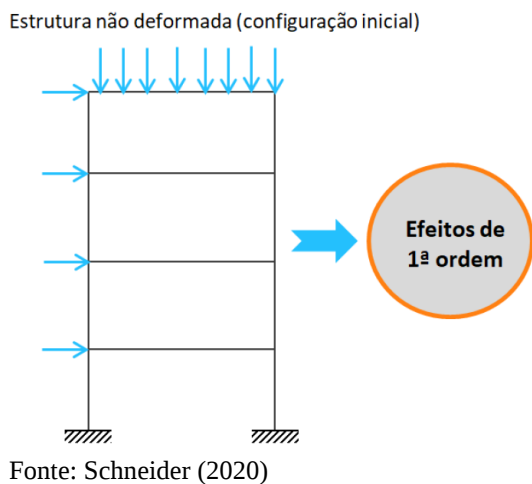
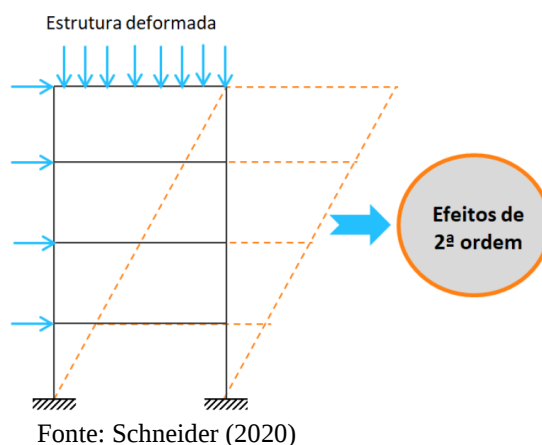


Figura 8 - Efeitos de segunda ordem



2.4.4 Parâmetros de estabilidade

Para o dimensionamento de estruturas altas e esbeltas, que estão sujeitas à instabilidade, há ferramentas de avaliação que medem ou estabelecem critérios para determinar quando é possível dispensar cuidados adicionais. Entre essas ferramentas, destacam-se o coeficiente P-Delta, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , conforme prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2023).

2.4.4.1 Parâmetro de instabilidade α

Beck e König apud Lins (2013), desenvolveram o parâmetro de instabilidade α , que se baseia na rigidez à flexão equivalente para fornecer indicativos da estabilidade da estrutura. O parâmetro de instabilidade α é utilizado para avaliar a suscetibilidade de uma estrutura aos efeitos de segunda ordem, que surgem principalmente em edificações altas e esbeltas devido à

interação entre esforços verticais e horizontais. Esse parâmetro considera o impacto dos deslocamentos laterais causados por forças horizontais, como o vento.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece critérios para determinar a instabilidade das estruturas, e o valor de α serve como um indicativo de quando esses efeitos precisam ser considerados no projeto. Estruturas com valores elevados de α são mais propensas à instabilidade e volatilidade de um tratamento específico no dimensionamento. A norma técnica brasileira (ABNT, 2023) define que a estrutura pode ser classificada como de nós fixos quando o valor do parâmetro α é menor que α_1 , conforme estabelecido na Equação 7.

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

$$\begin{aligned} \text{Onde:} \quad \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 n & \text{se: } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se: } n \geq 4 \end{aligned}$$

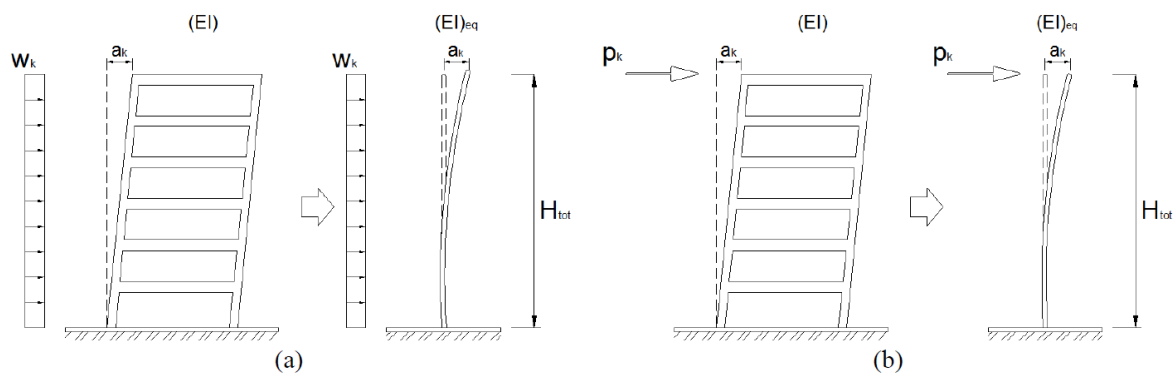
Sendo:

- α o parâmetro de instabilidade;
- n o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- H_{tot} a altura total da estrutura, medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- N_k somatório do valor característico de todas as cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível considerado para H_{tot} ;
- $I_{cs} I_c$ o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Em situações de estruturas com pórticos, treliças, ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, adota-se um pilar equivalente de seção constante;
- I_c calculado a partir da seção bruta dos pilares.

A norma técnica NBR 6118 (ABNT, 2023) recomenda o uso do valor limite $\alpha_1 = 0,6$ para associações de pilares-parede e pórticos com pilares-parede. Quando o sistema de contraventamento for composto exclusivamente por pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,7$, e para contraventamento formado apenas por pórticos, o valor de α_1 a ser utilizado é 0,5.

Em estruturas compostas por pórticos, treliças ou pilares com seção variável ao longo da altura, é possível determinar a rigidez de um pilar equivalente com seção constante, considerando-o engastado na base e livre no topo, com altura H_{tot} . Esse pilar equivalente terá seu deslocamento no topo ajustado para ser compatível com a estrutura de contraventamento sob a mesma ação (ABNT, 2023). Lins (2013) apresenta duas situações de carregamento que geram deslocamentos a serem considerados: carregamentos uniformemente distribuídos ao longo da altura da edificação (Figura 9-a) e cargas concentradas no topo da estrutura (Figura 9-b).

Figura 9 - Rigidez a flexão equivalente na estrutura



Fonte: Lins (2013)

Lins (2013) propõe duas equações para converter os deslocamentos no topo da estrutura em rigidez equivalente, de acordo com o tipo de carregamento. A Equação 8 é utilizada para cargas uniformemente distribuídas, enquanto a Equação 9 é aplicada para cargas concentradas no topo da estrutura.

$$(EI)_{eq} = \frac{W_k H_{tot}^4}{8a_k} \quad (8)$$

$$(EI)_{eq} = \frac{P_k H_{tot}^3}{3a_k} \quad (9)$$

Sendo:

$(EI)_{eq}$ o valor da rigidez equivalente;
 W_k a carga uniformemente distribuída;

P_k	a carga concentrada;
H_{tot}	a altura total da estrutura;
A_k	o deslocamento sob ação da carga horizontal.

2.4.4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z também é utilizado para avaliar a estabilidade global de um edifício, surgindo posteriormente ao parâmetro de instabilidade α . Ele foi proposto pelos engenheiros brasileiros Augusto Carlos Vasconcelos e Mário Franco em 1991, com o objetivo de simplificar a obtenção dos esforços de segunda ordem. Através do γ_z , esses esforços podem ser determinados por meio da majoração dos esforços de primeira ordem (Wordell, 2003).

Este coeficiente baseia-se em uma análise linear de primeira ordem para cada caso de carregamento, com o propósito de avaliar a importância dos esforços globais de segunda ordem em estruturas reticuladas com mais de quatro pavimentos. Para o cálculo, são considerados valores de rigidez que levam em conta a não-linearidade física, conforme descrito no item 2.3.2 da norma. A NBR 6118 (ABNT, 2023) recomenda a utilização da Equação 10 para calcular o valor de γ_z em cada combinação de carregamento.

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

Sendo:

$M_{1,tot,d}$	o momento de tombamento, obtido pela soma dos momentos gerados por todas as forças horizontais da combinação considerada, utilizando seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
$\Delta M_{1,tot,d}$	a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, utilizando seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais em seus respectivos pontos de aplicação, conforme obtido na análise de 1ª ordem.

A estrutura é considerada de nós fixos quando o valor de γ_z é menor que 1,1 ($\gamma_z < 1,1$). Nessa condição, a análise de segunda ordem não é necessária. Para edifícios com $\gamma_z \leq 1,3$, a NBR 6118 (2023) permite o uso de uma análise aproximada para incluir os esforços finais de segunda ordem, aplicando um fator de majoração de $0,95\gamma_z$ aos esforços horizontais da combinação considerada.

De acordo com Giongo (2007), os deslocamentos totais de um edifício podem ser determinados tanto por meio de modelos tridimensionais quanto por modelos planos, usando a associação de pórticos planos. Em ambos os casos, é essencial calcular os valores de γ_z para diferentes direções do edifício. Conforme a ABNT NBR 6118 (2023), o fator limitante para esse método são os valores de $\gamma_z > 1,3$, uma vez que o coeficiente γ_z só pode ser utilizado para majorar os esforços, simulando os efeitos de segunda ordem, quando seu valor for menor ou igual a 1,3. Na prática, as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20. Para valores superiores, geralmente se aplica o método P-Delta, que consiste em uma análise geométrica não linear.

A justificativa para essa limitação está no fato de que, para valores mais elevados, surgem divergências entre os resultados deste método simplificado e os de métodos mais rigorosos, o que pode comprometer a segurança da estrutura (Vasconcelos, 2003).

Os esforços finais (de 1ª e 2ª ordem) podem ser estimados simplesmente multiplicando os esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por 0,95. Esse procedimento é válido apenas quando $\gamma_z \leq 1,3$ (ABNT NBR, 2023).

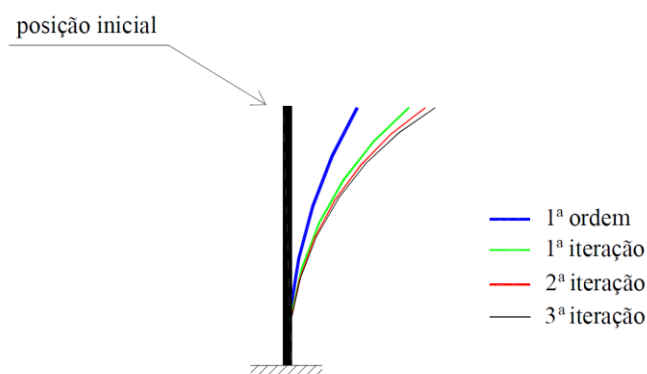
2.4.4.3 Processo P-Delta

De acordo com Moncayo (2011), o processo P-Delta baseia-se na análise do equilíbrio da estrutura em sua configuração deformada, após a realização da análise de primeira ordem. A ideia central desse método é simular o efeito não linear por meio da aplicação de cargas horizontais fictícias à edificação.

Quando o coeficiente γ_z da estrutura ultrapassar o valor de 1,3 permitido pela norma, outras medidas deverão ser adotadas. É possível aumentar a rigidez da estrutura ou utilizar um método de análise mais avançado, como o P-Delta, que considera os efeitos dos deslocamentos sucessivos transformando-os em forças horizontais equivalentes. Os deslocamentos “Delta” obtidos em cada pavimento serão convertidos em forças horizontais fictícias, que devem ser levadas em conta em uma nova análise estrutural (Moncayo, 2011).

Conforme ilustrado na Figura 10, o processo P-Delta foi exemplificado em uma viga simples vertical, com engaste na base e topo livre.

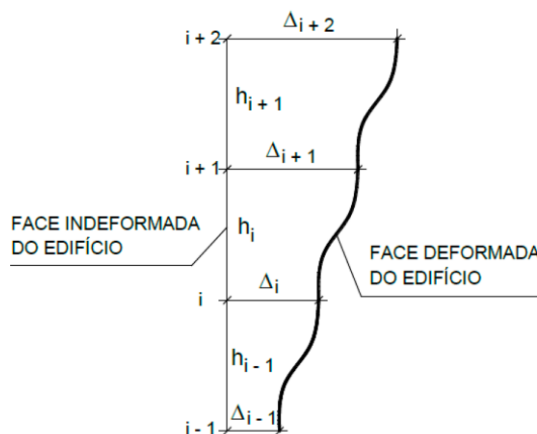
Figura 10 - Iterações do processo P-Delta



Fonte: Lima (2001)

Esse mesmo conceito pode ser aplicado a edifícios de múltiplos andares, como demonstrado na Figura 11, onde é possível comparar a face não deformada do edifício com a face deformada.

Figura 11 - Iterações do processo P-Delta em edifícios de múltiplos pavimentos



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

Sob a perspectiva da estabilidade global, o método não atua como um parâmetro, assim como os coeficientes α e γ_z , uma vez que se trata de um método de análise não linear. No entanto, é possível realizar comparações entre os métodos. No caso do *software* TQS, foi desenvolvido o coeficiente RM_2M_1 , que possibilita a comparação entre o processo P-Delta e o coeficiente γ_z (Moncayo, 2011).

2.4.4.4 Coeficiente FAVt

O coeficiente FAVt (Fator de Amplificação de Esforços Horizontais de Vento) é um parâmetro exclusivo do sistema CAD/TQS e pode ser utilizado como indicador da estabilidade global da estrutura (TQS, 2025).

De acordo com Moncayo (2011), seu cálculo segue a mesma formulação do coeficiente γ_z , com a diferença de que, no FAVt, são considerados os deslocamentos horizontais decorrentes das cargas verticais. Essa consideração resulta em variações no momento fletor devido aos efeitos de segunda ordem. A discrepância entre os valores de γ_z e FAVt tende a ser mais acentuada em edificações assimétricas, especialmente naquelas com balanços localizados em apenas um dos lados da estrutura, o que gera momentos adicionais em cada pavimento e deslocamentos horizontais significativos causados pelas cargas verticais.

2.4.4.5 Coeficiente RM_2M_1

De acordo com o avanço de uma edificação, é necessário realizar o nivelamento dos pavimentos para compensar as deformações axiais dos pilares, causadas pelo peso próprio da estrutura. Essa compensação deve ser incorporada na modelagem por meio da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial, como uma simplificação. Feitosa e Alves (2015) destacam que essa adaptação se aplica apenas às cargas verticais atuantes na edificação, não levando em consideração ações horizontais, como aquelas provocadas pelo vento.

A empresa TQS Informática desenvolveu a técnica "P-Delta em dois passos", que tem como objetivo calcular o efeito P-Delta de forma objetiva. O método é dividido em duas etapas: na primeira, considera-se apenas os esforços verticais, majorando-se a rigidez axial dos pilares para incorporar os efeitos construtivos, enquanto as forças e esforços distribuídos em vigas e pilares são armazenados (TQS, 2024).

Na segunda etapa, o cálculo se torna não linear e iterativo, considerando as ações horizontais. A rigidez dos pilares não é majorada, utilizando-se as deformações obtidas na primeira etapa. As iterações seguintes ajustam a matriz de rigidez armazenada, corrigindo-a progressivamente com os acréscimos de esforços normais devido às ações horizontais (TQS, 2024).

Conforme os manuais CAD/TQS (2024), os deslocamentos dos nós, esforços nas barras e reações dos apoios de primeira e segunda ordem são a soma dos resultados das duas etapas. Para facilitar a interpretação dos dados gerados pelo método P-Delta, a TQS Informática criou o coeficiente RM_2M_1 , que avalia a amplificação dos esforços causados pelos efeitos de segunda ordem. Esse coeficiente é calculado com base no mesmo princípio do γ_z , conforme a Equação 11.

$$RM_2M_1 = 1 + M_2M_1 \quad (11)$$

Onde:

- M_1 momento das forças horizontais em relação à base do edifício;
- M_2 somatório das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Delta em uma combinação não-linear.

Segundo Vieira (2015), a análise pelo processo P-Delta resulta nos momentos finais da estrutura, ou seja, com a soma dos efeitos de primeira e segunda ordem, o que torna difícil determinar a magnitude isolada dos efeitos de segunda ordem. No entanto, com o uso do parâmetro RM_2M_1 , é possível avaliar esses efeitos de forma global, semelhante ao coeficiente γ_z , mas através de um processo mais refinado, que é a análise não linear geométrica (Vieira, 2015).

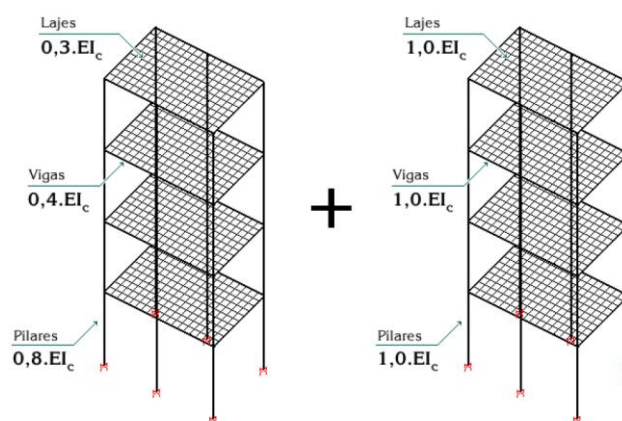
Segundo o mesmo autor, a determinação do coeficiente RM_2M_1 elimina a necessidade de limitar o número de pavimentos ou classificar a estrutura em nós fixos ou móveis. Como o RM_2M_1 é obtido diretamente da análise geométrica não linear, o valor limite de 1,30, utilizado para o cálculo simplificado do γ_z , não se aplica.

Também destaca que a análise não linear baseada no RM_2M_1 leva em consideração os deslocamentos horizontais de primeira ordem decorrentes dos carregamentos verticais, algo que não é considerado no cálculo do γ_z , onde apenas os deslocamentos de primeira ordem causados pelas ações horizontais são considerados (Vieira, 2015).

2.4.4.6 Critérios de pórticos para análise em serviço

Os deslocamentos devem ser verificados considerando apenas a ação do vento na combinação frequente de cargas. O *software* gera dois modelos de pórtico espacial: um para o estado-limite último (ELU), que inclui a consideração aproximada da não-linearidade física, e outro para o estado-limite de serviço (ELS), utilizando os valores integrais de rigidez dos elementos estruturais (NBR 6118, 2023). A Figura 12 ilustra a diferença entre esses modelos.

Figura 12 - Estado-limite último (ELU) e estado-limite de serviço (ELS)



Fonte: TQS (2024)

2.4.4.7 Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais

Após analisar os deslocamentos causados pela ação das cargas aplicadas e pelos efeitos globais de segunda ordem, é necessário comparar o resultado com o valor limite estipulado na NBR 6118 (2023), que restringe o deslocamento horizontal da estrutura a um valor inferior a $H/1700$, onde H corresponde à altura total do edifício.

É crucial restringir esses deslocamentos tanto no topo dos edifícios quanto entre os pavimentos consecutivos. Essa medida é necessária para prevenir fissuras nos elementos não estruturais, especialmente nas paredes de vedação, que, embora não façam parte da estrutura principal, sofrem influência dela (NBR 6118, 2023). Os limites para os deslocamentos horizontais prescritos na referida norma são determinados conforme Equações 12 e 13.

No caso de edificações como um todo:

$$\frac{H}{1700} \quad (12)$$

Entre pavimentos:

$$\frac{H_i}{850} \quad (13)$$

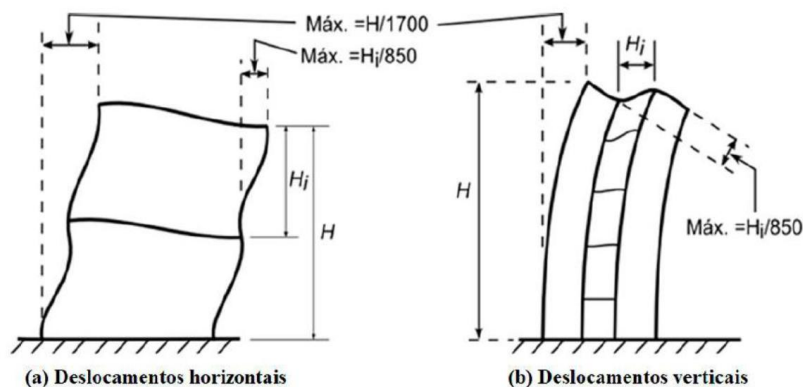
Onde:

H é a altura total do edifício;

H_i é o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

É importante ressaltar que, na verificação dos deslocamentos entre pavimentos, não devem ser considerados os deslocamentos resultantes da deformação axial dos pilares (NBR 6118, 2023). A verificação do deslocamento lateral também foi amplamente utilizada como um parâmetro para avaliar a rigidez das estruturas. Contudo, Carmo (1995) aponta que essa prática pode ser inadequada, devido à falta de consenso entre os pesquisadores na definição de valores-limite para essa verificação. A Figura 13 apresenta os deslocamentos-limite horizontais e verticais referentes ao edifício como um todo e entre pavimentos.

Figura 13 - Limitação para deslocamentos laterais de edifícios



Fonte: Adaptado de Carmo (1995)

2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com definições da NBR 6118 (ABNT, 2023), a análise estrutural tem por objetivo determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço.

Por meio da análise estrutural, torna-se viável determinar as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em partes específicas ou na totalidade da estrutura. Essa análise requer a utilização de um modelo estrutural que represente de maneira precisa o comportamento da estrutura real, permitindo a identificação da trajetória das tensões até os pontos de apoio. Em situações particularmente complexas, é necessário também considerar a interação entre a estrutura e o solo no modelo (Duarte, 1998).

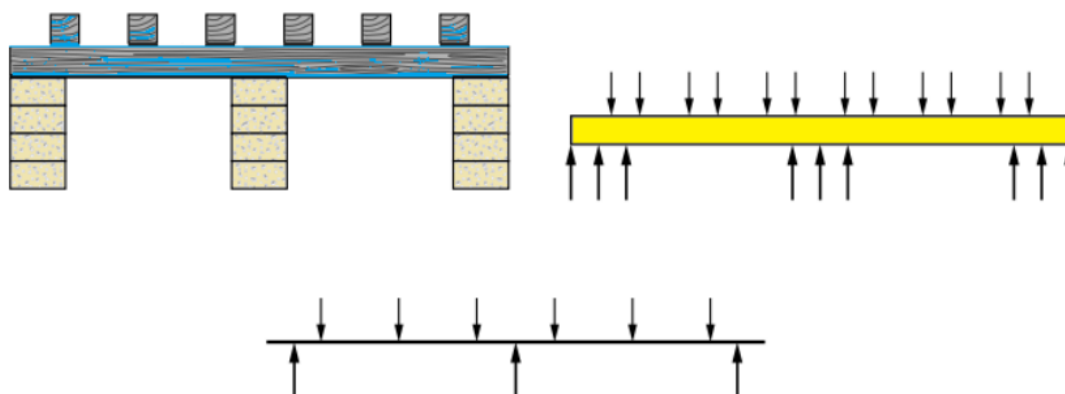
Martha (2017) descreve em seu trabalho que o conceito de análise estrutural contemporânea é desdobrado em quatro fases distintas: estrutura real, modelo estrutural, modelo discreto e modelo computacional. A fase da estrutura real engloba a concepção da edificação conforme será efetivamente construída, levando em consideração as dimensões dos elementos e suas características específicas.

2.5.1 Modelo estrutural

A segunda fase do processo de análise estrutural envolve a criação do modelo estrutural para a edificação em questão. Nesse estágio, é essencial simplificar a representação da estrutura, fazendo uso de premissas simplificadoras e um modelo analítico que a descreva matematicamente. Essas premissas se baseiam em princípios físicos, bem como em dados experimentais e estatísticos, e abordam aspectos como a geometria do modelo, condições de apoio (como a ligação com o solo), comportamento dos materiais e as forças que agirão sobre a estrutura (Martha, 2017).

A Figura 14 representa a transição entre o modelo real (à esquerda), modelo estrutural (à direita) e abaixo destes, o modelo estrutural simplificado, percebe-se que detalhes como espessura e materiais dos elementos são suprimidos e os vãos representados são de comprimentos efetivos.

Figura 14 - Idealização estrutural



Fonte: Fórum Engenharia Civil (2017)

2.5.2 Modelo computacional

Conforme Martha (2017) a análise de estruturas pode ser vista atualmente como uma simulação computacional do comportamento de estruturas. A incorporação de recursos computacionais na criação do modelo estrutural tem possibilitado aos engenheiros estruturais aumentar sua produtividade, completando projetos em menos tempo, trabalhando em múltiplos projetos simultaneamente e reduzindo seu desgaste.

Contribuindo para o contexto mencionado, Kimura (2018) destaca a principal vantagem da utilização de *software* na elaboração de projetos estruturais, que é a capacidade de realizar múltiplas simulações do mesmo projeto. Isso resulta em estruturas mais refinadas e otimizadas, promovendo produtividade, qualidade e segurança no projeto.

Portanto, os *softwares* disponíveis no mercado se tornaram um componente essencial nos escritórios de cálculo estrutural. No entanto, é fundamental reconhecer que essas ferramentas são auxiliares, e a responsabilidade pelo projeto estrutural recai sobre o engenheiro que opera o *software* (Kimura, 2018).

2.6 SOFTWARE CAD/TQS

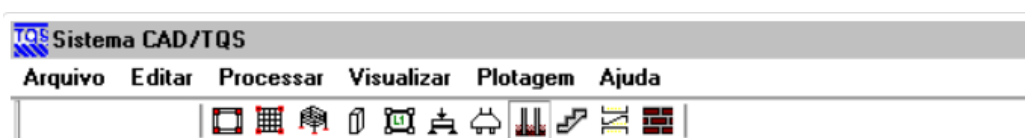
O TQS é um *software* para projeto estrutural de edifícios de concreto armado. É composto por um conjunto de sistemas que, de forma totalmente integrada e automatizada, fornecem os recursos necessários para o projeto estrutural, análise estrutural, projeto e

detalhamento de armaduras, geração de desenhos até a geração de plantas. O TQS torna o processo altamente produtivo e tem impacto direto na qualidade dos projetos. Permite o total atendimento aos requisitos das Normas técnicas da ABNT e a compatibilização do modelo estrutural dentro de um processo BIM (TQS, 2024).

O *software* CAD/TQS é um sistema computacional considerado integrado e completo pois abrange todas as etapas de um projeto estrutural: concepção, análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras e emissão de plantas finais. Estas etapas estão divididas em subsistemas gerenciados dentro do software e apresentados seguindo a ordem de execução da Figura 17, nomeiam-se, da direita para a esquerda, da seguinte maneira:

- a) CAD/Formas, entrada de dados (Modelador Estrutural), geração de plantas de formas;
- b) grelha-TQS, geração, cálculo e análise dos pavimentos por grelha;
- c) pórtico-TQS, geração, cálculo e análise do edifício por pórtico espacial;
- d) CAD/Pilar, dimensionamento e detalhamento de pilares e pilares-parede;
- e) CAD/Lajes, dimensionamento e detalhamento de lajes;
- f) CAD/Vigas, dimensionamento e detalhamento de vigas;
- g) CAD/Fundações, dimensionamento e detalhamento de fundações;
- h) sistema de iteração solo-estrutura;
- i) escadas-TQS, dimensionamento e detalhamento de escadas;
- j) TQS AGC DP, desenho genérico de concreto armado e desenho paramétrico;
- k) alvest, projeto de alvenaria estrutural e de vedação (TQS, 2024).

Figura 15 - Subsistemas CAD/TQS



Fonte: CAD/TQS (2018)

Para começar um novo projeto, é necessário gerar um novo edifício por meio de um comando designado. Nessa fase, é crucial fornecer informações relativas ao projeto, tais como detalhes de identificação, tipo de estrutura, modelo estrutural, particularidades dos pavimentos, cargas e escolha dos critérios, dentre as alternativas disponíveis no software (TQS, 2024).

Dentro das opções de modelos estruturais disponíveis no CAD/TQS, dois se destacam por sua capacidade de aproximação à realidade: o modelo IV (grelha mais pórtico espacial de vigas e pilares) e o modelo VI (pórtico espacial unificado de pilares, vigas e lajes). A principal diferença entre esses modelos está na abordagem da análise das lajes dos pavimentos, e cabe ao projetista a responsabilidade de avaliar e escolher aquele que considere mais adequado para o caso específico em análise (TQS, 2024).

2.6.1 Modelo de grelhas mais pórtico (IV)

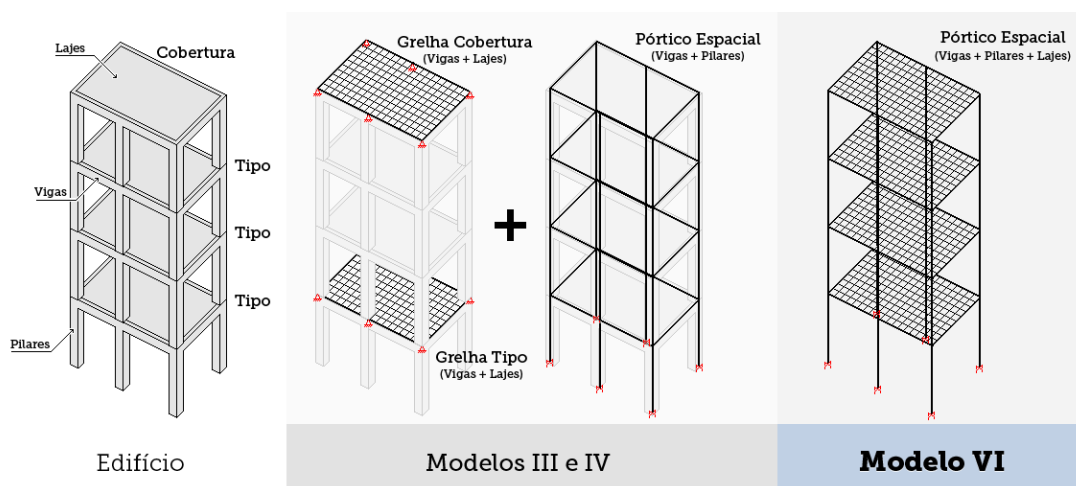
Dentro das alternativas oferecidas na guia "Modelo" no Editor de dados do edifício no CAD/TQS, o modelo IV é designado como um modelo de vigas e pilares, flexibilizado de acordo com critérios específicos. Nesse modelo, um pórtico espacial é empregado para a integração das vigas e pilares, trabalhando em conjunto com os modelos de pavimento para incorporação da laje. O pórtico é representado por meio de barras que simulam vigas e pilares, com a transferência de cargas provenientes da laje, que é considerada um diafragma rígido. A laje é vista como um componente de extrema rigidez, que assegura a compatibilidade dos deslocamentos em todos os nós do pavimento. No CAD/TQS, esse efeito é simulado ao aumentar a rigidez lateral das vigas (Moncayo, 2011).

Os impactos gerados pelas cargas verticais e horizontais sobre as vigas e pilares são analisados por meio do pórtico espacial. No que diz respeito às lajes, os efeitos verticais são calculados conforme o modelo adotado para o pavimento. Quando o pavimento segue um padrão de grelha, ocorre uma interação entre o pórtico espacial e a grelha, que transmite os esforços da laje como cargas concentradas. Nos casos dos demais modelos de pavimento, o pórtico recebe as cargas da laje por meio de parcelas de carga (Covas, 2010).

2.6.2 Modelo de pórtico unificado (VI)

O modelo VI, intitulado como "modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado de acordo com critérios", opera por meio da análise conjunta de pilares, vigas e lajes em um único modelo de pórtico espacial. Conforme informações disponíveis na página do CAD/TQS (TQS, 2024), nessa abordagem, as grelhas dos pavimentos não são tratadas de forma separada, uma vez que a malha de barras que representa as lajes está incorporada ao modelo espacial e discretizada automaticamente pelo *software*, obedecendo a critérios predefinidos. Consequentemente, as deformações resultantes de ações aplicadas ao pórtico ocorrem de maneira compatível entre os elementos, distribuindo as solicitações de acordo com o equilíbrio espacial desses elementos. A Figura 18 ilustra a comparação entre os modelos.

Figura 16 - Modelo IV e modelo VI



Fonte: TQS (2024)

Uma vantagem evidenciada em relação ao modelo IV é a sua maior consistência, uma vez que as deformações e o equilíbrio das forças mantêm compatibilidade entre todos os elementos da estrutura. Não é mais necessária a transferência de cargas entre os modelos dos pavimentos para o modelo global, e as vigas não estão duplicadas em dois modelos separados (grelha e pórtico) (TQS, 2024).

Cada modelo possui seis graus de liberdade por nó, permitindo a obtenção de translações e rotações, bem como os esforços solicitantes nos elementos, tais como força normal, força cortante, momento torsor e momento fletor. Dessa forma, as lajes também estão sujeitas a esforços normais, além dos efeitos de flexão e cisalhamento, possibilitando uma

simulação mais precisa de ações como retração, variações de temperatura e protensão, com melhores condições de contorno (TQS, 2024).

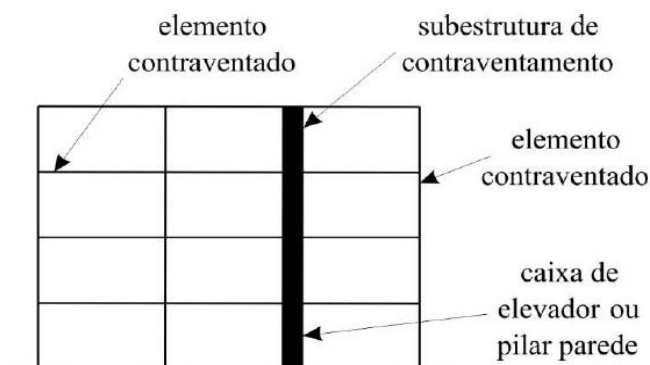
As combinações de carga conforme especificadas na NBR 6118 (ABNT, 2024) são aplicadas de maneira consistente em todo o edifício, com a única distinção ocorrendo na análise dos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). No processamento do pórtico no estado limite último (ELU), são considerados aspectos relacionados à estabilidade global, e as solicitações resultantes são utilizadas para o dimensionamento de vigas, pilares e lajes. Por outro lado, no pórtico no estado limite de serviço (ELS), são avaliados deslocamentos laterais, vibrações induzidas pelo vento, flechas e vibrações nos pavimentos, o que representa uma modificação em relação ao modelo de grelha mais pórtico. Para levar em consideração os efeitos da não-linearidade física, coeficientes redutores de rigidez são aplicados no modelo ELU.

No que diz respeito aos efeitos de segunda ordem e à subsequente avaliação da estabilidade global da estrutura, as diferenças mais notáveis entre os resultados obtidos com ambos os modelos se manifestarão em edifícios nos quais as lajes desempenham um papel significativo na rigidez global. Isso difere das estruturas convencionais, que são sustentadas por pórticos compostos por pilares e vigas ou possuem núcleos rígidos. As discrepâncias se tornam mais evidentes quando a rigidez das lajes em relação às vigas da estrutura é significativamente alta (TQS, 2024).

2.7 CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS

De acordo com a NBR 6118 (2024), as subestruturas de contraventamento são aquelas que, devido à sua elevada rigidez frente a ações horizontais, suportam a maior parte dos esforços resultantes dessas forças. Já os elementos que não fazem parte dessa subestrutura são chamados de elementos contraventados. A Figura 17 apresenta os diversos elementos que compõem as subestruturas de contraventamento.

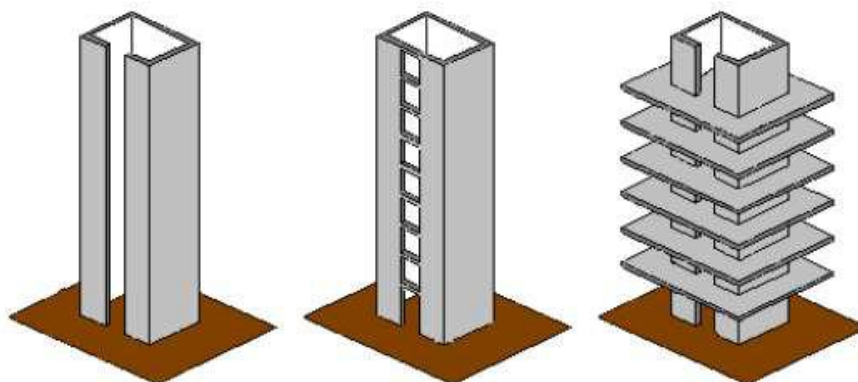
Figura 17 - Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados



Fonte: Marino (2006)

Um dos sistemas de contraventamento mais utilizados são os núcleos rígidos que se caracterizam pela associação tridimensional de paredes estruturais retas ou curvas, formando seções transversais abertas ou fechadas, conforme ilustrado na Figura 18. Arquitetonicamente, são geralmente utilizados para acomodar caixas de elevadores e escadas, sendo posicionados na área central do edifício. As dimensões dos núcleos costumam ser maiores do que as dos demais elementos do sistema de contraventamento, sendo sua rigidez à flexão fundamental para garantir a estabilidade global da estrutura. Além disso, os núcleos têm a capacidade de suportar, de forma isolada, todos os tipos de ações atuantes no edifício, tornando-se, assim, uma solução eficiente para o contraventamento estrutural (Pereira, 2000).

Figura 18 - Representação de núcleo rígido



Fonte: Pereira (2000)

Esses elementos possuem alta resistência à deformação, sendo que as lajes desempenham um papel essencial nesse comportamento devido a sua elevada rigidez, atuando como diafragmas rígidos. Geralmente, os núcleos são considerados engastados na base, permitindo a absorção de todos os esforços resultantes (Pereira, 2000).

Devido à complexidade de sua execução, algumas empresas de construção civil, em conjunto com o projetista estrutural, optam por não utilizar núcleos rígidos em suas concepções estruturais, buscando alternativas para o contraventamento e a garantia da estabilidade global da estrutura (Moncayo, 2011).

3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta os métodos que foram utilizados no desenvolvimento do trabalho, fundamentados nos conhecimentos teóricos. A metodologia é fundamental, pois oferece a base teórica e prática para a coleta, análise e interpretação dos dados necessários à resposta das questões de pesquisa.

3.1 MÉTODO E MODO DE PESQUISA

O presente estudo adotou o método de pesquisa dedutivo, que se baseia em premissas gerais consideradas verdadeiras e inquestionáveis para chegar a uma conclusão específica por meio de um raciocínio lógico. Essa abordagem, por sua natureza lógica, é amplamente utilizada em áreas como matemática e física, onde os princípios aplicados possuem o caráter de leis (Gil, 2008).

O modo de pesquisa se caracteriza como quali-quantitativa, combinando abordagens qualitativas e quantitativas em um mesmo estudo, tendo em vista que ambas possuem pontos fortes e limitações que podem ser complementados. A abordagem qualitativa foca na análise e interpretação detalhada dos fenômenos estudados, considerando os contextos, conceitos e relações envolvidas. Geralmente é aplicada em casos não representativos, quando a amostra não é significativa, proporcionando uma compreensão inicial do problema (Malhotra, 2006).

Por outro lado, a abordagem quantitativa parte de variáveis previamente determinadas e busca verificar e explicar sua influência sobre outras variáveis. Nesse tipo de estudo, há uma ênfase na generalização dos resultados, e o pesquisador mantém uma postura neutra em relação ao objeto de análise (Appolinário, 2012).

Para alcançar os objetivos propostos, foi adotado o método descritivo, que se concentra em estabelecer relações entre as variáveis investigadas, utilizando técnicas padronizadas de coleta de dados (Gil, 2002). Marconi e Lakatos (2018) definem a pesquisa descritiva como um tipo de investigação empírica que tem como principal objetivo delinear ou analisar características de fatos ou fenômenos. Este estudo, em particular, faz uso de técnicas quantitativas, coletando dados de forma sistemática sobre populações, programas ou amostras específicas de populações e programas.

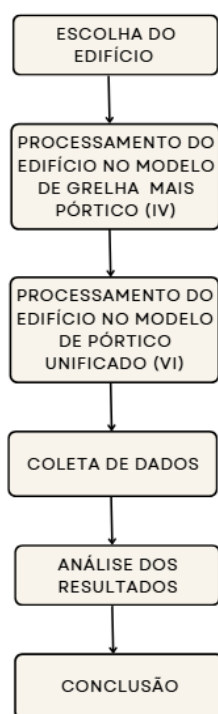
3.2 PROCEDIMENTOS TÉCNICOS UTILIZADOS NA PESQUISA

O método adotado para o desenvolvimento deste trabalho foi o estudo de caso. Segundo Ventura (2007), esse método é especialmente adequado para pesquisadores individuais, pois permite uma análise aprofundada de um aspecto específico de um problema em um período de tempo limitado. Gil (2008) complementa ao destacar que esse tipo de pesquisa se caracteriza pelo estudo detalhado de um número reduzido de objetos, possibilitando uma compreensão ampla e minuciosa dos mesmos.

Para estruturar e embasar o estudo de caso, foi realizada uma abordagem bibliográfica, descrita no texto. Essa abordagem, além de incluir uma revisão de literatura, pode envolver uma série de ações voltadas para encontrar soluções para a questão investigada (Lima; Miotto, 2007). As fontes de informação utilizadas nessa etapa seguem as orientações de Silva e Almeida (2009), sendo consideradas fontes secundárias, ou seja, documentos amplamente reconhecidos no meio científico.

As etapas para o desenvolvimento deste trabalho estão organizadas de forma sistemática no fluxograma a seguir (Figura 19).

Figura 19 - Fluxograma das etapas



Fonte: Autor (2025)

Para a realização deste estudo, escolheu-se o software CAD/TQS devido à sua ampla difusão, aceitação no mercado e constante atualização para o desenvolvimento de projetos estruturais. Utilizou-se a versão 23.11 do software para a execução deste trabalho.

A primeira fase envolve a escolha do edifício, que deve apresentar geometria e demandas que melhor representem a questão em estudo. Em seguida, será realizado o processamento global da estrutura utilizando o software mencionado através do modelo de grelhas mais pórtico (IV). Nesta etapa, é feita uma coleta inicial de dados, incluindo informações relevantes como deslocamentos e deformações horizontais e verticais do pórtico, γ_z , consumo de aço e de concreto.

Na sequência, executa-se o processamento do edifício no modelo de pórtico unificado (VI), sendo inclusas as mesmas informações utilizadas no modelo mencionado anteriormente. Com os dados obtidos, é feita a análise dos resultados, apresentados em formato de tabelas, e a formulação das conclusões finais, encerrando este trabalho.

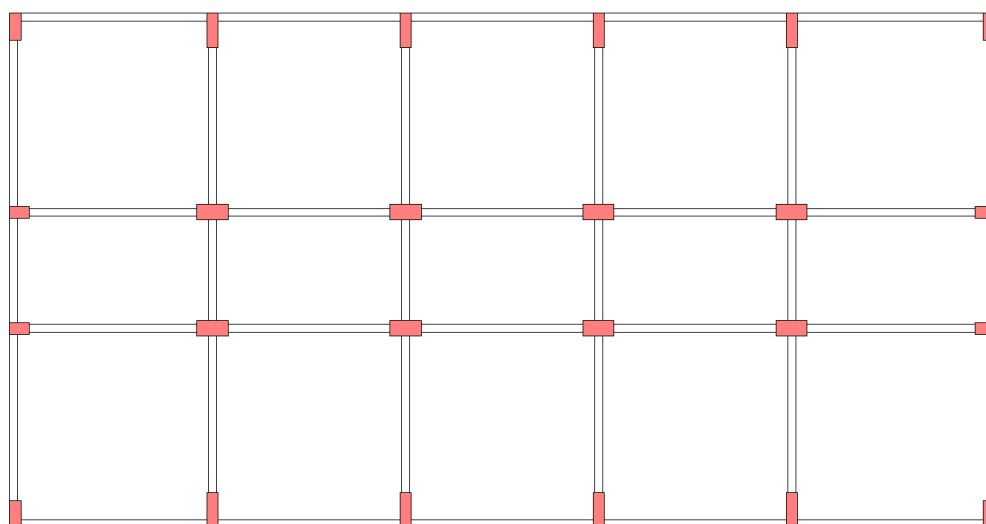
3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO

O modelo de projeto foi trabalhado e desenvolvido como sendo na cidade de Garibaldi, situada na Serra Gaúcha no estado do Rio Grande do Sul. Conforme citado anteriormente, o edifício possui vinte pavimentos, sendo que cada pavimento conta com um pé-direito de 2,8 metros, totalizando 56 metros de altura, além de mais 1 metro do pavimento térreo a fundação.

O desenvolvimento dos modelos teve início com a definição de uma planta baixa padrão. Para facilitar a comparação dos resultados entre as diferentes categorias de edifícios simulados, foi adotado um único layout desenvolvido pelo autor exclusivamente para o estudo em questão.

O pavimento possui um formato retangular, com aproximadamente 340m² de área, medindo 25,5mx13,3m, no sistema convencional de pilares, vigas e lajes maciças. A Figura 20 ilustra a planta baixa adotada.

Figura 20 - Planta baixa adotada



Fonte: Autor (2025)

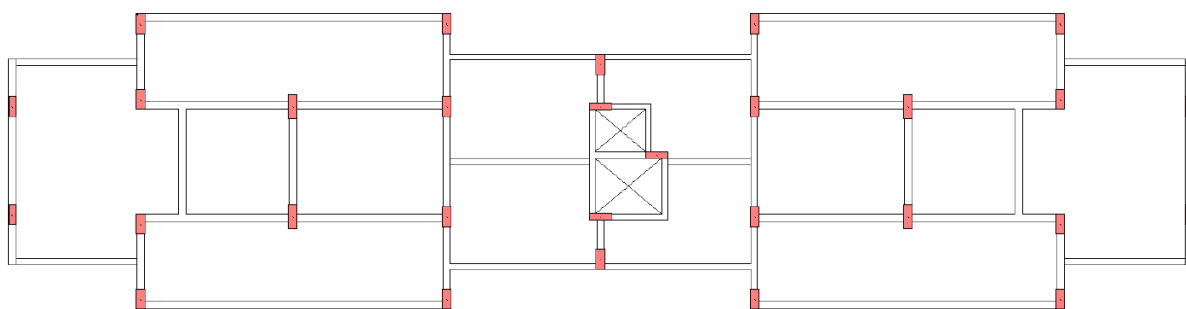
Para dimensionar geometricamente obtendo melhor assertividade, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos através de planilhas em Excel. O pavimento exemplificado possui vigas de 20x55cm, pilares de 30x50cm, 30x70cm, 30x90cm e 40x90cm e para as lajes, foram consideradas lajes lisas com 12cm de espessura.

Como procedimento padrão na modelagem dos exemplos, adota-se o processamento inicial do Modelo IV, em seguida, o modelo é duplicado e processado com o Modelo VI.

Após o processamento, obteve-se ambos modelos como de nós móveis. Para efeito comparativo, ambos modelos foram duplicados e enrijecidos para obtenção de estruturas de nós fixos. Estes, apresentaram lajes de 12cm, vigas de 20x60cm e pilares de 40x50cm, 40x70cm e 40x90cm seguindo a mesma planta baixa dos modelos anteriores.

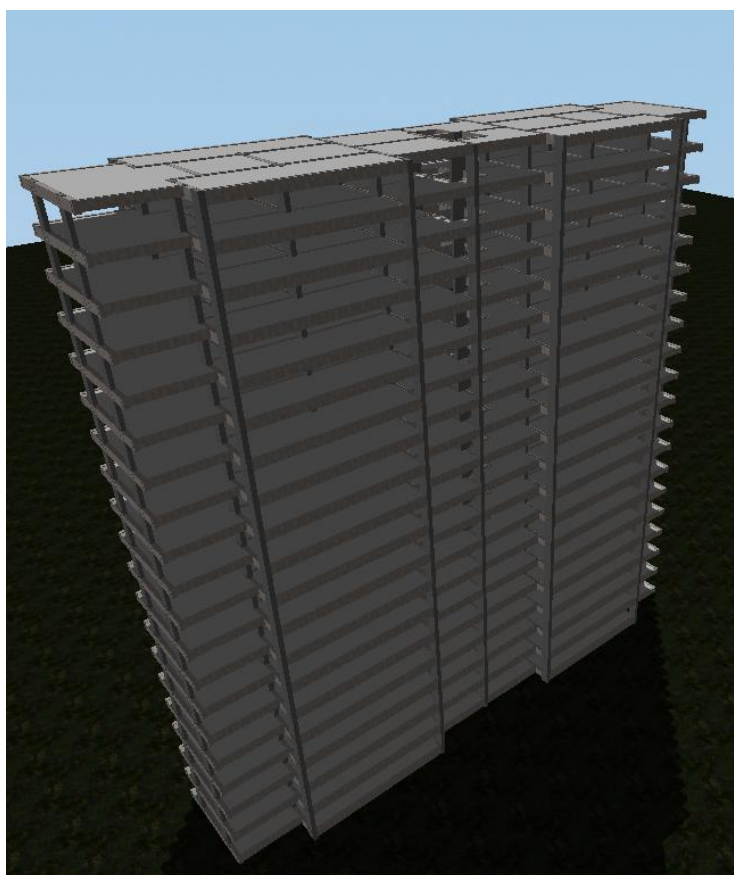
Em seguida, a fim de obter resultados mais visíveis da influência das lajes em cada um dos modelos, realizou-se a alteração da planta baixa, conforme Figura 21, para processamento paralelo da nova estrutura através dos modelos IV e VI, resultando em estruturas de nós móveis. Estes, por sua vez, tiveram alteração em todos os elementos, além de ajustes de posições e vãos, resultando em uma área de 623m². Os pilares ficaram com dimensões de 30x90cm, 40x90cm e 40x110cm, as vigas de 25x60cm, 25x70cm, 30x60cm, 30x70cm, 35x70cm e 35x75cm e as lajes, inicialmente, com 15cm de espessura. Após processamento, verificou-se o melhor desempenho na maioria das lajes do pavimento tipo do modelo VI com 14cm de espessura. A fim de uma melhor visualização do exemplo, a Figura 22 ilustra o modelo 3D da nova estrutura.

Figura 21 - Nova planta baixa adotada



Fonte: Autor (2025)

Figura 22 - Imagem 3D da estrutura



Fonte: Autor (2025)

Os edifícios processados se distinguem através do modelo estrutural na qual foram processados e de acordo com o parâmetro resultante, nós móveis ou nós fixos, e os últimos dois modelos, pela nova planta baixa. Sendo assim, são identificados conforme ilustrado na Tabela 1 abaixo.

Tabela 1 - Identificação dos edifícios

Fase de processamento	Identificação do exemplo	Parâmetro	Modelo estrutural do TQS
1º	01-IV-Nós móveis	Nós móveis	IV
	01-VI-Nós móveis	Nós móveis	VI
2º	02-IV-Nós fixos	Nós fixos	IV
	02-VI-Nós fixos	Nós fixos	VI
3º	03-IV-Novo	Nós móveis	IV
	03-VI-Novo	Nós móveis	VI

Fonte: Autor (2025)

Embora o detalhamento das armaduras não seja o foco deste estudo, os modelos são processados utilizando a função de esforços e armaduras do CAD/TQS. Isso permite verificar o dimensionamento de todos os elementos, garantindo a coerência dos edifícios e corrigindo eventuais erros críticos, identificados durante o processamento. Avisos leves e médios relacionados ao detalhamento das armaduras em cada modelo serão desconsiderados no decorrer das simulações.

O dimensionamento da fundação não é realizado em nenhum dos modelos. Além disso, elementos inclinados, como escadas, não serão incluídos, uma vez que não possuem relevância significativa para a análise global.

3.3.1 Critérios adotados

Para as análises realizadas neste estudo, foi considerado para todos os modelos concreto com f_{ck} de 35MPa, peso específico do concreto armado de 25kN/m³ e classe de agressividade II, considerada moderada para regiões urbanas, conforme a cidade que está localizado.

Referente aos carregamentos, o *software* calcula de forma automática os pesos próprios dos elementos estruturais, de acordo com as dimensões definidas no modelador estrutural para pilares, vigas e lajes.

Entre as opções oferecidas pelo *software* para o cálculo das cargas de alvenaria, neste trabalho foi escolhida a alternativa que consiste em selecionar o tipo de bloco de vedação durante o lançamento das vigas no modelador estrutural. Nesse processo, é necessário indicar a altura da parede (desconsiderando a altura da viga), desta forma, o sistema distribui linearmente ao longo das vigas o carregamento correspondente, já incluindo o revestimento.

Foram utilizados, nos dois exemplos, blocos de vedação em concreto. O bloco de 19 cm de largura ($3,2\text{kN/m}^2 \times \text{altura da parede}$) foi aplicado para as paredes sobre vigas externas, enquanto o bloco de 14 cm de largura ($2,6\text{kN/m}^2 \times \text{altura da parede}$) foi usado para as paredes internas.

De maneira similar, para definir a sobrecarga atuante nos pisos, é possível selecionar, ao inserir as lajes, o tipo de uso em que cada área será destinada. Nos exemplos analisados, é utilizada a carga distribuída por área para uso comercial, correspondendo a 2kN/m^2 e 3kN/m^2 para carga permanente e accidental, respectivamente.

O carregamento devido ao vento foi calculado conforme a NBR 6123 (2023), adotou-se categoria de rugosidade IV, a velocidade básica do vento de 45m/s de acordo com a região na qual o edifício foi projetado, classe da edificação C, com dimensão horizontal ou vertical maior de 50m , e fator S_1 e $S_3 = 1,0$. Com essas informações, o *software* gera as cargas de vento atuantes em cada pavimento. O coeficiente de arrasto (CA) é calculado pelo próprio *software*, resultando em valores de 1,39 para os ângulos 90° e 270° e 1,06 para os ângulos 0° e 180° .

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados obtidos por meio do processamento dos modelos no *software* CAD/TQS, seguido da respectiva análise. Inicialmente, serão discutidos os parâmetros de estabilidade global, os quais devem ser verificados na etapa preliminar de concepção estrutural, dada sua influência direta sobre os índices de armadura que foram explorados posteriormente. Na sequência, analisou-se os deslocamentos horizontais e as flechas nos pavimentos de cada um dos modelos. Por fim, foi realizada uma avaliação do quantitativo e taxas de materiais gerados.

4.1 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL

Após o processamento completo de cada modelo no *software* CAD/TQS, foram obtidos os parâmetros relativos à estabilidade global da estrutura por meio de relatórios específicos gerados pelo programa. Para a análise, foram considerados o coeficiente γ_z , que permite classificar o grau de deslocabilidade da estrutura, o FAVt fator de amplificação de esforços horizontais, exclusivo do sistema CAD/TQS, ele é calculado para cada combinação de Estado Limite Último (ELU) definida no edifício. Ele utiliza a mesma formulação do coeficiente γ_z , porém pode considerar também os deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais, e o parâmetro Alfa é utilizado para avaliar a estabilidade global de estruturas reticuladas simétricas. Ele considera a altura total da edificação, as cargas verticais atuantes e a rigidez dos elementos estruturais.

De modo geral, os valores desses coeficientes foram inferiores no Modelo VI quando comparados ao Modelo IV, os resultados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Resultados de cada parâmetro avaliado

Coeficiente	01-IV-Nós móveis	02-IV-Nós fixos	03-IV- Novo	01-VI-Nós móveis	02-VI-Nós fixos	03-VI- Novo
GamaZ (γ_z)	1,107	1,084	1,161	1,103	1,081	1,15
FAVt	1,107	1,084	1,17	1,103	1,081	1,153

Fonte: Autor (2025)

Verificando os modelos de acordo com suas semelhanças estruturais, o modelo 01-IV e 01-VI ambos de nós móveis, os primeiros modelos lançados e processados, resultaram em valores próximos entre eles. Os coeficientes γ_{mZ} e γ_{mVt} apresentaram aumento de 0,36% no modelo VI.

Para os modelos de nós fixos, também houve aumento dos coeficientes γ_{mZ} e γ_{mVt} para o exemplo processado pelo modelo VI, 02-VI, sendo que estes ficaram 0,27% maiores que os coeficientes da estrutura 02-IV.

Os exemplos 03-IV e 03-VI, por apresentarem uma estrutura mais robusta por conta da nova planta baixa, resultaram em valores maiores, para todos os coeficientes e, da mesma forma que os demais, o pórtico processado pelo modelo VI apresentou valores inferiores. No modelo 03-IV-Novo, o coeficiente γ_{mZ} apresentou valor ampliado em 0,95% comparando-o com o modelo 03-VI-Novo, o γ_{mVt} aumentou em 1,45%.

Observa-se que os modelos baseados no processamento VI apresentaram valores ligeiramente inferiores em ambos os coeficientes, o que indica maior estabilidade estrutural em comparação com os exemplos processados com o modelo IV. As configurações que utilizaram o novo layout de planta baixa apresentaram os maiores valores de γ_z e γ_{mVt} em virtude da esbeltez do modelo, ultrapassando o limite de 1,10, sugerindo maior sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (nós móveis). Dessa forma, conclui-se que o modelo VI proporciona melhor desempenho estrutural frente aos efeitos de segunda ordem.

4.2 CARGA VERTICAL MÉDIA NO EDIFÍCIO

A carga vertical em edificações, após o processamento no TQS, representa uma estimativa da carga vertical atuante em uma subestrutura, levando em conta os carregamentos permanentes e acidentais transferidos pelos elementos da estrutura.

As cargas resultantes para os modelos utilizados neste trabalho, estão expostos na Tabela 3.

Tabela 3 - Carga vertical média

Carga (kN/m²)	01-IV-Nós Móveis	02-IV-Nós Fixos	03-IV- Novo	01-VI-Nós Móveis	02-VI- Nós Fixos	03-VI- Novo
	13,06	13,44	13,9	13,06	13,44	13,76

Fonte: Autor (2025)

A carga vertical média se manteve relativamente constante entre os modelos, variando entre 13,06 e 13,90 kN/m², com as maiores diferenças observadas no modelo 03. Os valores das cargas são idênticos entre os modelos 01, e também entre os modelos 02. Isso se dá ao fato que estes pórticos foram lançados e processados com elementos de mesmas dimensões e características. Já nos modelos 03, houve uma significativa alteração na planta baixa, além da modificação nas dimensões dos elementos. Por este motivo apresentam cargas moderadamente superiores aos modelos analisados anteriormente. Entre os modelos 03, é possível visualizar um acréscimo de carga no exemplo processado através do modelo IV, em virtude do aumento na espessura de algumas lajes do pavimento tipo.

A verificação das cargas verticais demonstra uma coerência no lançamento e distribuição das cargas entre os modelos e permite verificar que as modificações estruturais realizadas não geraram variações bruscas na carga vertical global.

4.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS

Os deslocamentos horizontais máximos são medidas do quanto a estrutura se move lateralmente durante seu uso. Esses deslocamentos podem ser subdivididos em duas categorias, deslocamento horizontal absoluto, definido como o quanto que o topo da estrutura se move em relação à base, devido a cargas laterais, como por exemplo o vento e, deslocamento horizontal relativo, que é definido pelo deslocamento entre dois pavimentos consecutivos. Ambos os valores são utilizados para avaliar o desempenho da estrutura em serviço (ELS).

A NBR 6118 (2023) estabelece limites para esses deslocamentos, que caso sejam ultrapassados, faz-se necessária a revisão da estrutura, como por exemplo aumentar a rigidez, incluir contraventamentos, ou até mesmo, ajustar a distribuição dos elementos. Esses limites são rígidos através de fórmulas, conforme comentado no item 2.4.4.6 deste trabalho.

Após realizado o processamento, o *software* apresentou os valores de deslocamentos máximos para cada modelo, resultando nos valores apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Deslocamentos máximos horizontais

Deslocamentos máximos (cm)	01-IV- Nós móveis	02-IV- Nós fixos	03-IV- Novo	01-VI- Nós móveis	02-VI- Nós fixos	03- VI- Novo	Limite
Topo do edifício	1,73	1,35	1,56	1,68	1,31	1,49	3,19
Entre pisos	0,13	0,1	0,09	0,12	0,1	0,09	0,33

Fonte: Autor (2025)

Ao comparar os resultados dos modelos 02 em relação aos modelos 01, observa-se uma redução significativa nos valores analisados, indicando um comportamento estrutural mais eficiente nas novas versões.

Para os exemplos processados através do modelo IV, a versão 02-IV apresentou uma diminuição de aproximadamente 21,97% em relação ao modelo 01-IV, enquanto para os que foram processados pelo modelo VI, a versão 02-VI registrou uma redução de 22,02% em comparação ao modelo 01-VI. Esses resultados evidenciam que as alterações de enrijecimento realizadas no modelo 02 contribuiu para uma redução expressiva nos valores analisados, visto que se desta forma, se torna uma estrutura mais robusta e, conseqüentemente, de nós fixos.

A análise comparativa dos modelos 02 em relação aos modelos 01 evidencia reduções significativas nos deslocamentos, indicando melhorias no desempenho estrutural, especialmente quanto à rigidez global do sistema.

Nos deslocamentos observados no topo do edifício, o modelo 02-IV apresentou uma redução de aproximadamente 21,96% em relação ao modelo 01-IV. De modo similar, o modelo 02-VI apresentou diminuição de 22,02% frente ao modelo 01-VI. Essas reduções apontam para a influência positiva da revisão do modelo estrutural, resultando em um comportamento mais rígido e controlado.

Com relação aos deslocamentos entre pisos, o modelo 02-IV apresentou uma queda de 23,08% quando comparado ao modelo 01-IV. Já o modelo 02-VI apresentou uma redução de 16,67% em relação ao modelo 01-VI. Esses dados reforçam que o enrijecimento dos modelos, resultando na fixação dos nós, contribuiu para um maior controle das deformações relativas entre pavimentos, o que é um fator essencial na avaliação de conforto e segurança estrutural.

De forma geral, os resultados indicam que os modelos 02, tanto para o modelo IV quanto para o VI, proporcionaram melhor desempenho estrutural quando comparados às versões anteriores. A introdução de nós fixos associada à revisão dos elementos estruturais

refletiu diretamente na redução dos deslocamentos máximos, destacando a eficácia da modelagem adotada.

Ao comparar exclusivamente os modelos 03-IV e 03-VI, ambos de nós móveis, verifica-se uma discreta redução no deslocamento máximo no topo do edifício, da ordem de 4,49% no modelo unificado em relação ao modelo de grelhas mais pórtico. Essa redução indica um leve ganho de rigidez global decorrente das alterações na modelagem do sistema estrutural.

Por outro lado, os deslocamentos relativos entre pisos permaneceram constantes em ambos os modelos, com valor de 0,09cm, indicando que, neste aspecto, as diferenças entre os modelos foram desprezíveis.

Essa análise pontual evidencia que a versão VI do modelo 03 proporcionou um comportamento estrutural ligeiramente mais rígido, ainda que as diferenças sejam modestas.

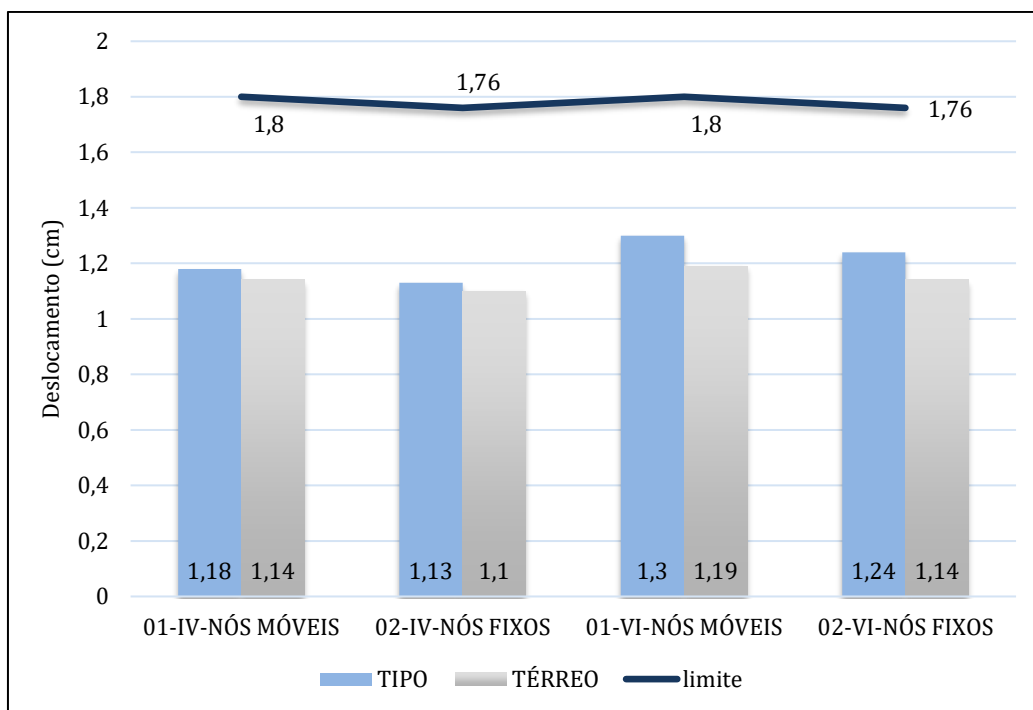
4.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS

Os deslocamentos verticais máximos também chamados de flechas são os maiores deslocamentos que ocorrem na direção vertical em uma estrutura quando ela está submetida a cargas. Eles representam o quanto um ponto específico da estrutura se deforma para baixo (ou, em raros casos, para cima) sob ação dessas cargas. A NBR 6118 (2023) estabelece limites para flechas em lajes variando conforme o tipo de laje e presença de acabamentos ou paredes. Por não haver cargas de alvenaria diretamente sobre as lajes, somente sobre vigas, considera-se como limite para os valores de deslocamento o parâmetro do vão dividido por 250 ($L/250$), conforme norma mencionada. Ultrapassar esses limites pode resultar em trincas e falhas nos elementos complementares.

O software TQS executa essa análise através das grelhas, de forma distinta entre os modelos IV e VI, conforme já mencionado em tópicos anteriores.

Após o processamento dos modelos exemplo 01 e 02, através de grelhas não-lineares, obteve-se os resultados apresentados na Figura 23, estando estes na unidade de cm.

Figura 23 - Deslocamentos verticais máximos dos modelos 01 e 02



Fonte: Autor (2025)

Nesta análise estão sendo considerados os valores máximos de flechas verticais nos pavimentos tipo e térreo, levando em consideração ambos modelos estruturais (modelo IV e modelo VI) e dois tipos de vinculações nos nós (móveis e fixos). Os valores obtidos foram confrontados com os limites admissíveis, sendo 1,80cm para nós móveis e 1,76cm para nós fixos.

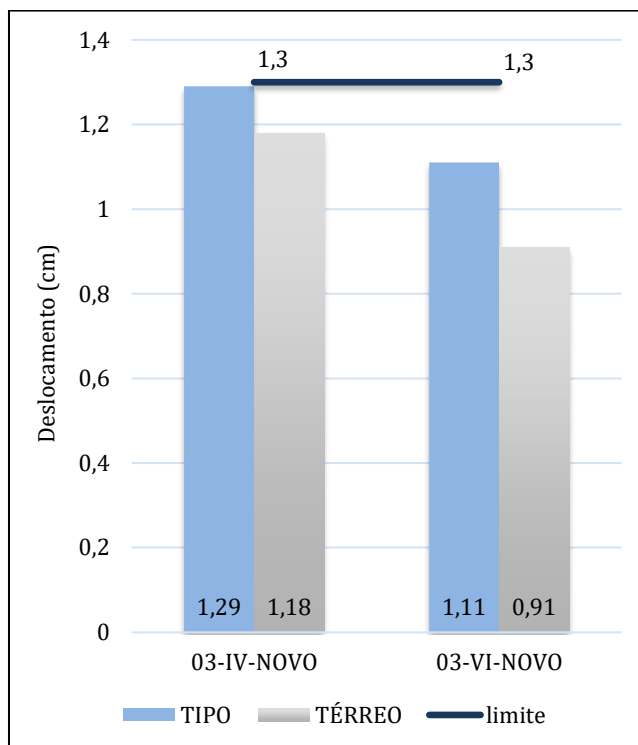
No Modelo IV, os deslocamentos verticais permaneceram abaixo dos limites estabelecidos, tanto para os nós móveis (1,18cm no pavimento tipo e 1,14cm no térreo) quanto para os nós fixos (1,13cm no pavimento tipo e 1,10cm no térreo). O mesmo comportamento foi verificado no Modelo VI, cujos deslocamentos também se mantiveram dentro dos limites normativos, ainda que ligeiramente superiores aos do Modelo IV. Para os nós móveis, as flechas máximas foram de 1,30cm no pavimento tipo e 1,19cm no térreo. Já para os nós fixos, os valores máximos registrados foram de 1,24cm e 1,14cm, respectivamente.

Dessa forma, verifica-se que os modelos atenderam aos critérios de desempenho quanto à deformabilidade vertical. Além disso, observa-se que o modelo IV apresentou menores flechas em todos os casos, indicando maior rigidez estrutural. Adicionalmente, as ligações com nós fixos resultaram em menores deslocamentos em comparação aos nós móveis,

comportamento coerente com a expectativa teórica de maior restrição às deformações nesse tipo de vinculação.

Para melhor entendimento do desempenho e influência das lajes em cada modelo, fez-se uma análise independente para os exemplos 03. Estes por sua vez, apresentaram os resultados indicados na Figura 24.

Figura 24 – Resultados exemplos 03



Fonte: Autor (2025)

A Figura 23 apresenta os resultados obtidos para os modelos 03-IV e 03-VI, ambos de nós móveis. Nos dois casos, os deslocamentos foram avaliados nos pavimentos tipo e térreo, sendo comparados ao limite máximo para cada caso.

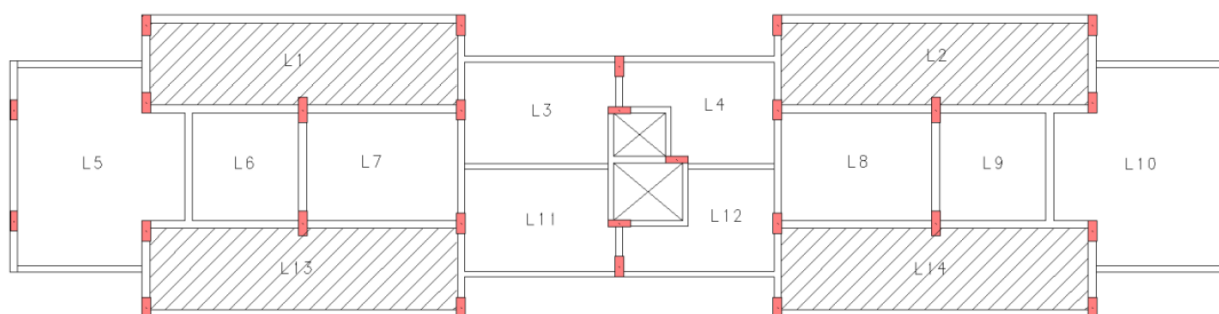
No modelo 03-IV, os valores de deslocamento foram de 1,29cm no pavimento tipo e 1,18cm no pavimento térreo. Tais valores se encontram dentro do limite admissível, embora bastante próximos do valor máximo permitido.

Já no modelo 03-VI, os deslocamentos verificados foram de 1,11cm no pavimento tipo e 0,91cm no pavimento térreo, apresentando desempenho significativamente mais conservador quando comparado ao modelo anterior, sendo um deslocamento de 13,95% menor no pavimento tipo e de 22,88% inferior no térreo. Esta redução nos deslocamentos pode ser

atribuída à maior rigidez global da estrutura resultante da configuração adotada para os nós móveis neste modelo.

A análise comparativa evidencia que ambos os modelos estão em conformidade com os critérios normativos de estabilidade, porém o modelo 03-VI apresenta desempenho estrutural superior em termos de rigidez lateral. Este fator pode ser decisivo na escolha da modelagem mais adequada em projetos onde há exigências mais restritivas quanto aos deslocamentos horizontais. Cabe salientar que no exemplo processado pelo modelo IV todas as lajes, tanto do pavimento térreo quanto do tipo, foram mantidas com altura de 15cm. Já para o modelo 03-VI algumas lajes do pavimento tipo passaram com dimensões menores, de 14cm, conforme indicadas com hachura na Figura 25. O pavimento térreo permaneceu com lajes de 15cm.

Figura 25 - Indicação das lajes com alturas diferentes



Fonte: Autor (2025)

Apesar desta diferença de espessuras nas lajes, ainda assim o modelo processado através do modelo unificado apresentou valores inferiores de deslocamentos, em todas as lajes dos pavimentos. Essas flechas resultantes estão expostas na Tabela 05.

Tabela 5 - Resultados totais dos deslocamentos nos modelos 03

(continua)

Lajes	03-IV-Novo				03-VI-Novo			
	Térreo (cm)	Limite (cm)	Tipo (cm)	Limite (cm)	Térreo (cm)	Limite (cm)	Tipo (cm)	Limite (cm)
L1	1,18	1,3	1,29	1,3	0,91	1,3	1,11	1,3
L2	1,18	1,3	1,28	1,3	0,91	1,3	1,11	1,3

							(conclusão)	
L3	1,18	1,58	1,23	1,58	0,86	1,58	1,03	1,58
L4	0,45	1,45	0,48	1,45	0,32	1,45	0,39	1,45
L5	1,78	2,44	2,06	2,44	1,3	2,44	1,9	2,44
L6	0,52	1,59	0,5	1,57	0,32	1,59	0,32	1,57
L7	0,75	1,9	0,72	1,9	0,46	1,9	0,52	1,9
L8	0,81	1,9	0,78	1,9	0,52	1,9	0,58	1,9
L9	0,49	1,59	0,47	1,57	0,28	1,59	0,3	1,57
L10	1,86	2,44	2,07	2,44	1,39	2,44	1,92	2,44
L11	1,18	1,58	1,24	1,58	0,87	1,58	1,04	1,58
L12	0,41	1,12	0,45	0,82	0,27	1,12	0,32	0,82
L13	1,18	1,3	1,29	1,3	0,91	1,3	1,11	1,3
L14	1,18	1,3	1,28	1,3	0,91	1,3	1,11	1,3

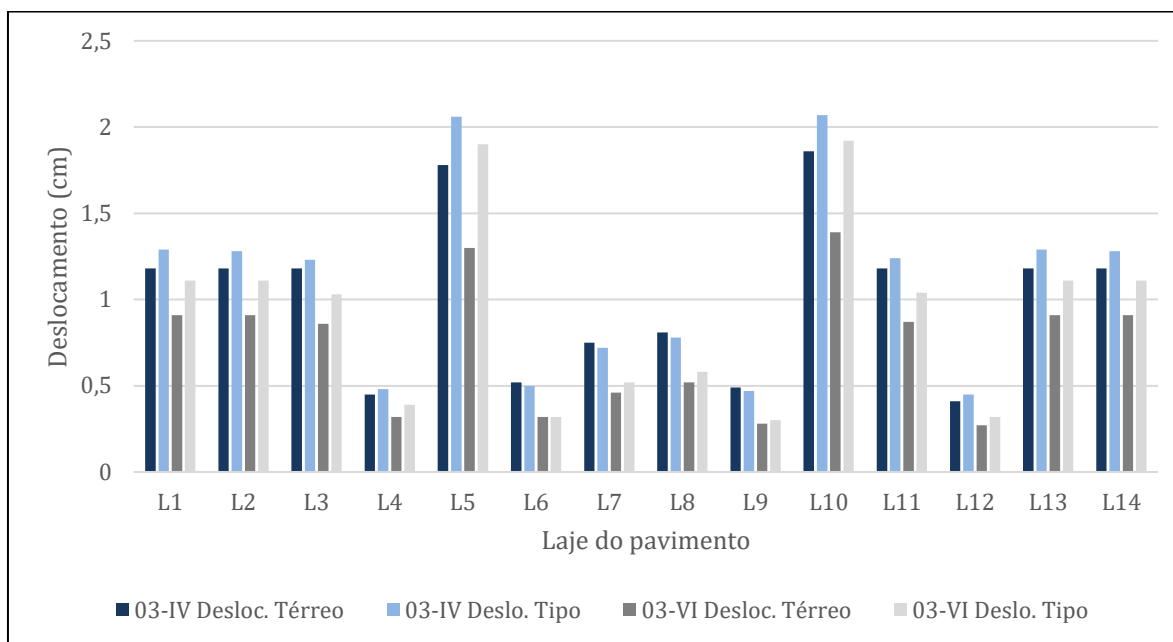
Fonte: Autor (2025)

Observa-se que todas as lajes de ambos os modelos apresentaram flechas dentro dos limites estabelecidos, validando a conformidade estrutural. No entanto, verifica-se que o modelo 03-VI-Novo apresentou valores sistematicamente menores de deslocamentos, indicando maior rigidez estrutural.

Lajes como L5, L8 e L10 destacam-se por apresentarem valores significativos nos dois modelos. No modelo 03-IV-Novo, a flecha máxima da laje L10 foi de 2,07 cm, valor reduzido para 1,92cm no modelo 03-VI-Novo, o que representa uma melhoria de aproximadamente 7,2%. A laje L8, por sua vez, apresentou redução de 0,78cm para 0,58cm, uma diferença de 25,6%, evidenciando a eficiência do novo modelo adotado.

Para um melhor entendimento dos valores, se comparados ambos modelos 03, foram expostos os resultados na Figura 26, onde é possível visualizar em forma de gráficos essas diferenças.

Figura 26 - Resultados totais dos modelos 03



Fonte: Autor (2025)

Esses resultados demonstram que, embora ambos os modelos atendam aos critérios normativos, o modelo 03-VI-Novo proporciona um desempenho estrutural mais eficaz quanto à limitação de deformações verticais, sendo tecnicamente mais adequado em projetos que exigem controle rigoroso de deslocamentos.

Os deslocamentos verticais nas vigas, apenas foram monitorados para que não apresentassem erros, não sendo analisados como resultados neste trabalho.

4.5 CONSUMOS DE MATERIAIS

Os consumos referem-se às quantidades absolutas dos principais materiais estruturais empregados no projeto, como o volume de concreto (m^3), massa de aço (kg) e área de fôrma (m^2). Esses índices são amplamente utilizados como parâmetros de desempenho, permitindo análises comparativas e controle de produtividade.

O TQS permite a geração automática de relatórios de consumos durante o processamento do modelo estrutural. A partir destes dados, é possível avaliar o desempenho estrutural, verificar a eficiência do projeto em termos de uso de materiais, controlar os custos e orçamento, possibilita a comparação entre diferentes alternativas estruturais, como concreto

armado versus protendido e também, é viável a análise da sustentabilidade ao monitorar o uso racional de materiais, contribuindo para a redução do impacto ambiental da construção.

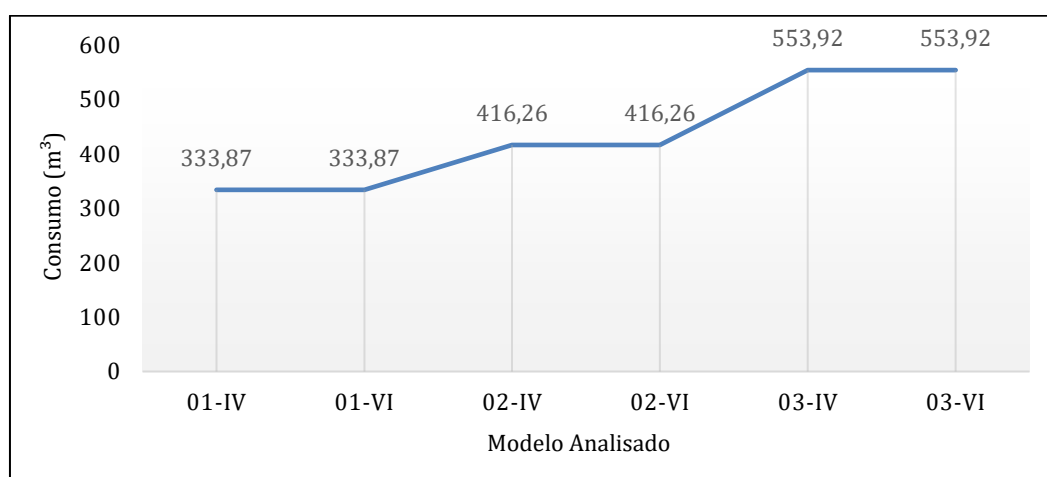
Para uma melhor comparação e entendimento dos dados, os resultados referentes aos consumos dos modelos serão abordados por elementos, conforme tópicos a seguir.

4.5.1 Pilares

Neste tópico serão apresentados os resultados de consumo dos pilares, para os seis modelos utilizados, 01-IV-Nós móveis, 01-VI-Nós móveis, 02-IV-Nós fixos, 02-VI-Nós fixos, 03-IV-Novo e 03-VI-Novo.

Na Figura 27, pode-se observar os valores referentes ao consumo de concreto (m^3) dos pilares.

Figura 27 - Consumo de concreto dos pilares

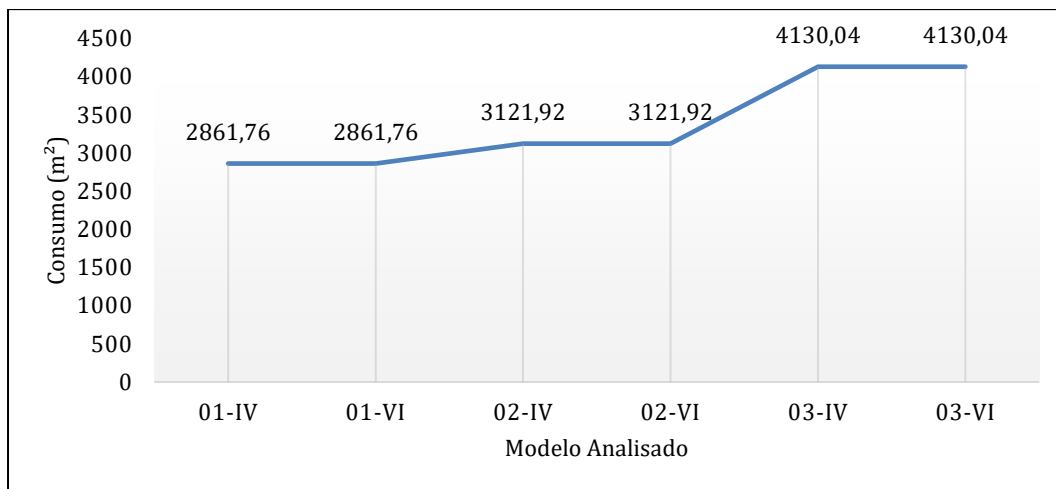


Fonte: Autor (2025)

Observa-se que, em todas as situações avaliadas, os volumes de concreto permaneceram inalterados entre os dois modelos estruturais, uma vez que estes possuem os mesmos elementos estruturais, evidenciando que a alteração do modelo de análise não impactou diretamente no quantitativo de concreto consumido para esses elementos. O consumo foi de $333,87m^3$ nos modelos 01-IV e 01-VI, aumentando para $416,26m^3$ nos modelos 02-IV e 02-VI, e atingindo o maior valor de $553,92m^3$ nos modelos 03-IV e 03-VI. Essa progressão está associada as dimensões dos elementos e alteração de *layout*.

Para o consumo de fôrmas para os pilares se manteve os mesmos valores para cada modelo distinto, conforme ilustra a Figura 28.

Figura 28 - Consumo de fôrmas dos pilares

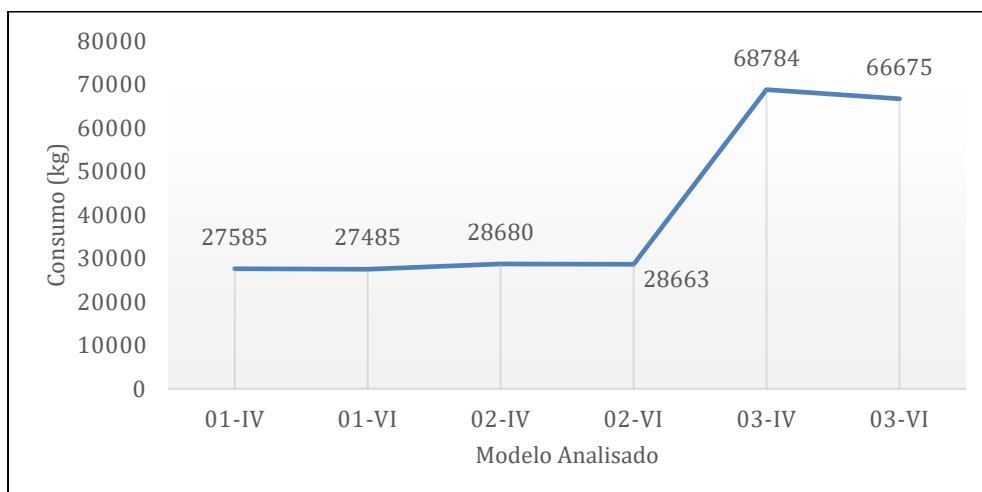


Fonte: Autor (2025)

Em todas as situações avaliadas, não houve variação no consumo entre os dois métodos de modelagem, conforme era previsto, visto que não houve alterações nas dimensões dos elementos. Os valores variaram conforme o porte da edificação, sendo de 2.861,76m² nos modelos 01-IV e 01-VI, 3.121,92m² nos modelos 02-IV e 02-VI, e 4.130,04m² nos modelos 03-IV e 03-VI. A elevação progressiva do consumo de fôrmas acompanha o aumento da quantidade de elementos estruturais verticais e de suas dimensões, o que resulta em maior área de contato entre os pilares e as fôrmas. Dessa forma, conclui-se que a variável determinante para o consumo de fôrmas foi o porte estrutural de cada modelo, e não o método de análise estrutural empregado.

Outro aspecto analisado foram os consumos de aço nos pilares para os modelos utilizados. Esses resultados estão expostos na Figura 29.

Figura 29 - Consumo de aço dos pilares



Fonte: Autor (2025)

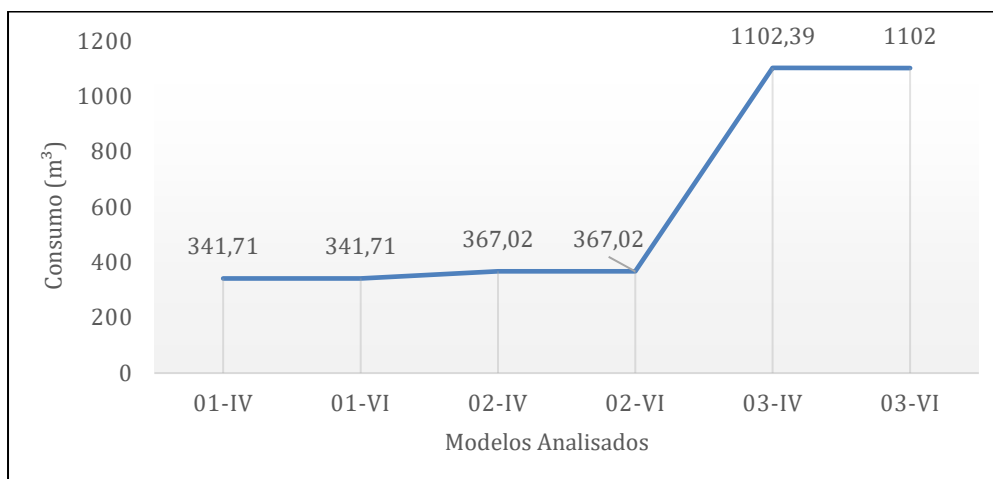
Nos modelos 01 e 02, os resultados obtidos por ambos os exemplos são praticamente equivalentes, com variações entorno de 100kg, o que indica que, para edificações de menor porte, a escolha do tipo de modelagem não exerce influência significativa sobre o dimensionamento das armaduras verticais. No entanto, no modelo 03, observa-se uma diferença mais expressiva: enquanto o modelo IV apresentou um consumo de 68783,92kg, o modelo VI indicou um valor inferior, de 66674,13kg. Essa redução de aproximadamente 2109,79kg revela uma maior eficiência no dimensionamento estrutural por meio da modelagem VI, especialmente em estruturas mais esbeltas. Tal comportamento sugere que, em edificações de maior complexidade, o modelo VI proporciona um melhor aproveitamento dos esforços solicitantes, resultando em otimizações no uso do aço nos pilares.

4.5.2 Vigas

Neste item, são analisados os parâmetros relacionados ao consumo de materiais das vigas estruturais nos modelos avaliados. As vigas, por constituírem elementos fundamentais na redistribuição de cargas e na ligação entre pilares e lajes, apresentam grande influência tanto na estabilidade global quanto no consumo total de insumos da edificação. Assim, avaliar os quantitativos de concreto, aço e fôrmas empregados na execução desses elementos possibilita compreender o impacto direto das escolhas projetuais e dos métodos de análise utilizados (modelos IV e VI) sobre a eficiência estrutural e econômica da obra.

A Figura 30 apresenta os consumos referentes ao consumo de concreto das vigas, para os respectivos modelos.

Figura 30 - Consumos de concreto das vigas

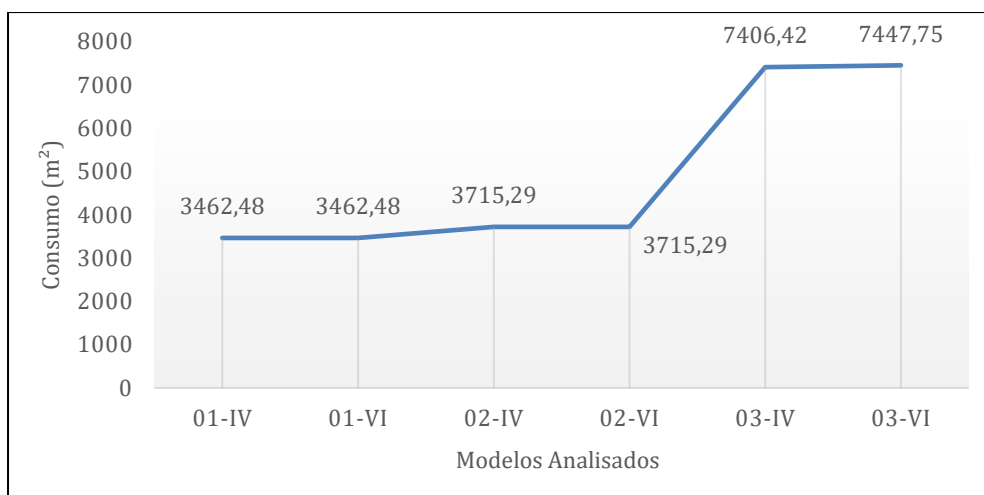


Fonte: Autor (2025)

Nos modelos 01 e 02, o consumo de concreto se manteve idêntico entre os dois exemplos, totalizando $341,71m^3$ e $367,02m^3$, respectivamente. No modelo 03, houve um leve aumento no volume de concreto consumido, alcançando $1102,39m^3$ no Modelo IV e $1102,00m^3$ no Modelo VI. A pequena diferença entre os métodos neste caso pode ser considerada desprezível, o que reforça a constatação de que o tipo de análise adotado não exerceu influência significativa sobre o quantitativo de concreto das vigas. A variação nos consumos observada entre os diferentes modelos estruturais está associada ao aumento no porte da edificação, extensão dos vãos ou incremento das solicitações estruturais, fatores que naturalmente demandam maior volume de concreto para os elementos de travamento horizontal.

Quanto ao consumo de fôrmas, os resultados estão apresentados na Figura 31.

Figura 31 - Consumo de fôrmas das vigas

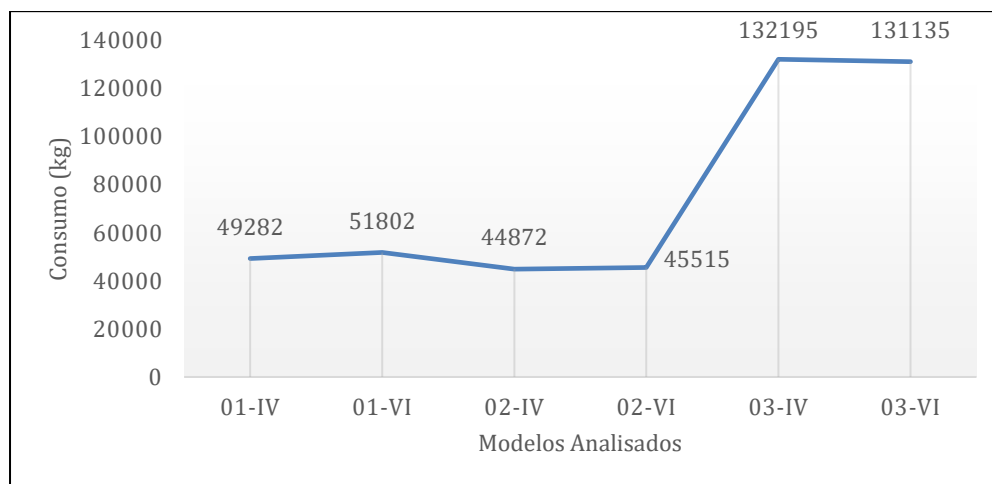


Fonte: Autor (2025)

Nos modelos 01 e 02, observa-se que os consumos se mantiveram idênticos entre os dois métodos, totalizando 3.462,48m² e 3.715,29m², respectivamente. No modelo 03, entretanto, houve um aumento mais significativo, com valores de 7.406,42m² para o modelo IV e 7.447,75m² para o modelo VI. A pequena diferença observada entre os métodos nesse estágio pode ser atribuída a ajustes sutis no encontro com lajes de espessuras diferenciadas.

Também foram analisados os consumos do aço nestes elementos, que resultaram nos valores apresentados na Figura 32.

Figura 32 - Consumo de aço nas vigas



Fonte: Autor (2025)

No modelo 01, o consumo passou de 49.282kg no modelo IV para 51.802kg no modelo VI, representando um leve acréscimo. Situação semelhante ocorre no modelo 02, no qual os valores foram de 44.872kg e 45.515kg, respectivamente. Já no modelo 03, observa-se um comportamento distinto: o modelo IV apresentou consumo de 132.195kg, enquanto o modelo VI resultou em 131.135kg, indicando uma redução de 1.060kg. Essa diferença, embora pequena em termos absolutos, sinaliza a otimização do dimensionamento promovida pela modelagem VI em estruturas mais esbeltas. De modo geral, os resultados indicam que os efeitos da escolha da modelagem tornam-se mais perceptíveis à medida que cresce a complexidade da edificação.

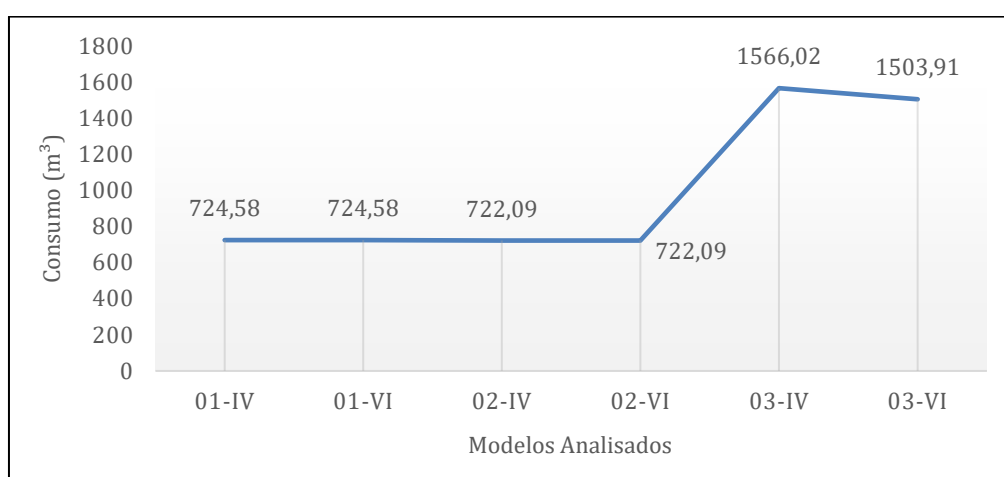
4.5.3 Lajes

Neste item, são apresentados os dados relativos ao consumo de materiais empregados na execução das lajes dos modelos estruturais analisados. As lajes, por desempenharem a

função de elementos de distribuição de cargas horizontais, exercem influência direta na estabilidade global da estrutura e no quantitativo total de insumos utilizados. A avaliação dos volumes de concreto, das áreas de fôrmas e das massas de aço empregados permite verificar o impacto da modelagem estrutural adotada (modelos IV e VI) no desempenho técnico e econômico do sistema de lajes.

Na Figura 33, pode-se observar os valores referentes ao consumo de concreto (m^3) das lajes.

Figura 33 - Consumo de concreto das lajes

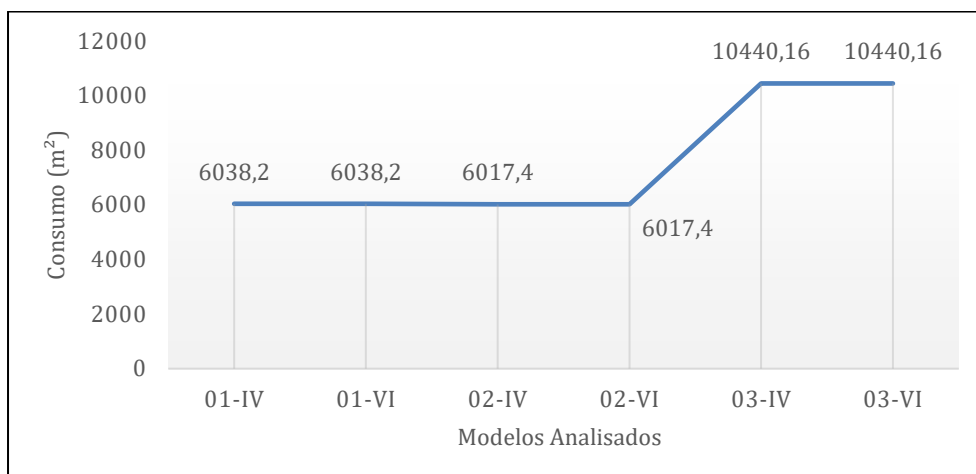


Fonte: Autor (2025)

Os consumos permaneceram praticamente constantes nos modelos 01 e 02, sendo de $724,58\text{m}^3$ e $722,09\text{m}^3$, respectivamente, o que evidencia que a escolha do tipo de análise estrutural não influenciou significativamente no volume de concreto destinado às lajes nessas situações. No entanto, no modelo 03, observa-se um aumento expressivo no consumo, alcançando $1.566,02\text{m}^3$ no modelo IV e $1.503,91\text{m}^3$ no modelo VI. Essa diferença de $62,11\text{m}^3$ representa uma redução aproximada de 4% no consumo total, sugerindo maior eficiência no dimensionamento estrutural proporcionada pelo modelo VI.

Para o consumo de fôrmas para as lajes se manteve os mesmos valores para cada modelo distinto, conforme ilustra a Figura 34.

Figura 34 - Consumo de fôrmas das lajes

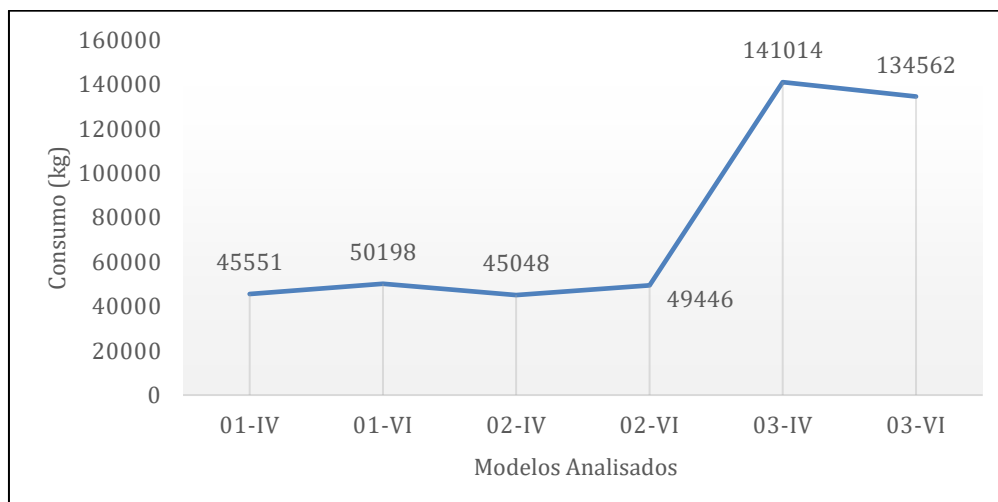


Fonte: Autor (2025)

Nos modelos 01 e 02, os consumos mantiveram-se praticamente constantes, sendo de 6.038,20m² e 6.017,40m², respectivamente, sem apresentar variação entre os métodos de análise. Já no modelo 03, observou-se um aumento expressivo, totalizando 10.440,16m² para ambos os métodos. A ausência de diferenças entre os modelos IV e VI em todos os casos reforça que o consumo de fôrmas em lajes maciças está diretamente vinculado à área de projeção horizontal das lajes e não é influenciado pelos critérios de análise estrutural adotados. Assim, o aumento observado no modelo 03 reflete diretamente a ampliação da área construída e extensão das lajes.

Outro aspecto analisado foram os consumos de aço nas lajes para os modelos utilizados. Esses resultados estão expostos na Figura 35.

Figura 35 - Consumo de aço nas lajes



Fonte: Autor (2025)

Nos modelos 01 e 02, observa-se um aumento no consumo de armaduras ao se adotar o modelo VI, passando de 45.551kg para 50.198kg no modelo 01, e de 45.048kg para 49.446kg no modelo 02. Essa elevação pode ser atribuída à maior precisão do método VI na consideração dos efeitos globais e redistribuição dos esforços internos, o que resulta em uma maior exigência de armadura para o atendimento aos critérios de segurança. No entanto, no modelo 03, essa tendência se inverte: o modelo VI apresentou uma redução no consumo de aço, totalizando 134.562kg, frente aos 141.014kg do modelo IV. Esse comportamento sugere que, em estruturas de maior porte e complexidade, a modelagem VI favorece uma melhor distribuição dos esforços e, conseqüentemente, uma otimização mais eficiente do uso de armaduras. Assim, a escolha do tipo de análise estrutural impacta diretamente no dimensionamento das lajes, sendo seus efeitos mais perceptíveis à medida que aumenta a escala da edificação.

4.6 TAXAS DE MATERIAIS

As taxas de materiais são indicadores-chave que facilitam a análise quantitativa e financeira de estruturas projetadas. Sua correta interpretação resulta em maior controle sobre o consumo de materiais, redução de custos, otimização técnica e transparência na gestão do projeto. Esses indicadores simplificam a visualização dos consumos, resultando em um melhor entendimento dos valores, uma vez que trabalham com a totalidade dos resultados.

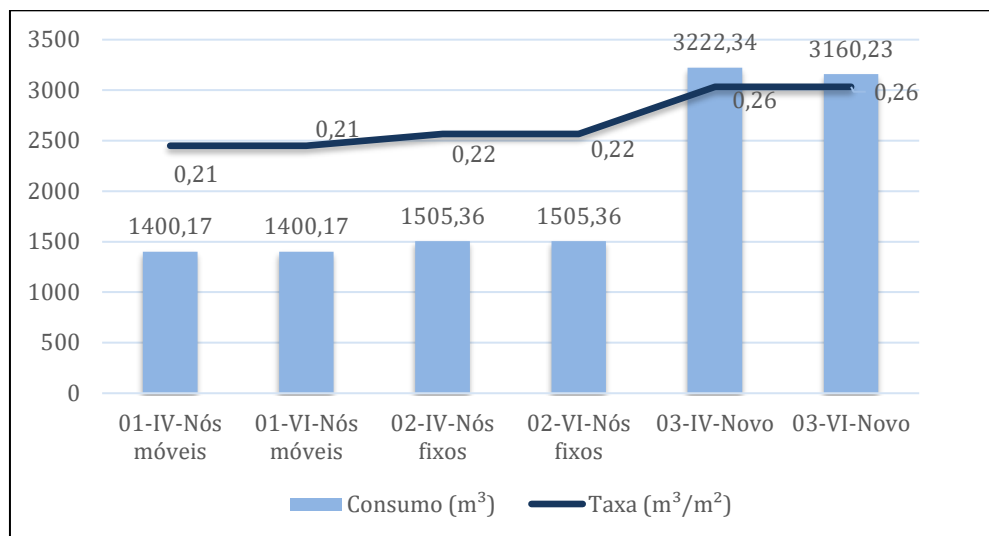
4.6.1 Concreto

O consumo de concreto em projetos estruturais representa o volume total de concreto necessário para a execução dos elementos da estrutura. Essa quantidade é expressa em metros cúbicos (m^3) e corresponde ao somatório dos volumes geométricos calculados a partir das dimensões definidas no projeto estrutural.

Além do consumo, uma métrica muito utilizada para análise de desempenho e racionalização de estruturas é a taxa de concreto, que corresponde ao volume de concreto consumido por metro quadrado de área construída (m^3/m^2). Essa taxa permite a padronização da análise do consumo de concreto, facilitando comparações entre diferentes projetos ou entre pavimentos de uma mesma edificação.

O consumo de concreto e a sua respectiva taxa, estão apresentados na Figura 36.

Figura 36 - Consumos e taxas de concreto



Fonte: Autor (2025)

Os primeiros quatro modelos (01-IV-Nós móveis, 01-VI-Nós móveis, 02-IV-Nós fixos e 02-VI-Nós fixos) apresentam consumos similares, em torno de 1400 a 1500m³ de concreto, com taxas estabilizadas entre 0,21 e 0,22m³/m². Esses valores indicam um dimensionamento estrutural equilibrado, com consumo proporcional à área construída.

Já os modelos 03-IV-Novo e 03-VI-Novo apresentam um aumento expressivo tanto no consumo quanto na taxa de concreto. O consumo sobe para 3222,34m³ e 3160,23m³, enquanto as taxas aumentam para 0,26m³/m² em ambos os casos. Esse crescimento é atribuído a modificações nas geometrias estruturais, alterações nas cargas e aumento das seções dos elementos estruturais.

Portanto, ao comparar os diferentes modelos, verifica-se que a adoção de vínculos mais rígidos (nós fixos) e alterações estruturais (modelos 03) tende a aumentar o consumo de concreto por metro quadrado, o que pode indicar maior robustez, mas também maior custo e peso estrutural.

4.6.2 Fôrmas

O consumo de formas corresponde à área total de fôrmas utilizadas para a execução dos elementos estruturais de um projeto, como pilares, vigas e lajes. Essa área é expressa em metros

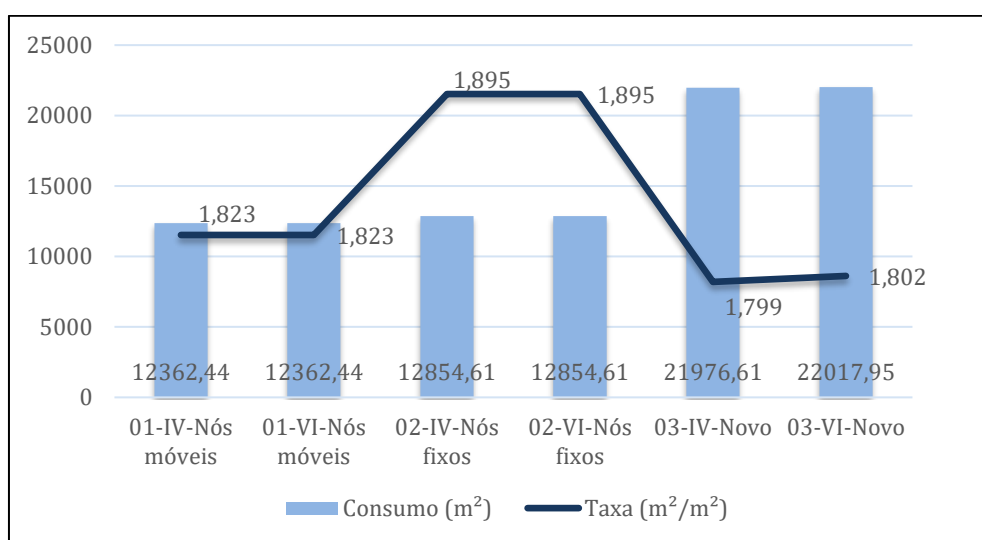
quadrados (m^2) e representa a superfície de contato do concreto com as fôrmas durante o processo construtivo.

A taxa de formas é uma métrica derivada do consumo e tem por objetivo indicar a relação entre a área total de fôrmas e a área construída da estrutura. Sua unidade é m^2/m^2 .

Essa taxa permite avaliar o grau de complexidade geométrica da estrutura, bem como o nível de racionalização do sistema construtivo adotado.

A Figura 37 representa os resultados obtidos após o processamento dos modelos, para taxas e consumos de formas.

Figura 37 - Consumos e taxas das fôrmas



Fonte: Autor (2025)

Nos quatro primeiros modelos (01-IV-Nós móveis, 01-VI-Nós móveis, 02-IV-Nós fixos e 02-VI-Nós fixos), observa-se uma relativa uniformidade tanto no consumo total de fôrmas, variando entre $12.362,44\text{m}^2$ e $12.854,61\text{m}^2$, quanto na taxa de formas, que se mantém entre $1,823\text{ m}^2/\text{m}^2$ e $1,895\text{ m}^2/\text{m}^2$. Essa estabilidade indica que, mesmo com a alteração dos vínculos dos nós (de móveis para fixos), a geometria e a complexidade da estrutura permaneceram similares, sem impactar significativamente o uso de fôrmas.

No entanto, nos modelos 03-IV-Novo e 03-VI-Novo, há um aumento substancial no consumo de fôrmas, alcançando $21.976,61\text{m}^2$ e $22.017,95\text{m}^2$, respectivamente. Curiosamente, apesar do aumento expressivo na área total de formas, as taxas de formas para esses modelos foram ligeiramente inferiores às dos modelos anteriores, situando-se em $1,799\text{m}^2/\text{m}^2$ e $1,802\text{m}^2/\text{m}^2$.

Essa redução na taxa, apesar do maior consumo, pode ser explicada pelo aumento da área total da estrutura nos modelos 03. Como a taxa é uma razão entre área de formas e área construída, o crescimento proporcional da área de piso pode compensar o aumento de formas, resultando em taxas percentualmente menores.

Essa análise evidencia que alterações no projeto estrutural que ampliem a área total da edificação podem influenciar positivamente a taxa de formas, mesmo quando o consumo absoluto cresce. Ainda assim, o aumento do volume total de formas impacta diretamente no custo e na logística da obra, exigindo atenção em termos de orçamento e execução.

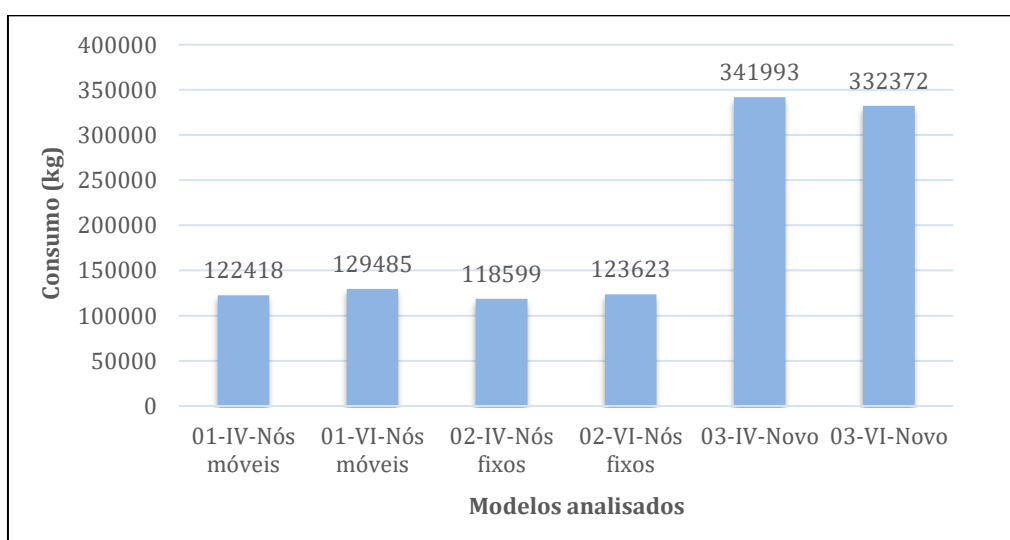
4.6.3 Aço

Consumo de aço refere-se à quantidade total de aço utilizada na armadura da estrutura, expressa em quilos (kg). Esse valor representa a soma das áreas das armaduras dimensionadas (barras, estribos) para todas as lajes, vigas e pilares do edifício.

Já a taxa de aço é um índice que quantifica o uso do aço em relação ao concreto ou à área construída. Existem duas formas de taxa, definidas frequentemente da seguinte forma: relação entre o consumo total de aço (kg) e o volume de concreto (m^3), resultando em uma taxa com unidade em kg/m^3 , e a relação entre o consumo de aço (kg) e a área estrutural (m^2), (kg/m^2).

O consumo de concreto está apresentado na Figura 38.

Figura 38 - Consumo de aço total



Fonte: Autor (2025)

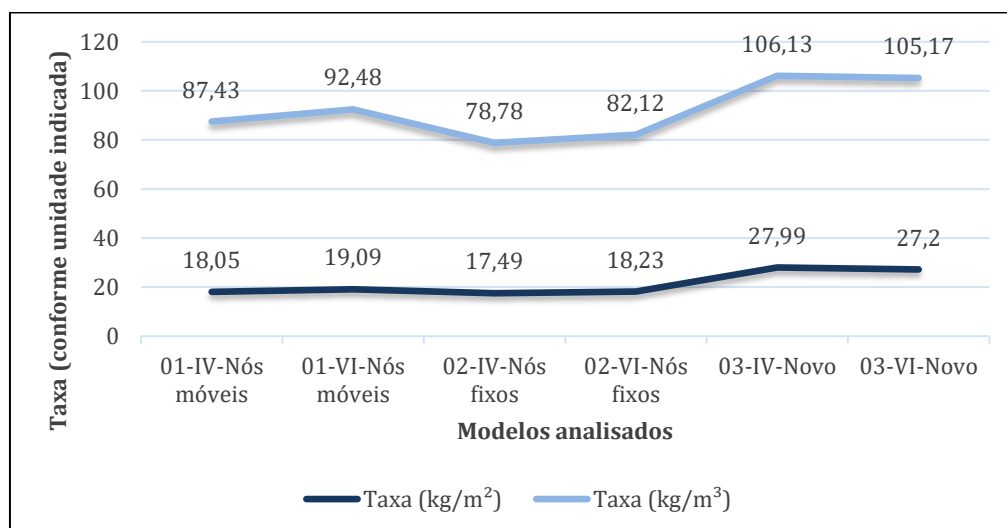
Nos quatro primeiros modelos, 01-IV-Nós móveis, 01-VI-Nós móveis, 02-IV-Nós fixos, 02-VI-Nós fixos, observa-se um nível de consumo relativamente uniforme, oscilando entre 118.599kg e 129.485kg. Essa estabilidade indica que as variações nos vínculos dos nós (móveis e fixos) não influenciaram de forma significativa o consumo total de armadura nesses modelos específicos. Pode-se concluir que o fato da geometria e as cargas aplicadas nesses cenários manterem-se semelhantes, resultaram em armaduras compatíveis entre si.

Em contraste, os modelos 03-IV-Novo e 03-VI-Novo apresentam um aumento expressivo no consumo de aço, atingindo respectivamente 341.993kg e 332.372kg. Esse aumento de mais de 160% em relação aos modelos anteriores se dá pelo fato de ter um aumento da área construída, alterações no posicionamento e dimensão de elementos estruturais e adoção de critérios de dimensionamento mais rigorosos.

Embora ambos os modelos 03 apresentem um consumo significativamente superior, a diferença entre eles é pequena (cerca de 2,8%), o que indica que o fator predominante para o aumento de consumo não está relacionado apenas à condição dos vínculos dos nós, mas principalmente ao novo modelo estrutural adotado nesta etapa do estudo.

Quanto as taxas referentes ao aço, os resultados se apresentam na Figura 39.

Figura 39 - Taxas do consumo de aço



Fonte: Autor (2025)

A Figura 38 complementa a análise ao apresentar as taxas de consumo de aço, expressas em duas formas: kg/m², que representa o peso de aço por metro quadrado de área construída, e kg/m³, que indica o peso de aço por metro cúbico de concreto.

Nos modelos iniciais, as taxas variaram de 17,49 a 19,09kg/m², e de 78,78 a 92,48kg/m³, situando-se dentro da faixa esperada para edifícios convencionais. Já nos modelos 03, as taxas subiram para 27,99 e 27,20kg/m², e 106,13 e 105,17kg/m³.

Esses resultados demonstram que o aumento da complexidade estrutural e da robustez dos modelos 03 impactou de forma direta e significativa na quantidade de aço necessária, refletindo também em maior custo e esforço construtivo. Além disso, taxas elevadas podem indicar a presença de armaduras concentradas ou detalhamentos excessivos, o que deve ser analisado com cautela para evitar sobreprojeto.

Portanto, a análise conjunta do consumo total e das taxas de aço permite avaliar a eficiência do projeto, identificar potenciais excessos ou oportunidades de otimização e fornecer subsídios para decisões técnicas e financeiras mais embasadas. Essa abordagem é essencial para garantir não apenas a segurança da estrutura, mas também sua viabilidade econômica e sustentabilidade.

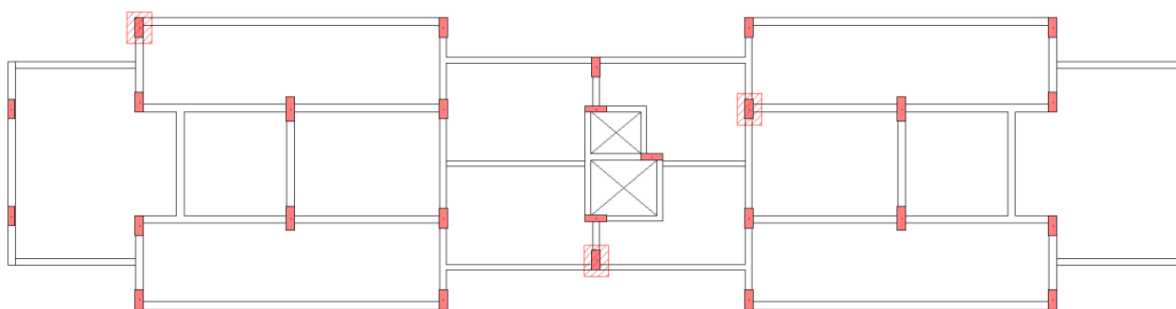
4.7 COMPARATIVO DE PILARES

No dimensionamento estrutural de edifícios em concreto armado, a análise dos pilares desempenha papel fundamental na garantia da estabilidade e segurança da edificação. Dentre os posicionamentos desses elementos verticais, destacam-se os pilares de canto, intermediários e de extremidade, os quais apresentam comportamentos distintos em função da sua posição no pavimento e das cargas que recebem. Essa diferenciação influencia diretamente nos deslocamentos, nos esforços solicitantes, como momentos fletores, forças cortantes e esforços normais, e no consumo de materiais utilizados em sua execução.

Diante disso, o item apresenta uma análise comparativa entre os pilares citados, visando compreender como a posição do pilar influencia no desempenho estrutural e nas exigências de projeto, contribuindo para uma tomada de decisão mais precisa e econômica durante a concepção e detalhamento de projetos estruturais.

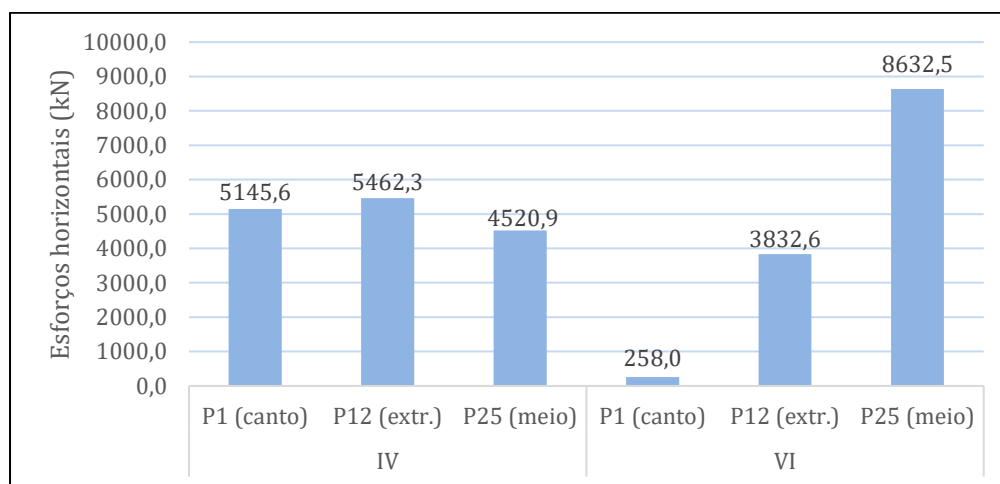
Para esta análise, foram considerados apenas os modelos 03-IV-Novo e 03-VI-Novo, visto que estes apresentam um comportamento mais interessante por conta da planta baixa adotada. Na Figura 40, estão indicados na planta baixa os pilares, P1, P12 e P25, da esquerda para a direita, utilizados neste comparativo.

Figura 40 - Identificação dos pilares em planta



Fonte: Autor (2025)

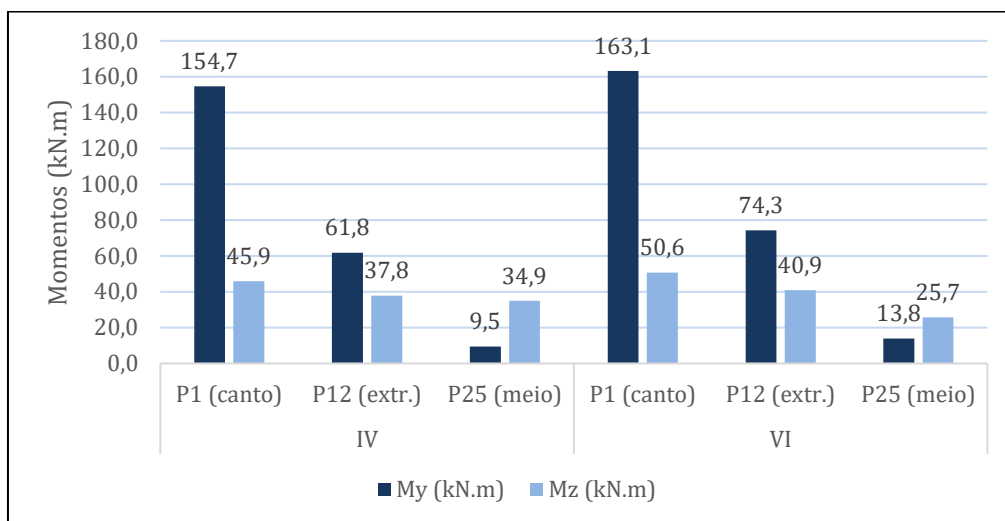
Para avaliar a influência do modelo estrutural na distribuição dos esforços horizontais, foram comparados os valores da força F_x (em kN) nos três pilares, conforme resultados ilustrados na Figura 41.

Figura 41 - Força (F_x) nos pilares

Fonte: Autor (2025)

O modelo IV, que não considera a rigidez das lajes no pórtico espacial, apresentou distribuição mais uniforme entre os pilares. Já o modelo VI, que incorpora a rigidez das lajes, mostrou redistribuição significativa dos esforços, com destaque para o pilar P25, que passou de 4520,9kN no modelo IV para 8632,5kN no modelo VI, aumento de 91%. Em contrapartida, o pilar P1 teve redução expressiva de 5145,6kN para apenas 258,0kN (−95%). Esses resultados evidenciam que o modelo VI reflete de forma mais realista o comportamento global da estrutura, sendo mais indicado para análises de estabilidade.

Para a análise dos momentos atuantes nestes pilares, a Figura 42 apresenta os resultados.

Figura 42 – Momentos (M_y e M_z) nos pilares

Fonte: Autor (2025)

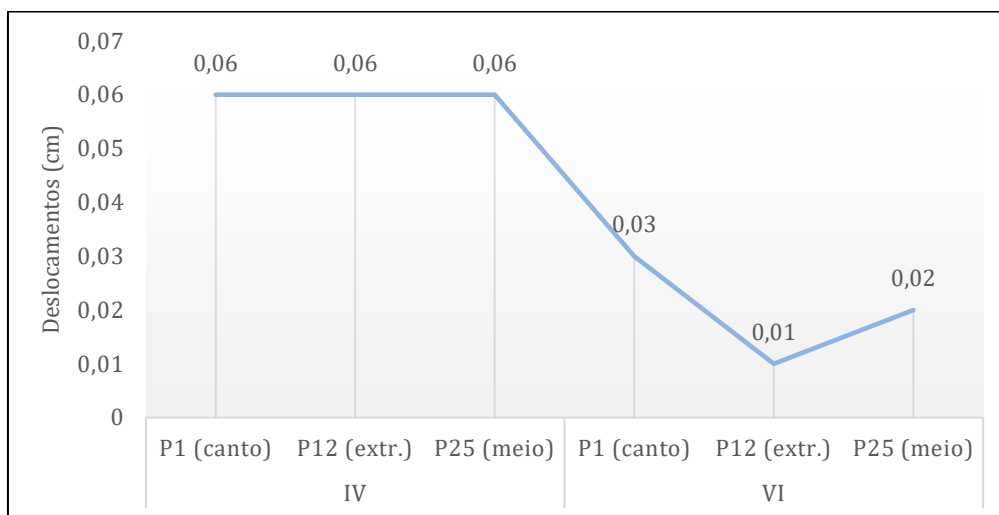
O gráfico apresenta os momentos fletores em duas direções (M_y e M_z) para os três tipos de pilares. Observa-se que, em ambos os modelos, os pilares de canto concentram os maiores valores de momento fletor, com destaque para o modelo VI, em que o pilar P1 atingiu $163,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$ no M_y e $50,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ no M_z . No modelo IV, esse mesmo pilar apresentou $154,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ e $45,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$, respectivamente.

Os pilares de extremidade (P12) registraram valores intermediários, sendo $61,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_y) e $37,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_z) no modelo IV, e $74,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_y) e $40,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_z) no modelo VI. Já os pilares intermediários (P25) exibiram os menores momentos, com $9,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_y) e $34,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_z) no modelo IV, e $13,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_y) e $25,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (M_z) no modelo VI.

Esses resultados indicam que os pilares localizados em regiões de canto tendem a ser mais solicitados em termos de momentos fletores, especialmente na direção M_y , o que evidencia a influência da posição do pilar na distribuição dos esforços na estrutura. Além disso, verifica-se um aumento geral dos esforços nos pilares no modelo VI em comparação ao modelo IV, atribuído à maior rigidez da estrutura.

Também foram avaliados os deslocamentos ocorridos em cada caso, sendo estes expostos em cm na Figura 43.

Figura 43 - Deslocamentos nos pilares



Fonte: Autor (2025)

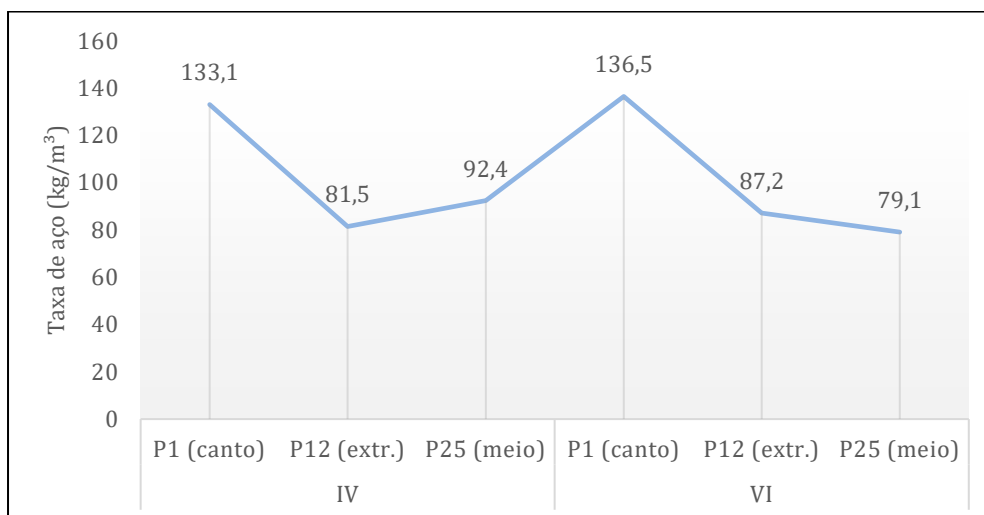
Com estes resultados é possível notar que, no modelo IV, todos os pilares analisados apresentaram deslocamentos idênticos de 0,06 cm, o que indica uma deformação uniforme da estrutura nesse modelo, possivelmente associada a uma menor rigidez global ou ausência de elementos que controlem os deslocamentos laterais.

Já no modelo VI, houve uma redução significativa nos deslocamentos, com destaque para o pilar P12 (extremidade), que apresentou o menor valor, de 0,01cm. O pilar P1 (canto) teve deslocamento de 0,03cm, enquanto o pilar P25 (meio) apresentou 0,02cm. Essa diminuição geral nos deslocamentos em relação ao modelo IV indica que o modelo VI possui uma configuração estrutural mais rígida, capaz de limitar os deslocamentos horizontais dos pilares.

Essa diferença de comportamento entre os modelos evidencia que o modelo VI, embora apresente momentos fletores mais elevados (como mostrado na Figura 41), possui maior rigidez estrutural, resultando em deslocamentos significativamente menores. Tal característica é importante do ponto de vista do desempenho estrutural, especialmente em relação à estabilidade global da edificação.

Outro aspecto levado em conta nas análises foram as taxas de aço resultantes para cada pilar e posição. Os resultados encontram-se na Figura 44.

Figura 44 - Taxa de aço dos pilares



Fonte: Autor (2025)

Em ambos os modelos, os pilares de canto (P1) requerem as maiores quantidades de armadura, com $133,1\text{kg/m}^3$ no modelo IV e $136,5\text{kg/m}^3$ no modelo VI. Esses valores refletem a elevada solicitação nesses elementos, conforme já indicado pelos momentos fletores mais expressivos.

Nos pilares de extremidade (P12), as taxas de aço foram inferiores: $81,5\text{kg/m}^3$ no modelo IV e $87,2\text{kg/m}^3$ no modelo VI. Já os pilares intermediários (P25) apresentaram os menores consumos, com $92,4\text{kg/m}^3$ no modelo IV e $79,1\text{kg/m}^3$ no modelo VI, confirmando que esses elementos estão submetidos a menores esforços.

De maneira geral, o modelo VI apresenta uma leve tendência à redução na taxa de aço para os pilares P12 e P25, enquanto mantém o valor elevado no pilar P1. Essa distribuição reforça a influência da posição dos pilares na demanda por armadura, além de indicar que, mesmo com maior rigidez e menores deslocamentos, o modelo VI continua exigindo uma armadura significativa nos pilares mais solicitados, especialmente os de canto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A constante evolução dos *softwares* estruturais tem contribuído para a racionalização de projetos e análises mais precisas. Nesse cenário, o CAD/TQS destaca-se por suas funcionalidades abrangentes, embora a responsabilidade técnica continue sendo do engenheiro, que deve dominar os parâmetros e critérios utilizados. Este trabalho comparou os modelos IV e VI aplicados a uma edificação de vinte pavimentos, com foco na influência das lajes sobre a estabilidade global.

Os resultados confirmaram a hipótese de que o modelo VI proporciona maior estabilidade estrutural, com reduções nos coeficientes γ_z , α e FAVt, especialmente nos exemplos com nós fixos. Embora a variação nas cargas verticais tenha sido pequena, destacaram-se os exemplos 03-IV e 03-VI, nos quais o aumento da espessura das lajes resultou em maior carga total.

Nos deslocamentos horizontais, a adoção de nós fixos nos modelos 02 reduziu significativamente as deformações (entre 21% e 23%), se comparado aos modelos 01, e o modelo 03-VI, mesmo com lajes mais espessas, apresentou redução de 4,49% em relação ao 03-IV. Quanto aos deslocamentos verticais, todos os modelos atenderam aos limites normativos. No entanto, o modelo 03-VI se destacou ao reduzir flechas em até 25,6% (laje L8) e 7,2% (laje L10), demonstrando maior rigidez e eficiência.

Em relação ao consumo de materiais, as diferenças entre os modelos estiveram mais ligadas ao porte e complexidade da estrutura do que ao tipo de modelagem. Nas lajes, os modelos 01 e 02 apresentaram variações mínimas entre IV e VI, enquanto no exemplo 03, o modelo VI reduziu o consumo de concreto em cerca de 4%, com consumo constante de fôrmas e leve aumento de aço. Para os pilares, o modelo VI foi mais eficiente em estruturas complexas, com menor consumo de armaduras. Nas vigas, o modelo VI também se mostrou vantajoso no exemplo 03, com redução no consumo de aço, apesar de ligeiros aumentos nos exemplos 01 e 02.

A análise dos modelos 03 revelou que houve aumento expressivo nos consumos totais de materiais, sobretudo de aço, que triplicou em relação aos modelos 01 e 02. A escolha entre os modelos IV e VI se mostrou mais relevante em estruturas maiores, sendo o modelo VI ligeiramente mais eficiente na maioria dos casos, especialmente quanto ao controle de deslocamentos e racionalização de armaduras.

No que se refere ao comparativo dos pilares, conclui-se que o aumento dos momentos fletores nos pilares do modelo VI pode ser atribuído à maior rigidez local ou global da estrutura, e mesmo apresentando maior rigidez, ainda pode-se observar maior taxa de armadura, a depender da posição dos pilares.

De forma a refinar os resultados obtidos, sugere-se a realização de estudos complementares que leve em conta e avalie o detalhamento dos elementos dos exemplos 03, para ambos modelos, a fim de reduzir consumos exagerados e com isso obter estruturas mais eficiente para as solicitações propostas, havendo um comparativo ainda mais econômico.

REFERÊNCIAS

ALVA, Gerson Moacyr Sisnegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

APPOLINÁRIO, Fabio. **Metodologia da ciência: filosofia e prática da pesquisa**. 2. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012.

ARAÚJO, José Milton de (2010). **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 1ª edição, Editora Dunas, Rio Grande, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

BARROS, Carolina. **Apostila de fundações**. Pelotas: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Sul-Rio-Grandense, 2011. 22 p. Apostila.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de Aula: Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista. Campus de Bauru, São Paulo, 2006.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Vigas de concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2017. 57 p. Apostila.

CARVALHO, Clauderson Brasileu. **Apostila Concreto Armado**. Belo Horizonte, 2019.

CARVALHO, Roberto Chrust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

CICOLIN, L. A. B.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. São Paulo, 2011.

CIVIL, Fórum Engenharia. **Idealização estrutural**. Disponível em: <<https://www.civilengineeringforum.me/structural-idealization/#ftoc-heading-2>>. Acesso em: 22 de out. de 2024.

COVAS, Nelson. **Modelo Estrutural IV**. 2010. TQS Informática Ltda. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3328&language=pt-BR>>. Acesso em: 22 out. 2024.

DINIZ, Carlos Wilson da Silva; LAGES, Eduardo Nobre; BARBOZA, Aline. **Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando ligações viga-parede**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400002>>. Acesso em: 18 de out. de 2024.

DUARTE, Heraldo. **Aspectos da análise estrutural das lajes de edifícios de concreto armado**. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1998.

FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.2. ISSN 1983-4195.

FREITAS, Felipe C; LUCHI, Lorenzo A; FERREIRA, Walnorio G. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000200003>>. Acesso em: 20 de set. de 2024.

FREITAS, Felipe Coelho de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, 2015.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto**. Solicitações normais. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2002.

_____. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas EESC, 2007.

GONÇALVES, Joana Carla Soares. **A sustentabilidade do edifício alto: uma nova geração de edifícios altos e sua inserção urbana**. 2003. Tese (Doutorado em Estruturas Ambientais Urbanas) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

GUTFREIND, Henrique; AURICH, Mauren. **Apostila Concreto Armado I**. v.2009-2. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

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

LIMA, Telma Cristiane Sasso de; MIOTO, Regina Célia Tamasso. **Procedimentos metodológicos na construção do conhecimento científico: a pesquisa bibliográfica**. Revista Katál, Florianópolis, v. 10, 2007.

LINS, Fernando de Faria Vecchio. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 205p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2013.

MALHOTRA, Naresh K. **Pesquisa em marketing: uma orientação aplicada**. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2006.

MARCONI, Marina de Andrade; LAKATOS, Eva Maria. **Técnicas de pesquisa**. 8. ed. São Paulo: Atlas, 2018. 2ª reimpressão.

MARINO, M.A. **Concreto Armado – Apostila UFPR**. Curitiba. 2006.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017.

MARTHA, Luiz Fernando. **Método da Rigidez Direta para Modelos Estruturais Lineares e Elásticos**. PUC – Rio. Cap. 1 a 8. Rio de Janeiro, 2010.

MELLO, Talles. **Fundações**. Campo Grande: Universidade Católica Dom Bosco, 2019. 64 p. Apostila.

MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

PEREIRA, Ana Claudia. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2000.

PROENÇA, S. P. B. **Análise não-linear de estruturas**. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2018.

SCHNEIDER, Nelson. **NBR 6118/2014: Considerações sobre os efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto**. Disponível em: <<https://nelsoschneider.com.br/nbr-6118-2014/>>. Acesso em: 22 de out. de 2024.

SILVA, Jackson Ronie Sá-; ALMEIDA, Cristóvão Domingos de; GUINDANI, Joel Felipe. **Pesquisa documental: pistas teóricas e metodológicas**. Revista Brasileira de História & Ciências Sociais, ano I, n. I, 2009.

TQS INFORMÁTICA (São Paulo). **TQS Docs**. 2024. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/>>. Acesso em: 22 de setembro de 2024.

VASCONCELOS, A. C. **O engenheiro de estruturas se beneficia com o Computador**. In: Jornal TQS News, n.18, São Paulo, 2003.

VENTURA, Magda Maria. **O estudo de caso como modalidade de pesquisa**. Revista SOCERJ, Rio de Janeiro, 20(5), p.383-386, 2007.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 94p. **Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS**. Porto Alegre, 2003.