

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Lucas Wasem Friedrich

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SISTEMAS
DE CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO REAL**

Porto Alegre
Fevereiro 2024

LUCAS WASEM FRIEDRICH

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SISTEMAS
DE CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO REAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientadora: Paula Manica Lazzari

Porto Alegre
Fevereiro 2024

LUCAS WASEM FRIEDRICH

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES SISTEMAS
DE CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO REAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 8 de fevereiro de 2024

BANCA EXAMINADORA

Profa. Paula Manica Lazzari (UFRGS)

Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Celso e Marcia, e à
minha namorada, Maria Eduarda, por todo apoio e suporte
durante o período da graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Celso e Marcia, pela minha criação, por sempre me incentivarem a dar o meu melhor, a enfrentar grandes desafios e a ir atrás dos meus sonhos.

Agradeço à minha namorada Maria Eduarda, por todo apoio, suporte e cuidado durante o período da minha graduação, pela paciência e por ter permanecido comigo, me dando forças nos momentos mais difíceis.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela oportunidade de estudar em uma universidade com ensino de excelência.

Agradeço aos professores pelos ensinamentos durante o curso, principalmente à minha orientadora, professora Paula Manica Lazzari, pelos conselhos e incentivos ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos engenheiros da empresa Estádio 3 Engenharia de Estruturas, pela oportunidade e ensinamentos fundamentais para a minha formação.

Agradeço aos meus amigos e familiares, pela compreensão nos momentos de ausência, por me incentivarem durante o curso, e pelos momentos de descontração.

A verdadeira viagem de descobrimento não consiste em
procurar novas paisagens, mas em ter novos olhos.

Marcel Proust

RESUMO

Com o crescimento dos grandes centros urbanos, surge o desenvolvimento de edifícios cada vez mais altos. Neste contexto, cabe aos engenheiros projetistas conceber soluções estruturais que cumpram os requisitos normativos, se adequem à arquitetura, e sejam viáveis tanto em termos de execução quanto de custo. Considerando esses fatores, o presente trabalho realiza um estudo dos principais sistemas de contraventamento utilizados em edifícios altos no Brasil e no mundo. Ainda, é realizado um estudo de caso para um edifício real de 40 andares, onde são adicionados mais 15 pavimentos. A partir disto, foram criados modelos com alterações na concepção estrutural original, incorporando diferentes sistemas de contraventamento, com o objetivo de verificar a influência destes sistemas nos parâmetros de estabilidade global do edifício modificado. Todas as modelagens e análises foram realizadas com o *software* TQS versão estudantil (v23). Ao todo, seis modelos foram pensados. No Modelo 1, simulou-se o sistema tubular, com a inclusão de pilares na fachada lateral do edifício. Para o Modelo 2, foram introduzidos núcleos rígidos na região central, ao redor das paredes das escadas da edificação. O Modelo 3 propôs o uso de *outriggers*. Já no Modelo 4, modificou-se o fck do concreto do Modelo Base, aumentando-o de 45 MPa para 70 MPa. No modelo 5, o fck do concreto do Modelo 2 foi aumentado para 50 MPa, e no Modelo 6, realizou-se a combinação dos modelos 2 e 3. Em cada modelo, foram avaliados os valores de deslocamento horizontal de topo, *drift* entre pavimentos, coeficientes γ_z , momentos fletores da base do pilar P19, número de pilares não dimensionados no ELU e o volume de concreto. Pode-se concluir que o Modelo 2 com os núcleos rígidos não obteve resultados tão eficientes, sendo necessário incorporar outro elemento, como os *outriggers*, ou aumentar a resistência do concreto, para que os deslocamentos ficassem abaixo do limite normativo. Ainda, a inserção dos núcleos resultou em um volume de concreto superior em comparação com os demais modelos. Nota-se nos modelos que tiveram aumento do fck um ganho no desempenho estrutural da edificação, pois diminuíram os parâmetros globais, e aumentaram o número de pilares dimensionados pelo *software*. O Modelo 3 com *outriggers* diminuiu os parâmetros globais e os momentos da base do pilar analisado, com um consumo de concreto adicional baixo. Por fim, o Modelo 1 obteve resultados eficientes no ELS de deslocamentos e diminuição do γ_z , com incremento no volume de concreto relativamente baixo e sem impactos na arquitetura.

Palavras-chave: Contraventamento. Concepção estrutural. Edifícios altos. Estabilidade global.

Software TQS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho	17
Figura 2 – Diferentes estruturas de contraventamento internas.....	20
Figura 3 – Diferentes estruturas de contraventamento externas	20
Figura 4 – Exemplos de núcleos rígidos com seções abertas e parcialmente fechadas ...	22
Figura 5 – Deformação de parede estrutural, pórtico e associação dos dois sistemas	24
Figura 6 – Sistema Tubular	25
Figura 7 – Efeito <i>shear lag</i>	26
Figura 8 – Edifício 432 Park Avenue	27
Figura 9 – Efeito do uso de <i>outriggers</i> no núcleo rígido	28
Figura 10 – Localização ótima dos <i>outriggers</i> para: a) um <i>outrigger</i> ; b) dois <i>outriggers</i> ; c) três <i>outriggers</i> ; d) quatro <i>outriggers</i>	30
Figura 11 – Fachada frontal do empreendimento	45
Figura 12 – Modelo tridimensional da estrutura	46
Figura 13 – Planta baixa arquitetônico pavimento tipo	46
Figura 14 – Planta baixa estrutural pavimento tipo	47
Figura 15 – Planta de formas do piso da casa de máquinas – lajes em destaque	52
Figura 16 – Planta de formas do piso da casa de máquinas – pilares em destaque	53
Figura 17 – Direções do vento	54
Figura 18 – Planta baixa estrutural pavimento tipo – Modelo 1	56
Figura 19 – Planta baixa estrutural 1º Pavimento – Modelo 1.2	57
Figura 20 – Planta baixa estrutural pavimento tipo – Modelo 2	58
Figura 21 – Planta baixa estrutural pavimento tipo com alterações nos pilares – Modelo 3	60
Figura 22 – Planta baixa estrutural pavimento <i>outrigger</i> – Modelo 3	61
Figura 23 – Planta baixa estrutural pavimento tipo com inserção dos núcleos – Modelo 5	63
Figura 24 – Planta baixa estrutural pavimento <i>outrigger</i> com núcleos rígidos – Modelo 6	64
Figura 25 – Deslocamento lateral dos modelos (mm)	66
Figura 26 – Variação da diminuição dos deslocamentos máximos em relação ao Modelo Base	67
Figura 27 – Deslocamento entre pavimentos de cada modelo (mm)	68
Figura 28 – Variação da diminuição dos <i>drifts</i> dos modelos em relação ao Modelo Base	68
Figura 29 – Valores de Gama Z dos modelos	69

Figura 30 – Variação do γ_{zx} dos modelos em relação ao Modelo base	70
Figura 31 – Variação do γ_{zy} dos modelos em relação ao Modelo Base	70
Figura 32 – Momentos fletores M_x da base do pilar P19 dos modelos estudados (tf.m)	71
Figura 33 – Variação da redução dos momentos fletores M_x da base do pilar P19 dos modelos em relação ao Modelo Base	72
Figura 34 – Momentos fletores M_y da base do pilar P19 dos modelos estudados (tf.m)	73
Figura 35 – Variação em módulo dos momentos fletores M_y da base do pilar P19 dos modelos em relação ao Modelo Base	73
Figura 36 – Volume de concreto (m^3)	74
Figura 37 – Variação do volume de concreto em relação ao Modelo Base	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo dos sistemas estruturais estudados	30
Quadro 2 – Considerações Edifício Base	48
Quadro 3 – Coeficientes de arrasto	49
Quadro 4 – Carregamentos adotados em cada pavimento	49
Quadro 5 – Cargas permanentes dos elementos de vedação	50
Quadro 6 – Parâmetros de análise do modelo base com 40 pavimentos	54
Quadro 7 – Parâmetros de análise do modelo base com 55 pavimentos	55
Quadro 8 – Parâmetros de análise do modelo 1	56
Quadro 9 – Parâmetros de análise do modelo 1.2 – Vigas de transição	57
Quadro 10 – Parâmetros de análise do modelo 2	59
Quadro 11 – Parâmetros de análise do modelo 3.....	61
Quadro 12 – Parâmetros de análise do modelo 4	62
Quadro 13 – Parâmetros de análise do modelo 5	63
Quadro 14 – Parâmetros de análise do modelo 6	65
Quadro 15 – Quadro resumo dos resultados obtidos	66

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CTBUH – *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*

DRIFT – Deslocamento lateral relativo entre pavimentos

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

NBR – Norma Brasileira

TQS – *software* de cálculo estrutural

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck} – resistência característica do concreto a compressão

H – altura total da estrutural em metros

H_i – desnível entre dois pavimentos consecutivos

kN – kilonewton

tf – tonelada força

m – metros

cm – centímetros

mm – milímetros

MPa – megapascal

GPa – gigapascal

M_x – momento fletor na base do pilar em torno do eixo X

M_y – momento fletor na base do pilar em torno do eixo Y

X – coordenada cartesiana

Y – coordenada cartesiana

γ_z – coeficiente de estabilidade global

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	15
2.1 OBJETIVOS	15
2.1.1 Objetivo principal	15
2.1.2 Objetivos secundários	15
2.2 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES	16
2.3 DELINEAMENTO	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS	18
3.1.1 Pórticos Rígidos	21
3.1.2 Núcleo Rígido	22
3.1.3 Sistema de pórticos com núcleo rígido	23
3.1.4 Sistema Tubular	24
3.1.5 <i>Tube-in-tube</i>	27
3.1.6 <i>Outriggers</i>	28
3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL	31
3.2.1 Ações, Combinações e Estados Limites	31
3.2.1.1 Ações horizontais	31
3.2.1.2 Combinações de ações	33
3.2.1.2.1 <i>Estado Limite Último</i>	34
3.2.1.2.2 <i>Estado Limite de Serviço</i>	36
3.2.2 Análise Global	37
3.2.2.1 Não linearidades	37
3.2.2.2 Deslocamento lateral	39
3.3 <i>SOFTWARE TQS</i>	41
4 PROJETO DE ESTUDO	44
4.1 APRESENTAÇÃO DO PROJETO	44
4.2 CONSIDERAÇÕES E CARREGAMENTOS	47
5 ESTUDO DOS MODELOS ESTRUTURAIS PROPOSTOS	51
5.1 MODELO BASE	51
5.2 MODELO 1 – PILARES NA FACHADA	55
5.3 MODELO 2 – NÚCLEO RÍGIDO	58
5.4 MODELO 3 – <i>OUTRIGGERS</i>	59

5.5 MODELO 4 – AUMENTO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO ...	62
5.6 MODELO 5 – NÚCLEO RÍGIDO + AUMENTO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO	63
5.7 MODELO 6 – NÚCLEO RÍGIDO + <i>OUTRIGGERS</i>	64
5.8 COMPARATIVO ENTRE MODELOS ESTUDADOS	65
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
REFERÊNCIAS	79
APÊNDICE A	81

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, a sociedade tem testemunhado um fenômeno marcante no panorama urbano: o surgimento de edifícios altos. Segundo censo 2022 do IBGE, cerca de 61% da população brasileira vive em concentrações urbanas. Impulsionado pelo crescimento populacional em áreas urbanas e pela escassez de espaço horizontal, a verticalização das habitações se torna uma solução. Para acompanhar essa evolução, os estudos sobre diferentes concepções estruturais para sustentar essas edificações esbeltas também progrediu. O uso de diferentes sistemas de contraventamento como o sistema tubular, mega pórticos, e uso de dispositivos de estabilidade como os *outriggers* tem se tornado cada vez mais comum como solução (Ali; Moon, 2007).

Estudar a concepção estrutural destas edificações é um desafio, uma vez que é necessário unir execução a um custo viável, além de atender os requisitos impostos pelas normas vigentes. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), é necessário que as edificações atendam os requisitos quanto aos seus estados limites, divididos entre Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). O Estado Limite Último impõe as condições quanto ao limite de colapso da estrutura e seus componentes, enquanto o Estado Limite de Serviço está relacionado ao conforto do usuário e durabilidade da estrutura, determinando os limites de deslocamentos laterais, abertura de fissuras e vibrações excessivas.

À medida que o número de pavimentos de um edifício aumenta, as cargas horizontais se tornam mais influentes no dimensionamento dos elementos, e nos deslocamentos horizontais. Os edifícios altos necessitam de um sistema mais robusto que possa resistir aos carregamentos horizontais causados pelo vento, enquanto estruturas de menor altura conseguem suportar esses esforços com o sistema projetado para conter as cargas verticais. (Benvegnú, 2022).

Neste contexto, o presente trabalho busca realizar uma revisão bibliográfica sobre os sistemas de contraventamento mais utilizados em edificações altas e realizar um estudo de caso em um edifício real, no qual foi projeto para ter 40 pavimentos, e, que neste estudo, será incorporado mais 15 pavimentos tipo, aumentando cerca de 43 metros da sua altura. Tem-se o objetivo de readequar os parâmetros globais da estrutura, uma vez que o incremento desses pavimentos

implica em aumento nos esforços dos elementos e nos deslocamentos horizontais do edifício. Para isso, serão propostos diferentes modelos com alternativas estruturais, como a inserção de novos pilares, núcleos rígidos, *outriggers*, além de aumentar a classe de resistência de concreto. Serão avaliados parâmetros como deslocamento horizontal de topo, deslocamento horizontal entre pavimentos, coeficiente γ_z , momentos fletores da base do pilar P19, número de pilares não dimensionados no ELU e volume de concreto. Ao final, será realizada uma análise comparativa, discutindo os benefícios e desvantagens de cada alternativa estipulada. Para realização da modelagem e coleta dos resultados, será utilizado o *software* TQS estudantil em sua versão plena (v23), disponibilizada pela própria TQS.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Nos itens a seguir são descritas as diretrizes para o desenvolvimento do trabalho.

2.1 OBJETIVOS

A seguir são descritos os objetivos.

2.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal da pesquisa é modelar e analisar de forma comparativa o impacto de seis diferentes modelos de contraventamento na análise global de uma estrutura real, ao inserir mais 15 andares na estrutura. Avaliar se a mudança no fck do concreto, a inserção de novos pilares e de núcleos rígidos provocam uma melhora nos parâmetros globais da estrutura, a fim de deixá-la dentro dos limites de deslocamentos aceitáveis quanto ao Estado Limite de Serviço. Para isso será utilizado o *software* TQS como ferramenta de análise.

2.1.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários são listados abaixo:

- a) realização de estudo de diferentes sistemas estruturais os quais são compatíveis com a arquitetura do edifício real de estudo;
- b) lançamento de diferentes modelos estruturais no *software* TQS;
- c) análise dos coeficientes γ_z e deslocamentos laterais dos modelos;
- d) avaliação das reações da base de cada modelo;
- e) comparativo dos quantitativos de concreto entre os modelos analisados;
- f) fixação dos conteúdos estudados em aula e aprendizagem em *software* muito utilizado no mercado de trabalho.

2.2 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES

São delimitações e limitações do trabalho:

- a) o embasamento da edificação foi simplificado sendo incluído apenas a projeção da torre para estes pavimentos;
- b) não foram realizadas análise dinâmica e oscilatórias;
- c) os elementos de vedação de alvenaria não são considerados para efeito de acréscimo de rigidez global das estruturas;
- d) a edificação foi considerada engastada no solo, não considerando a interação solo-estrutura;
- e) o uso de somente um *software* (TQS) de análise da estrutura para obtenção dos parâmetros γ_z , deslocamentos laterais e demais reações, além da contabilização dos volumes de concreto;
- f) não foi realizado dimensionamento quanto ao ELU dos elementos devido a limitação de tempo de processamento.

2.3 DELINEAMENTO

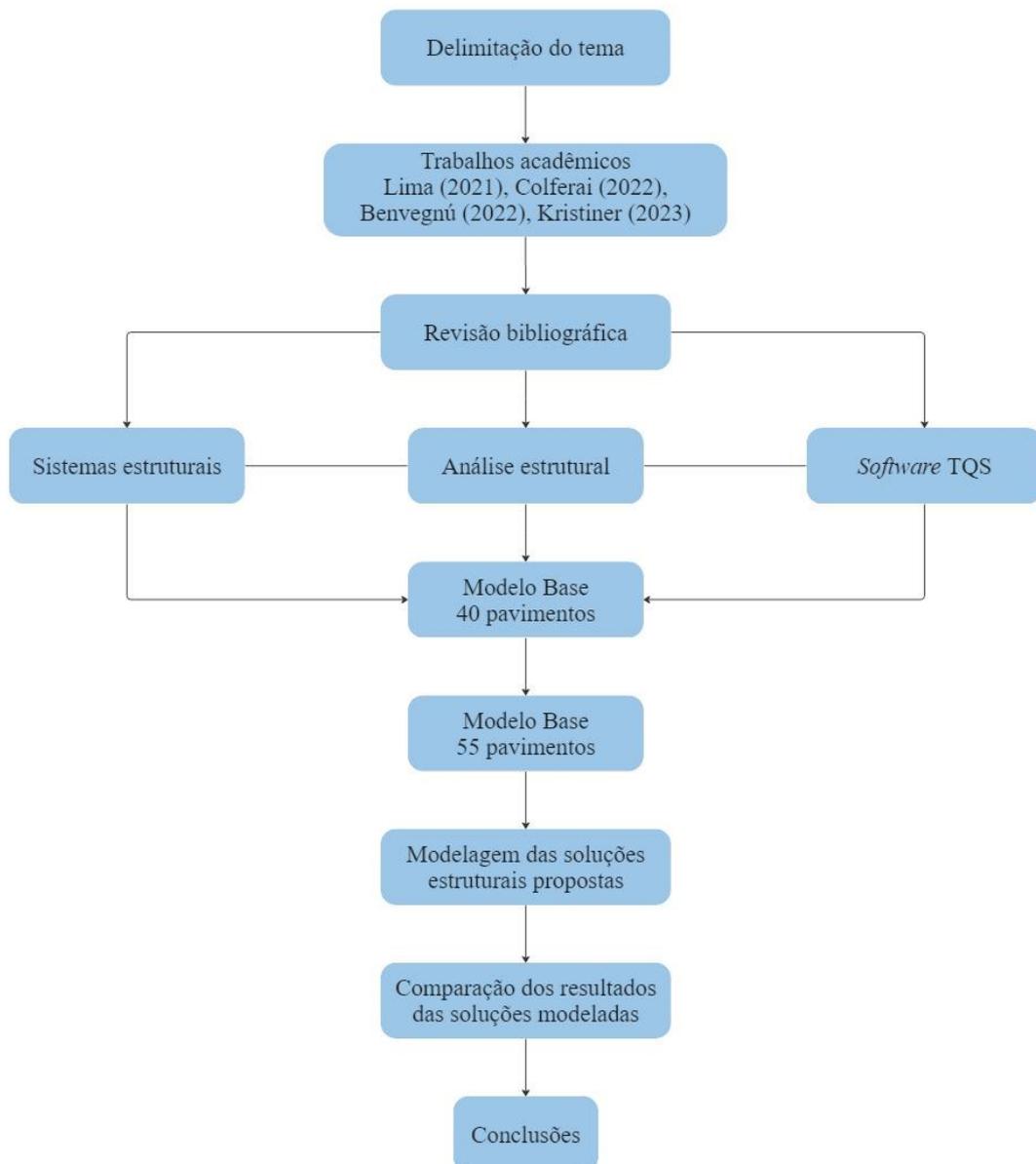
O trabalho está ordenado em etapas, o capítulo 2, após a introdução, apresenta as diretrizes da pesquisa, explicitando o objetivo, as limitações e delimitações do estudo. Em seguida, no capítulo 3, é realizada a pesquisa bibliográfica dos assuntos fundamentais para o desenvolvimento do trabalho, com base em bibliografias, artigos e trabalhos publicados, sendo abordado sobre os diferentes sistemas de contraventamento, estabilidade global do edifício, ações a serem consideradas na estrutura e sobre critérios e funcionamento do *software* TQS.

No capítulo 4, é apresentado o edifício real em questão, desenvolvido por um escritório de projetos estruturais, e são descritos as considerações e cargas empregadas para cada um dos modelos. O capítulo 5, apresenta o modelo base e os seis modelos com as modificações empregadas, e ainda, os resultados dos parâmetros obtidos para cada um. Posteriormente, são

realizadas as comparações com o modelo base e com os limites normativos. Por fim, no último capítulo, são apresentadas as conclusões e considerações finais do trabalho.

Este trabalho tem como base estudos anteriores desenvolvidos nos trabalhos de conclusão de curso de Lima (2021) e Colferai (2022), além das dissertações de mestrado de Benvegnú (2022) e Kristiner (2023). Na figura 1, é possível observar o fluxograma das etapas do trabalho.

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho



fonte: Autor (2024)

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, será explorado sobre as bases para o desenvolvimento do projeto de pesquisa, primeiramente tratando sobre as contribuições de diferentes concepções estruturais em edifícios altos. Em seguida, sobre estabilidade global de edifícios, bem como as ações na edificação, as considerações sobre esforços de 2º ordem e estados limites, além dos esforços de vento considerados. Consecutivamente, será abordada a modelagem estrutural no *software* TQS, bem como o funcionamento do programa e suas diretrizes de análise.

3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS

Conforme o grande desenvolvimento urbano nos últimos anos e como consequência o aumento da densidade demográfica das grandes cidades, há cada vez mais edificações de elevada altura para comportar mais pessoas em uma mesma área de concentração urbana. Conforme as edificações foram se desenvolvendo, os sistemas estruturais foram evoluindo de forma que conseguisse torná-las cada vez mais rígidas, atendendo aos limites estruturais exigidos para funcionalidade das edificações, uma vez que, um sistema estrutural contendo somente vigas, pilares e lajes não é adequado para enrijecer suficientemente estruturas muito esbeltas.

Segundo CTBUT (*Council on Tall Buildings and Urban Habitat*) (2021), não existe uma definição absoluta para definir o que constitui um edifício alto, pois alguns parâmetros interferem nesta análise, como altura relativa do entorno, proporção entre altura e largura e uso de tecnologias relevantes para edifícios altos. Ao comparar a altura de um edifício com os demais ao seu entorno, o mesmo pode ser considerado alto se tiver 14 pavimentos e estar localizado em uma região onde casas são predominantes, entretanto, o mesmo pode ser considerado baixo em Chicago ou Hong Kong. Edifícios que possuem elevada área de pavimento não são classificados como altos, mesmo se tiverem elevado número de pavimentos. Para um edifício se classificar como alto, deve ter esbeltez elevada, com proporção de 5:1 na relação altura/largura, segundo o boletim 73 da *fib* (*The concrete center and fib task group* 1.6, 2014 apud Benvegnú, 2022). Por último, caso a edificação contenha alguma tecnologia para enrijecimento estrutural específica contra ações do vento, amortecedores etc., o mesmo pode

ser classificado como alto. Outra classificação quanto a edifícios altos é descrita por Ellwanger (2022, p. 6): “Do ponto de vista do projetista estrutural, todavia, um edifício alto pode ser definido como aquele que, por causa de sua altura, é afetado por forças laterais devidas às ações de vento ou sismo em um grau tal que desempenham um papel fundamental no projeto da estrutura.”

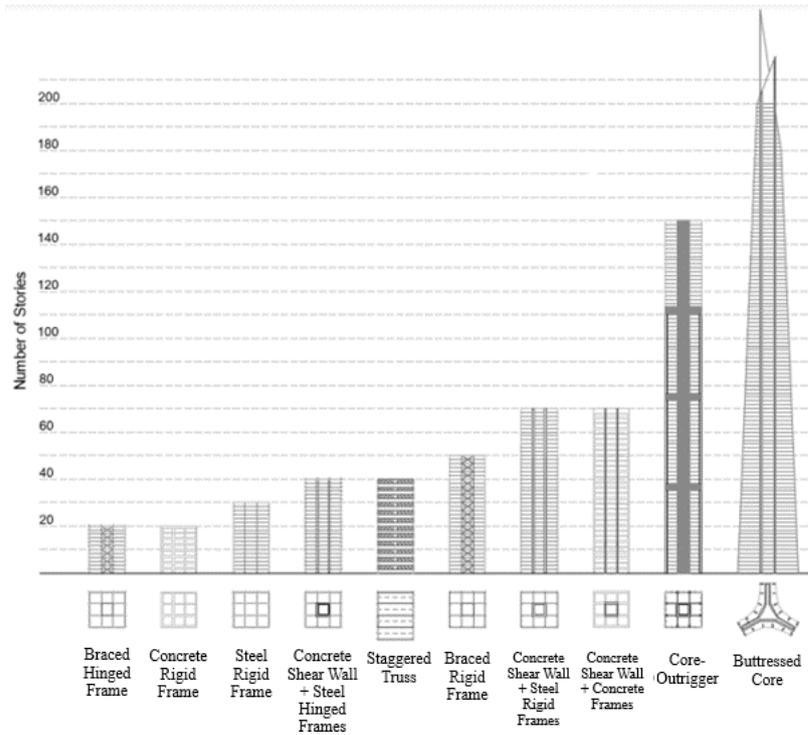
A evolução dos sistemas estruturais de edifícios de elevada altura ocorreu por volta dos anos 1960, quando os sistemas convencionais de pórticos rígidos, que são compostos pelo conjunto de vigas e pilares dispostos de forma paralela ou ortogonal, rigidamente conectados, começaram a perder popularidade. Para acompanhar a evolução arquitetônica e tornar melhor economicamente as estruturas, surgiram inovações como os sistemas tubulares, mega pórticos, dispositivos de estabilidade como os *outriggers*, amortecimento artificial e estruturas compostas com mais de um sistema trabalhando em conjunto (Ali; Moon, 2007).

Os parâmetros que mais impactam as estruturas de edifícios são resistência e rigidez. Ao analisar edifícios altos e esbeltos, geralmente é a limitação de rigidez que determina o *desing* das edificações (Moon, 2011). Por conta disto, uma das questões mais cruciais em edifícios altos é a escolha do sistema estrutural a ser utilizado, pois é ele que determinará a rigidez da estrutura. Isto é um desafio muito grande para o projetista estrutural, exigindo elevado conhecimento teórico e prático, não só do comportamento estrutural dos edifícios, mas também, para conseguir compatibilizar com outras questões de projeto, como a arquitetura (Benvegnú, 2022).

Os sistemas estruturais das edificações podem ser divididos em duas categorias: estruturas internas e externas, essa classificação é baseada na distribuição dos componentes do sistema primário de resistência às cargas laterais ao longo do edifício. Um sistema é categorizado como uma estrutura interna, quando a maior parte do sistema de resistência às cargas laterais está localizada dentro do interior do edifício. Da mesma forma, se a maior parte das cargas laterais é resistida pela estrutura do perímetro do edifício, o sistema é categorizado como uma estrutura externa. No entanto, qualquer estrutura interna terá parte da resistência a essas solicitações suportadas pelos componentes perimetrias da estrutura, e o mesmo acontece para estruturais externas (Ali; Moon, 2007).

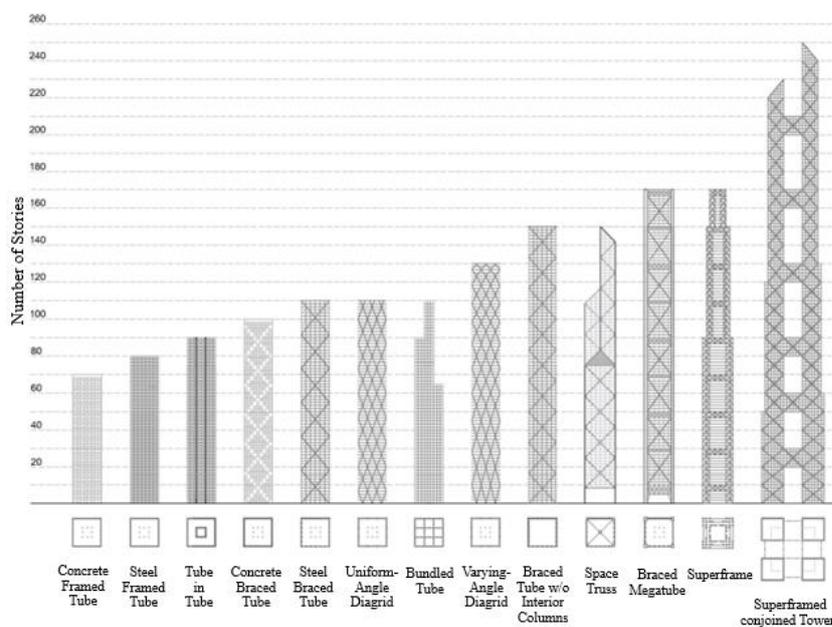
Ali e Moon (2018) mostram, de forma separada, os diferentes sistemas estruturais para estruturas internas e externas, classificadas quanto a altura que mais otimiza o sistema de cada uma. Nas figuras 2 e 3 são apresentadas estas classificações.

Figura 2 – Diferentes estruturas de contraventamento internas



fonte: Ali; Moon (2018)

Figura 3 – Diferentes estruturas de contraventamento externas



fonte: Ali; Moon (2018)

A seguir, serão relatados os sistemas de contraventamento mais utilizados nos projetos de estruturas no Brasil e no mundo, nos quais também serão utilizados como análise de comportamento para o edifício de estudo deste trabalho.

3.1.1 Pórticos Rígidos

Os sistemas aporticados são constituídos por pórticos espaciais, os quais são formados por elementos horizontais de vigas e verticais de pilares ou colunas, que são ligados por meio de conexões rígidas. As lajes se comportam como diafragmas rígidos e realizam a transferências dos esforços recebidos para demais sistemas de contraventamento. Esse sistema pode ser distribuído de diferentes formas no edifício, podendo ser usado tanto em planos internos como externos nas fachadas, formando um sistema espacial. A maior vantagem desse sistema se dá pela sua geometria ortogonal, seu arranjo desobstruído, sem paredes estruturais, que permite liberdade de projeto junto com a arquitetura. Este sistema é perfeitamente adequado para edifícios construídos em concreto armado, devido a rigidez inerente das conexões (Ellwanger, 2022).

A rigidez horizontal de um pórtico rígido é governada principalmente pela resistência à flexão das vigas, dos pilares e de suas conexões. As cargas laterais devidas à força do vento são resistidas como esforço cortante nos pilares. Com isso, os diagramas de momento fletor dos pilares apresentam diagramas de dupla curvatura com pontos de inflexão na região central do pé-direito. Como parte destes momentos são resistidos pelos nós de conexão junto as vigas, as mesmas também fletam de maneira semelhante aos pilares (Taranath, 2010).

Pórticos rígidos são considerados econômicos para edifícios de até 25 andares, uma vez que aumenta muito a componente de deflexão do cisalhamento as quais provocam oscilações excessivas. Porém, o sistema pode ser eficiente para edifícios de até 50 andares, quando combinados com sistema de paredes estruturais (*shear wall*) (Taranath, 2010).

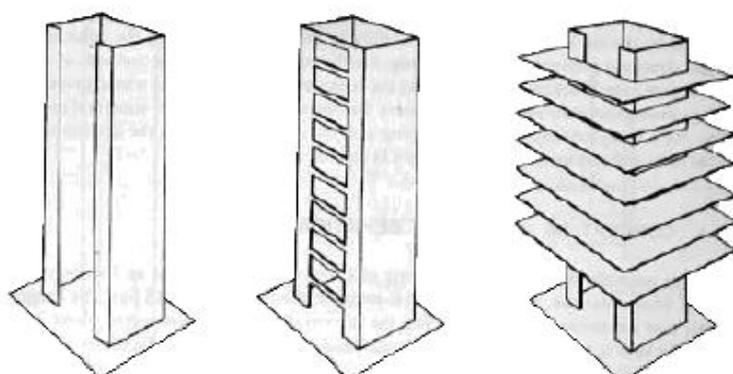
3.1.2 Núcleo Rígido

Um núcleo é formado por uma associação de paredes estruturais, podendo ser de diferentes formatos de seções transversais, classificados como abertos ou fechadas. Núcleos abertos são formados por combinações de elementos planos que não envolva completamente um espaço geométrico, podendo ter formato I, U, Y, X. Já núcleos fechados envolvem um espaço geométrico, como o caso de núcleos quadrados, retangulares, circulares (Ellwanger, 2022).

Os núcleos podem ser feitos tanto em aço como em concreto. Em aço, são normalmente formados por treliças verticais, cuja vantagem é na sua rapidez de execução a partir de elementos pré-fabricados. De outra maneira, o núcleo em concreto, além de suportar as solicitações, tem função de isolar um espaço fechado, com capacidade de resistir ao fogo (Ellwanger, 2022). Por conta disso, é comum núcleos rígidos serem posicionados em áreas de uso comum nas edificações, como em poços de elevadores e envolta das escadas de emergência.

Os momentos de Inércia de um núcleo em concreto armado são bem elevados, fazendo com que ele geralmente consiga absorver quase que a totalidade dos carregamentos horizontais nas estruturas. A localização e o formato dos núcleos em planta possuem significativa influência no comportamento do conjunto estrutural, uma vez que, se um núcleo não estiver posicionado no centro elástico do conjunto, ele estará submetido a solicitações de torção (Ellwanger, 2022). A figura 4 exemplifica diferentes seções de núcleos rígidos.

Figura 4 – Exemplos de núcleos rígidos com seções abertas e parcialmente fechadas



fonte: Ellwanger (2022)

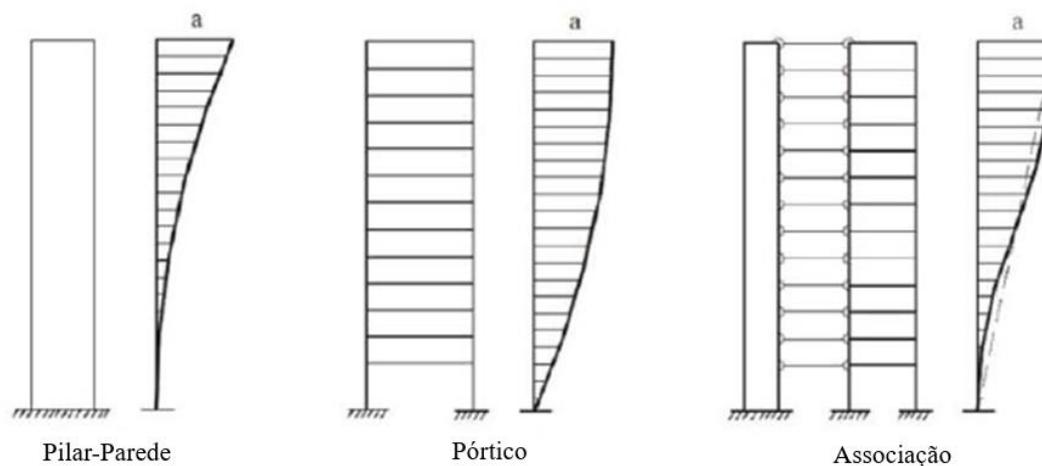
3.1.3 Sistema de pórticos com núcleo rígido

Pórticos planos resultam em grandes deformações horizontais para edifícios com mais de 30 pavimentos. Também, o uso de paredes resistentes ou núcleos rígidos torna-se inviável para edifícios acima de 150 metros de altura, por conta das deformações excessivas e limitações arquitetônicas (Ellwanger, 2022). Mas, ao realizar um sistema com a combinação de ambos, pode-se obter uma estrutura que consiga suportar melhor estas solicitações.

Neste sistema, a resistência à carga horizontal é fornecida pela combinação do sistema de pórticos planos com o núcleo rígido. É comum que o núcleo rígido fique alocado ao redor dos elevadores e áreas de uso comum, enquanto os pórticos formados por pilares e vigas, ficam mais ao perímetro do edifício. Quando uma estrutura composta como a descrita anteriormente é solicitada horizontalmente, as formas de deflexão diferentes entre os dois sistemas podem ser bastante eficazes na redução dos deslocamentos horizontais, podendo tornar econômico para edifícios entre 10 e 50 andares (Taranath, 2010).

Cada um dos dois sistemas apresenta uma deformada em particular, enquanto o pórtico possui maior deslocamento nos pisos inferiores se comparado com o núcleo, este se comporta como uma viga em balanço, apresentando maior deformação de topo. Assim, ao associar ambos os sistemas se têm um conjunto mais rígido, pois o deslocamento dos níveis inferiores é contido pelo núcleo rígido, enquanto que a deformação nos níveis superiores é contida pelo pórtico, diminuindo os momentos fletores no núcleo. Na figura 5, disponibilizada por Diniz; Lages; Barbosa (2019), é possível analisar o comportamento deste sistema.

Figura 5 – Deformação de parede estrutural, pórtico e associação dos dois sistemas



fonte: Diniz; Lages; Barbosa (2019)

3.1.4 Sistema Tubular

O conceito de um sistema de contraventamento tubular começou a ser aplicado em projetos estruturais pela década de 1960. A partir daí, muitos dos edifícios mais altos do mundo foram estruturados por sistemas tubulares, como o World Trade Center (NY, destruído em 2001) com 110 andares. Este sistema tem como conceito que a estrutura das fachadas resiste às cargas laterais, comportando-se como um enorme tubo ou pilar de seção caixão, em balanço engastado no solo. O tubo aperticado é apropriado para ser utilizado tanto em aço como em concreto armado, sendo utilizado em edifícios a partir de 40 pavimentos podendo ser adotado para edificações com mais de 100 andares (Ellwanger, 2022).

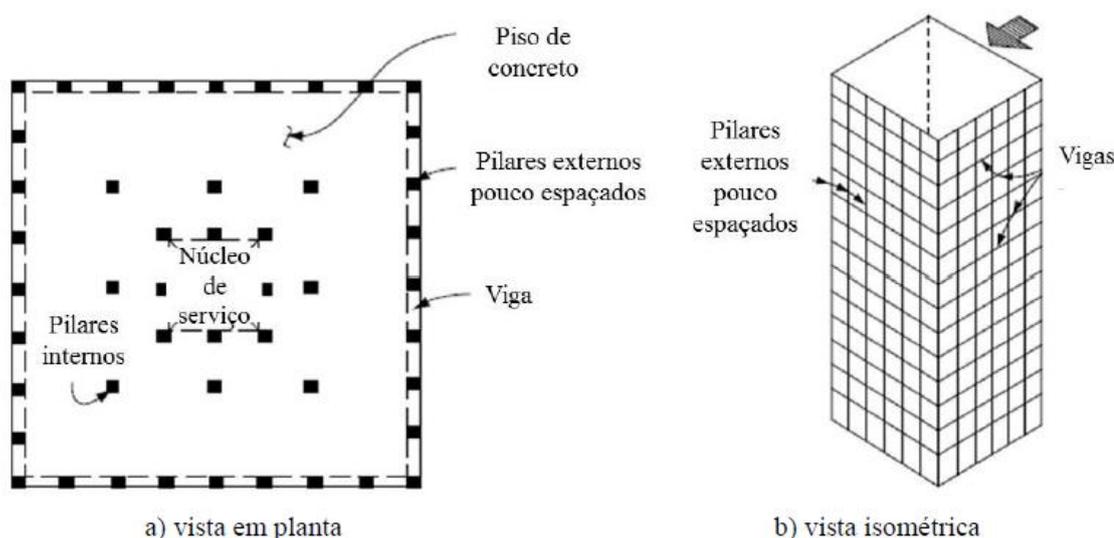
Neste sistema, a edificação é constituída por pilares periféricos pouco espaçados, conectados rigidamente em cada piso, por vigas de elevada altura na fachada. Dependendo da geometria e proporções estruturais, o espaçamento entre os pilares de periferia deve estar entre 1,5 e 4,5 metros em relação ao centro, e as vigas devem ter entre 60 e 120 centímetros de altura (Ali; Moon, 2007).

Segundo Taranath (2010), a economia do sistema depende de fatores como o espaçamento e tamanho das colunas, altura das vigas de fachada, e a proporção das dimensões do plano do edifício. Ainda, se as proporções em plano forem maiores que 1:2,5 é provável que seja

necessário um reforço estrutural com diagonais de contraventamento, para atender às limitações quanto ao *drift* entre pavimentos.

Este sistema possui a limitação na qual a planta do edifício não pode ser muito complexa, idealmente retangular, o que restringe as opções de *desing* arquitetônico (Sousa Junior, 2001). Pode-se listar também as desvantagens quanto às pequenas aberturas nas fachadas, sendo estas condicionadas pela distância entre os pilares do exterior. A figura 6 mostra a estrutura em planta e em vista isométrica.

Figura 6 – Sistema Tubular

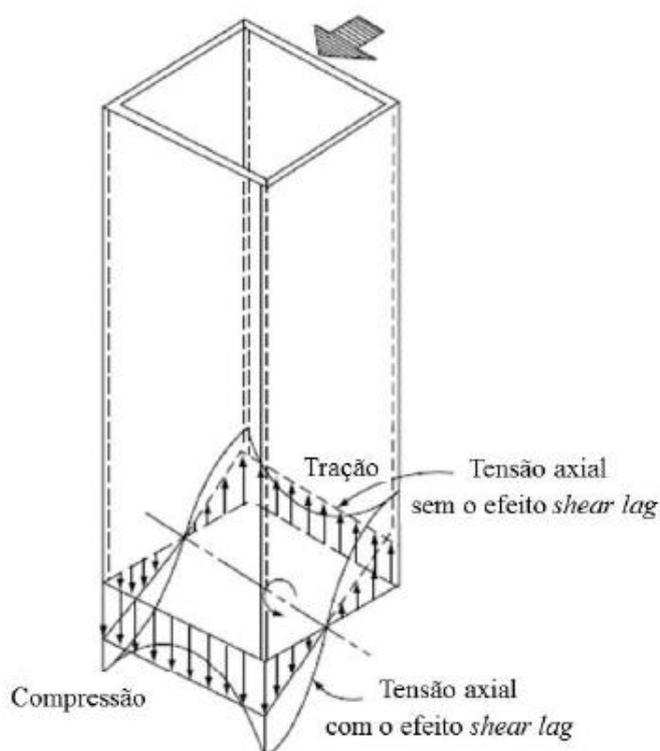


fonte: Benvegnú, 2022. Adaptada de Taranath (2010)

O comportamento estrutural deste sistema funciona de modo que os pilares e vigas de periferia absorvem totalmente os esforços horizontais, enquanto os pilares internos têm a função de resistir aos carregamentos verticais. As lajes, consideradas como diafragmas rígidos, distribuem a carga lateral para os elementos de acordo com sua rigidez, não tendo contribuição para resistência lateral em termos de rigidez. A direção de maior resistência à flexão dos pilares é alinhada ao longo da fachada do edifício, ao contrário do sistema de pórticos rígidos. Os pórticos paralelos à carga horizontal agem como se fossem a alma de um perfil tubular, enquanto as estruturas perpendiculares à carga agem como se fossem as abas (Taranath, 2010).

Ainda, segundo Taranath (2010), ao atuar o carregamento de vento na fachada perpendicular a solicitação, o sistema está sujeito ao efeito *shear lag*, no qual tem a tendência de modificar a força axial nos pilares, fazendo com que aumente as tensões nos pilares de canto, enquanto reduz simultaneamente e de forma não linear as solicitações nos pilares do meio do pórtico. Isso se deve a flexibilidade das vigas nas fachadas, que provocam perdas de transmissão das forças de cisalhamento. Diferente do que ocorre no caso de o tubo possuir paredes de seções sólidas, onde a distribuição de tensões se dá de forma linear tanto nos cantos como no meio. A figura 7 exemplifica o efeito *shear lag*.

Figura 7 – Efeito *shear lag*



fonte: Benvegnú, 2022. Adaptada de Taranath (2010)

Embora o sistema de tubo apertado seja um sistema altamente eficaz para a construção de edifícios altos, ele não aproveita completamente o potencial de rigidez e resistência do sistema, devido aos efeitos do *shear lag*. Um dos efeitos decorrentes disso é a flexão das lajes dos pavimentos, uma vez que as seções transversais originalmente planas do edifício se deformam. Como resultado ocorrem deformações nas divisórias internas e em componentes estruturais secundários, que se acumulam ao longo da altura do edifício. Portanto, ao aderir a este sistema, busca-se ao máximo diminuir os efeitos de *shear lag* (Ellwanger, 2022).

3.1.5 *Tube-in-tube*

A rigidez de um sistema tubular pode ser aumentada ao usar um núcleo rígido em seu interior, para que suporte parte das cargas laterais, resultando em um sistema denominado *Tube-in-tube*. A laje, por se tratar de um diafragma rígido, conecta as colunas da fachada com o núcleo interno, realizando a transferência destas cargas entre os sistemas (Ali; Moon, 2007). Segundo o boletim 73 da *fib - The Concrete Center and fib Task Group 1.6* - (2014 apud Benvegnú, 2022), com este sistema é possível projetar edifícios de até 200 metros de altura aproximadamente.

O edifício *432 Park Avenue*, localizado em Nova York, é um exemplo de edificação que emprega esse sistema estrutural. Nele, é utilizado sistema tubular periférico de 28,5 x 28,5 metros, com tubo central de 9 x 9 metros de dimensão, ambos em concreto armado. Junto a isto, o edifício conta com sistema de *outriggers*. No total, a edificação possui 425,7 metros de altura e 85 pavimentos acima do solo.

Figura 8 – Edifício *432 Park Avenue*



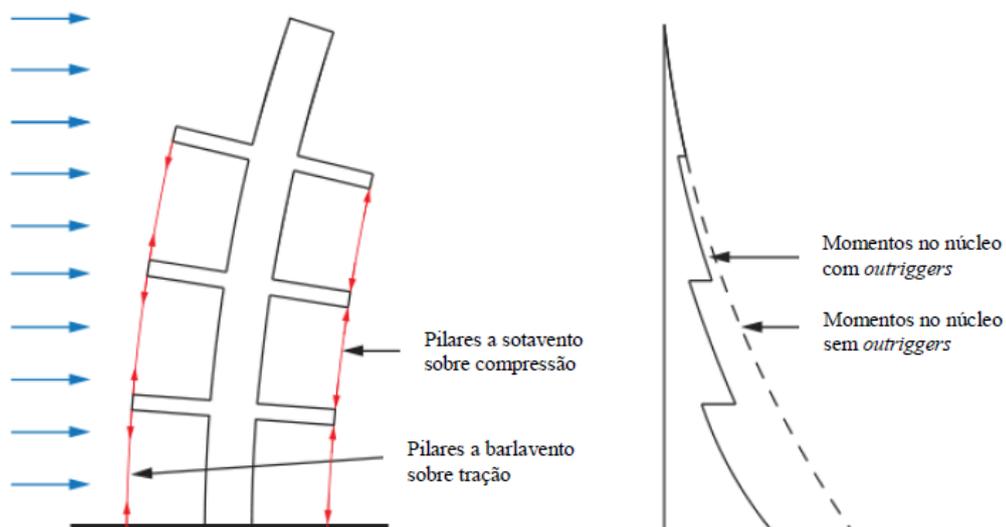
(fonte: CTBUH, 2021)

3.1.6 Outriggers

Segundo Taranath (2010), o sistema estrutural consiste em um núcleo principal de concreto no qual é conectado a pilares externos por elementos horizontais de alta rigidez, com altura de um ou dois andares, denominados de *outriggers*. Este núcleo pode estar tanto localizado centralmente na planta, com *outriggers* se estendendo até os pilares de periferia de ambos os lados, quanto estar em um dos lados do edifício, com *outriggers* estendendo-se por apenas um lado até os pilares. Além disso, para restringir a rotação dos *outriggers*, é comum utilizar de cintamentos “*belt wall*” ou “*belt-trusses*”, de altura do pé-direito, que conectam todos os pilares da fachada.

Quando o edifício é submetido ao carregamento lateral, os *outriggers* e pilares de fachada resistem à rotação do núcleo, fazendo com que as deflexões laterais e momentos no núcleo sejam menores do que se ele estivesse isolado. Com isso, os momentos são resistidos não só pelo núcleo rígido, mas também pelas colunas, que a barlavento são tracionadas e a sotavento são comprimidas. Portanto, a rigidez à flexão da estrutura como um todo é aumentada (Taranath, 2010).

Figura 9 – Efeito do uso de *outriggers* no núcleo rígido



fonte: Lima, 2021. Adaptada de Taranath (1998)

Segundo Ali e Moon (2007), os *outriggers* apresentam-se na forma de treliças em estruturas de aço ou paredes de concreto, que agem como uma ligação rígida provocando forças de tração e

compressão nas colunas exteriores. Os “*belt trusses*” além de distribuir as forças para os demais pilares da fachada, minimizam o alongamento e encurtamento diferencial das colunas.

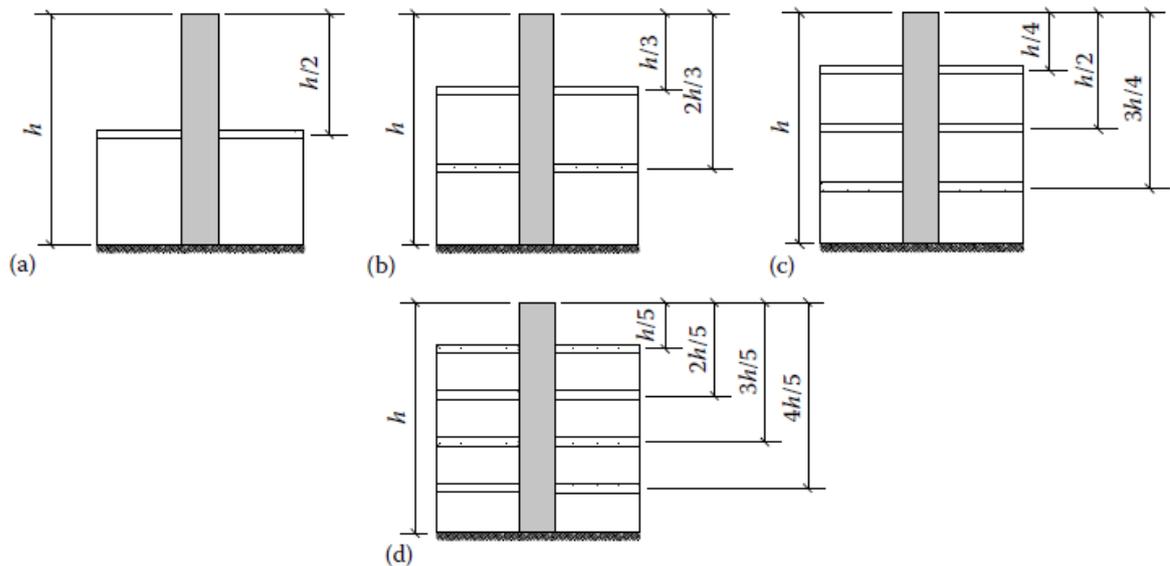
Algumas vantagens do sistema núcleo-*outrigger* são que, diferentemente do sistema tubular, é possível ter os pilares do perímetro mais afastados, podendo atender melhor os requisitos arquitetônicos e ainda os pórticos externos podem ser constituídos ligações simples entre pilares e vigas, sem necessidade de conexões rígidas. Além disso, o sistema tem um grande potencial de altura, podendo ser utilizado em edifícios de 150 pavimentos ou mais (Ali; Moon, 2007).

Este sistema tem como desvantagem a interferência no espaço a ser ocupado, muitas vezes, impossibilitando um andar de ser utilizado comercialmente como os demais, além de que a falta de repetitividade na estrutura tem impacto negativo no processo construtivo. No entanto, estes problemas podem ser superados por meio de um planejamento arquitetônico e construtivo bem elaborado, como uso dos *outriggers* em pavimentos de serviço (Ali; Moon, 2007).

Segundo Taranath (2010), a localização de melhor desempenho dos *outriggers* em um edifício depende da rigidez e a magnitude de rotação do sistema devido as cargas laterais. A rigidez, que se dá em função do comprimento da coluna abaixo do *outrigger*, varia inversamente com a distância deste último à sua base, com isso a rigidez é menor quando o *outrigger* é posicionado no topo e máxima quando localizado em andares próximo a base. Por outro lado, o ângulo de rotação, pensando em uma coluna engastada na base, submetida a carregamentos horizontais de vento uniformemente distribuídos, varia em formato de uma equação de 3º grau, com valor máximo no topo e zero na parte inferior. Portanto, do ponto de vista da rigidez, é desejável localizar o *outrigger* na parte inferior, enquanto pelo ângulo de rotação, é melhor que seja localizado no topo. Assim, segundo o autor, a localização ótima de um *outrigger* se dá em algum ponto intermediário da altura da estrutura.

A Figura 10 a seguir ilustra o posicionamento ideal dos *outriggers* na altura do edifício, em função da sua quantidade adotada. Conforme a imagem, as localizações ideais são nos pontos os quais a altura do edifício seja dividida igualmente entre os *outriggers*, pelo número de destes adotados.

Figura 10 – Localização ótima dos *outriggers* para: a) um *outrigger*; b) dois *outriggers*; c) três *outriggers*; d) quatro *outriggers*



fonte: Taranath (2010)

O Quadro 1 abaixo resume os sistemas estruturais estudados e aponta os aspectos positivos e negativos em cada opção.

Quadro 1 – Resumo dos sistemas estruturais estudados

Sistemas	Pórtico Rígido	Pórticos + Núcleo Rígido	Tubular	<i>Tube-in-tube</i>	<i>Outriggers</i>
Altura recomendada	Até 25 andares	40 a 70 andares	40 a 100 andares	Até 200 metros altura	Até 150 andares
Aspectos positivos	Liberdade de projeto junto a arquitetura	Aumento da rigidez estrutural; Redução dos deslocamentos horizontais	Sistema estrutural altamente eficiente para edifícios altos	Distribuição das solicitações entre pilares da fachada e núcleo rígido interno	Elevada rigidez estrutural; Diminuição dos momentos fletores nos núcleos
Aspectos negativos	Elevadas deformações horizontais em edifícios de maior altura	Solicitações de torção no núcleo se posicionado fora do centro elástico do edifício	Limitações arquitetônicas devido ao curto espaçamento entre pilares de fachada; efeito <i>shear lag</i>	Limitações arquitetônicas	Provável impossibilidade de utilização do pavimento no qual o sistema é executado

fonte: Autor (2024)

3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural de um edifício é indispensável para projetar sua estrutura, sendo fundamental para garantir a segurança e eficiência do seu funcionamento. Nesta análise, as ações horizontais e verticais que incidem sobre a estrutura são combinadas de modo que possa ser verificada a solicitação mais crítica sobre a edificação e assim dimensionar seus elementos quanto ao Estado Limite Último e realizar as verificações quanto aos Estados Limites de Serviço. Ainda, é na análise global da edificação que se verifica a estabilidade da estrutura, a qual sofre a influência das ações incidentes e das deformações sofridas por ela. Neste capítulo, serão abordadas as variáveis consideradas em uma análise estrutural, bem como as ações que incidem sobre ela e suas combinações, além dos parâmetros que compõem a análise global da estrutura.

3.2.1 Ações, Combinações e Estados Limites

As edificações são submetidas a variadas ações durante sua vida útil. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), entre elas estão as ações permanentes diretas e indiretas. Entre as ações permanentes diretas estão ações verticais como o peso próprio da estrutura, instalações permanentes e de empuxos permanentes. Para as indiretas, tem-se as deformações impostas por retração e fluência do concreto, além de deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e a protensão. Há também as ações variáveis diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais prevista no uso da edificação, pela ação do vento e da água. Nas ações variáveis indiretas considera-se a variação uniforme e não uniforme de temperatura, e ações dinâmicas causadas por choques ou vibrações. Há também as ações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios e devem ser considerados os valores definidos em cada caso particular por Normas Brasileiras específicas.

3.2.1.1 Ações horizontais

Para edificações altas, tem-se que os esforços horizontais do vento influenciam mais no comportamento estrutural que as cargas verticais, sendo de extrema importância para análise de estabilidade e dos deslocamentos laterais. A norma brasileira que define as diretrizes para

consideração dos esforços de vento é a NBR 6123 (ABNT, 2023), onde, no item 4, apresenta o procedimento para o cálculo das forças devidas ao vento em edificações, e no capítulo 5, a sequência para determinação da velocidade característica do vento. A norma ainda descreve no capítulo 9 os efeitos dinâmicos em estruturas devidos à turbulência atmosférica, sendo esta uma análise necessária para edifícios de maior altura. Entretanto, este trabalho não realiza análise dos efeitos dinâmicos devido ao esforço do vento na edificação de estudo, apesar de reconhecer sua importância.

As forças estáticas do vento dependem da velocidade básica do vento para a região, da topografia e rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e sua altura em relação ao solo, nível de segurança quanto a ocupação e vida útil esperado para edificação, além dos coeficientes de forma e de arrasto. Primeiramente, calcula-se a velocidade característica do vento (equação 1), a qual é definida pela multiplicação da velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 . A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano, sendo este obtido pelo gráfico de isopletras da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s, no item 5.2, figura 1 da NBR 6123 (ABNT, 2023).

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

Sendo:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = Fator topográfico, item 5.2;

S_2 = Fator Rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre solo da edificação (equação 2);

S_3 = Fator estatístico.

$$S_2(Z) = b_m F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2)$$

Onde:

F_r = fator de rajada;

b_m e p = fatores que variam com as categorias de rugosidade do terreno;

z = nível acima do terreno (m).

Com a velocidade característica do vento, define-se a pressão dinâmica (q), conforme equação 3 abaixo:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3)$$

Por fim, encontra-se a força de arrasto que age perpendicularmente à estrutura, pela equação 4:

$$F_a = C_a q A_e f_v \quad (4)$$

Sendo:

F_a = Força de arrasto (N);

C_a = Coeficiente de arrasto;

A_e = Área frontal efetiva (m²);

f_v = Fator de vizinhança, definido no item 6.4.4 (m²).

Ainda, de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 2023) no item 6.1.4, deve-se levar em conta os efeitos causados pela incidência da força de arrasto excêntricas em relação ao centro geométrico da edificação, uma vez que, o vento ao agir obliquamente, ocasiona momentos de torção na estrutura. Utiliza-se para edificações sem efeito de vizinhança 7,5% da largura da face sobre o qual o vento incide, já nos casos com efeito de vizinhança, a excentricidade deve ser de 15% da largura da face.

3.2.1.2 Combinações de ações

Muitas vezes, diferentes ações atuam simultaneamente sobre a edificação, desta maneira, suas solicitações precisam ser combinadas e em um projeto estrutural deve-se levar em consideração todas as possibilidades de combinações. A possibilidade de ocorrência de ações combinadas é estabelecida por meio de análises estatísticas, isto é considerado na norma NBR 6118 (ABNT, 2023) por meio da aplicação do coeficiente de ponderação das ações envolvidas em uma determinada combinação, sendo este coeficiente expresso pela equação 5:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (5)$$

Sendo:

γ_{f1} = coeficiente de variabilidade das ações;

γ_{f2} = coeficiente de simultaneidade das ações;

γ_{f3} = coeficiente dos desvios gerados nas construções e das aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} são encontrados multiplicados na tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023), enquanto γ_{f2} é expresso na tabela 11.2 da mesma norma. Ainda, a norma separa as combinações de carga para os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados Limites de Serviço (ELS).

3.2.1.2.1 Estado Limite Último

A NBR 6118 (ABNT, 2023), define o ELU como o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural na qual determina a paralisação do uso da estrutura. O ELU pode ser provocado por:

- a) perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devida as solicitações normais e tangenciais, aos efeitos de segunda ordem ou à exposição ao fogo;
- c) solicitações dinâmicas ou colapso progressivo;
- d) esgotamento da capacidade resistente da estrutura por ações sísmicas, ou outros casos especiais.

O dimensionamento dos elementos estruturais é realizado através das combinações do ELU. O coeficiente de ponderação deve incidir tanto sobre ações permanentes diretas e indiretas, como nas ações variáveis diretas e indiretas. Além disso, as ações permanentes devem ser sempre consideradas, com seus valores característicos multiplicados por coeficiente de ponderação diferente, quando a ação for desfavorável à estrutura (quando se soma a outras ações) ou

favorável à estrutura (quando se opõem a outras ações). Ainda, as ações variáveis são consideradas somente quando forem desfavoráveis a estrutura. A norma, ainda, coloca que, para Combinações Últimas Normais, caracterizadas pelo esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais de concreto armado, a obtenção dos valores de projeto das ações (F_d), é dada em função dos valores característicos das ações (F_k), pela equação 6:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (6)$$

Sendo:

F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon gk}$ = ações indiretas permanentes como a retração e fluência do concreto;

$F_{\varepsilon qk}$ = ações variáveis indiretas como a temperatura;

F_{q1k} = ação variável direta principal;

F_{qjk} = demais ações variáveis diretas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ = coeficientes referentes a $\gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ da tabela 11.1 da NBR 6118:2023;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ = coeficientes referentes a γ_{f2} da tabela 11.2 da NBR 6118:2023.

Assim, todas as combinações são criadas com coeficientes majoradores γ_g e γ_q estabelecidos em 1,4 e são geradas combinações para cada caso com o vento atuando como uma ação secundária, com o coeficiente Ψ_0 fixado em 0,6, enquanto a ação principal e a acidental possuem coeficiente de 1,0. Adicionalmente, são geradas combinações para cada caso de vento onde é considerado como ação principal, com um coeficiente de 1,0, e a ação acidental como secundária, com um coeficiente de 0,5.

3.2.1.2.2 Estado Limite de Serviço

A NBR 6118 (ABNT, 2023), define que os Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas. Os principais ELS são:

- a) estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- b) estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE);
- c) estado-limite de formação de fissuras (ELS-F);
- d) estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W).

Para o ELS, a NBR 6118 (ABNT, 2023) classifica as combinações de serviço de acordo com o tempo de permanência das ações nas estruturas, sendo estas divididas em quase permanentes, frequentes e raras. As combinações quase permanentes podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e são utilizadas na verificação do estado-limite de deformações excessivas, o qual tem extrema importância, uma vez que grandes deformações acarretam perda da funcionalidade e durabilidade estrutural, além de provocar desconforto aos usuários. As combinações frequentes se repetem muitas vezes durante a vida útil da estrutura, sendo sua consideração necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Ainda, podendo ser verificadas para ELS-DEF decorrentes do vento ou temperatura que comprometam vedações. Por último, as combinações raras ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e é considerado na verificação do estado-limite de formação de fissuras. A seguir são descritas as equações das combinações quase permanentes, frequentes e raras respectivamente 8, 9 e 10:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (8)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (9)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qjk} \quad (10)$$

Sendo:

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 = fator de redução da combinação frequente para ELS dados na tabela 11.2 da NBR 6118:2023;

Ψ_2 = fator de redução da combinação quase permanente para ELS dados na tabela 11.2 da NBR 6118:2023.

Dessa forma, os carregamentos permanentes e o peso próprio dos elementos estruturais são considerados integralmente, ao passo que os carregamentos variáveis são ponderados conforme o seu tipo e combinação específicos.

3.2.2 Análise Global

Neste subcapítulo, será abordada a análise global, juntamente com a influência das não linearidades geométrica e física nesta análise, os limites de deslocamentos laterais e o parâmetro de estabilidade global gama z de uma estrutura.

3.2.2.1 Não linearidades

A norma NBR 6118 (ABNT, 2023), permite que sejam realizados métodos de análise estrutural de diferentes considerações nos projetos estruturais. Entre eles, a análise linear, admite-se comportamento elástico-linear dos materiais para tensões de compressão inferiores a 0,5 vezes a resistência à compressão do concreto. Entretanto, este método não responde corretamente ao comportamento da estrutura em muitos casos, devido ao comportamento não-linear da relação tensão x deformação do concreto, o qual existem duas categorias, não linearidade geométrica e física. A primeira ocorre quando o equilíbrio da estrutura está vinculado a uma configuração deformada que difere de forma significativa da sua forma original. A segunda é relacionada a não-linearidade dos materiais que compõem a estrutura devido a imperfeições do material, entre elas a fissuração e plastificação do concreto. Quando se leva em conta o real equilíbrio da estrutura na sua configuração deformada, surgem solicitações adicionais ao sistema além das considerações na análise geométrica linear, sendo estas solicitações denominadas como efeitos de segunda ordem (Diniz; Lages; Barbosa, 2019).

A rigidez dos elementos estruturais interfere nos deslocamentos da estrutura quando este for solicitado por carregamentos laterais e verticais. Para o cálculo da rigidez dos elementos,

estima-se o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) através das equações 11 e 12 dependendo do f_{ck} .

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (12)$$

A NBR 6118:2023, no item 8.2.8, indica o módulo de deformação secante do concreto, o qual é utilizado para determinação de esforços solicitantes, verificação de estado limite de serviço e estabilidade global. Conforme as equações 13 e 14, é realizada uma minoração do módulo de elasticidade, a fim de obter o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}).

$$E_{cs} = E_{ci} \times \alpha_i \quad (13)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (14)$$

A fim de realizar uma análise correta dos deslocamentos da estrutura, deve-se levar em conta a redução da rigidez dos elementos estruturais devido a não linearidade física. A NBR 6118:2023 leva em consideração a não-linearidade física do concreto, no item 15.7.3, de maneira simplificada, devido a sua complexidade de análise, considerando a diminuição de rigidez dos elementos estruturais, para realização da análise dos efeitos globais de 2° ordem, em estruturas reticuladas com mínimo quatro andares, de acordo com as equações 15, 16 e 17 a seguir:

$$\text{Lajes:} \quad (EI)_{SEC} = 0,3 \times E_c I_c \quad (15)$$

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{SEC} = 0,4 \times E_c I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \text{ e}$$

$$(EI)_{SEC} = 0,5 \times E_c I_c \quad \text{para } A_s' = A_s; \quad (16)$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{SEC} = 0,8 \times E_c I_c \quad (17)$$

Onde

I_c : momento de inercia da seção bruta de concreto, incluído mesas colaborantes, quando for o caso;

E_c : valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme item 15.5.1 da NBR 6118 (2023);

A_s : área de armadura de tração;

A_s' : área de armadura de compressão.

Ainda, no item 15.5.1 da NBR 6118:2023 cita que para análise de estabilidade global da estrutura, o valor do módulo de deformação secante E_{cs} pode ser majorado em 10%.

3.2.2.2 Deslocamento lateral

A NBR 6118 (ABNT, 2023), na tabela 13.3, impõem alguns limites quanto ao deslocamento devido a deformações excessivas da estrutura, sendo dividido em quatro grupos: aceitabilidade sensorial, sendo o limite caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável; efeitos específicos, com os deslocamentos que podem impedir a utilização adequada da construção; efeitos em elementos não estruturais, devido ao deslocamento estrutural causar mau funcionamento em elementos que estão ligados a estrutura, como as paredes e forros; efeitos em elementos estruturais.

De acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023), o deslocamento limite quanto a aceitabilidade sensorial ao efeito visual em elementos estruturais é de $\ell/250$. Para o deslocamento-limite, quanto ao movimento lateral do edifício, provocado pela ação do vento, para combinação frequente, utilizando o coeficiente de ponderação $\Psi_1 = 0,30$, tem-se o valor de $H/1700$ no topo do edifício, sendo H a altura total da edificação. Ainda, tem-se $H_i/850$ para o deslocamento limite entre pavimentos (*drifts*), sendo H_i o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

3.2.2.3 Estabilidade Global

A estabilidade global de um edifício é influenciada por vários fatores, entre eles as cargas horizontais e verticais, a altura e esbeltez do edifício, a rigidez de seus elementos e as ligações entre si. Uma edificação com efeitos de 2º ordem significativos em relação aos efeitos de 1º ordem possui elevadas deformações, sendo assim sua verificação de extrema importância para garantir a segurança da estrutura (Diniz; Lages; Barbosa, 2019). Ainda, a estabilidade global é

associada a capacidade que a estrutura tem de absorver os efeitos de segunda ordem, sendo essa relacionada a não-linearidade geométrica (Benvegnú, 2022).

A análise de estabilidade envolve a consideração de dois tipos de esforços, de primeira e de segunda ordem. Os de primeira ordem são calculados com base na geometria inicial da estrutura, ou seja, sem deformações. Ao considerar o equilíbrio da estrutura com sua posição deslocada, denomina-se análise com não-linearidade geométrica. Assim, ao considerar o edifício com suas deformações, a análise destas estruturas é dita análise em teoria de segunda ordem (Pinto; Corrêa; Ramalho, 2005).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) classifica os efeitos de segunda ordem em globais, locais e localizados. Os efeitos globais são decorrentes do deslocamento horizontal nos nós da estrutura sob a ação das cargas verticais e horizontais. Os efeitos locais ocorrem em elementos individuais, como pilares com eixos não retilíneos, afetando os esforços solicitantes ao longo dele. Já os efeitos localizados ocorrem em regiões específicas de um elemento com concentrações de tensões, como em pilares-parede.

Ainda, segundo NBR 6118 (ABNT, 2023), estruturas que possuem solicitações globais de segunda ordem menores do que 10% das solicitações globais de primeira ordem, não necessitam ser dimensionadas considerando os esforços de segunda ordem. A norma propõe dois métodos de avaliação dos esforços de segunda ordem: parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , o qual foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), este parâmetro estima os efeitos de segunda ordem, sendo um parâmetro de sensibilidade da estrutura frente a estes. A equação que fornece o coeficiente γ_z pode ser observada abaixo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (18)$$

Sendo:

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

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

Quando γ_z é inferior a 1,1, a estrutura é considerada, para efeito de cálculo, de nós fixos, portanto os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, não sendo necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem, somente os efeitos locais e localizados. Caso o γ_z seja superior a 1,1, a estrutura é classificada de nós móveis, sendo os efeitos globais importantes para dimensionamento dos elementos. Ainda, a NBR 6118 (ABNT, 2023) permite que, para γ_z entre 1,1 e 1,3, considere de forma simplificada os esforços de segunda ordem, majorando os esforços horizontais da combinação de carregamento de primeira ordem por $0,95\gamma_z$. Nos casos em que γ_z seja superior a 1,3 a estrutura deverá ser analisada por métodos mais complexos, como do processo P- Δ , realizado por processo computacional.

3.3 SOFTWARE TQS

Devido ao avanço da tecnologia no último século, muitas foram as mudanças na forma como os projetos de engenharia são desenvolvidos, na medida que os *softwares* computacionais possibilitam realizar análises de uma estrutura de forma mais rápida e eficaz, executando cálculos de edificações complexas de maneira automatizada. Porém, o uso destes recursos computacionais não retira a responsabilidade do engenheiro, o qual possui a função de interpretar os resultados encontrados (Kimura, 2018).

Entre os *softwares* mais utilizados no mercado de trabalho brasileiro para o desenvolvimento de projetos de edifícios está o *software* TQS, o qual, neste trabalho, é utilizado para estudar os diferentes modelos estruturais do edifício de escolhido. O programa engloba desde o lançamento dos elementos estruturais como as lajes, vigas e pilares, seus meios de ligação e a análise de cada elemento separadamente, até análise global da edificação, estudando seu comportamento e deformações (Kimura, 2018).

Inicialmente, ao criar um edifício no programa, há uma série de informações a serem inseridas, define-se o título do edifício, a norma a utilizar, cobrimentos, f_{ck} , e se escolhe o modelo

estrutural que o TQS utiliza para realizar as análises dos esforços do edifício. Entre os disponíveis estão o Modelo IV e Modelo VI. No Modelo IV o edifício é modelado por um pórtico espacial composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos gerados pelas ações verticais e horizontais nas vigas e pilares são calculados com o pórtico espacial. Os elementos de lajes são simulados separadamente pelo modelo de grelha, onde a laje é formada por elementos de barra lineares espaçados conforme critérios. Os esforços resultantes das barras que formam as lajes são transferidos para o pórtico espacial através de cargas nas vigas. No modelo VI, o edifício é modelado da mesma maneira que o modelo IV, sendo incorporadas as lajes no pórtico espacial, passando estas a resistirem parte dos esforços gerados pelo vento, assim, resulta em um modelo mais realista do comportamento do pórtico espacial, porém, leva mais tempo para que o programa processe os esforços do edifício (TQS docs, 2024).

Após realizar a primeira etapa de criação do edifício, realiza-se o lançamento estrutural, inserindo elementos de pilares, vigas e lajes, definindo a ligação entre os elementos e gerando assim, a planta de formas de cada pavimento. Ainda, é nesta etapa que se inserem as cargas que cada elemento pode receber. Ressalta-se que a carga de peso próprio já é considerada em cada elemento, e que as cargas de vento, bem como os coeficientes de arrasto, são geradas automaticamente pelo *software* no modelo estrutural, uma vez que, no momento de criação da obra ou posteriormente na edição dos dados do edifício, na aba das cargas de vento, insere-se a velocidade básica do vento, os fatores S1, S2, S3 e as direções de incidência do vento sobre o edifício. Por padrão o *software* gera apenas 4 situações de vento atuante, sendo eles em 0°, 90°, 180° e 270°. Para que sejam consideradas outras direções de incidência e forças de arrasto excêntricas, devem-se criar estas situações. Ainda, o *software* TQS gera as combinações de cargas verticais e horizontais conforme a NBR 6118 (Kimura, 2018).

Após isso, realiza-se o processamento global do edifício. Assim, é possível verificar o comportamento da estrutura, bem como a distribuição dos esforços, deslocamentos, e se a estrutura se caracteriza como de nós fixos ou nós móveis. É possível visualizar os deslocamentos horizontais devido aos esforços no pórtico tanto para ELU como para ELS de acordo com a combinação escolhida. Ainda, pode-se visualizar os deslocamentos verticais pela grelha linear, o qual considera o comportamento da estrutura como linear, ou não-linear, onde

as tensões geradas não são proporcionais ao carregamento aplicado, por levar em conta a fissuração e fluência do concreto, além do uso de armaduras (Kimura, 2018).

Foi constatado por Medeiros (2014) que, em modelos estruturais onde a presença de núcleos estruturais gera assimetria na estrutura, a sua representação por uma única barra cuja seção transversal possui valores de área, inércia à torção e inércias à flexão iguais às do núcleo que se deseja simular, resulta em modelos que não simulam de forma precisa o real comportamento do edifício sobre efeito de esforços horizontais. Com isso, Medeiros (2014) realizou um estudo comparando os resultados obtidos na modelagem de núcleos rígidos de duas formas, com elementos finitos de casca e para elementos de barra. Foi possível concluir que, os elementos de barra apresentaram grande concordância com os modelos de casca, principalmente nos casos com a força horizontal incidindo paralelamente ao eixo de simetria do núcleo, sofrendo apenas esforço de flexão. Apesar dos resultados à flexo-torção não terem sido tão satisfatórios quanto à flexão, foram aceitáveis. A partir disso, no modelo VI, foi introduzido a capacidade de discretizar os pilares parede em malhas de elementos de barras horizontais e verticais, de forma a melhorar a simulação do comportamento desse elemento. A barra do elemento pilar parede antes gerada no pórtico espacial é substituída por barras verticais com a inércia de cada faixa, e barras horizontais com inércia corrigida ligando as barras verticais (Lima, 2021).

Lima (2021), realizou um estudo para verificar o funcionamento de *outriggers* no TQS, modelando-o como um pilar parede discretizado, uma vez que o elemento *outrigger* não existe para ser inserido no modelo estrutural. Para validação do método no TQS, Lima (2021), realizou 3 modelos de cálculos com base no edifício modelado no *software* SAP2000 por Brasil (2018), o qual contém *outriggers* em seu sistema. Assim, Lima (2021) comparou os valores de γ_z e deslocamento de topo encontrados para o modelo do TQS com o do SAP2000. Obteve-se uma variação inferior a 7% nos resultados entre os modelos, assim, Lima (2021) conclui que é válida a consideração adotada para a modelagem de *outrigger* no TQS.

4 PROJETO DE ESTUDO

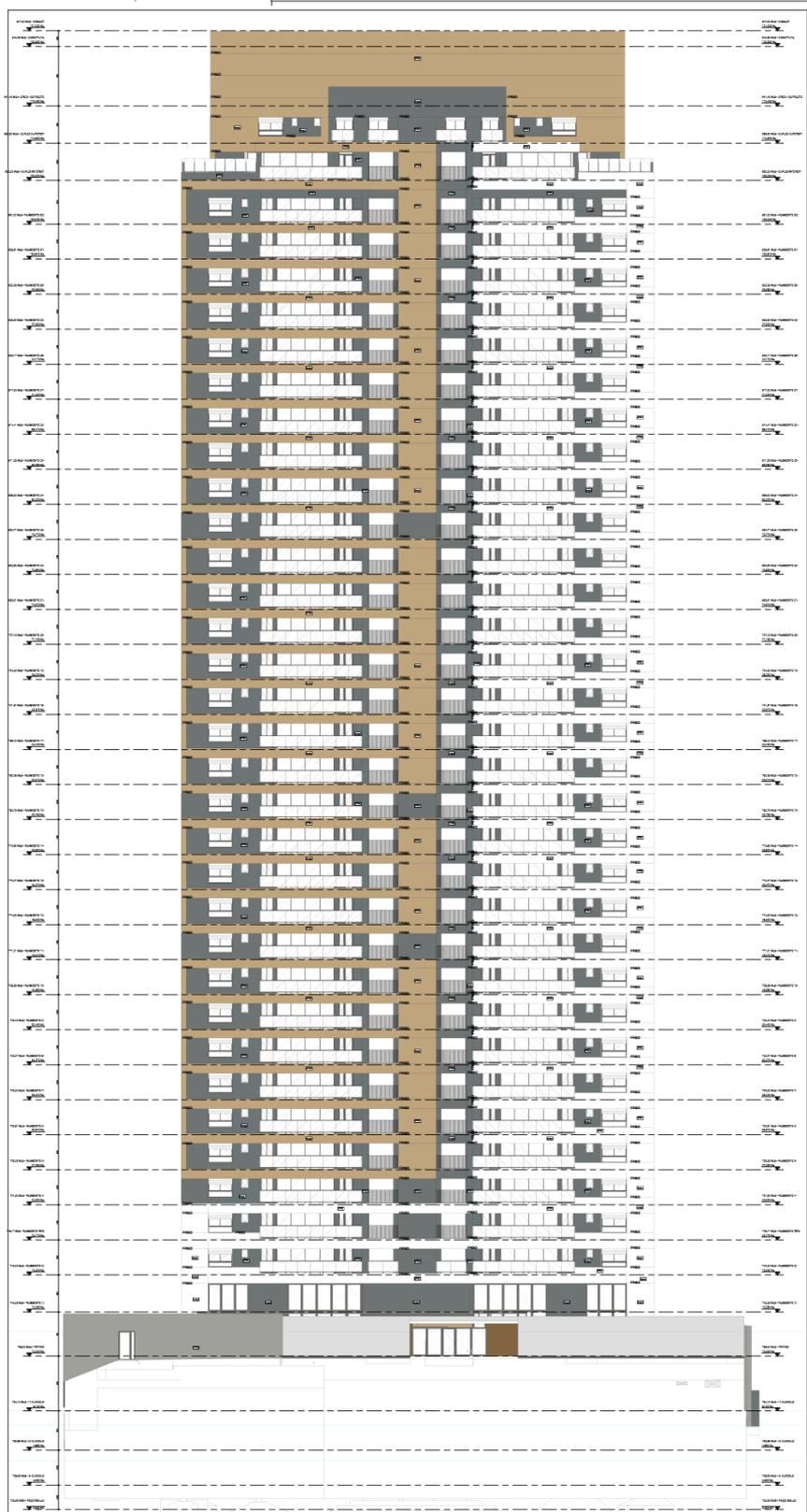
Neste capítulo, será apresentada a edificação a ser estudada, bem como a concepção estrutural da edificação real projetada por escritório de cálculo estrutural, além dos carregamentos e considerações adotadas nos modelos estruturais estudados.

4.1 APRESENTAÇÃO DO PROJETO

O objeto de estudo se dá a partir do edifício residencial real, projetado para ser construído na cidade de São Paulo. O projeto original, desenvolvido por escritório de projeto estrutural, conta com embasamento, torre e cobertura. O embasamento engloba 3 subsolos, térreo e o 1º pavimento. A torre possui o 2º pavimento e os 32 pavimentos tipo, com pé direito de 2,88 metros e cada pavimento possuindo 4 apartamentos. A cobertura conta com o piso da casa de máquinas, piso e cobertura dos reservatórios. A torre possui dimensões em planta de 38,47 metros em uma direção e 20,13 metros na outra. Originalmente, utilizou-se no projeto estrutural f_{ck} de 50 MPa para os pavimentos do 3º subsolo ao 6º pavimento e f_{ck} de 40 MPa para os demais.

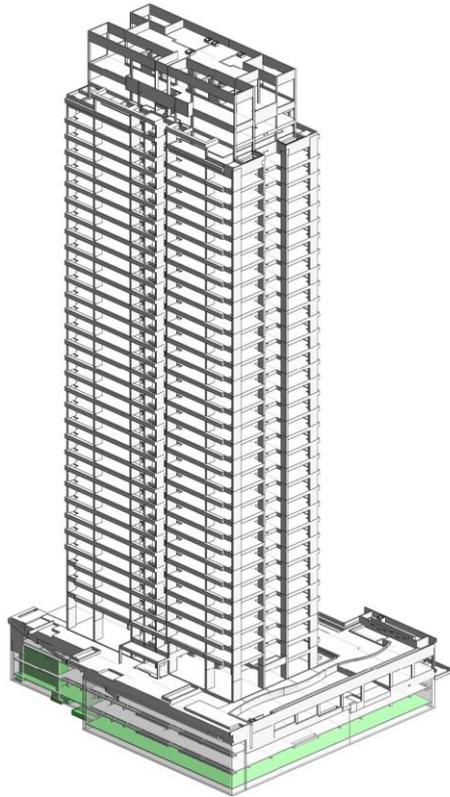
Colferai (2022), realizou um estudo do comportamento estrutural da edificação para a projeção do pavimento tipo nos pavimentos do embasamento e com simplificação da cobertura, totalizando uma edificação de 40 andares e 117,3 metros de altura. Utilizando da concepção estrutural original adotada pelo escritório do projeto estrutural, Colferai (2022) comparou para as diferentes alternativas de concepção estipuladas, o desempenho dos parâmetros γ_z , deslocamento lateral de topo, deslocamento entre pisos, e quantificou os elementos de aço e concreto, com objetivo de melhorar os parâmetros globais originalmente propostos pelo escritório. As figuras 11 e 12, respectivamente, apresentam a fachada frontal arquitetônica do empreendimento e o modelo tridimensional da estrutura. Em seguida, as figuras 13 e 14 exibem a planta baixa arquitetônica e estrutural do pavimento tipo da edificação original proposta pelo escritório de projeto estrutural.

Figura 11 – Fachada frontal do empreendimento



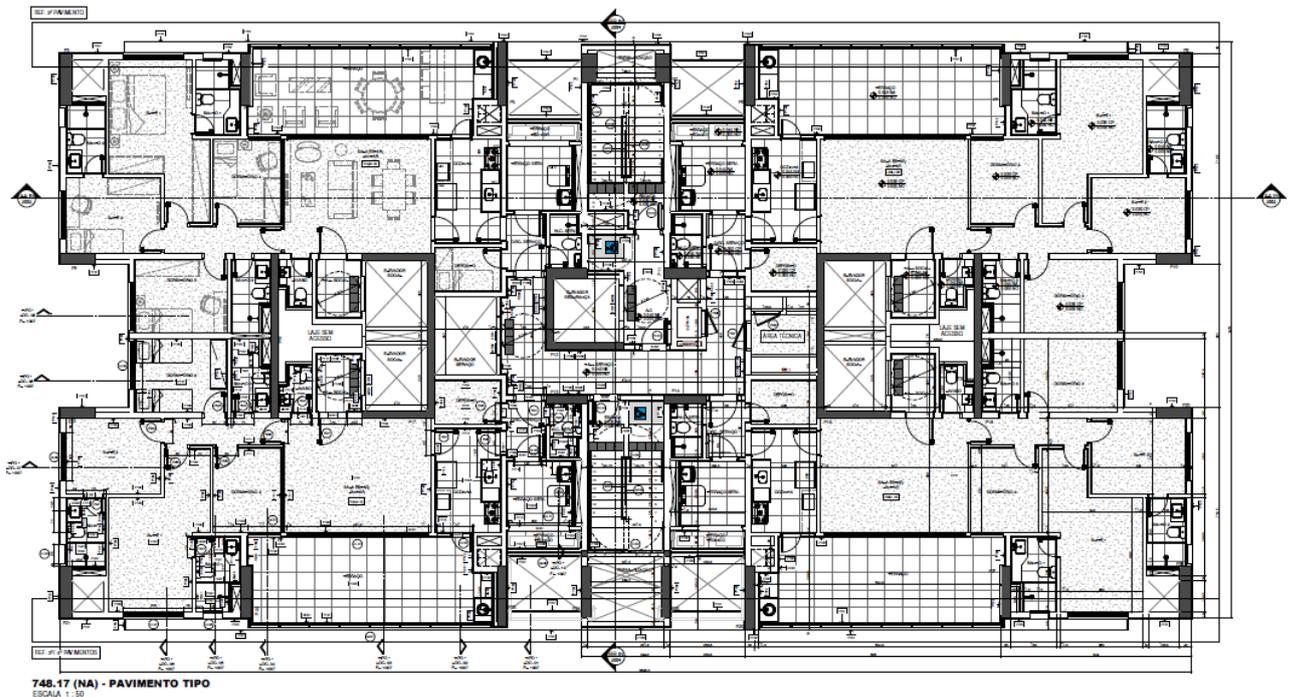
fonte: empresa responsável pelo projeto (2022)

Figura 12 – Modelo tridimensional da estrutura



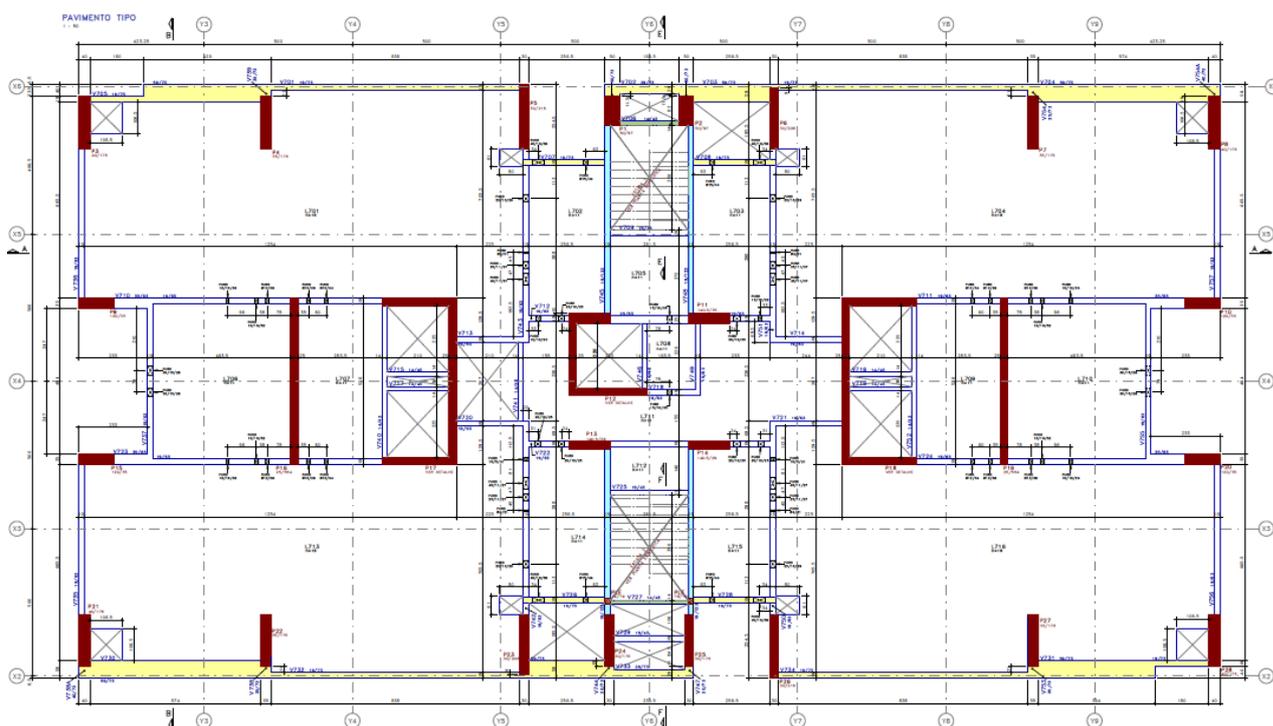
fonte: empresa responsável pelo projeto (2022)

Figura 13 – Planta baixa arquitetônica pavimento tipo



fonte: empresa responsável pelo projeto (2022)

Figura 14 – Planta baixa estrutural pavimento tipo



fonte: empresa responsável pelo projeto (2022)

4.2 CONSIDERAÇÕES E CARREGAMENTOS

O empreendimento, localizado na cidade de São Paulo, é classificado dentro da classe de agressividade ambiental (CAA) II - Moderado, pela tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023), por se tratar de um ambiente urbano. Ainda, na tabela 7.1 da norma, exige-se que, para a classe de agressividade ambiental (CAA) II deve-se ter uma relação água/cimento (a/c) máxima de 0,60 para o concreto armado e valor de resistência característica à compressão (f_{ck}) mínimo de 25 MPa. Além disso, os cobrimentos que devem ser utilizados estão especificados de acordo com a tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023), para CAA – II deve-se utilizar cobrimento nominal de 25 mm em lajes e 30 mm para vigas e pilares. Porém, a norma indica que, para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos podem ser reduzidos em até 5 mm. A classe de concreto utilizada para o modelo base de estudo foi de 45 MPa, dessa forma, o edifício em estudo ficou com cobrimentos de 20 mm para as lajes e 25 mm para as vigas e pilares. Ademais, para classe adotada C45 e agregado graúdo granito, tem-se valores estimados de E_{ci} igual a 38 GPa e de E_{cs} igual a 34 GPa, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023). No quadro 2, tem-se um resumo das considerações adotadas para o modelo base.

Quadro 2 – Considerações Edifício Base

CAA	Concreto		Cobrimentos	
	Resistência do Concreto	Relação a/c	Lajes	Pilares e Vigas
II	$f_{ck} \geq 45$ MPa	0,55	2 cm	2,5 cm

fonte: Autor (2024)

Quanto aos critérios de modelagem e análise no *software* TQS, para os modelos estudados, foi utilizado o modelo VI, onde o edifício é modelado por um pórtico espacial, formado por elementos de barra discretizados que simularam as vigas, pilares e lajes da estrutura. Desse modo, as lajes também passam a resistir parte dos esforços gerados pela ação do vento. Por conta disso, gera-se um modelo mais realista quanto ao comportamento global da estrutura. Ainda, não foi considerada a interação solo-estrutura, análise incremental e nem realizada análise dinâmica, no qual verifica-se o comportamento global da estrutura quanto aos modos de vibração. Para as lajes, foi realizada uma redistribuição nos esforços, em que o fator de engastamento foi reduzido para o valor de 0,90, critério este adotado pelo escritório que desenvolveu o projeto original.

As considerações quanto aos esforços de vento foram adotadas conforme a NBR 6123:2023, a qual indica, para a cidade de São Paulo, velocidade básica do vento (V_0) igual a 38 m/s. Os fatores utilizados para cálculo da velocidade característica do vento foram: Fator topográfico (S1) igual a 1,00, o Fator S2 englobando a categoria de rugosidade IV o qual foi considerando terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados, e classe da edificação ‘C’ por possuir maior dimensão horizontal ou vertical superior a 50 metros. Por fim, o Fator estatístico (S3) igual a 1,00, que considera edificações em geral com alta taxa de ocupação. Além de considerar o vento incidindo perpendicularmente as quatro fachadas da edificação, foi adicionado vento com incidência angular de 45°, 135°, 225° e 315°, e não foram consideradas excentricidades na incidência do vento. Além disso, foi considerado vento de baixa turbulência. No quadro 3 estão os coeficientes de arrasto considerados pelo TQS para o prédio de 40 e de 55 pavimentos.

Quadro 3 – Coeficientes de arrasto

	40 Pav.	55 Pav.
Ângulo	C.A	C.A
0°	1,07	1,18
45°	1,28	1,34
90°	1,42	1,47
135°	1,28	1,34
180°	1,07	1,18
225°	1,28	1,34
270°	1,42	1,47
315°	1,28	1,34

fonte: Autor (2024)

As cargas aplicadas na estrutura foram estabelecidas de acordo com o projeto arquitetônico do edifício e estão em conformidade com as diretrizes estipuladas na norma NBR 6120 (ABNT, 2019). No quadro 4, são listadas as cargas permanentes e acidentais empregadas em cada pavimento.

Quadro 4 - Carregamentos adotados em cada pavimento

Pavimento	Descrição	Permanente (kN/m ²)	Acidental (kN/m ²)
3° Subsolo	Poço do elevador	50	10
1° e 2° Subsolos	Garagem	0,5	3
	Hall elevador	1,5	
	Escadas	4	
Térreo	Área de lazer, hall elevador	1,5	3
1° Pavimento	Dormitórios, banheiros, sala de estar/jantar, cozinha	1,5	1,5
	Área de serviço	1,5	2
	Área técnica, administração, hall elevador	1,5	3
	Terraço coberto	1,5	2,5
	Terraço descoberto	2	2,5
	Escadas	4	3
2° Pavimento	Dormitórios, banheiros, sala de estar/jantar, cozinha	1,5	1,5
	Área de serviço	1,5	2
	Área técnica, hall elevador	1,5	3
	Terraço coberto	1,5	2,5
	Terraço descoberto	2	2,5
	Escadas	4	3

Continua

Continuação

Pavimento	Descrição	Permanente (kN/m ²)	Acidental (kN/m ²)
Pavimento Tipo	Dormitórios, banheiros, sala de estar/jantar, cozinha	1,5	1,5
	Área de serviço	1,5	2
	Área técnica, hall elevador	1,5	3
	Terraço coberto	1,5	2,5
	Escadas	4	3
Piso casa de máquinas	Casa de bombas, barrilete, casa de máquinas inferior	3,5	1,5
	Laje impermeabilizada	3	1,5
	Escadas	4	3
Piso reservatórios	Casa de máquinas	10	30
	Reservatórios	2	33,5
Cobertura Reservatórios	Laje impermeabilizada	3	1,5

fonte: Autor (2024)

No que diz respeito às cargas lineares provenientes das paredes de vedação, foram levadas em consideração tanto a alvenaria de bloco cerâmico quanto o sistema de *drywall*, de acordo com as especificações disponíveis nas tabelas 2 e 3 da NBR 6120 (ABNT, 2019). O quadro 5 apresenta um resumo das cargas utilizadas.

Quadro 5 – Cargas permanentes dos elementos de vedação

Elemento	Carga (kN/m ²)
<i>Drywall</i>	0,5
Bloco cerâmico vazado de 19 cm com 2 cm revestimento por face	2,3
Bloco cerâmico de 14 cm com 1cm revestimento por face	1,5

fonte: Autor (2024)

5 ESTUDO DOS MODELOS ESTRUTURAIS PROPOSTOS

Provindo do modelo utilizado por Colferai (2022) no *software* TQS, derivado do edifício original projetado por um escritório de projetos de estruturas, o modelo contendo 40 pavimentos, com simplificação do embasamento, no qual modelou-se somente a projeção da torre para estes andares, serviu de base para o desenvolvimento deste trabalho. O propósito do estudo foi analisar o comportamento global da edificação que foi explorado por Colferai (2022) ao incorporar mais quinze pavimentos tipo, o que resulta em elevar a altura total e as solicitações na estrutura. Com isso, propor diferentes alternativas estruturais que melhorem os parâmetros globais da edificação perante essa incorporação, evitando causar interferências arquitetônicas significativas que foram inicialmente estipuladas para a edificação com 40 pavimentos. A planta de formas em escala 1:50 do Modelo Base, juntamente com os demais modelos modificados, encontram-se no apêndice A, ao final deste trabalho.

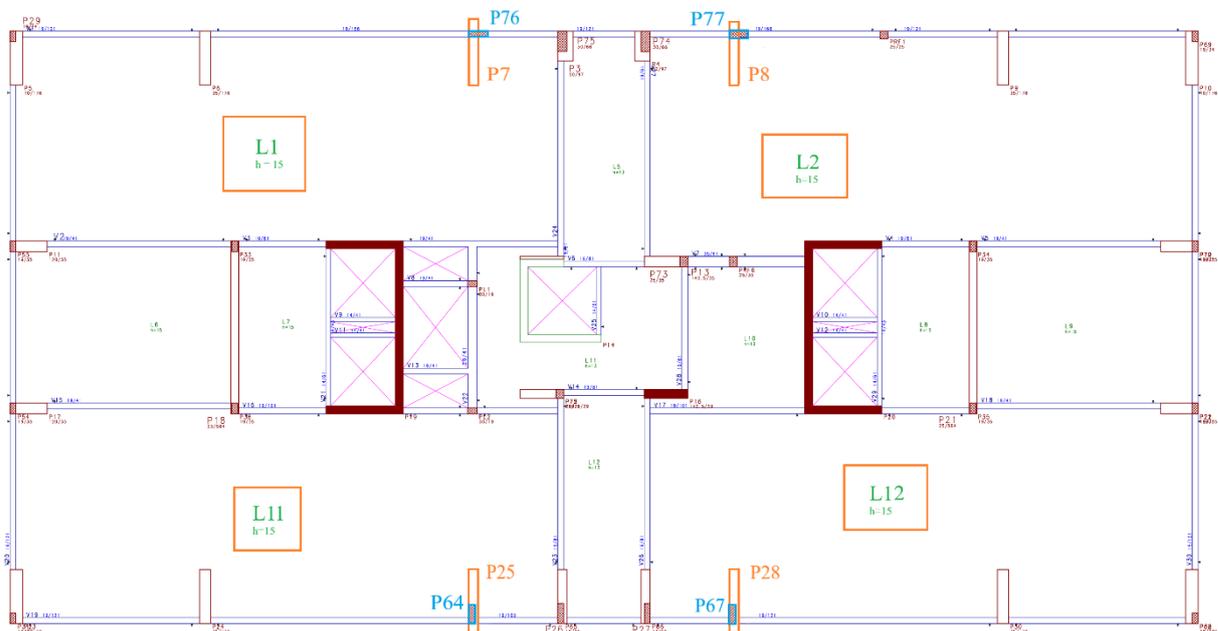
5.1 MODELO BASE

O modelo inicial utilizado como base por Colferai (2022), contém embasamento com 3 subsolos, térreo e 1º pavimento, a torre com o 2º pavimento e os 32 pavimentos tipo, e a cobertura, onde há piso da Casa de Máquinas, piso e cobertura do reservatório, resultando em um edifício de 117,29 metros e 40 pavimentos. Foi delimitado que a resistência característica do concreto (f_{ck}) utilizada seria o valor no qual os deslocamentos horizontais e verticais (flechas) estivessem dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118. Colferai (2022) concluiu que ao utilizar f_{ck} de 45 MPa, estes valores ficavam dentro dos limites, exceto para as flechas das lajes do piso da casa de máquinas e da cobertura do reservatório. Com isso, foi proposto utilizar f_{ck} igual a 50 MPa nesses pavimentos, resultando em flechas dentro dos limites estipulados.

Neste estudo, a proposta foi de utilizar um modelo base com um mesmo f_{ck} em todos os pavimentos, para isso, foi necessário realizar modificações em algumas lajes que apresentaram flechas maiores que o limite permitido quanto ao Estado Limite de Serviço. As lajes mais solicitadas do pavimento Piso da casa de máquinas foram L1, L2, L11 e L12 (figura 15), cujo

valor limite de flecha era de 2,82 cm, ao verificar as flechas no modelo de grelha das lajes, para estado limite de serviço com combinação quase permanente, o maior valor obtido foi de 2,64 cm, logo, abaixo do limite. Para o pavimento da cobertura dos reservatórios, alterou-se a espessura das lajes, que antes era de 12 cm, para 16 cm. Ainda, na modelagem, foram consideradas bordas engastadas entre as lajes e apoiadas nas extremidades onde possuísse uma viga de borda. Com isso, as flechas obtidas ficaram dentro dos valores limites em toda edificação para o concreto de classe C45.

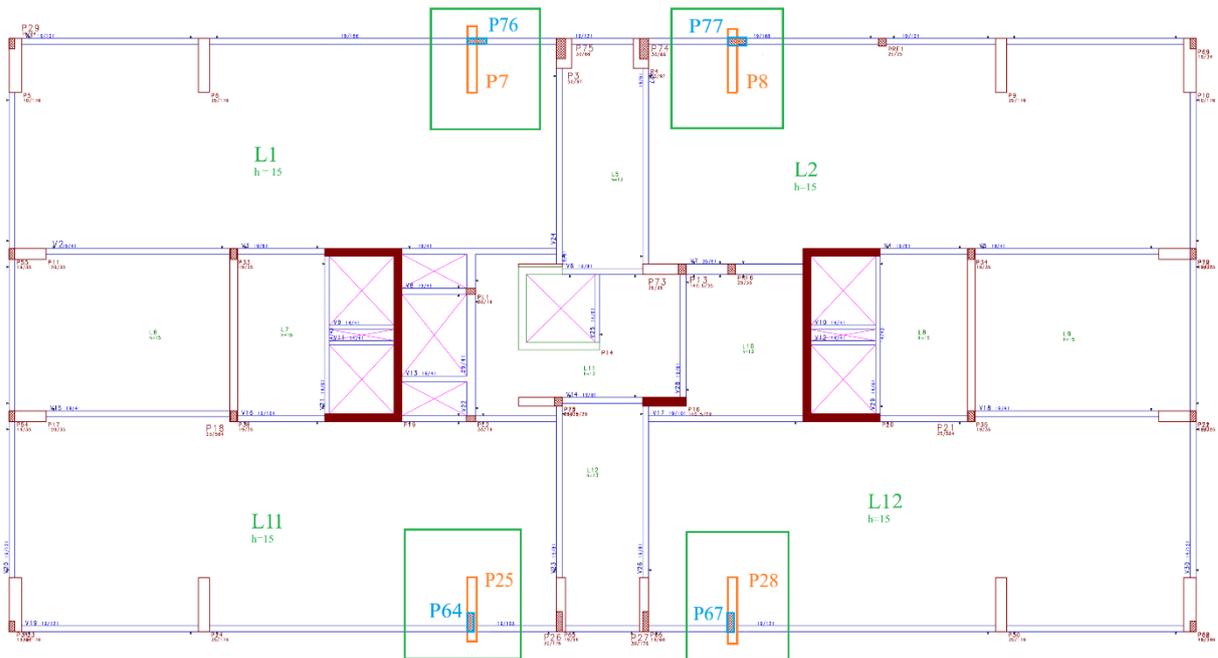
Figura 15 – Planta de formas do piso da casa de máquinas – lajes em destaque



fonte: Autor (2024)

Após a verificação quanto ao estado limite de serviço, foi realizada a análise do Estado Limite Último dos pilares do modelo ao executar o processamento paralelo dos pilares. No modelo inicial de Colferai (2022), verificou-se que os pilares P64, P67, P76, e P77 não estavam sendo dimensionados pelo *software* (pilares apresentaram situação “não ok” quando processados quanto ao ELU) com as solicitações impostas. Assim, foi proposto que os pilares P64 e P67 de dimensões 40 x 19 cm, que nascem no pavimento do piso da casa de máquinas, provindos dos pilares P25 e P28 respectivamente, passassem a ter seção de 19 x 60 cm. Os pilares P76 e P77 de dimensões de 40 x 19 cm, que também nascem no piso da casa de máquinas dos pilares P7 e P8, alteraram sua seção para 60 x 19 cm e 60 x 25 cm respectivamente. A figura 16 demonstra a planta de formas do piso da casa de máquinas com os pilares que foram alterados.

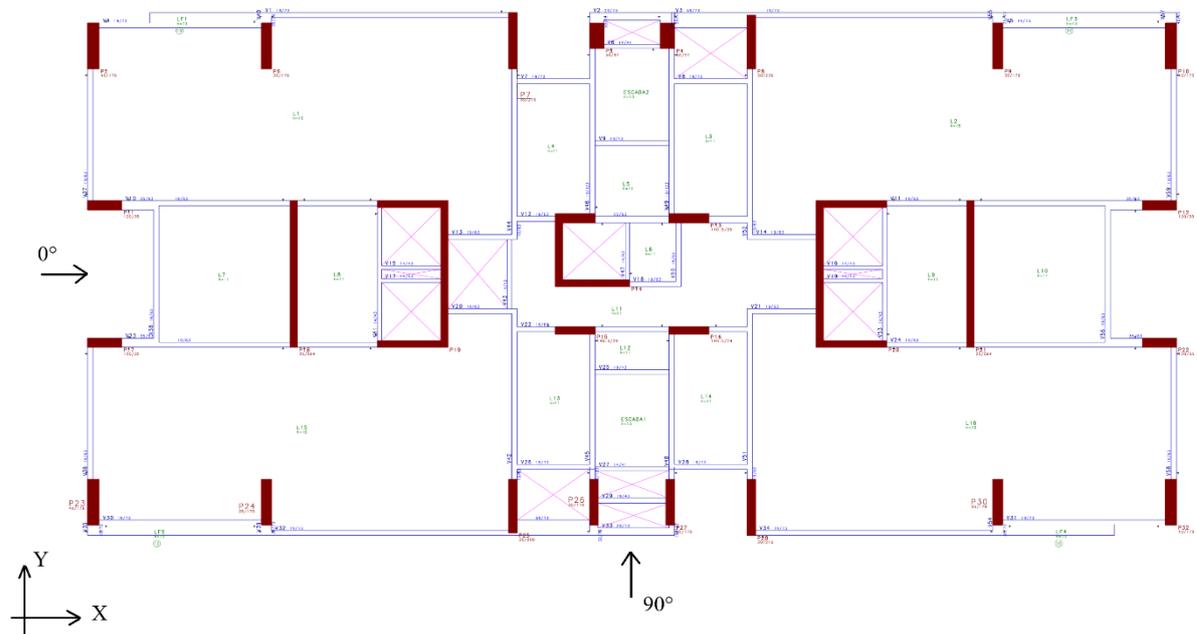
Figura 16 – Planta de formas do piso da casa de máquinas – pilares em destaque



fonte: Autor (2024)

Dessa maneira, foi possível que todos os pilares fossem dimensionados quanto ao ELU, e com isso, obteve-se os parâmetros globais para o modelo base de 40 pavimentos, conforme quadro 6. Foram analisados o deslocamento máximo de topo da edificação (o qual se deu na direção Y para todos os modelos), o deslocamento máximo entre pavimentos (*drift*), os valores de γ_z nos sentidos de X (0°) e Y (90°), o número de pilares que não foi possível de dimensionar no ELU pelo *software* ao realizar o processamento paralelo (pilares com alguma seção no qual não passou nas verificações), e o volume de concreto total do modelo analisado. Na figura 17, tem-se a planta baixa do pavimento tipo do modelo com a indicação das direções do vento analisadas.

Figura 17 – Direções do vento



fonte: Autor (2024)

Quadro 6 – Parâmetros de análise do modelo base com 40 pavimentos

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimensionados no ELU	Volume de concreto (m ³)
Base 40 pavimentos	39,6	1,2	1,15	1,16	0	7.801,34

fonte: Autor (2024)

A norma estabelece um deslocamento máximo permitido de 68,9 mm para a estrutura da edificação, o valor obtido pelo modelo de 39,6 mm é menor do que o limite estipulado. O deslocamento máximo entre pavimentos é calculado como sendo a altura entre os pavimentos dividido por 850, o maior valor de *drift* encontrado foi no pavimento de número 17 (tipo) com 1,2 mm, como o pé direito deste pavimento mede 2,88 m, o limite é de 3,39 mm, estando abaixo do limite. Além disso, o valor de γ_z encontrado classifica a edificação como de nós móveis em ambos os sentidos X e Y.

A partir do modelo base com 40 andares, foi incorporado ao modelo mais 15 pavimentos tipo, sem modificar a concepção estrutural, formando um edifício de 55 pavimentos com 160,49 metros de altura. As cargas consideradas foram as mesmas, com exceção da carga de vento,

devido a atualização nos coeficientes de arrasto. No quadro 7, é possível verificar os resultados obtidos para esse modelo.

Quadro 7 – Parâmetros de análise do modelo base com 55 pavimentos

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimensionados no ELU	Volume de concreto (m ³)
Base 55 pavimentos	112,9	2,5	1,25	1,33	32	10.712,84

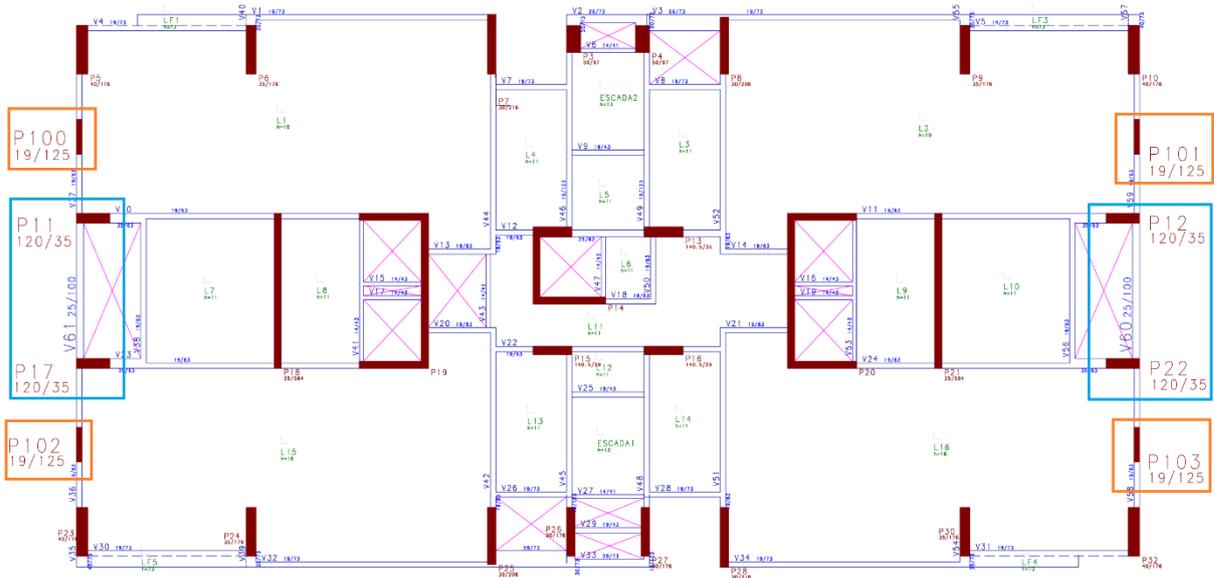
fonte: Autor (2024)

Ao adicionar mais pavimentos no modelo, o deslocamento horizontal máximo permitido por norma passou a ser 94,4 mm, assim, o valor de deslocamento obtido de 112,9 mm é superior, não atendendo ao estado limite de serviço de deformação excessiva. O coeficiente γ_z aumentou nas duas direções, sendo na direção Y valor superior à 1,30, exigindo análises por métodos mais complexos da estabilidade da edificação. Além disso, muitos pilares não foram possíveis de serem dimensionados pelo *software*, devido ao aumento de solicitações que o incremento dos pavimentos resultou na estrutura. Por conta desses fatores, foram pensadas alternativas de diferentes concepções estruturas, a fim de melhorar os parâmetros globais na mesma, de modo que não ocorram interferências significativas com a arquitetura estabelecida.

5.2 MODELO 1 – PILARES NA FACHADA

Na primeira alternativa, foram inseridos quatro pilares nas duas fachadas das laterais do edifício, de dimensões 19 x 125 cm. Além disso, na mesma fachada de inserção dos pilares, foi adicionada uma viga com dimensões 25 x 100 cm entre os pilares P11 e P17 e entre os pilares P12 e P22, a fim de enrijecer mais a estrutura. Tomou-se o cuidado de posicionar os pilares em regiões que não houvesse interferência com a arquitetura, por conta disso, os pilares foram colocados em locais onde seriam executadas alvenarias. Para os andares abaixo do 1º pavimento, os pilares acabaram gerando interferência com a área de lazer do pavimento térreo ao coincidir com esquadrias, e no subsolo, interferindo com vagas de garagem. A figura 18, e o apêndice A, apresentam a planta de formas do pavimento tipo com as alterações descritas. No quadro 8, encontram-se os parâmetros globais.

Figura 18 – Planta baixa estrutural pavimento tipo – Modelo 1



fonte: Autor (2024)

Quadro 8 – Parâmetros de análise do modelo 1

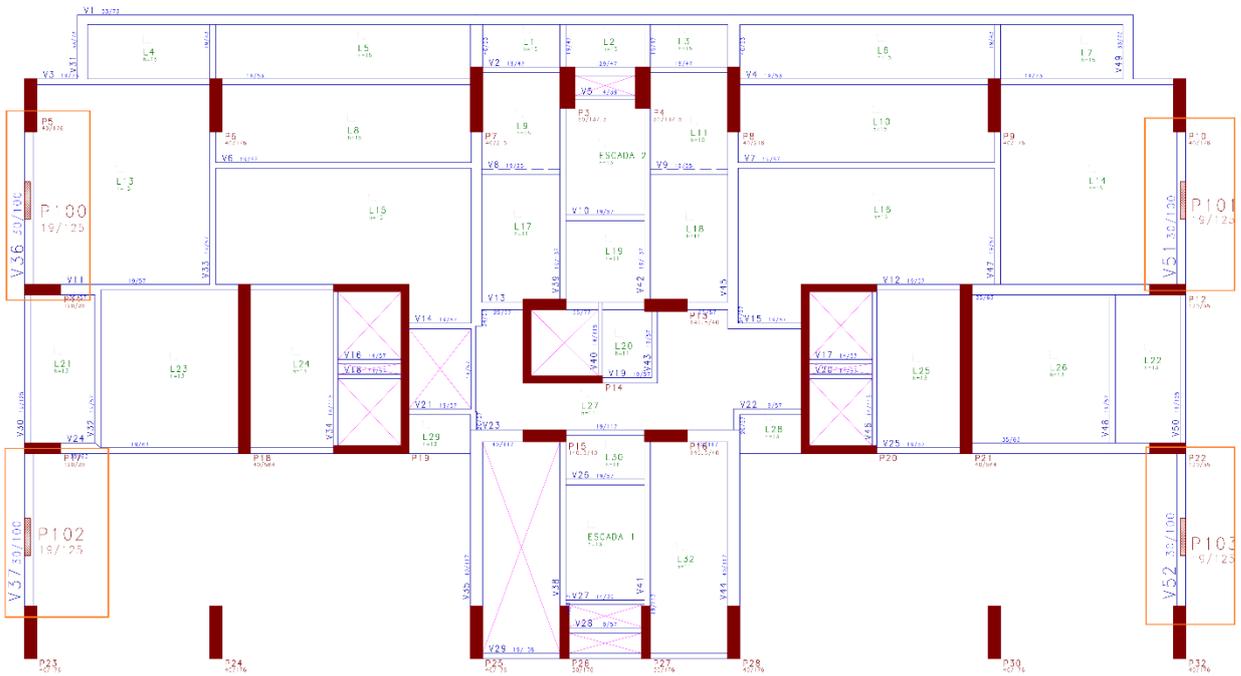
Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
1	94,1	2,1	1,24	1,25	32	10.945,93

fonte: Autor (2024)

Nota-se a melhora dos parâmetros globais, principalmente no deslocamento máximo que ficou com um valor abaixo do permitido por norma (94,4 mm), além disso, o parâmetro γ_z ficou abaixo de 1,30. O número de pilares que tiveram pelo menos uma seção não dimensionada pelo *software* não se alterou. O volume de concreto aumentou 233,09 m³ em relação ao Modelo Base, devido ao incremento dos 4 pilares 19 x 125 cm no modelo.

Em um segundo momento, foram inseridas vigas de transição no 1º pavimento, a fim de evitar a interferência dos pilares inseridos com os pavimentos inferiores e verificar a diferença gerada entre os modelos por tal procedimento. A figura 19 ilustra o 1º pavimento onde os pilares P100, P101, P102 e P103 nascem nas vigas de transição V36, V51, V37, V52 respectivamente. As vigas possuem dimensão 30 x 100 cm. No quadro 9, encontram-se os parâmetros globais do modelo com vigas de transição.

Figura 19 – Planta baixa estrutural 1º Pavimento – Modelo 1.2



fonte: Autor (2024)

Quadro 9 – Parâmetros de análise do modelo 1.2 – Vigas de transição

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
1.2	94,3	2,1	1,24	1,25	29	10.940,28

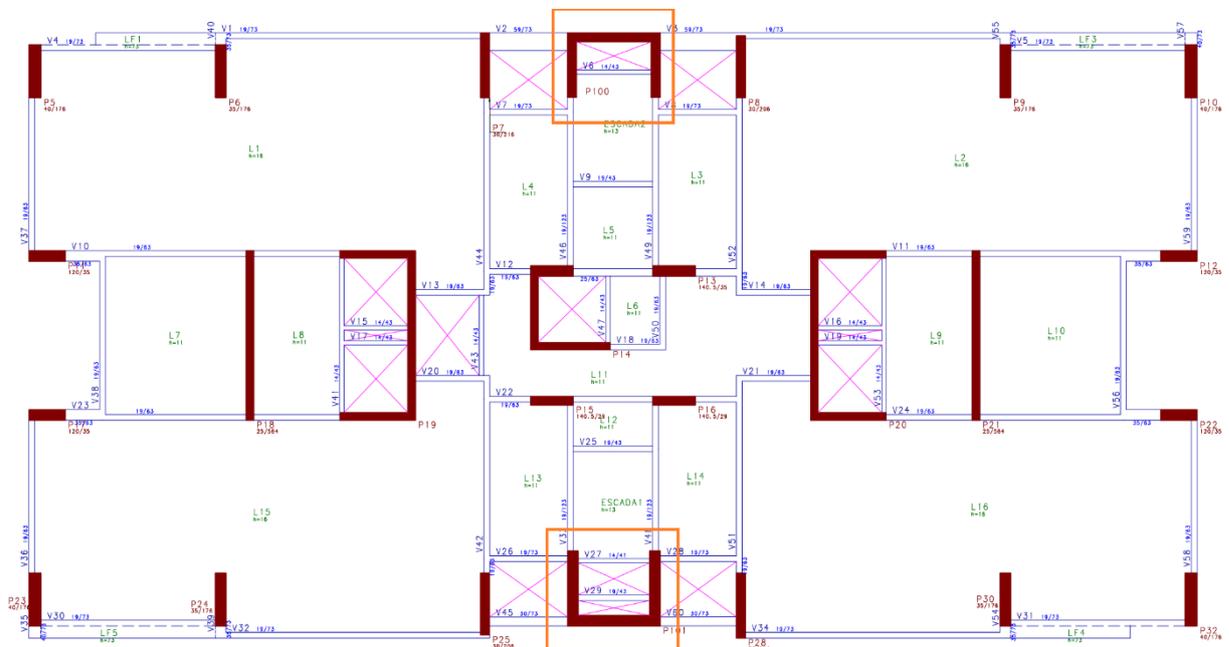
fonte: Autor (2024)

É possível reparar que, apesar da inserção das vigas de transição para evitar conflitos com a arquitetura nos andares abaixo do 1º pavimento, não ocorreu uma piora dos parâmetros globais do edifício, sendo a única variação no deslocamento máximo em 0,2 mm, se mantendo abaixo do limite de 94,4 mm. O número de pilares que não foram possíveis de serem dimensionados diminuiu para 29. Ainda, economiza-se cerca de 5,65 m³ de concreto ao utilizar a viga de transição no 1º pavimento, portanto, pode-se considerar essa uma melhor alternativa.

5.3 MODELO 2 – NÚCLEO RÍGIDO

Para essa alternativa, foi proposta a inserção de dois núcleos rígidos na região em volta das paredes de uma abertura para passagem de tubulações e das paredes em volta das escadas, localizadas na região central da edificação próximo as fachadas. Essas modificações não interferiram na arquitetura existente para a torre, porém, nos três subsolos, a inserção dos núcleos interferiu em duas vagas de garagem por subsolo. Os pilares P3 e P4 de 50 x 97 cm que nascem na fundação e morrem no piso da casa de máquinas, foram eliminados, dando lugar a um núcleo rígido em formato ‘C’ de 30 cm de espessura, com 305,5 cm de largura e abas de 215 cm. Os pilares P26 e P27 de 30 x 176 cm, deram lugar a um núcleo rígido em formato ‘C’, com 35 cm de espessura e de 305,5 cm de largura, com abas de 250 cm de comprimento. Ademais, as vigas que faziam a ligação entre os pilares foram modificadas para comportar melhor a inserção dos núcleos. A figura 20 ilustra a planta de formas para o pavimento tipo com a inserção dos núcleos. No quadro 10, encontram-se os parâmetros globais para este modelo.

Figura 20 – Planta baixa estrutural pavimento tipo – Modelo 2



fonte: Autor (2024)

Quadro 10 – Parâmetros de análise do modelo 2

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
2	96,2	2,2	1,20	1,28	24	11.044,47

fonte: Autor (2024)

Apesar da melhora do parâmetro γ_z em ambos os sentidos e do deslocamento lateral em comparação com o modelo base de 55 pavimentos, este último ainda ficou acima do limite de 94,4 mm, sendo necessária alguma outra forma de enrijecimento da estrutura para adequar este parâmetro. Uma alternativa para tornar mais eficiente seria aumentar a espessura das paredes dos núcleos ou o comprimento das abas na direção Y, porém, isso causaria interferências com a arquitetura ao reduzir a área útil, principalmente na região das escadas onde deve-se deixar largura mínima de 1,20 metros entre as paredes. Apesar disso, nota-se o aumento no número de pilares dimensionados de forma direta pelo *software* em relação aos modelos anteriores. Ainda, o volume de concreto teve um incremento de 331,63 m³, superior ao modelo com pilares nas fachadas.

5.4 MODELO 3 - *OUTRIGGERS*

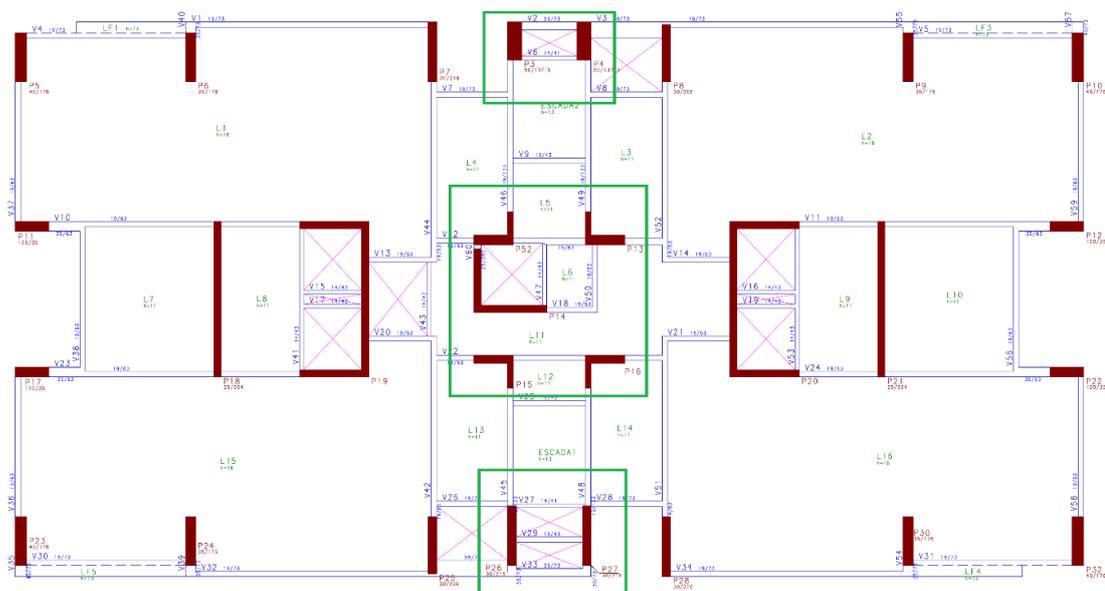
Atualmente, o uso de *outriggers* é muito empregado em soluções para edifícios altos, apesar de que, na maioria dos casos, inviabiliza o pavimento que se localiza o sistema. Neste estudo, optou-se por utilizar o sistema de *outrigger* em somente um pavimento da edificação, o qual foi inserido na metade da sua altura, conforme referencial de Taranath (2010). Os *outriggers* foram modelados nas direções X e Y da planta baixa, além disso, fez-se uso de *belt-trusses*, elementos que ligam os pilares da fachada, a fim de enrijecer ainda mais o sistema.

Não há especificamente um elemento de modelagem denominado por *outrigger* para se inserir no modelo estrutural do *software* TQS. Por conta disso, este elemento foi modelado como pilar parede, sendo discretizado por barras longitudinais a cada 30 cm pelo *software*, metodologia esta indicada e executada em pesquisa realizada por Lima (2021). O elemento *belt-truss* foi modelado como viga, com altura de todo o pavimento, realizando a ligação entre todos os pilares de periferia do modelo.

Para realizar a simulação do elemento *outrigger* no TQS, foi necessário criar dois tipos de pavimento, um que serve de base para o *outrigger* nascer, e outro logo acima onde ele finda. Para que a modelagem ocorra corretamente, os pilares que nascem na fundação e que teriam interferência com o *outrigger* devem findar na base deste, e nascer novamente sobre o *outrigger*, continuando a estrutura. Entre os pavimentos denominados de base e topo, há o elemento pilar parede simulando o *outrigger* com altura de todo o pavimento, além das lajes e vigas.

Alguns pilares do modelo base foram modificados, para poder suportar o elemento *outrigger* corretamente. O pilar P14 em 'C' foi dividido em 2 pilares em L, o P14 passou a ter dimensões em X de 262 cm e em Y de 230 cm com espessura de 25 cm. O pilar P57 foi criado em formato 'L', a partir do P14, possuindo dimensões em X de 140,5 x 35 cm e em Y de 120 x 19 cm. O pilar P13 de 140,5 x 29 cm, passou a ser um pilar em L mantendo as dimensões na direção X e adicionando uma seção em Y de 19 x 120 cm. O mesmo ocorreu com os pilares P15 e P16 de 140,5 x 29 cm, que viraram pilares em L adicionando seção em Y de 19 x 120 cm. Ainda, os pilares P3 e P4 de 50 x 97 cm passaram a ter 50 x 137,5 cm de seção, e os pilares P26 e P27 de 30 x 176 cm ficaram com seção de 30 x 216 cm. A figura 21 mostra as modificações realizadas nos pilares. No Apêndice A, é possível visualizar em escala 1:50 a planta de formas do pavimento tipo para o modelo 3.

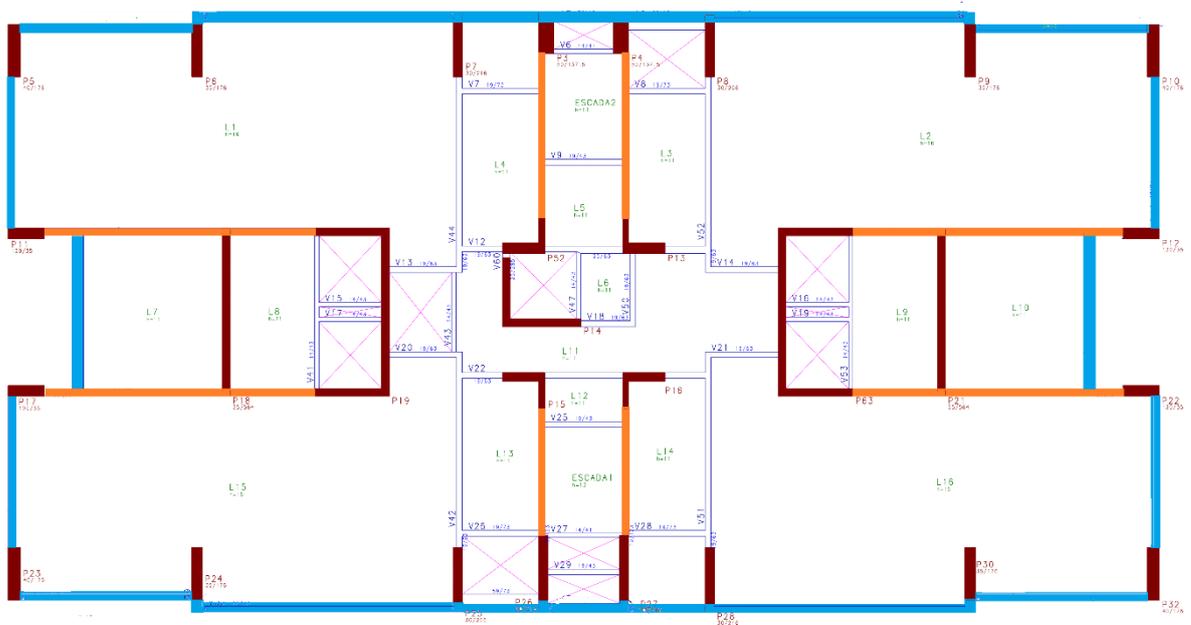
Figura 21 – Planta baixa estrutural pavimento tipo com alterações nos pilares – Modelo 3



fonte: Autor (2024)

Após as alterações nos pilares, foi realizado o lançamento dos *outriggers* no modelo estrutural. Inicialmente, os *outriggers* e *belt-trusses* foram modelados como um só elemento de pilar parede, entretanto, ao rodar o modelo, erros foram gerados e devido a limitação do tempo, decidiu-se por modelar os *outriggers* como pilares parede e os *belt-trusses* como vigas. Para a direção Y, modelou-se os *outriggers* como pilar parede, ligando os pilares P52 com P3, P13 com P4, P26 com P15 e P27 com P16. Na direção X, inseriu-se o pilar ligando os pilares P11 e P17 com P19, e os pilares P12 e P22 com o P20. Os *belt-trusses* foram modelados como vigas de seção 25/285 que ligam os pilares da fachada. A figura 22 ilustra o pavimento com a inserção dos *outriggers* em laranja e os *belt-trusses* em azul. O quadro 11 mostra os resultados globais obtidos para esse modelo.

Figura 22 – Planta baixa estrutural pavimento *outrigger* – Modelo 3



fonte: Autor (2024)

Quadro 11 – Parâmetros de análise do modelo 3

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{zx}	γ_{zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
3	93,1	2,1	1,22	1,23	32	10.912,52

fonte: Autor (2024)

Nota-se a melhora do parâmetro γ_z em ambos os sentidos, principalmente na direção Y, e no deslocamento lateral de topo onde o valor ficou abaixo do máximo permitido pela norma de

94,4 mm. Apesar do aumento no volume de concreto em relação ao modelo base de 55 pavimentos, este ainda ficou abaixo se comparado com os modelos 1 e 2 anteriores. Ainda, o número de pilares não dimensionados pelo *software* se manteve inalterado.

5.5 MODELO 4 - AUMENTO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Nesta alternativa, foi proposto aumentar a resistência característica do concreto, para verificar com qual valor o Modelo Base se adequaria a os limites de deslocamentos imposto pela norma. A metodologia consistiu em incrementar gradualmente 5 MPa na resistência do concreto, a cada teste do modelo, a partir do f_{ck} 45 MPa, e captar os valores globais obtidos.

Tendo como valor limite de deslocamento horizontal determinado por norma de 94,4 mm, o modelo com f_{ck} 65 MPa obteve deslocamento máximo de 94,6 mm, valor ainda acima do máximo permitido. Com isso, ao aumentar mais 5 MPa o valor do f_{ck} , o modelo com concreto de 70 MPa de resistência atingiu deslocamentos horizontais inferiores ao máximo permitido e obteve os seguintes valores globais, conforme quadro 12.

Quadro 12 – Parâmetros de análise do modelo 4

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	γ_{zx}	γ_{zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
4	91,4	2,0	1,20	1,25	14	10.712,84

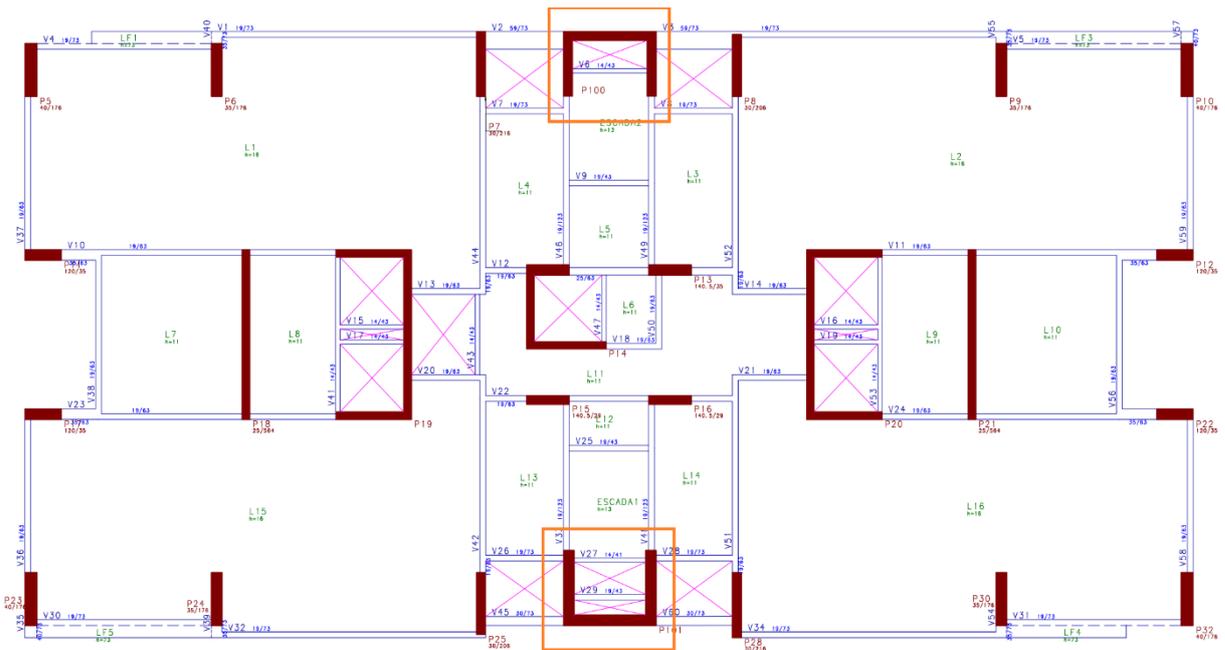
fonte: Autor (2024)

Ao utilizar uma classe de resistência do concreto de 70 MPa, aumentando 25 MPa do Modelo Base, o deslocamento lateral que antes era de 112,9 mm, passou a ser 91,4 mm, abaixo do limite de 94,4 mm. Ainda, o parâmetro γ_{zy} que no modelo base foi de 1,33, passou a ser de 1,25, e do γ_{zx} de 1,25 para 1,20. Ainda, ocorreu significativa melhora no número de pilares que foram possíveis de serem dimensionados no ELU em comparação ao Modelo Base, devido ao aumento da classe de resistência do concreto. Por não ter tido mudanças na concepção estrutural em relação ao Modelo Base, o volume de concreto se manteve o mesmo em relação a este.

5.6 MODELO 5 – NÚCLEO RÍGIDO + AUMENTO DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO

A partir do modelo com núcleos rígidos adicionados na região próxima às escadas, aumentou-se a classe de resistência do concreto, que antes era de 45 MPa para 50 MPa, com propósito de verificar a performance dos parâmetros obtidos e melhorá-los em relação ao modelo com classe de resistência do concreto mais baixo, no qual obteve-se deslocamento lateral de 96,2 mm, superior ao máximo permitido por norma (94,4 mm) para o edifício desta altura. A figura 23 apresenta a planta baixa do pavimento tipo com a inserção dos núcleos rígidos. O quadro 13 apresenta os parâmetros globais encontrados para esse modelo.

Figura 23 – Planta baixa estrutural pavimento tipo com inserção dos núcleos – Modelo 5



fonte: Autor (2024)

Quadro 13 – Parâmetros de análise do modelo 5

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
5	89,1	2,0	1,18	1,25	21	11.044,47

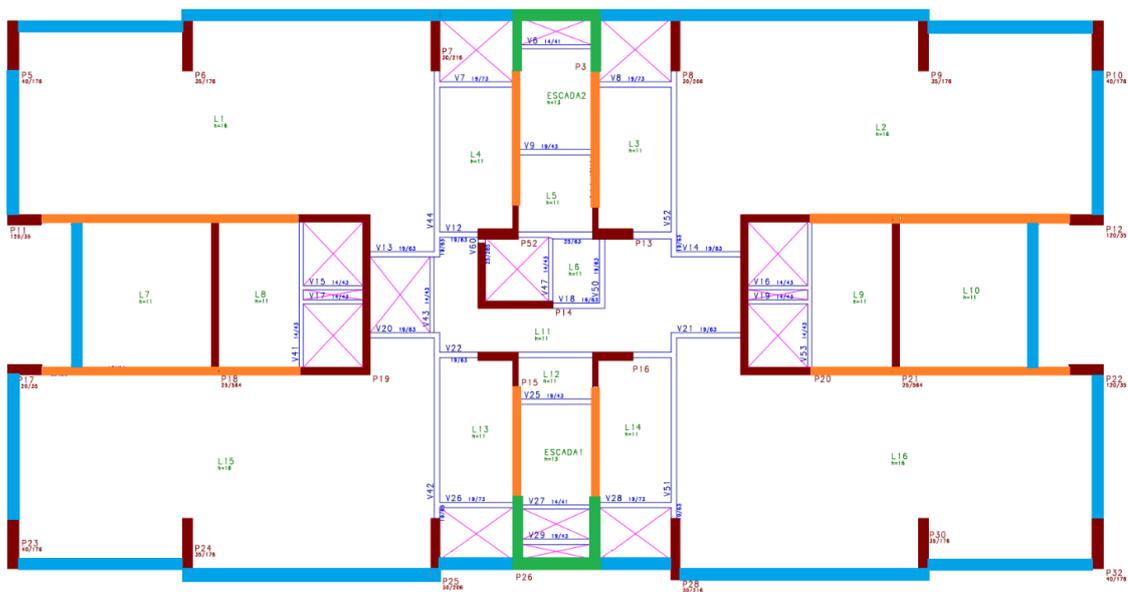
fonte: Autor (2024)

Ao aumentar a resistência característica do concreto para 50 MPa no modelo com núcleo rígido, obteve-se melhora nos parâmetros globais. O deslocamento máximo que para classe de concreto C45 era de 96,2 mm, passou para 89,1 mm, uma diminuição de 7,38%, com isso, o deslocamento ficou abaixo do limite de 94,4 mm. Os valores dos γ_z também obtiveram melhora em ambos os sentidos, o γ_{zx} anteriormente de 1,20 passou para 1,18, e γ_{zy} de 1,28 para 1,25. O volume de concreto se manteve o mesmo em relação ao Modelo 2 por não ter tido modificações na concepção estrutural. Entre os modelos com núcleos rígidos, o número de pilares não dimensionado pelo *software* diminuiu, para o Modelo 2 foram 24 não dimensionados, e, devido ao aumento da classe de resistência do concreto, esse número passou para 21 pilares.

5.7 MODELO 6 - NÚCLEO RÍGIDO + *OUTRIGGERS*

Uma alternativa para comparar com demais modelos foi de utilizar o núcleo rígido com o incremento dos *outriggers*. Os núcleos que nascem na fundação, findaram no pavimento onde os *outriggers* nascem e nasceram novamente acima dos *outriggers*, indo até o pavimento do piso da casa de máquinas onde findam. A figura 24 ilustra a planta baixa do pavimento com a inserção dos *outriggers* em laranja, os *belt-trusses* em azul, e os núcleos rígidos em verde. Ainda, no quadro 14, tem-se os parâmetros obtidos para este modelo.

Figura 24 – Planta baixa estrutural pavimento *outrigger* com núcleos rígidos – Modelo 6



fonte: Autor (2024)

Quadro 14 – Parâmetros de análise do modelo 6

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
6	81,8	2,0	1,17	1,19	28	11.175,41

fonte: Autor (2024)

O deslocamento máximo de 81,8 mm obtido para este modelo foi inferior aos deslocamentos obtidos para os outros modelos. Apesar disso, foi o modelo com maior volume de concreto, com 462,57 m³ a mais que o Modelo Base de 55 pavimentos. A quantidade de pilares dimensionados diretamente pelo *software* foi maior do que para o Modelo Base, porém, menor em relação aos modelos 2 e 5, que possuem núcleos rígidos. Em comparação com o Modelo 3, que possui a inserção dos *outriggers*, repara-se que houve melhora no número de pilares dimensionados, portanto, conclui-se que a inclusão dos núcleos rígidos contribui para aprimorar esse parâmetro nos modelos.

5.8 COMPARATIVO ENTRE MODELOS ESTUDADOS

Este tópico apresenta de forma conjunta os resultados obtidos nos modelos analisados e realiza uma análise comparativa através de gráficos e discussões, entre os valores dos deslocamentos laterais máximos e relativos entre pavimentos, coeficiente γ_z nas direções X e Y, o número de pilares não dimensionados no ELU, os momentos fletores na base do pilar P19 em formato 'C' para combinação no ELU considerando o vento como ação variável principal incidindo à 90°, além do volume de concreto em cada modelo. O Quadro 15 apresenta o resumo dos resultados obtidos em cada modelo.

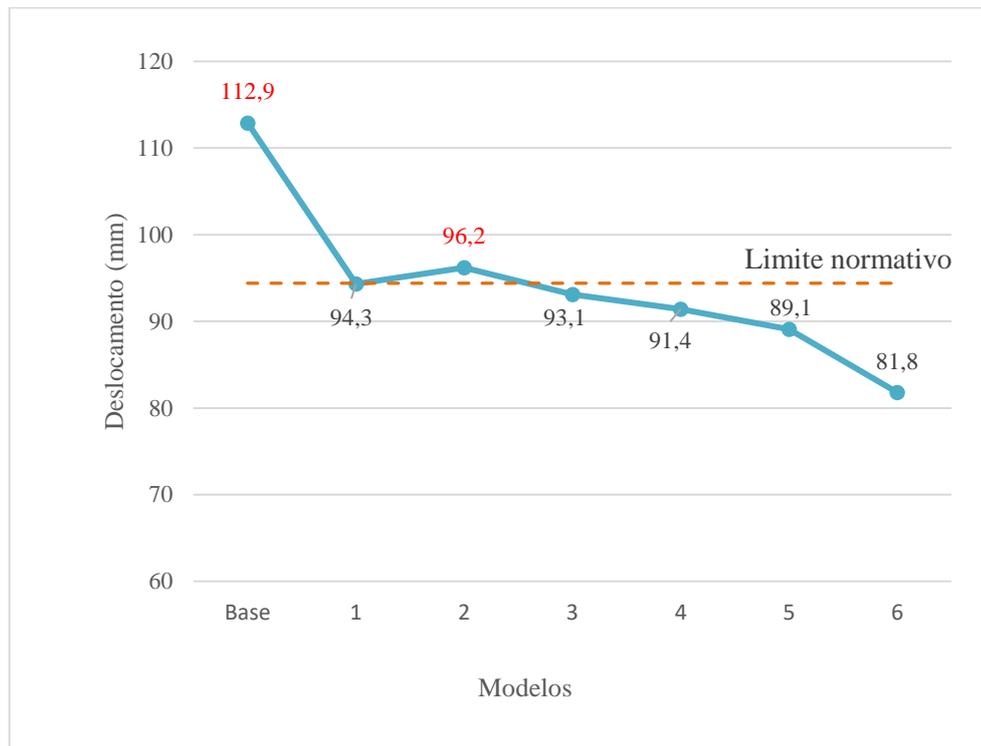
Quadro 15 – Quadro resumo dos resultados obtidos

Modelo	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	γ_{Zx}	γ_{Zy}	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Nº pilares não dimens. no ELU	Volume de concreto (m ³)
Base 55 pav.	112,9	2,5	1,25	1,33	-7219,59	-21,49	32	10.712,84
1 - Pilares na fachada c/ viga de transição	94,3	2,1	1,24	1,25	-5773,79	-19,37	29	10.940,28
2 - Núcleo Rígido	96,2	2,2	1,20	1,28	-6342,43	-64,37	24	11.044,47
3 - <i>Outriggers</i>	93,1	2,1	1,22	1,23	-5095,07	-51,84	32	10.912,52
4 - Base 55 pav. C70	91,4	2,0	1,20	1,25	-7044,6	-21,13	14	10.712,84
5 - Núcleo Rígido C50	89,1	2,0	1,18	1,25	-6287,5	-64,32	21	11.044,47
6 - Núcleo + <i>Outrigger</i>	81,8	2,0	1,17	1,19	-4437,17	-101,22	28	11.175,41

fonte: Autor (2024)

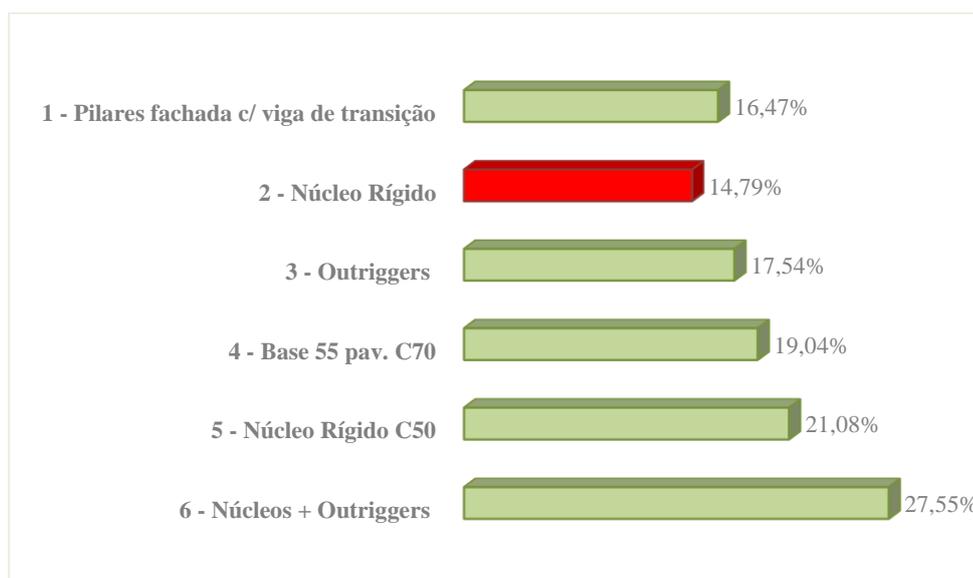
As figuras 25 e 26 apresentam graficamente o resultado do deslocamento lateral de cada modelo e as variações percentuais em relação ao Modelo Base.

Figura 25 – Deslocamento lateral dos modelos (mm)



fonte: Autor (2024)

Figura 26 – Variação da diminuição dos deslocamentos máximos em relação ao Modelo Base

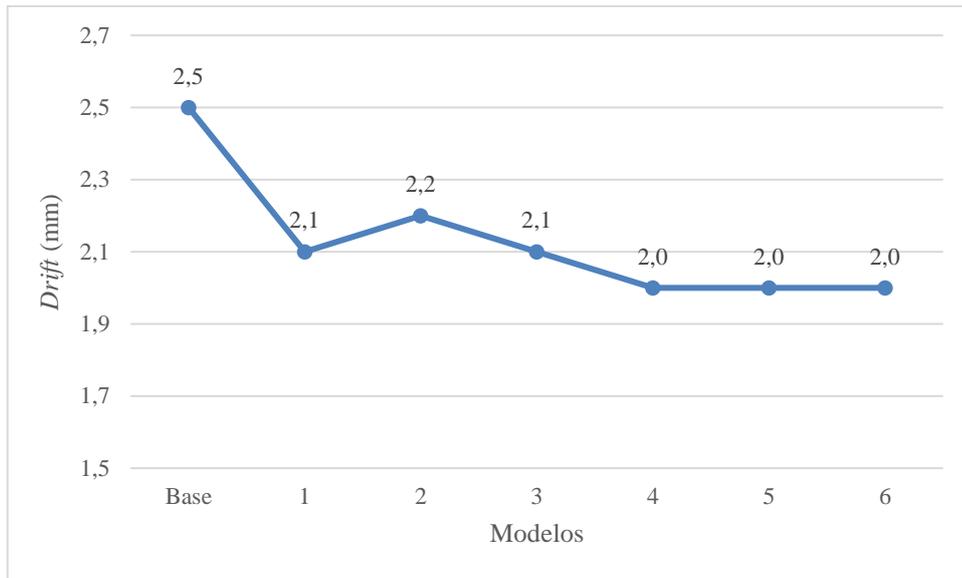


fonte: Autor (2024)

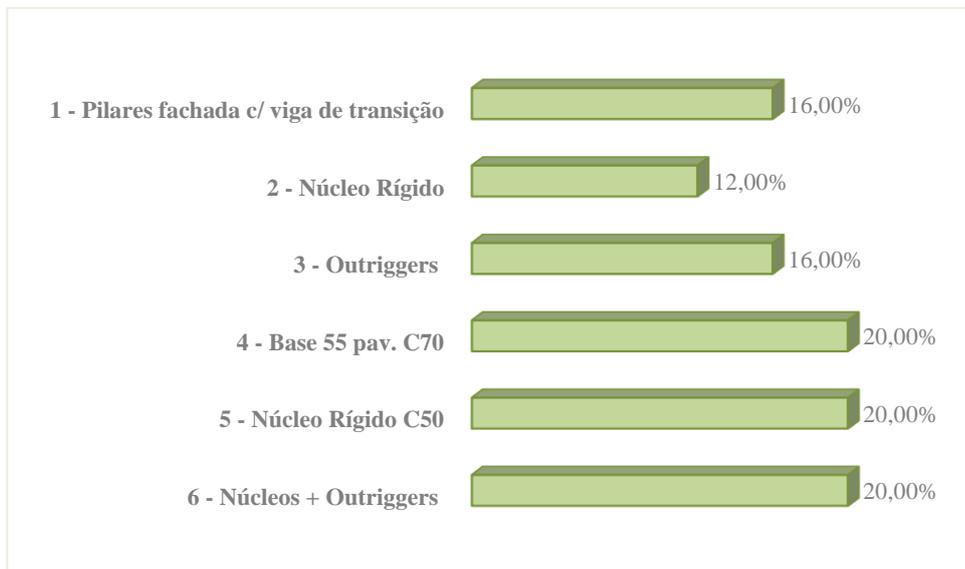
Por meio do quadro 14 e das figuras 25 e 26, é possível afirmar que os modelos mais eficientes quanto à redução dos deslocamentos máximos são os do sistema conjunto de núcleos com *outriggers*, onde houve uma diminuição de 27,55%, e do modelo com os núcleos rígidos na região das escadas, com f_{ck} de 50 MPa, apresentando uma redução de 21,08%. O inverso ocorre para o modelo de núcleos rígidos com o f_{ck} de 45 MPa, no qual obteve-se a menor diminuição dos deslocamentos (14,79%), o que representou, em valores absolutos, o valor de 96,2 mm, ainda superior ao limite de 94,4 mm estipulado pela norma. Na sequência, os modelos que obtiveram menores diminuições nos deslocamentos, mas que ainda ficaram abaixo do valor limite da norma, são o modelo com pilares na fachada com viga de transição, o modelo com *outriggers* e o Modelo Base com f_{ck} de 70 MPa, com diminuições de 16,47%, 17,54% e 19,04% respectivamente.

Na sequência, a figura 27 apresenta graficamente os valores máximo obtidos nos *drifts* de cada modelo, e a figura 28 a variação da diminuição dos deslocamentos entre pavimentos dos modelos modificados em relação ao Modelo Base.

Figura 27 – Deslocamento entre pavimentos de cada modelo (mm)



fonte: Autor (2024)

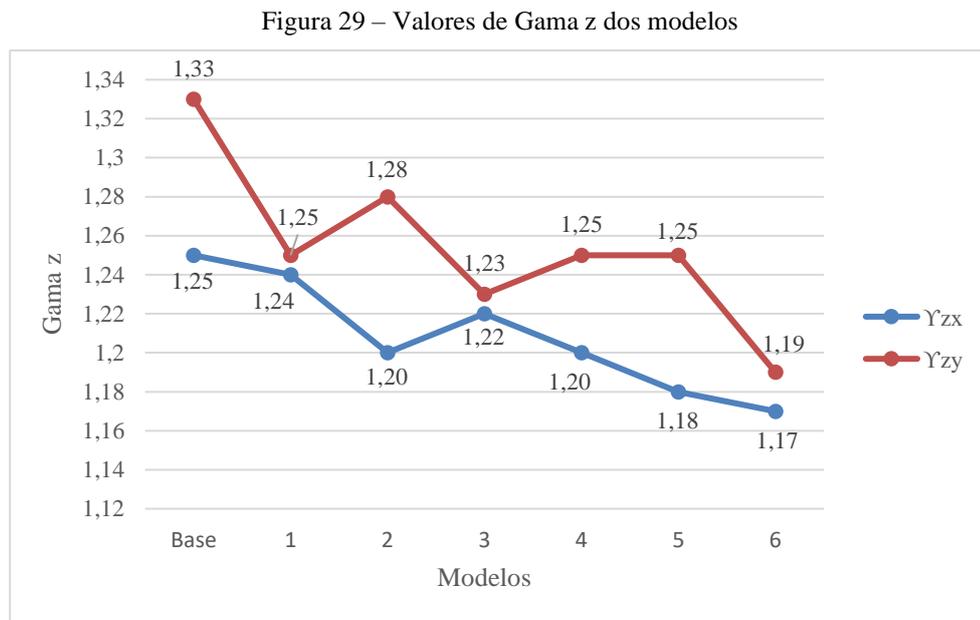
Figura 28 – Variação da diminuição dos *drifts* dos modelos em relação ao Modelo Base

fonte: Autor (2024)

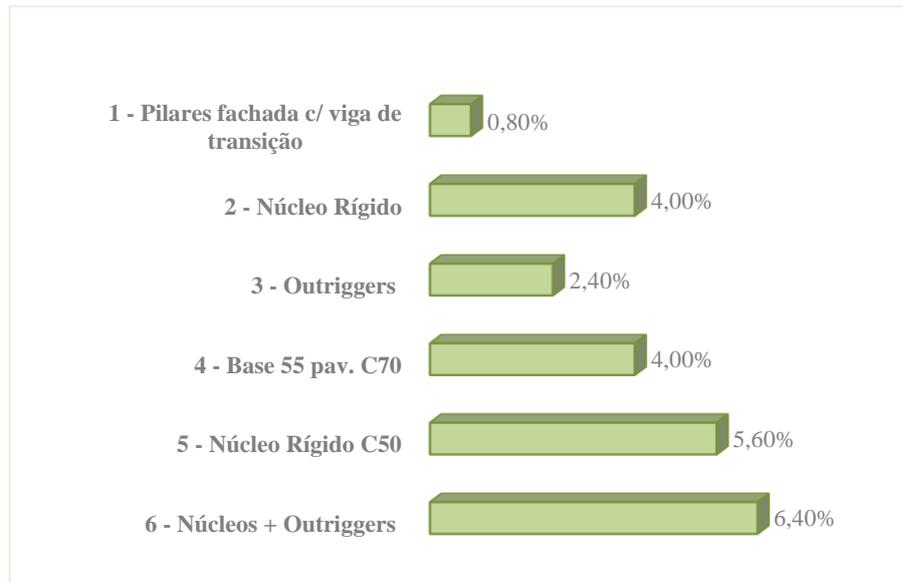
Conforme os resultados apresentados nas figuras 27 e 28, em geral, os deslocamentos relativos entre pavimentos apresentam melhora. No Modelo Base, o *drift* obtido de 2,5 mm foi observado no piso de número 22, localizado no pavimento tipo, que possui pé direito de 2,88 m e *drift* limite de 3,38 mm. O modelo com pilares na fachada obteve *drift* de 2,1 mm no piso 23 (tipo) sendo 16% inferior ao Modelo Base. O Modelo 2 teve *drift* de 2,2 mm, também no piso 22, com uma diminuição percentual de 12% em relação ao Modelo Base. Com uma redução de

16%, o Modelo 3 com os *outriggers* obteve um drift de 2,0 mm no piso 28, localizado no pavimento tipo, logo acima dos *outriggers*. Os Modelos 4 e 5 alcançaram igualmente um deslocamento relativo de 2,0 mm no piso 22, sendo 20% inferior ao valor do Modelo Base. O modelo 6, que combina *outriggers* com núcleos rígidos, também registrou *drift* de 2,0 mm, porém para o piso 55, onde o pé direito é de 3,23 m, possuindo valor limite para o deslocamento relativo de 3,8 mm. Diferente dos outros modelos, nos quais os maiores *drifts* foram localizados no pavimento tipo e relativamente na mesma altura do edifício, o sistema de *outriggers* com os núcleos fez com que esse parâmetro fosse deslocado para o topo do edifício.

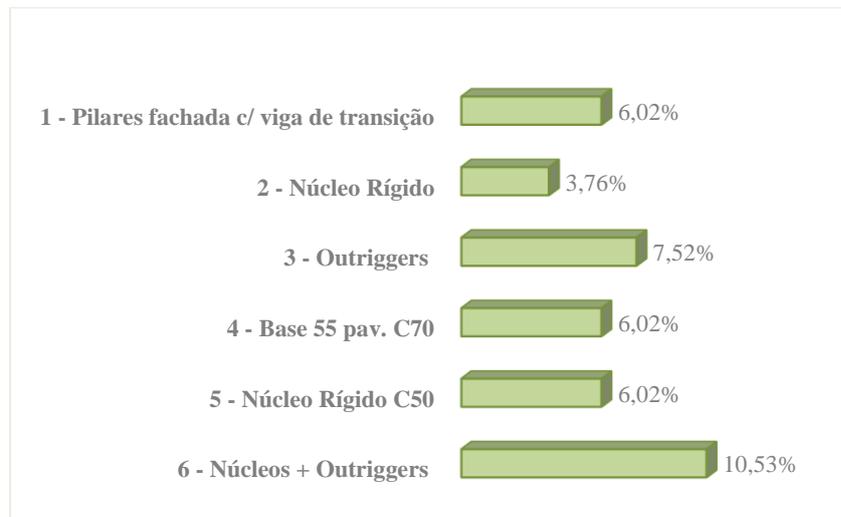
A seguir, as figuras 29, 30 e 31 apresentam graficamente os valores de Gama z para cada modelo nas direções X e Y, e a redução percentual de cada um em relação ao Modelo Base.



fonte: Autor (2024)

Figura 30 – Variação do γ_{zx} dos modelos em relação ao Modelo base

fonte: Autor (2024)

Figura 31 – Variação do γ_{zy} dos modelos em relação ao Modelo Base

fonte: Autor (2024)

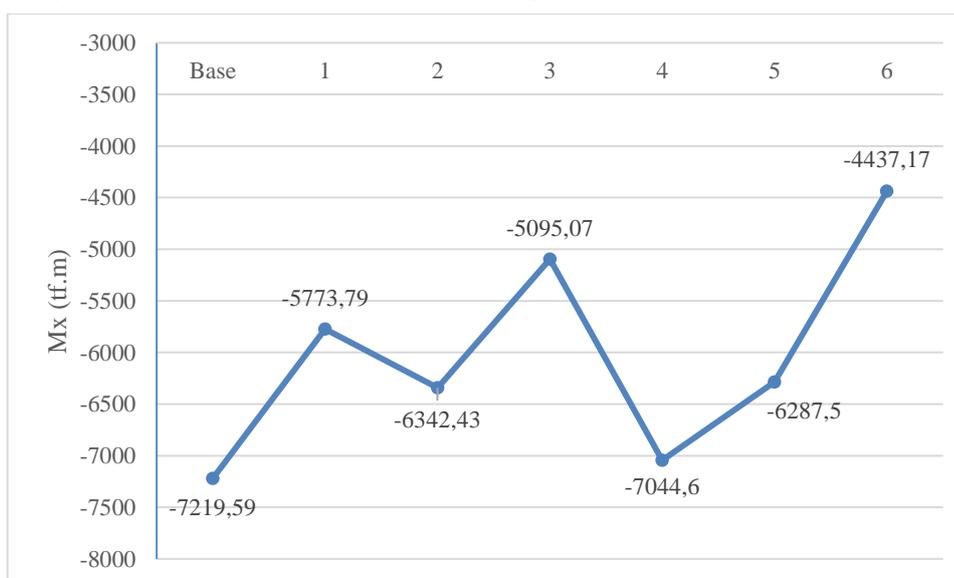
De acordo com as figuras 29, 30 e 31, as variações dos valores de gama z dos modelos em relação ao Modelo Base foram maiores para a direção Y do que para a direção X, uma vez que, buscou-se enrijecer mais a estrutura nesta direção, devido ao fato do Modelo Base apresentar um valor de γ_{zy} elevado e ainda, a deformação lateral máxima ocorrer nessa direção e estar acima do limite estipulado pela norma. Para a direção X, as variações ficaram em torno de 5% para todos os modelos. Já, para direção Y, a diminuição do parâmetro variou em sua maioria acima de 5%, com destaque para o sistema de núcleos com *outriggers*, que obteve a melhor

performance com diminuição de 10,53%. O sistema de *outriggers* teve a segunda maior diminuição do γ_{zy} com 7,52%, e a segunda menor diminuição na direção X, com 2,4%, mostrando que o sistema foi mais eficiente na direção em que era necessário melhorar os parâmetros de gama z e deslocamento lateral. Isto justifica-se pelo fato de que, além da inserção dos *outriggers*, alguns pilares centrais foram modificados, passando a ser pilares de seção ‘L’, com a inserção da “perna” na direção Y, assim enrijecendo a estrutura justamente nesta direção.

O sistema de pilares na fachada com viga de transição obteve uma boa diminuição para o parâmetro γ_{zy} com 6,02%. No entanto, apresentou uma diminuição quase nula de 0,82% na direção X. Isso se deve ao fato da direção de maior inércia destes pilares estar na direção Y. Por fim, o modelo com núcleo rígido na região das escadas não obteve resultados tão satisfatório, pois a diminuição do parâmetro gama z foi maior para a direção X do que para Y.

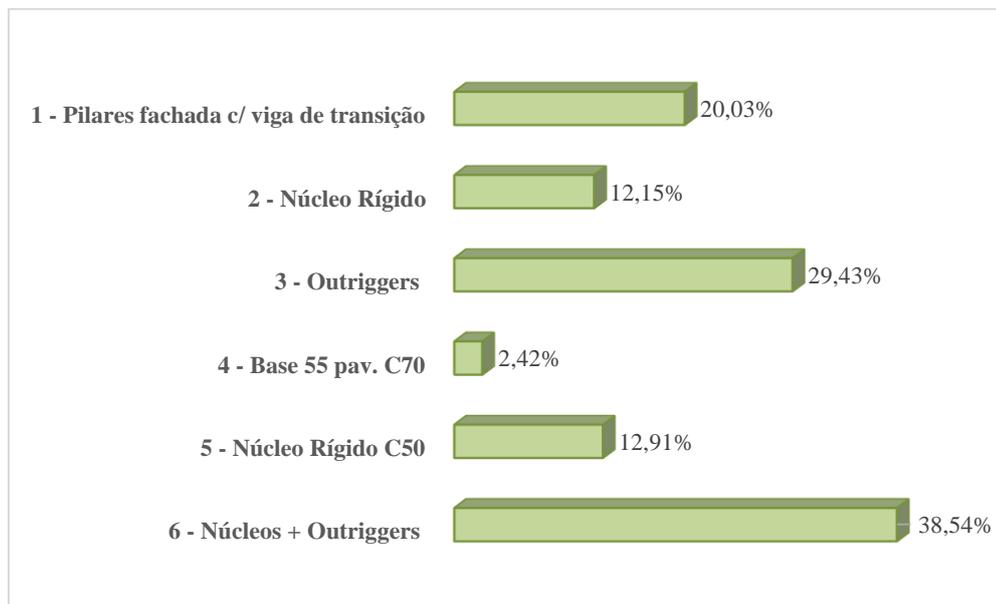
A figura 32 apresenta graficamente os momentos fletores M_x da base do pilar P19 dos modelos estudados para a combinação no ELU, considerando o vento como ação variável principal incidindo à 90°. Em seguida, a figura 33 apresenta a variação da redução dos momentos fletores em relação ao Modelo Base.

Figura 32 – Momentos fletores M_x da base do pilar P19 dos modelos estudados (tf.m)



fonte: Autor (2024)

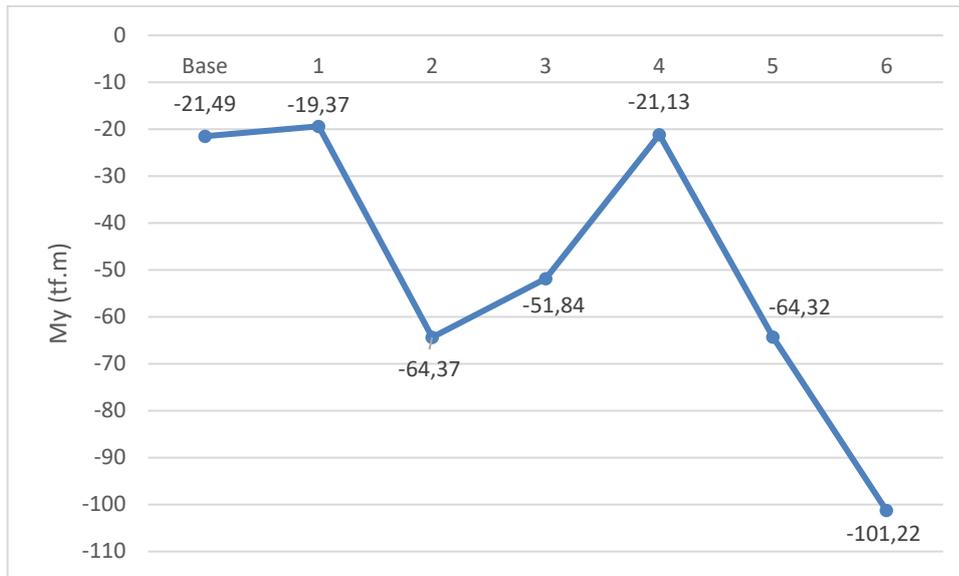
Figura 33 – Variação da redução dos momentos fletores M_x da base do pilar P19 dos modelos em relação ao Modelo Base



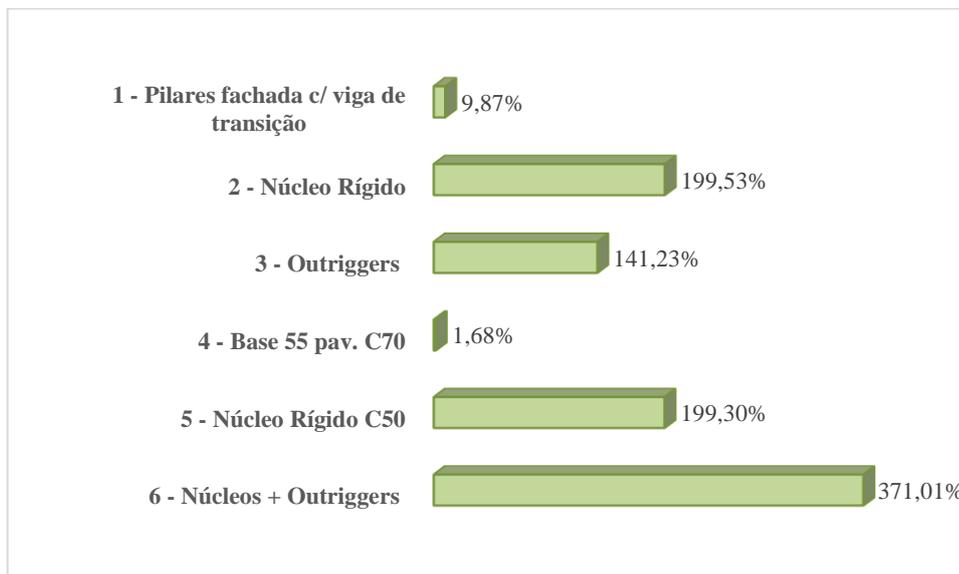
fonte: Autor (2024)

Pode-se constatar através das figuras 32 e 33 que os momentos fletores da base do pilar P19 sofreram variações conforme mudanças e incremento de elementos nos modelos de estudo. Em relação aos momentos em X, percentualmente as variações foram mais sutis quando comparados aos momentos em Y. O modelo com os pilares nas fachadas apresentou uma diminuição de 20% no momento M_x , devido ao enrijecimento dos pilares nessa direção, absorvendo assim parte dos momentos que o pilar P19 estava inicialmente absorvendo. Os modelos 2 e 5, com a inserção dos núcleos rígidos, tiveram diminuição em torno de 12% para ambos, apesar do acréscimo no f_{ck} do concreto para o modelo 5 em 5 MPa. Conforme esperado, os modelos com *outriggers* tiveram as maiores diminuições dos momentos fletores em X, demonstrando ter sido eficiente, quando o vento atua na direção de Y, distribuindo melhor os esforços para outros pilares.

A figura 34 abaixo apresenta graficamente os momentos fletores M_y da base do pilar P19 dos modelos estudados para a mesma combinação mencionada anteriormente, e a figura 35 mostra a variação da redução dos momentos fletores obtidos em relação ao Modelo Base.

Figura 34 – Momentos fletores M_y da base do pilar P19 dos modelos estudados (tf.m)

fonte: Autor (2024)

Figura 35 – Variação em módulo dos momentos fletores M_y da base do pilar P19 dos modelos em relação ao Modelo Base

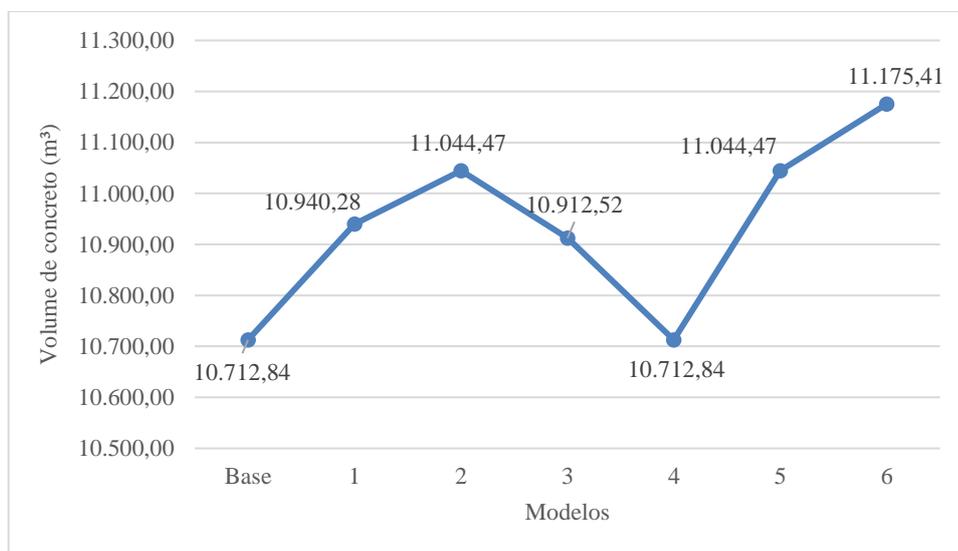
fonte: Autor (2024)

Conforme evidenciado pelas figuras 34 e 35, os momentos fletores M_y apresentaram variações percentuais superiores em relação ao Modelo Base quando comparados aos momentos M_x , especialmente nos modelos com os núcleos rígidos e *outriggers*. Para o pilar P19, a inclusão desses elementos resultou em aumento nos momentos fletores em Y. Entretanto, é importante notar que, para este caso, as solicitações de M_x foram cerca de 100 vezes maiores do que as de

My. Assim, apesar do aumento nos momentos fletores em torno de Y no pilar, a diminuição no momento Mx foi significativamente superior em valores absolutos. Portanto, pode-se concluir que as modificações nos modelos estudados foram positivas para os momentos fletores da base deste pilar.

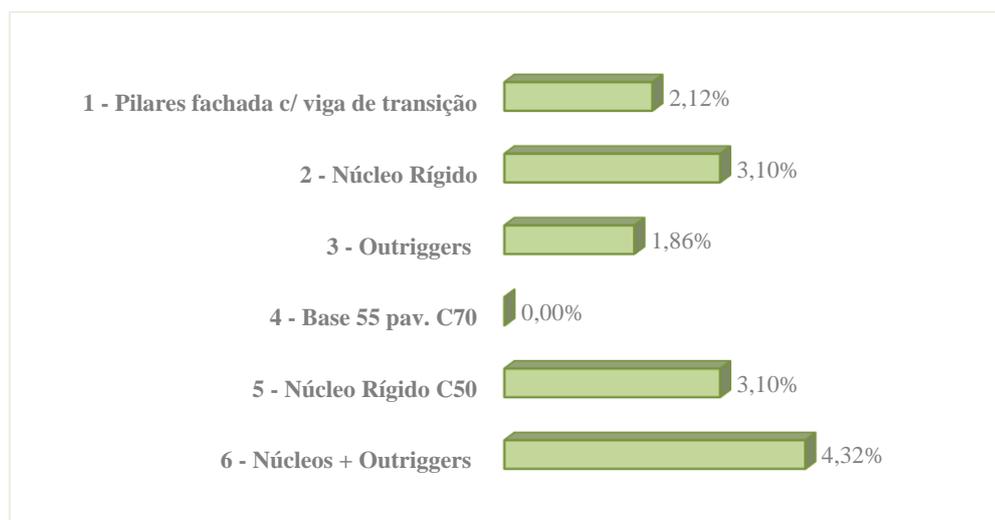
A seguir, as figuras 36 e 37 mostram o volume de concreto de cada modelo estudado, e a variação do incremento de volume para cada modelo em relação ao Modelo Base.

Figura 36 – Volume de concreto (m³)



fonte: Autor (2024)

Figura 37 – Variação do volume de concreto em relação ao Modelo Base



fonte: Autor (2024)

Conforme observado nas figuras 36 e 37, os modelos que apresentaram os maiores volumes de concreto foram aqueles que tiveram a inserção dos núcleos rígidos, registrando um acréscimo de 3,10%, sendo que, o modelo combinado com os *outriggers* teve um incremento no volume de concreto de 462,57 m³ em relação ao Modelo Base, representando um aumento de 4,32%. O modelo com pilares na fachada com viga de transição foi um dos que teve menor incremento, registrando um acréscimo de 2,12%. Em seguida, o modelo com *outriggers* apresentou aumento de 1,86% no volume, enquanto o modelo que teve apenas a modificação do fck em relação ao Modelo Base não apresentou alteração no volume, mantendo-se em 0%.

Ao analisar todos os parâmetros acima, o modelo que apresentou os melhores parâmetros globais foi o Modelo 6, o qual combinou núcleos rígidos inseridos na região das escadas com os *outriggers*, porém, foi o modelo com o maior volume de concreto. O Modelo 3, com os *outriggers*, demonstrou uma melhora significativa nos parâmetros globais, tanto para o gama z quanto para o deslocamento horizontal máximo, e ainda teve um pequeno aumento no volume de concreto em comparação com os demais modelos. Por outro lado, o Modelo 2, com os núcleos rígidos, não obteve o mesmo desempenho de melhora nos parâmetros quando não combinado com *outriggers* ou aumento do fck do edifício. Além disso, registrou um dos maiores incrementos no volume de concreto em relação ao Modelo Base. O modelo com pilares na fachada lateral com vigas de transição obteve resultados satisfatórios na melhora dos parâmetros globais, com diminuição no deslocamento máximo para abaixo do limite estipulado e nos momentos fletores da base do P19, tanto em X como em Y, tudo isso com um dos menores acréscimos no volume de concreto. Para que o Modelo Base se adequasse aos parâmetros dos Estados Limites de Serviço, ficando com o deslocamento máximo abaixo do limite, foi necessário um incremento de 25 MPa na resistência do concreto, o que resultaria em um elevado aumento no custo do m³, porém, não seriam necessárias intervenções na concepção estrutural para enrijecê-la.

É importante destacar que, apesar dos resultados satisfatórios dos parâmetros globais e valores dentro dos Estados Limites de Serviço dos modelos modificados, visando a viabilidade de execução da estrutura, são necessárias modificações na concepção estrutural do edifício, uma vez que vários pilares não foram dimensionados pelo *software*. Para cada um dos elementos, deve-se realizar uma análise específica, a fim de verificar as condições necessárias para que os elementos sejam devidamente dimensionados em conformidade com o ELU.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No Brasil, observa-se uma crescente tendência de construção de edifícios altos. Essa prática vem acompanhada de projetos arquitetônicos desafiadores, que exigem dos engenheiros o desenvolvimento de estruturas cada vez mais elaboradas. Por conta disto, os projetistas estruturais precisam ampliar seus conhecimentos sobre os diferentes sistemas de contraventamento empregados em edifícios altos, isso inclui compreender as vantagens e desvantagens de cada sistema a fim de identificar a solução mais eficaz para um projeto específico.

O presente trabalho buscou desenvolver um estudo sobre as soluções estruturais em concreto armado mais utilizados no Brasil e no mundo para edifícios altos. Dentre essas soluções, destacam-se os sistemas com pórticos rígidos, núcleos rígidos, sistema tubular, e de *outriggers*, por oferecem soluções eficazes dependendo da disposição arquitetônica e da altura da edificação. Ainda, foi realizado um estudo de caso, onde inseriu-se 15 pavimentos no modelo estrutural de um edifício real de 40 andares, e a partir do arranjo estrutural do edifício original, foram criados seis modelos com soluções estruturais diferentes, visando melhorar os parâmetros globais do edifício modificado, sem gerar interferências significativas com a arquitetura existente. Neste processo, foi utilizado o *software* de cálculo estrutural TQS para coleta dos parâmetros.

Ao analisar os resultados obtidos, o modelo que apresentou as maiores diminuições percentuais nos parâmetros de deslocamento horizontal com 27,55% em relação ao Modelo Base foi o Modelo 6, entretanto, foi a opção com o maior acréscimo no volume de concreto, com 4,32% devido a inserção dos núcleos rígidos e do pavimento com os *outriggers*. O Modelo 2, o qual foram inseridos os núcleos rígidos na região das escadas, não obteve resultados tão eficientes em comparação com os demais modelos. Apesar de apresentar melhorias nos parâmetros, o deslocamento máximo ainda superou o limite estabelecido pela norma. Por conta disso, foi desenvolvido outro modelo, com os núcleos rígidos, o qual foi incrementado em 5 MPa a resistência do concreto. Como resultado, reduziu-se o deslocamento máximo para abaixo do limite normativo com a segunda maior diminuição nos deslocamentos, cerca de 21%.

Entretanto, ambos modelos mencionados apresentaram o segundo maior aumento no volume de concreto, com acréscimo de 3,10% em relação ao Modelo Base.

Em outro modelo analisado, foram inseridos pilares na fachada lateral que nascem a partir de vigas de transição do 1º pavimento. Este modelo apresentou diminuição de 16,47% no deslocamento máximo, situando-se abaixo do limite estabelecido para o edifício. Além disso, houve boa diminuição do parâmetro γ_{zy} , passando de 1,33 do Modelo Base para 1,25. Outro benefício observado foi a diminuição dos momentos fletores da base do pilar P19, em ambas as direções X e Y, tudo isso com um dos menores acréscimos no volume de concreto (2,12%).

O Modelo 3, o qual foi inserido um pavimento com *outriggers* na metade da altura do edifício, apresentou eficiente melhora no deslocamento horizontal máximo, diminuindo cerca de 17,5%. Além disso, proporcionou a segunda maior diminuição nos parâmetros γ_{zy} e no momento M_x da base do pilar P19, ainda, foi o modelo que apresentou o menor acréscimo no volume de concreto. Apesar dos bons resultados, a utilização desse sistema, neste caso, tem o impacto negativo de inviabilizar comercialmente o pavimento no qual foi inserido. Ainda, o *software* TQS não apresenta uma ferramenta específica para inserção dos *outriggers* no modelo estrutural, assim, os resultados obtidos devem ser comparados com outros programas, com ferramenta de elementos finitos, para validação do modelo proposto.

Cada modelo estipulado nesse estudo apresentou certo nível de ganho nos parâmetros globais. Constata-se que além da inserção de elementos que enrijecem a estrutura como núcleos rígidos, *outriggers*, e pilares, o aumento do fck também proporciona melhora nesses parâmetros. Ainda, todos modelos testados tiveram melhora no valor do *drift* em relação ao Modelo Base, e diminuíram consideravelmente os momentos fletores em X da base do pilar P19 analisado. Neste estudo, destacam-se os modelos com pilares na fachada e o com uso dos *outriggers*, que apresentaram melhoras significativas dos deslocamentos horizontais, com menor percentual de aumento de volume de concreto.

Entretando, por mais que a maioria dos modelos apresentassem parâmetros globais aceitáveis para o edifício, muitos pilares não foram possíveis de serem dimensionados quanto ao Estado Limite Último pelo *software*, tendo pelo menos uma seção na qual não passou nas verificações do ELU, exigindo maiores análises desses elementos individuais, para que seja possível de se

executar o edifício com a incorporação dos pavimentos estipulados. Devido a esta questão, o levantamento dos quantitativos de formas e de aço para fins de comparação entre modelos não foram realizados, mesmo reconhecendo que possuem papel fundamental para validação do sistema estrutural mais eficiente a ser utilizado. Para trabalhos futuros, sugere-se a realização da análise desses pilares não dimensionados, e a realização de um estudo que contabilize os quantitativos de aço para cada modelo, a fim de obter os custos de se inserir cada elemento no projeto, e assim, poder concluir qual modelo possui melhor custo-benefício. Também, sugere-se a realização do estudo dos modelos com a atualização da norma NBR 6118, o qual consta incorporação do parâmetro η_c na equação de tensão de compressão do concreto, para verificar a influência do acréscimo do coeficiente nos resultados obtidos.

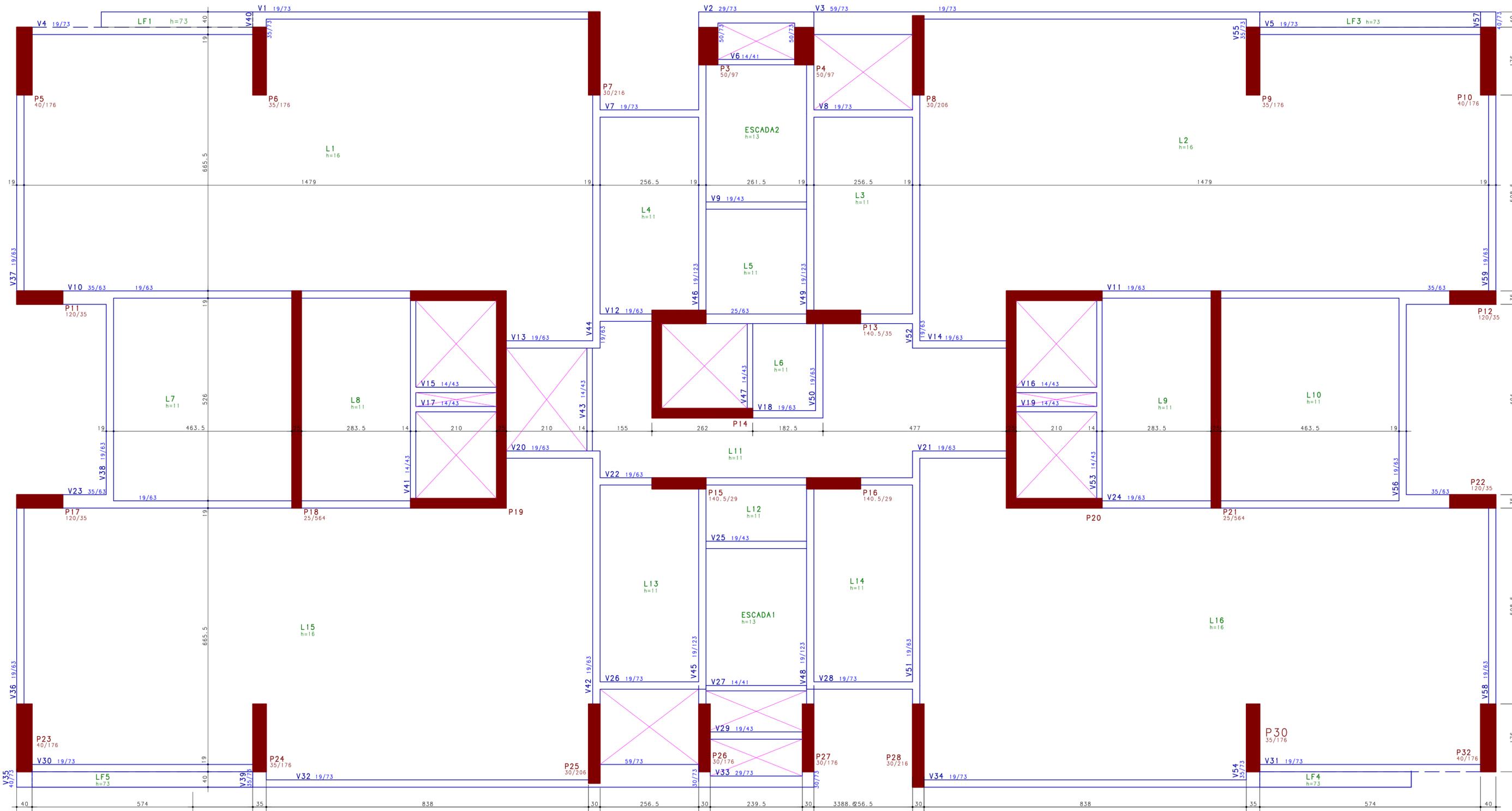
REFERÊNCIAS

- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Advances in structural systems for tall buildings: Emerging developments for contemporary urban giants**. Buildings, v. 8, n. 8, 2018.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Structural Developments in Tall Buildings : Current Trends and Future Prospects**. Architectural Science Review, v. 50, n. 3, p. 205–223, 13 jun. 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**. Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.
- BENVEGNÚ, D. E. **Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios altos em concreto**. Porto Alegre. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2022.
- BRASIL, G. S. **Análise de modelos de contraventamento em edifício de concreto armado**. Porto Alegre, 2018.
- COLFERAI, K. N. **Modelos de contraventamento para melhora do desempenho de edifício alto**. Porto Alegre. Trabalho de Conclusão de Curso. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. 2022.
- CTBUH - COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **CTBUH Height Criteria for Measuring & Defining Tall Buildings**. Disponível em: <https://cloud.ctbuh.org/CTBUH_HeightCriteria.pdf>. Acesso em: 25 jul. 2023.
- CTBUH. 432 Park Avenue. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/432-park-avenue/13227>>. Acesso em 15 de Novembro de 2023.
- DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N.; BARBOZA, A. S. R. **Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 4, p. 705–737, 2019.
- ELLWANGER, R. J. **Morfologia e análise de estruturas de edifícios**. Porto Alegre, 2022.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. D.; **Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª ordem em Edifícios Altos**. Colóquium on the Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro, 1991.
- GOV.BR. **Censo 2022 indica que o Brasil totaliza 203 milhões de habitantes**. 2023. Disponível em: <http://bit.ly/gov_br_censo_2023>. Acesso em: 27 de Jan. 2024.

- KRISTINER, I. **Performance estrutural em edifício de concreto com lajes lisas**. Porto Alegre. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2023.
- KIMURA, A. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. Oficina de textos. São Paulo, 2018.
- LIMA, M. F. **Sistemas de outriggers em concreto armado: Análise comparativa em edifício real**. Porto Alegre. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2021.
- MEDEIROS, S. R. P. **Modelos estruturais de núcleos de edifícios – barra vs. casca**. TQSNEWS, ano XVII, nº 39, p. 29–35, 2014.
- MOON, K. S. **Sustainable Structural Systems and Configurations for Tall Buildings**. AEI 2011 : Building Integration Solutions, n. 203, p. 196–203, 2011.
- PINTO, R. DA S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas, v. 1, n. 2, p. 145–165, 2005.
- SOUSA JUNIOR, E. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- TARANATH, B. S. **Reinforced Concrete Design of Tall Buildings**, 2010.
- TQS INFORMÁTICA LTDA. Visão geral. In: **TQS docs**. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3147&language=pt-br>>. Acesso em: 10 jan. 2024.

APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS DOS MODELOS UTILIZADOS

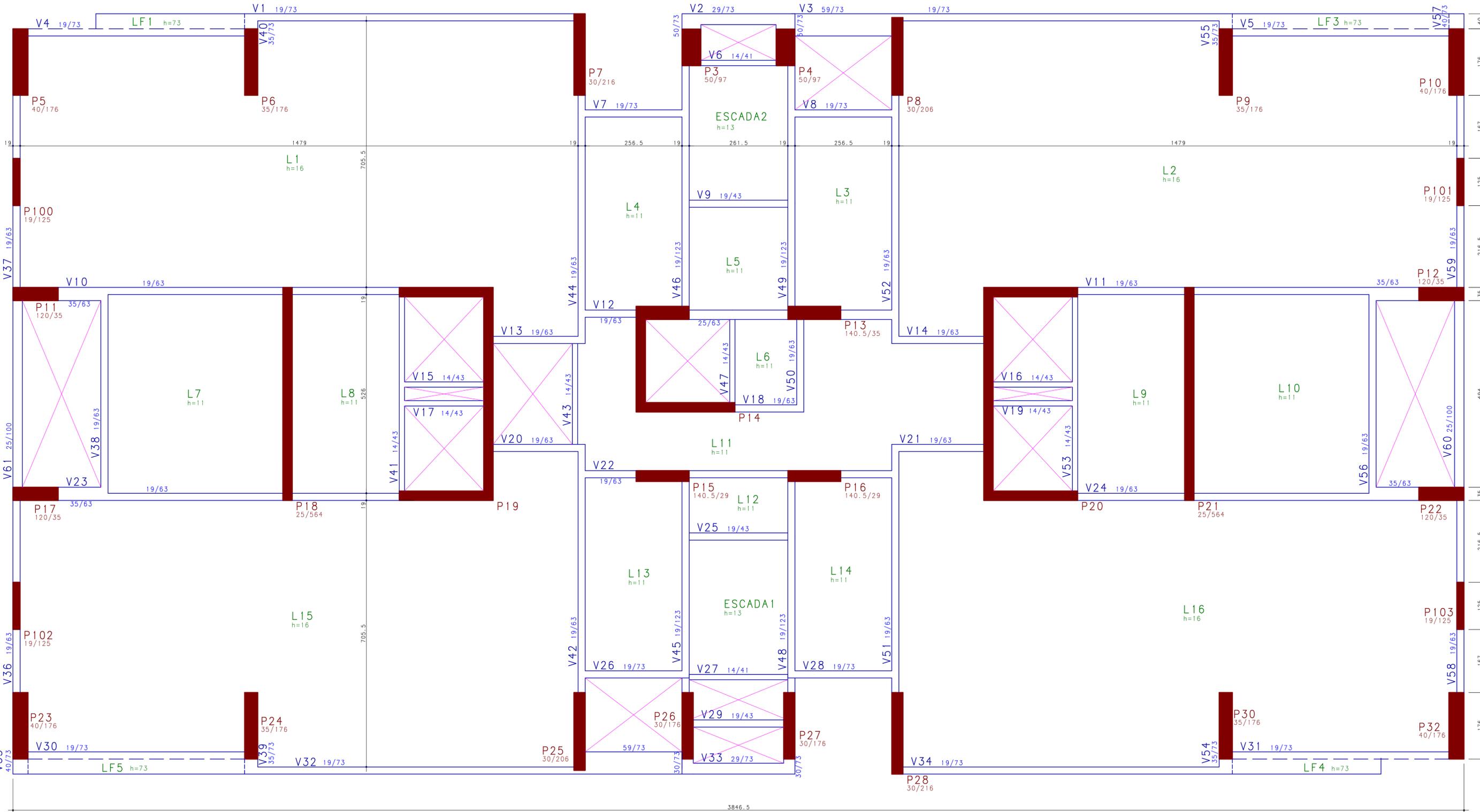
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



CONCRETO fck = 45 MPa Modelo Base fck = 70 MPa Modelo 4		OBRA N.º UFRGS
CLIENTE LUCAS WASEM FRIEDRICH	DES. N.º	
OBRA TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		001
TÍTULO MODELO BASE PAVIMENTO TIPO	REV. N.º	00
DATA 30/01/2024	ESCALA 1:50	DESENHO TCC-TIPO-FOR-001-R00
	COORD.	ENG.º

D:\1\05 ASB-75 @SMBF- D:\1\7\1\H091 - C:\S\8\1\FSS\ D\H1

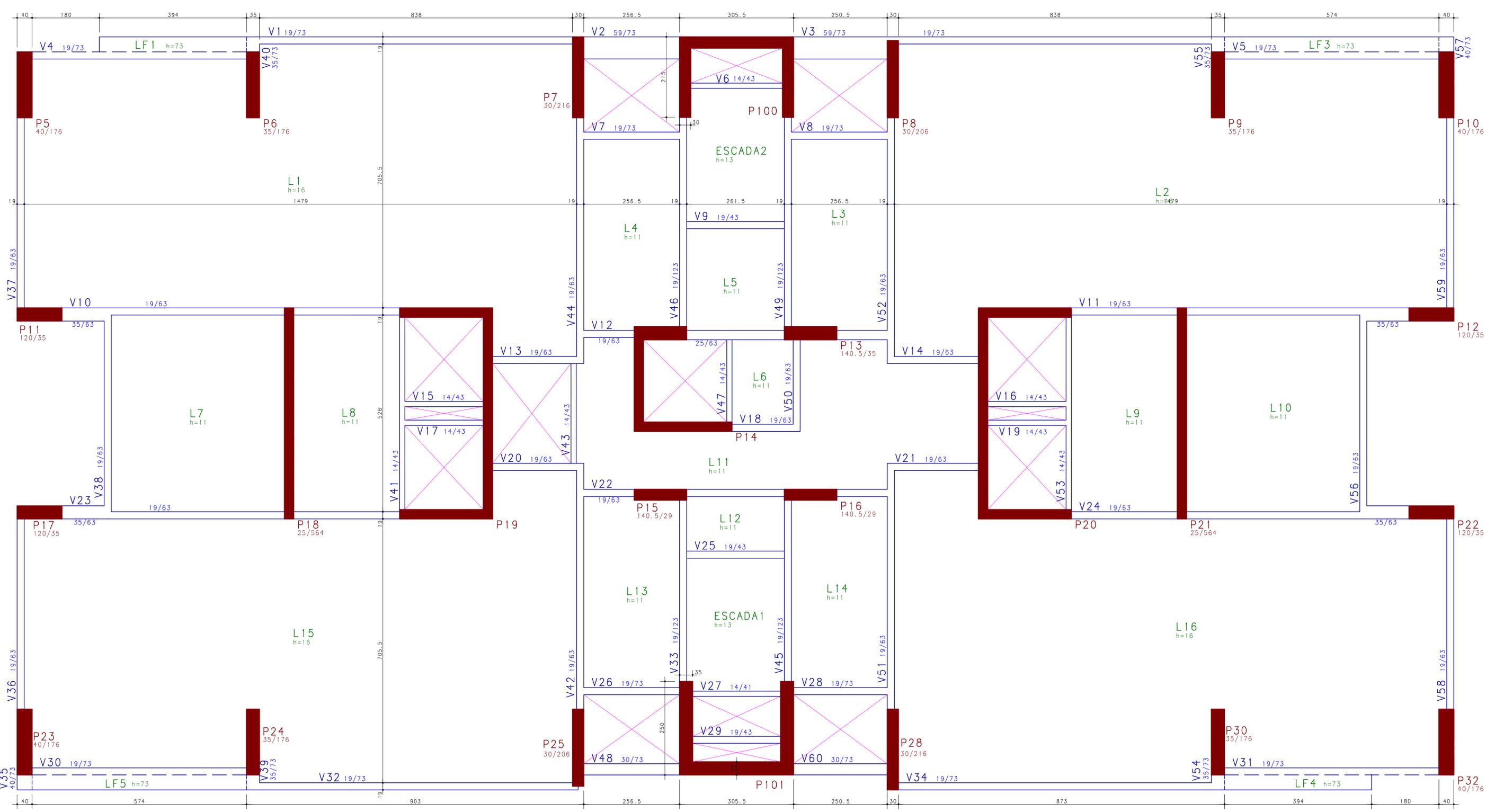
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



CONCRETO fck = 45 MPa		OBRA N.º UFRGS
CLIENTE LUCAS WASEM FRIEDRICH	DES. N.º	
OBRA TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO	002	
TÍTULO MODELO 1 - PILARES NA FACHADA PAVIMENTO TIPO	REV. N.º	
	00	
DATA 30/01/2024	ESCALA 1:50	COORD. TCC-TIPO-FOR-002-R00
		ENG.º

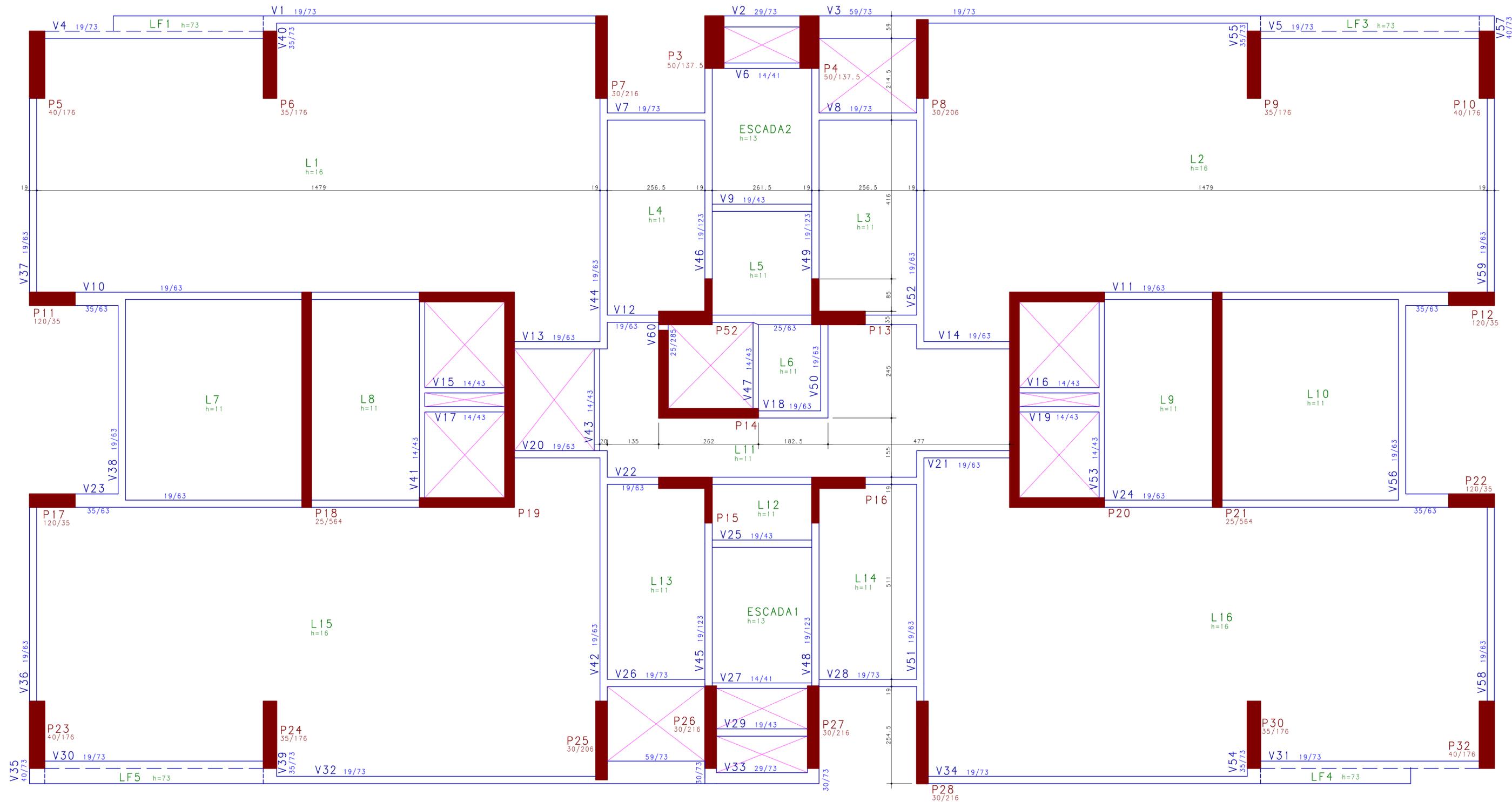
D:\1\05\ASB-75 @ENBGF- D:\1\71\H091 - CFI 5531 F55.DWG

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



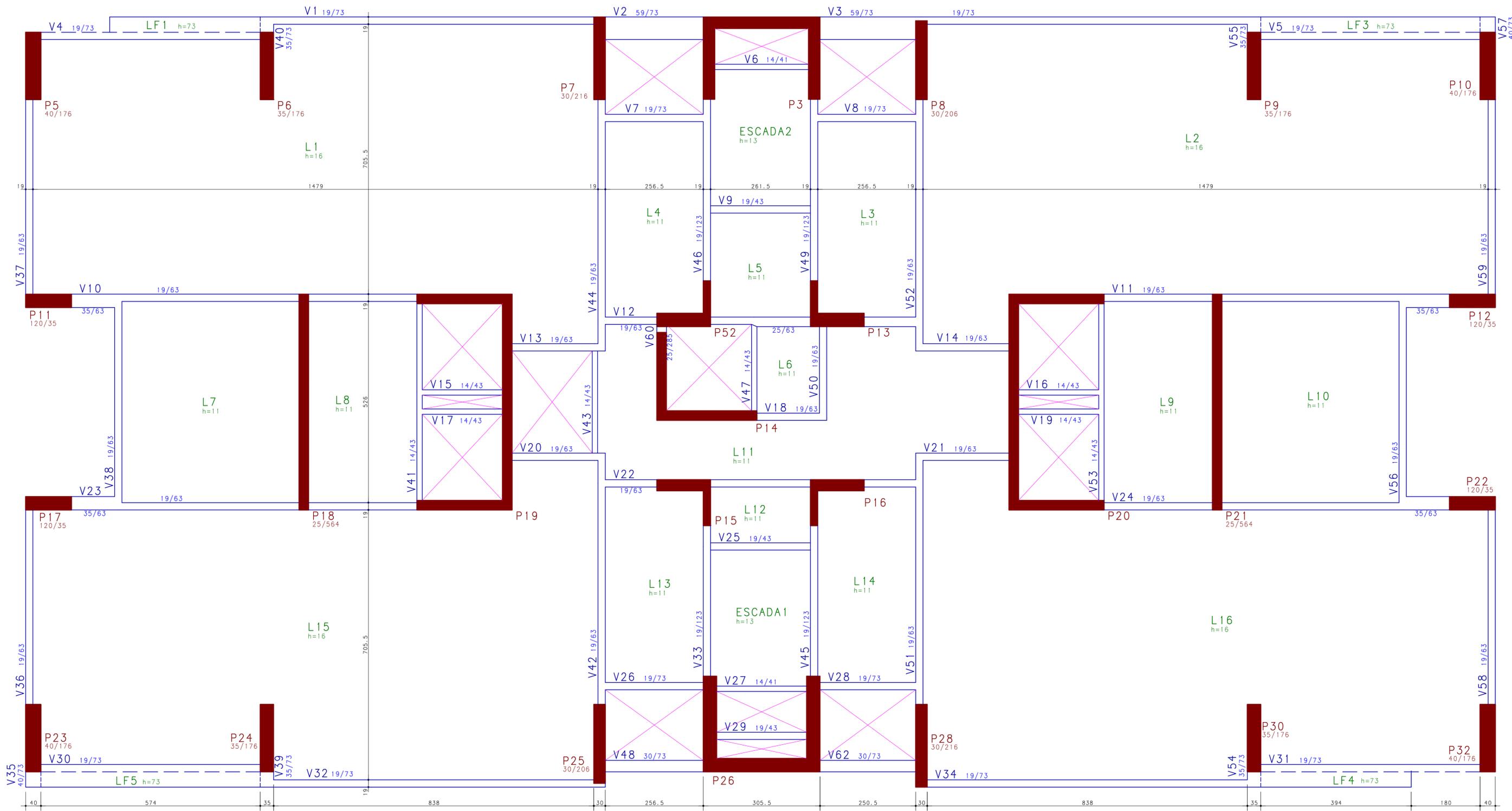
CONCRETO fck = 45 MPa Modelo 2 fck = 50 MPa Modelo 5		OBRA N.º UFRGS
CLIENTE LUCAS WASEM FRIEDRICH		DES. N.º 003
OBRA TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		REV. N.º 00
TÍTULO MODELOS 2 E 5 - NÚCLEOS RÍGIDOS PAVIMENTO TIPO		ENG.º
DATA 30/01/2024	ESCALA 1:50	DESENHO TCC-TIPO-FOR-003-R00
COORD.		ENG.º

D:\05 ASB-75 @ENB-F- D:\07\H091 - CFI 5591 FSS DHT



CONCRETO fck = 45 MPa		OBRA N.º UFGRS
CLIENTE LUCAS WASEM FRIEDRICH	DES. N.º	
OBRA TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO	004	
TÍTULO MODELO 3 - OUTRIGGERS PAVIMENTO TIPO	REV. N.º	
	00	
DATA 30/01/2024	ESCALA 1:50	DESENHO TCC-TIPO-FOR-004-R00
	COORD.	ENG.º

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



CONCRETO fck = 45 MPa		OBRA N.º UFRGS	
CLIENTE LUCAS WASEM FRIEDRICH		DES. N.º 005	
OBRA TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		REV. N.º 00	
TÍTULO MODELO 6 - OUTRIGGERS + NÚCLEOS PAVIMENTO TIPO		ENG.º	
DATA 30/01/2024	ESCALA 1:50	DESENHO TCC-TIPO-FOR-005-R00	COORD.

D:\05 ASB-75 @ENBFF- D:\07\17\17\091 - CDT 5531 FSS' DHT