



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS PACHECO DE ANDRADE NUNES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO
VARIANDO O SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO PARA
A CIDADE DE PALMAS**

Palmas/TO
2021

LUCAS PACHECO DE ANDRADE NUNES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO
VARIANDO O SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO PARA
A CIDADE DE PALMAS**

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas-TO, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Orientador: Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Palmas/TO
2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

N972a Nunes, Lucas Pacheco de Andrade.
 Análise da estabilidade global de um edifício variando o sistema de
 contraventamento para a cidade de Palmas. / Lucas Pacheco de Andrade
 Nunes. – Palmas, TO, 2021.
 78 f.

 Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins – Câmpus
 Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2021.
 Orientador: Roldão Pimentel de Araújo Junior

 1. Estabilidade global das estruturas. 2. Análise do Gama Z. 3.
 Deslocamento horizontal 4. Avaliação de sistemas de contraventamento. I.
 Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer
forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte.
A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184
do Código Penal.

**Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os
dados fornecidos pelo(a) autor(a).**

FOLHA DE APROVAÇÃO

LUCAS PACHECO DE ANDRADE NUNES

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO VARIANDO O SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO PARA A CIDADE DE PALMAS

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas-TO, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Data de aprovação: 02 / 07 / 2021

Banca Examinadora

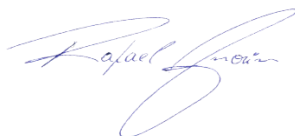


Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Junior, UFT
Orientador



Prof. Dr. Orieta Soto Izquierdo
Marilene Izquierdo
Eng. Civil / UFT

Prof. Dr. Orieta Soto Izquierdo, UFT



Prof. MSc. Rafael Alves Amorim, UFT
Palmas/TO
2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as bênçãos concedidas e por proporcionar saúde e discernimento para concluir esta etapa importante na minha vida.

A minha mãe, Valdimê e meu irmão Leandro, pelo amor e por sempre estarem do meu lado, me apoiando e proporcionando meios para a conclusão da graduação.

A minha namorada, Paula Carolina, pelo amor, carinho, compreensão e apoio nas horas mais hostis.

Ao Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Junior, pela orientação do decorrer deste estudo e pelo conhecimento compartilhado.

A Prof. Dr. Orieta Soto Izquierdo e Prof. MSc. Rafael Alves Amorim por aceitarem o convite para compor a banca.

A TQS Info, que disponibilizou o *software* na versão plena para viabilizar este estudo.

A todos os professores que disseminaram seus conhecimentos ao longo da desta graduação.

As amigos e familiares que estiveram presentes nesta fase e que de alguma forma contribuíram para o meu crescimento.

*Demore o tempo que for para decidir o
que você quer da vida, e depois que
decidir não recue ante nenhum pretexto,
porque o mundo tentará te dissuadir.*

Friedrich Nietzsche

RESUMO

A partir do crescimento populacional da capital Palmas-TO, a demanda por edifícios cada vez mais altos e esbeltos em pontos turísticos no Plano Diretor acompanha este processo. Para viabilizar a construção destes edifícios de múltiplos pavimentos e esbeltos, a análise acerca da estabilidade global torna-se indispensável. A estabilidade global do edifício é conferida pelo sistema de contraventamento, que pode se apresentar de formas distintas. Para o presente estudo, foi realizado a modelagem de 3 (três) sistemas de contraventamento para a mesma planta baixa de um edifício de 25 pavimentos com altura total de 74,80 m, no *software* TQS Info V22, a fim de verificar qual sistema confere melhor desempenho, avaliando a estabilidade global e o consumo de insumos. O edifício modelo foi lançado no *software* com seus respectivos sistemas de contraventamento, sendo eles pórticos de contraventamento, pilares-parede associados aos pórticos de contraventamento e pilares-parede associado ao núcleo rígidos, designados Modelos A, B e C, respectivamente. Os resultados obtidos a partir do processamento dos modelos foram apresentados e comparados a fim de verificar qual sistema de contraventamento confere melhor desempenho, analisando a estabilidade global, deslocamentos no topo, entre pavimentos e consumo de insumos. Os resultados mostram que, apenas pórticos de contraventamento não proporcionam rigidez suficiente para este edifício, nos Modelos B e C, o emprego dos pilares-parede e núcleo rígido validaram seu uso conferindo rigidez global. O consumo de concreto e área de fôrmas entre os modelos que atendem quanto a estabilidade global, Modelo B e C, apresentaram valores semelhantes. O consumo de aço, fator de peso relevante no orçamento da obra, apresentou um acréscimo do Modelo B para o C, portanto, o Modelo B apresentou estabilidade dentro dos parâmetros normativos e menor consumo de aço.

Palavras-chaves: Estabilidade global. Sistema de Contraventamento. Pórticos de Contraventamento. Pilares-Parede. Núcleo Rígido.

ABSTRACT

From the population growth of the capital Palmas-TO, the demand for increasingly taller and slender buildings in tourist spots in the Master Plan follows this process. To enable the construction of these multi-storey and slender buildings, the analysis of global stability becomes essential. The overall stability of the building is provided by the bracing system, which can be presented in different ways. For the present study, 3 (three) bracing systems were modeled for the same floor plan of a 25-story building with a total height of 74.80 m, in the TQS Info V22 software, in order to verify which system provides better performance, evaluating the overall stability and the consumption of inputs. The model building was launched in the software with their respective bracing systems, namely bracing frames, wall columns associated with bracing frames and wall columns associated with rigid core, designated Models A, B and C, respectively. The results obtained from the processing of the models were presented and compared in order to verify which bracing system provides better performance, analyzing global stability, displacements at the top, between floors and consumption of inputs. The results show that only bracing frames do not provide sufficient stiffness for this building, in Models B and C, the use of wall-pillars and rigid core validated their use, providing overall stiffness. Concrete consumption and formwork area between the models that meet the global stability, Model B and C, showed similar values. Steel consumption, a relevant weighting factor in the construction budget, showed an increase from Model B to C, therefore, Model B presented stability within the normative parameters and lower steel consumption.

Key-words: Global stability. Bracing System. Bracing Gantries. Pillars-Wall. Rigid Core

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Parâmetros de cálculo do índice β	16
Figura 2 - Exemplo de problema de instabilidade por bifurcação do equilíbrio.	17
Figura 3 - Exemplo do problema de segunda ordem.....	18
Figura 4 - Análise linear	20
Figura 5 - Análise linear	21
Figura 6 - Grandezas usadas no cálculo de γ_z	24
Figura 7 - Pórtico deslocável	26
Figura 8 - Pórtico indeslocável	27
Figura 9 - Formas geométricas de travamento de pórticos.....	28
Figura 10 - Núcleos de rigidez	29
Figura 11 - Estrutura de edifício alto composto por pórtico espacial associado a núcleo de rigidez	30
Figura 12 - Tipos de núcleos rígidos	30
Figura 13 - Deformação com um sentido côncavo para o carregamento	31
Figura 14 - Deformação do sistema misto: a) pórtico deslocável e pilar-parede; b) pórtico deslocável e pórtico contraventado.....	32
Figura 15 - Edifício Petronas, Malásia	33
Figura 16 - World Trade Center, Nova York	33
Figura 17 - Isopleta de velocidade básica na unidade de m/s.....	35
Figura 18 - Planta baixa do pavimento tipo (sem escala, comprimento linear em centímetros)	39
Figura 19 - Fachada do edifício residencial.....	39
Figura 20 - Corte do edifício residencial.	40
Figura 21 - Coeficiente de majoração.....	42
Figura 22 - Vigas com vãos comparáveis.....	43
Figura 23 - Lote escolhido.....	45
Figura 24 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	45
Figura 25 - Fator do terreno.....	46
Figura 26 - Fator de rugosidade S_2	46
Figura 27 - Classe da edificação.....	47
Figura 28 - Fator estatístico	47
Figura 29 - Coeficientes de não-linearidade física	48
Figura 30 - Casos de carregamentos	49
Figura 31 – Planta do pavimento tipo do Modelo A	50
Figura 32 – Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo B	50
Figura 33 – Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo C	51
Figura 34 - Vista 3D do Modelo A.....	52
Figura 35 - Planta de fôrma do pavimento Tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção “x”	53
Figura 36 - Planta de fôrma do pavimento Tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção “Y”	53
Figura 37 - Vista 3D do Modelo B	55
Figura 38 - Planta de forma do pavimento tipo – Modelo B	56
Figura 39 - Vista 3D do Modelo C	58
Figura 40 - Planta de fôrma do pavimento tipo - Modelo C.....	58

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Coeficiente γ_z	60
Gráfico 2 - Comparativo do volume de concreto dos Modelos A, B e C.....	61
Gráfico 3 - Comparativo do peso de aço dos Modelos A, B e C	61
Gráfico 4 - Comparativo da área de fôrmas dos Modelos A, B e C.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Eixo X e Y no TQS Info.....	49
Tabela 2 - Coeficiente γ_z do Modelo A.....	54
Tabela 3 - Deslocamento horizontal do Modelo A.....	54
Tabela 4 - Deslocamento entre pavimentos do Modelo A	55
Tabela 5 - Coeficiente γ_z do Modelo B.....	56
Tabela 6 – Deslocamento horizontal do Modelo B	57
Tabela 7 – Deslocamento entre pavimentos do Modelo B.....	57
Tabela 8 - Coeficiente γ_z do Modelo C.....	59
Tabela 9 - Deslocamentos horizontais do Modelo C.....	59
Tabela 10 - Deslocamento entre pavimentos do Modelo C.....	59
Tabela 11 - Consumo de insumos.....	61

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Problema de Pesquisa.....	11
1.1.1	Delimitação de Escopo	11
1.1.2	Justificativa.....	11
1.2	Objetivos.....	12
1.2.1	Objetivo Geral	12
1.2.2	Objetivos Específicos	12
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
2.1	Estruturas esbeltas de concreto armado	14
2.1.1	Índice de esbeltez de corpo rígido (β).....	15
2.2	Estabilidade global das estruturas	16
2.2.1	Classificação dos problemas de instabilidade de estruturas	16
2.2.2	Estabilidade global de edifícios altos de concreto	18
2.2.3	Classificação da estrutura quanto a mobilidade dos nós	19
2.2.4	Análise não-linear física	21
2.2.5	Análise não-linear geométrica	22
2.2.6	Coeficiente γ_z	22
2.2.7	Coeficiente α	25
2.3	Sistema de contraventamento.....	26
2.3.1	Pórticos planos de contraventamento	26
2.3.2	Pilar Parede.....	28
2.3.3	Núcleo rígido	29
2.3.4	Sistema Misto de Contraventamento.....	31
2.4	Vento.....	34
2.4.1	Determinação da velocidade do vento.....	34
2.4.2	Velocidade básica do vento V_o	35
2.4.3	Fator topográfico S_1	35
2.4.4	Fator S_2	35
2.4.5	Fator S_3	36
2.5	Pesquisas relacionadas ao tema.....	36
3	METODOLOGIA	38
3.1	Caracterização do projeto	39
3.2	Descrição do pavimento tipo.....	39
3.3	Definições do projeto estrutural.....	40
3.3.1	Parâmetro dos materiais.....	41
3.3.2	Modelagem da estrutura	41
3.3.2.1	Pilares	41
3.3.2.2	Vigas.....	43
3.3.2.3	Lajes	43

3.4	Definição das cargas verticais e horizontais.....	44
3.4.1	Cargas permanentes.....	44
3.4.2	Cargas variáveis.....	44
3.4.3	Vento na edificação	45
3.5	Deslocamentos Horizontais.....	47
3.6	Não-linearidade física.....	48
3.7	Combinação frequente	48
3.8	Quantitativos.....	49
3.9	Modelos analisados.....	49
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	52
4.1	Modelo A – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento	52
4.2	Modelo B – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento e pilares-parede	55
4.3	Modelo C – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido.....	57
4.4	Consumo de materiais.....	60
5	CONCLUSÃO	63
	REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

A demanda por edificações esbeltas sucede do fenômeno da verticalização dos centros urbanos. A busca pelo aproveitamento de espaço em um mercado bastante competitivo tem induzido o estudo e o desenvolvimento de tecnologias que propiciem o projeto cada vez mais rápido de estruturas de edificações complexas e cada vez mais esbeltas.

Com a complexidade das estruturas e o elevado número de pavimentos, o cálculo estrutural requer *softwares* capazes de processar uma gama de combinações que no cálculo manual seria impraticável. Anteriormente a esta evolução, os edifícios eram demasiadamente limitados em relação à sua altura, devido à espessura e ao peso das paredes de alvenaria (Hallebrand; Jakobsson, 2016).

A consideração das ações horizontais nas estruturas de múltiplos pavimentos é imprescindível para a análise correta do comportamento e da estabilidade global da estrutura. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), toda estrutura deve atender requisitos mínimos, como capacidade de resistir aos esforços solicitantes, desempenho em serviço e utilização e durabilidade, dentre outros. Para isto é necessário considerar, além das ações verticais, as diversas ações horizontais, que solicitam a estrutura, como o vento, o desaprumo e, quando existente, os abalos sísmicos, pois, tais ações geram deslocamentos na estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), em suas seções 15.5.2 e 15.5.3, apresenta para a verificação da estabilidade global dois parâmetros, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Atribuindo o coeficiente γ_z na avaliação da ocorrência ou não dos esforços globais de 2ª ordem para estruturas reticuladas de, no mínimo, 4 andares.

A capital Palmas-TO, foi a segunda capital que mais cresceu segundo o último censo do IBGE, publicado em 2020. Com o crescimento populacional, a demanda por verticalização habitacional aumenta, valorizando o centro e pontos adjacentes aos pontos turísticos. Portanto, a presença de edifícios esbeltos cresce e torna-se cada vez mais comum.

Com uma dimensão muito superior as demais, os edifícios esbeltos carecem de um sistema de contraventamento capaz de conferir, além de deslocamentos horizontais dentro dos limites normativos, rigidez suficiente para que a estrutura seja estável e segura. As forças horizontais devida a ação do vento são preponderante as demais, e uma das principais cargas do projeto, de acordo com Rizk, 2010. Assim, se faz necessário estudar os sistemas de contraventamento que irá melhor atender as solicitações.

Dentro deste contexto, o presente trabalho procura fazer uma contribuição analisando um edifício de múltiplos pavimentos e esbelto, variando entre três sistemas de

contraventamento, sendo o primeiro modelo designado Modelo A, composto por pórticos de contraventamento, o segundo modelo, designado Modelo B, composto por associação de pórticos de contraventamento e pilares parede, o terceiro modelo, designado modelo C, composto por associação de pórticos de contraventamento e núcleo rígido.

Os Modelos A, B e C propostos, foram dimensionados por meio do software de cálculo estrutural CAD/TQS. Os resultados foram discutidos a fim de avaliar qual teve melhor desempenho, sendo associado tanto quanto a estabilidade global, deslocamento horizontal no topo e entre pavimentos, quanto a economicidade.

1.1 Problema de Pesquisa

A partir de estudos acerca do tema proposto, nota-se que, as ações horizontais oriundas do vento aumentam de acordo com altura do edifício. A estrutura de um edifício de múltiplos pavimento deve ser projetada para resistir as solicitações vertais e horizontais. A partir da inviabilidade de avaliar o comportamento global de uma estrutura de grande porte com cálculos manuais, os *softwares* de cálculo estrutural auxiliam na avaliação de qual modelo confere maior rigidez e estabilidade global. No edifício com 25 pavimentos em estudo, qual sistema de contravento se mostra mais eficiente: Pórticos de contraventamento, Pórticos de contraventamento com Pilares-parede, ou/e Pórticos de contraventamento com Pilares-parede e Núcleo rígido?

1.1.1 Delimitação de Escopo

O presente trabalho, tem como delimitação a modelagem estrutural de um edifício e análise dos sistemas de contraventamento, sendo distinto em três modelos avaliados, designados Modelos A, B e C, sendo pórticos de contraventamento, associação de pórticos de contraventamento com pilares parede e associação de pórticos com núcleo rígido, respectivamente. Para assim, avaliar a rigidez global da estrutura por meio do coeficiente γ_z e deslocamentos horizontais no topo, entre pavimentos e consumo de insumos, comparando qual o mais eficiente dentre os sistemas propostos. O mesmo não contempla a parte orçamentária.

1.1.2 Justificativa

Frente a demanda crescente por edificações cada vez mais altas e esbeltas, os projetos estruturais devem possuir sistemas de contraventamento cada vez mais refinados para que atendem quando a estabilidade global, visto que, as ações horizontais oriundas preponderantemente do vento aumentam de acordo com altura da edificação. Surge, então, a necessidade de conceber estruturas mais rígidas para atenuar os deslocamentos impostos pelas ações horizontais. Em virtude do supracitado, os estudos acerca dos sistemas de contraventamento tornam-se de suma importância, uma vez que, são os sistemas de contraventamento os responsáveis pela rigidez da estrutura.

Atingindo o mais alto índice de desenvolvimento no país, a construção civil é atingida por fatores como a competitividade do mercado imobiliário que, por sua vez, valorizam pontos específicos no plano diretor, fazendo com que profissionais do setor da construção busquem soluções de engenharia que possibilitem a concepção de estruturas mais altas e esbeltas. É importante também salientar que a capital Palmas – TO, segundo o último censo do IBGE, publicado em 2020, registra o segundo maior crescimento populacional do país, fator esse que contribui para a alta demanda por edificações de múltiplos pavimentos.

A presente pesquisa justifica-se pela importância que uma análise da estabilidade global tem para a durabilidade e segurança da estrutura. Além disso, projeto de edifícios de múltiplos pavimentos considerando a ação do vento permite uma análise da estrutura mais próxima do real, sendo possível avaliar os deslocamentos impostos pelas ações horizontais provenientes, predominantemente, do vento.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral é analisar com o auxílio da ferramenta computacional TQS Info, o comportamento de uma estrutura de concreto armado, de um edifício multifamiliar composto por 25 (vinte e cinco) pavimentos, adotando três sistemas de contraventamento distinto para cada modelo.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o comportamento global a partir do coeficiente γ_z em cada modelo proposto;
- Analisar os deslocamentos horizontais no topo da estrutura;
- Realizar uma análise de quantitativo dos materiais (volume de concreto, área de fôrma e consumo de aço);

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A demanda por edifícios altos e esbeltos é resultado da valorização dos terrenos no centro e em pontos adjacentes aos pontos turísticos das cidades. Os projetos realizados com auxílio dos *softwares* de cálculo estrutural proporcionam o desenvolvimento de projetos cada vez mais refinados, assim, chegando ao modelo de cálculo e análises que melhor representam o comportamento da estrutura.

O presente capítulo tem como objetivo realizar a revisão bibliográfica relevante ao tema a ser estudado. Dentre eles, foram abordados os seguintes temas: Estruturas esbeltas de concreto armado, estabilidade global das estruturas, vento e sistemas de contraventamento, adiante encontra-se as de maior relevância para a realização do estudo.

2.1 Estruturas esbeltas de concreto armado

A verticalização das cidades é advinda do fenômeno da escassez de espaços físicos destinados à construção de edificações residenciais e comerciais, principalmente nos grandes centros urbanos ou pontos turísticos. Os terrenos nos grandes centros possuem baixa taxa de ocupação e reduzidas dimensões, entretanto, são compensados com altos índices de aproveitamento, que contribui significativamente para a valorização econômica da região e demanda por edifícios altos.

Segundo Moncayo (2011), o avanço na tecnologia de materiais colocou à disposição do mercado concretos mais resistentes ocasionando construções com elementos estruturais mais esbeltos, sob o ponto de vista de incorporação, permitindo maximizar a utilização dos terrenos disponíveis.

A classificação de um edifício como alto não pode ser dar apenas pelo número de pavimentos que o mesmo possui, do ponto de vista estrutural. A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 11.4.1.2, recomenda expressamente a consideração dos esforços solicitantes na edificação causados pela ação do vento. Sendo assim, a classificação de um edifício alto se dá no instante que, em função da sua altura, as ações horizontais como o vento não podem ser desprezadas na análise estrutural.

As ações horizontais que são oriundas predominantemente da força do vento aumentam de acordo com a altura em relação ao solo. Com o aumento do número de pavimentos nos edifícios, que são em maioria estruturas esbeltas, o fator preponderante na concepção estrutural

é o tipo de contraventamento que empregado no projeto, visto que, esse é o responsável pela rigidez e estabilidade global da estrutura.

Desse modo, a demanda pela construção de edifícios altos tem sido importante para o progresso da engenharia estrutural, na medida em que, instiga o aprimoramento de modelagens para o comportamento físico dos materiais existentes e o surgimento de novos materiais, além de modelos de análise mais completos e robustos (Bernardi; Campos Filho; Pacheco, 2010).

Com maior conhecimento acerca do comportamento das estruturas e dos materiais que compõem os elementos, acarretou um aumento gradativo da esbeltez das estruturas como um todo. Dias (2004) atrela esse ganho de desempenho à melhoria na qualidade do concreto, fato que, acarretou concretos com resistências maiores e com um menor consumo de cimento.

Para Somekh (2014, p. 28), a verticalização é “a multiplicação efetiva do solo urbano, possibilitada pelo uso do elevador”, fator este que foi um gargalo durante muito tempo, pois o “esforço humano que limitava a altura das construções”. Levando a altas densidades populacionais, onde a área efetivamente ocupada corresponde a mais de duas vezes a área do lote.

Conforme a edificação cresce em altura, as solicitações, verticais quanto as horizontais, dilatam e demandam que a estruturas sejam rijas o suficiente para satisfazer as necessidades funcionais. A ação do vento nas edificações deve ser considerada conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), (item 11.4.1.2), “Os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela NBR6123”. Visto que a instabilidade da estrutura passa a ser um fator preponderante, que, quando atingido o estado limite último, pode causar desde pequenas manifestações patológicas até o colapso da estrutura.

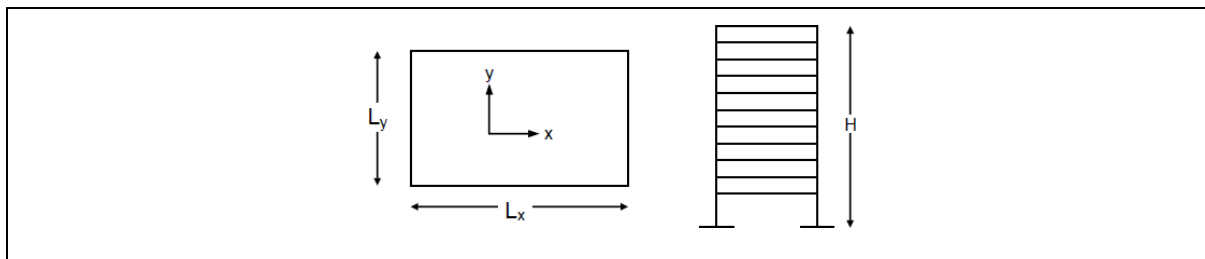
2.1.1 Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

Segundo Fonte (2005), o índice β como primeira avaliação da esbeltez de um edifício, o cálculo simples e em função apenas de parâmetros geométricos, onde o β é capaz de indicar a necessidade de maior atenção quanto à estabilidade global. Seu cálculo é realizado segundo a Equação 1:

$$\beta_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (1)$$

Na qual, H é a altura total da edificação e $L_{x,y}$ é a largura média, em planta, segundo as direções x e y , de acordo com o colocado na Figura 1.

Figura 1 - Parâmetros de cálculo do índice β



Fonte: Borges (2009).

Os limites para classificação das edificações segundo β são:

$\beta_{x,y} \leq 4$ pequena esbeltez;

$4 \leq \beta_{x,y} \leq 6$ média esbeltez;

$\beta_{x,y} \geq 6$ alta esbeltez;

2.2 Estabilidade global das estruturas

Sendo essencial nos projetos de estruturas de concreto armado, a análise da estabilidade global propicia a avaliar o limite de deslocamento que atenda aos requisitos normativos da NBR 6118 (ABNT, 2014), para garantir a segurança, de modo que, o risco de colapso da estrutura chegue próximo de zero.

Os edifícios mais altos e esbeltos, são geralmente, os mais sensíveis aos deslocamentos laterais os projetos devem contemplar estes efeitos.

2.2.1 Classificação dos problemas de instabilidade de estruturas

A problemática referente à instabilidade de estruturas, ocasionadas por solicitações de compressão, podem estar dispostas de forma centrada ou excêntrica. A avaliação e classificação da instabilidade estrutural realizada levou em consideração o comportamento do material.

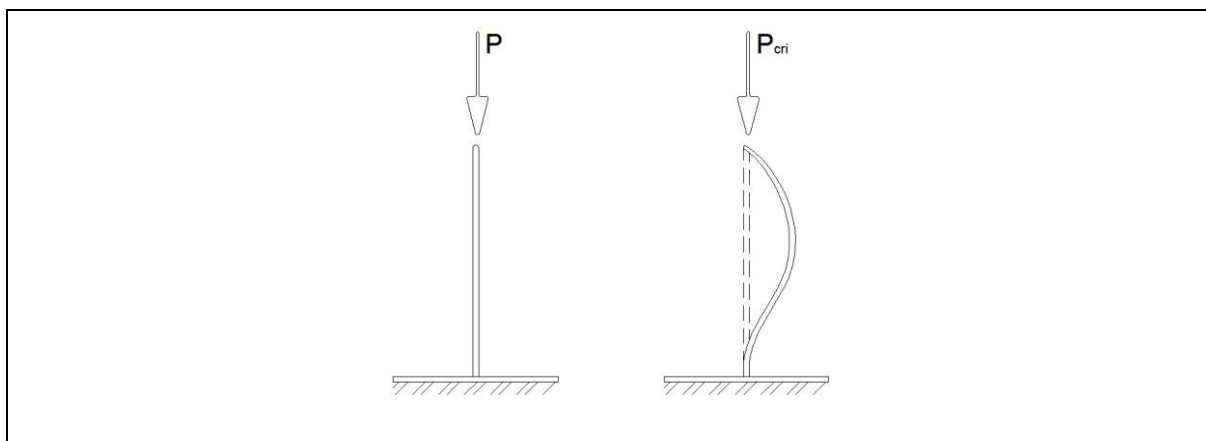
Segundo Franco (1985), a instabilidade das estruturas pode ocorrer de três formas distintas, relacionadas diretamente aos tipos de equilíbrio existentes. A instabilidade das

estruturas pode ocorrer devido aos problemas de bifurcação do equilíbrio, problemas de segunda ordem e problemas de ponto limite.

Para demonstrar a instabilidade com bifurcação, a Figura 2, ilustra uma barra que apresenta uma das extremidades engastadas e outra livre, constituída por material elástico-linear, esbelta, reta e sem imperfeições geométricas.

A barra sendo exposta a uma força axial crescente, ela passa a apresentar duas configurações de equilíbrio, sendo a primeira estável e apresenta a barra na configuração reta até atingir a força crítica, e instável com a barra deformada logo após a força aplicada superar a força crítica, como pode ser observado na Figura 2. A força que provoca a bifurcação do equilíbrio é designada com força crítica.

Figura 2 - Exemplo de problema de instabilidade por bifurcação do equilíbrio.



Fonte: Franco (1985).

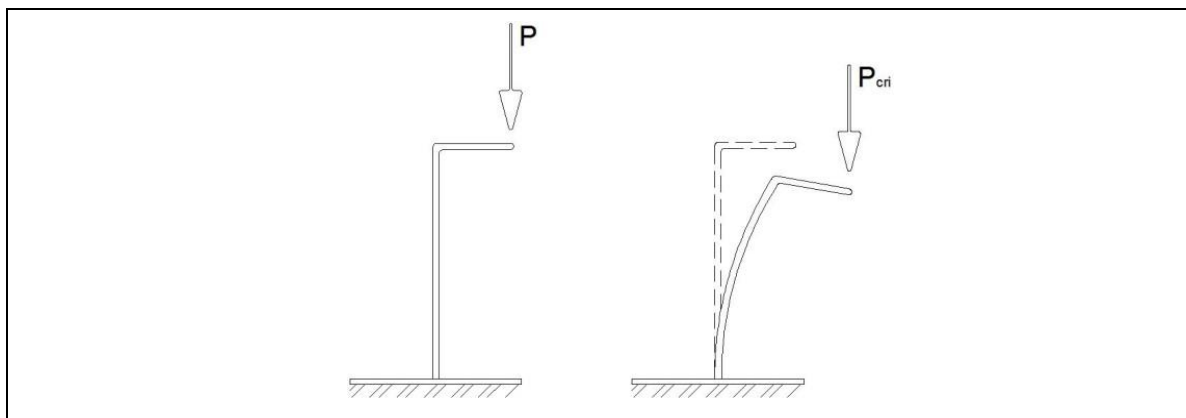
Após atingir a força crítica, a barra reta passa a apresentar um equilíbrio instável, estando sujeita a deixar sua forma indeformável a qualquer instante que sofrer uma perturbação. Portanto, a barra assume um novo arranjo de equilíbrio estável, entretanto, assume uma forma deformada.

O segundo problema de instabilidade das estruturas é designado “problema de segunda ordem” e sucede quando um elemento esbelto é posto a solicitações de compressão excêntricas, e o elemento passa a assumir uma forma fletida, equilibrada e estável.

Observa-se que na Figura 3, utilizada para ilustrar o segundo problema de instabilidade com bifurcação de equilíbrio, que a força está centrada no eixo do elemento, caso contrário que ocorre no problema de segunda ordem, em que a força passa a assumir uma posição excêntrica em relação ao eixo do elemento.

Quando a barra do exemplo constituída de material elástico-linear, para cada aumento da força excêntrica, a barra passa a assumir uma nova configuração curva equilibrada. A força, por sua vez, tende a atingir de forma assintótica o mesmo valor crítico apresentado no problema de bifurcação do equilíbrio, como pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 - Exemplo do problema de segunda ordem



Fonte: Franco (1985).

O problema de segunda ordem aparece também nos casos em que a barra apresenta pouca esbeltez e é constituída por material não linear.

Neste trabalho, a análise dos efeitos de segunda ordem é de extrema importância no processo de avaliação da estabilidade global da edificação. A carga vertical P pode ser relacionada às ações gravitacionais atuantes na estrutura, a exemplo do peso próprio. A excentricidade fica por conta, entre outros fatores, dos deslocamentos horizontais gerados por ações como o vento e desaprumo.

Por fim, o terceiro problema de instabilidade é designado de “ponto limite”, e pode ser considerado um caso particular do problema de instabilidade com efeito de segunda ordem. Portanto, ocorre quando um elemento esbelto, sendo este constituído por um material não linear, é submetido à solicitação de compressão excêntrica, e passa a assumir, em um determinado nível de solicitação, uma forma fletida instável.

2.2.2 Estabilidade global de edifícios altos de concreto

A concepção estrutural dos edifícios não é influenciada somente pelas cargas verticais (peso próprio, entre outros.), mas também pelas cargas horizontais (ventos e empuxos). Pode-se afirmar que, quanto maior a altura do edifício, maior é a influência das ações horizontais, ou seja, quanto maior a altura do edifício, maior atenção deve ser dada à análise da estabilidade global.

O processo de projeto convencional é normalmente baseado na análise estrutural local de elementos individuais (colunas, vigas, lajes, paredes, etc.). Essa atitude é natural, uma vez que, o sistema estrutural é constituído por elementos individuais. No entanto. A resposta da estrutura é muitas vezes mais do que a soma das respostas dos elementos individuais. Isso ocorre porque a integridade estrutural garante que os elementos trabalhem juntos em um sistema corretamente projetado, fazendo com que a estrutura desenvolva alguma resposta global através da interação complexa de seus elementos. Destaca-se que a NBR 6118 (ABNT, 2014), que faz desta verificação uma questão indispensável aos projetos estruturais.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta dois parâmetros como forma de avaliar a instabilidade global da estrutura, o parâmetro c e o parâmetro γ_z . Antes de apresentar as definições de cada parâmetro, é importante definir como é feita a classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós.

2.2.3 Classificação da estrutura quanto a mobilidade dos nós

A NBR 6118 (ABNT, 2014), considera a estrutura como de nós fixos quando “os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas basta considerar os efeitos locais e de 2ª ordem”.

A vantagem da estrutura de nós fixos é a facilidade no cálculo da estrutura. Além de não serem considerados os efeitos globais de 2ª ordem, “o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem” NBR 6118 (ABNT, 2014).

São considerados elementos isolados segundo o item 15.4.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

- a) os elementos estruturais isostáticos;
- b) os elementos contraventados;
- c) os elementos das estruturas de contraventamento de nós fixos.

- d) os elementos das subestruturas de contraventamento de nós móveis desde que, aos esforços nas extremidades, obtidos numa análise de 1ª ordem, sejam acrescentados os determinados por análise global de 2ª ordem.

Vale reforçar que pode haver perda de estabilidade de algum pilar isolado, mesmo em uma estrutura considerada de nós fixos, devido aos efeitos de segunda ordem locais. Por isso, não pode ser dispensada a verificação local da peça, tanto nas estruturas consideradas deslocáveis quanto nas consideradas indeslocáveis.

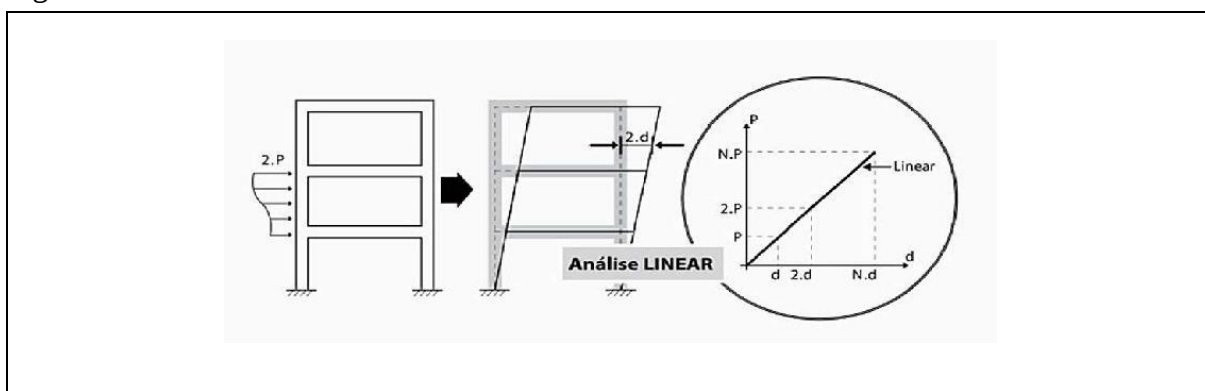
As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados NBR 6118 (ABNT, 2014).

A definição do tipo da estrutura segundo a classificação dos seus nós torna-se prática após calculados os parâmetros α e γ_z .

Na análise linear, conforme o item 14.5.2 da NBR 6118 (2014), “admite-se o comportamento elástico-linear dos materiais”, ou seja, as tensões submetidas à estrutura são proporcionais às deformações da mesma.

Kimura (2007), exemplifica conforme a Figura 4 a análise linear em uma estrutura qualquer submetida a um carregamento "2P", cujo deslocamento resultante num determinado ponto seja igual a "2d".

Figura 4 - Análise linear

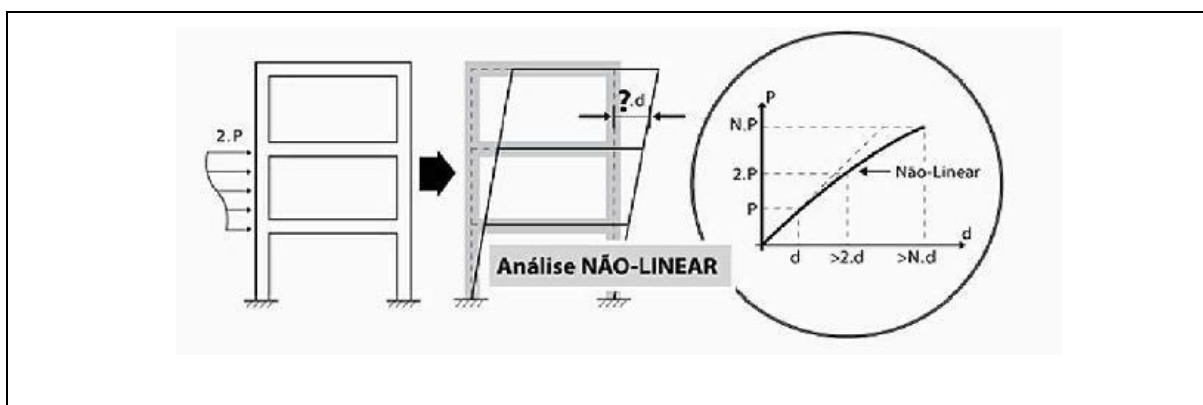


Fonte: Kimura, 2007.

Na análise não-linear, conforme o item 14.5.5 da NBR 6118 (2014), “considera-se o comportamento não-linear dos materiais”, ou seja, a resposta da estrutura possui comportamento desproporcional aos esforços à ela submetidos.

Kimura (2007), exemplifica conforme a Figura 5 a análise não-linear em uma estrutura qualquer submetida a um carregamento “ $2P$ ”, cujo deslocamento resultante seja diferente de “ $2d$ ”, e provavelmente cada vez maior que este valor a medida que o carregamento é aplicado.

Figura 5 - Análise linear



Fonte: Kimura, 2007

Em estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, a análise não-linear física e geométrica relacionadas ao comportamento do material constituinte da estrutura e ao equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada, respectivamente (Pinto, 1997).

2.2.4 Análise não-linear física

“A não-linearidade física está relacionada ao comportamento do material empregado na estrutura” Kimura, (2007). Os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor relevância, no concreto armado, atribuem ao mesmo um comportamento não linear. Portanto, o projetista deve considerar que o material que constitui a estrutura (concreto e aço) não possui comportamento elástico perfeito, segundo Pinto, (1997).

A consideração da não-linearidade física (NLF) implica na determinação da rigidez de cada elemento estrutural com uma redução média da inércia bruta da seção transversal do elemento em função de suas relações constitutivas dos materiais, da quantidade e disposição da armadura no elemento, bem como do nível de solicitação aplicado a ele, de acordo com Pinto (1997).

No item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT,2014), recomenda-se para a não-linearidade física aproximada quanto à rigidez dos elementos estruturais, os seguintes valores para lajes, vigas e pilares:

$$\text{– lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_c I_c \quad (1)$$

$$\text{– vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_c I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \text{ e; } (EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_c I_c \text{ para } A_s' = A_s \quad (2)$$

$$\text{– pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_c I \quad (3)$$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

Quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e γ_z for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares pela fórmula:

$$\text{– } (EI)_{\text{sec}} = 0,7 E_c I_c \quad (4)$$

2.2.5 Análise não-linear geométrica

Kimura (2007) afirma que a não-linearidade geométrica (NLG) está relacionada às “[...] mudanças na geometria dos elementos estruturais à medida que um carregamento é aplicado ao edifício”. As solicitações causadas pela ação do vento provocam um deslocamento horizontal dos nós da estrutura, este deslocamento causa excentricidade nos pontos de aplicação das cargas verticais e gera momentos que não existiam na estrutura em sua geometria inicial. A análise não-linear geométrica faz-se então pelo surgimento desses efeitos, chamados efeitos de segunda ordem (Ribeiro, 2010).

2.2.6 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z avalia de forma simples e bastante eficiente a estabilidade global de esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem, de acordo com Zumaeta. Foi criado por Franco e Vasconcelos em 1991. Baseado em seus estudos estabeleceram um limite de 1,20 para o valor de γ_z . Porém, Carmo (1995), após análises em seu trabalho concluiu que é possível avançar além do valor 1,20, podendo chegar até γ_z igual a 1,30.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem, provenientes da ação combinada do carregamento lateral do vento e do carregamento vertical, podem ser obtidos através do fator γ_z . O coeficiente γ_z é utilizado para verificação da necessidade de

consideração da não linearidade geométrica, como também, em caso positivo, de obter, de forma aproximada, a influência da não linearidade geométrica para estruturas denominadas de nós móveis, estruturas que apresentam γ_z maior que 1,1.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), não limita o valor máximo do parâmetro γ_z , entretanto, segundo Kimura (2007), edifícios com valores superiores a 1,30 possuem um grau de instabilidade elevado. O autor ainda recomenda que 1,20 seja o valor máximo aceitável em projetos.

De acordo com essa norma, esse fator pode ser definido conforme a Equação 5:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (5)$$

$M_{1,tot,d}$: é o momento de tombamento, 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;

FH_{id} : força horizontal do andar i;

X_i : distância do andar i à base do edifício;

$\Delta M_{tot,d}$: é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais e seus respectivos pontos de aplicação;

P_{id} : força vertical do andar i;

y_i : deslocamento horizontal do andar i.

A interpretação e o cálculo dos termos da fórmula do γ_z são simples. O termo $\Delta M_{tot,d}$ procura retratar a magnitude do esforço de segunda ordem inicial, enquanto, o termo $M_{1,tot,d}$ representa a magnitude do esforço de primeira ordem.

De acordo com os fatores da Equação 3, valores de $\gamma_z \leq 1,1$ indicam que o momento de tombamento total, incluindo os efeitos globais de segunda ordem, no máximo igual a 1,10 vezes o momento de tombamento de primeira ordem. Assim, se os efeitos de segunda ordem globais forem desprezados, o erro cometido é menor ou igual a 10%, o que é aceitável frente às imprecisões na determinação de ações laterais como o vento (Araújo, 2010).

Na Figura 6, é apresentado um esquema das grandezas usadas no cálculo de γ_z .

Sendo,

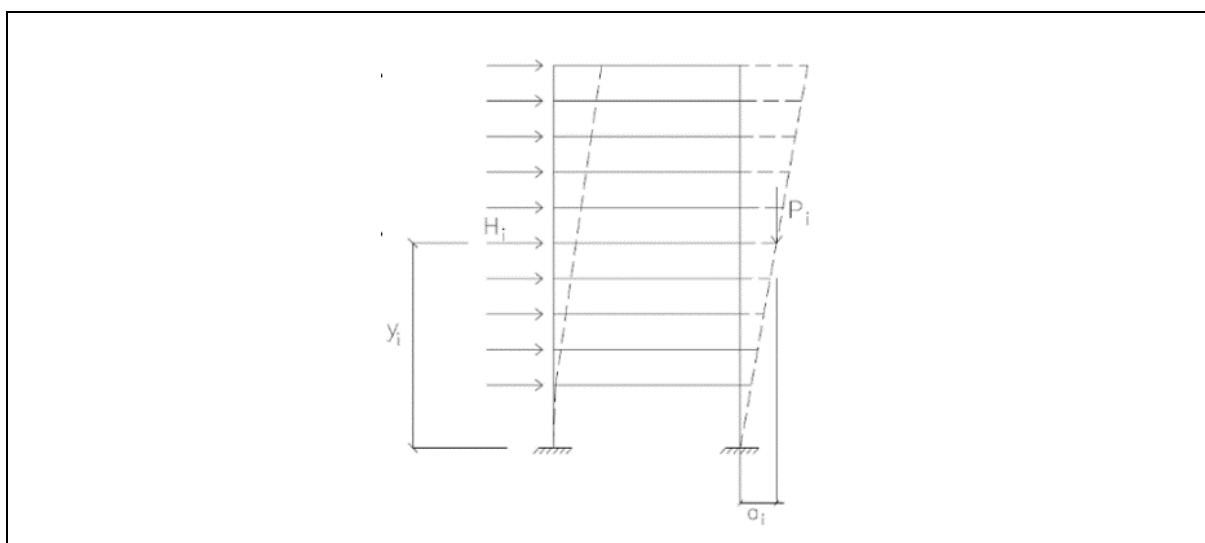
P_i representa o somatório de cargas verticais no pavimento i ;

H_i é a força horizontal no pavimento i ;

y_i representa a altura do pavimento i em relação à base da edificação;

a_i representa o deslocamento horizontal do pavimento i em relação à base, obtido utilizando o carregamento de vento no estado limite último.

Figura 6 - Grandezas usadas no cálculo de γ_z



Fonte: Goulart (2008).

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o limite do coeficiente γ_z é 1,30, e valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, sendo considerada uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável.

O item 15.7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), permite a determinação dos esforços globais finais (primeira mais segunda ordem) a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento por $0,95\gamma_z$. Esta majoração é válida para $\gamma_z \leq 1,30$, conforme a expressão 4.

$$M_{2d} = \gamma_z M_{1d} \quad (6)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014), limita da aplicação do coeficiente γ_z às estruturas reticuladas superiores a três pavimentos. A recomendação normativa para a não adoção do coeficiente γ_z em edificação inferiores a quatro pavimentos dá-se em virtude das incertezas quanto ao comportamento não linear das estruturas. Outro fator, que justifica a limitação da

utilização do parâmetro para esses casos, está relacionado à falta de regularidade entre pavimentos das edificações de menor porte.

2.2.7 Coeficiente α

O parâmetro α foi estabelecido por Hubert Beck e Gert Koning em 1967 e sua utilização foi adotada por projetistas do mundo inteiro, também incorporado na NBR 6118 (ABNT, 2014), desde sua versão NBR 6118 (ABNT, 2003).

Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro α for menor que o valor de α_1 conforme a expressão 5:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{Nk}{E_{cs}I_c}} \quad (5)$$

sendo,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } \alpha \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } \alpha \leq 4$$

onde:

n: é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

Htot: é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de nível muito pouco deslocável do subsolo;

Nk: é o somatório de todas as cargas verticais atuantes no edifício (a partir do nível considerado para o cálculo de Htot) com seu valor característico;

EcsIc: representa o módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

Este parâmetro tem por objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade de consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá utilizar um majorado ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Na determinação do módulo de rigidez equivalente deve-se contar com toda a estrutura de contraventamento do edifício, ou seja, com o conjunto de elementos estruturais que, por causa da sua elevada rigidez, absorvem a maior parte das ações horizontais.

2.3 Sistema de contraventamento

Os edifícios devem ser projetados de modo a apresentarem a necessária estabilidade às ações verticais e horizontais, ou seja, devem apresentar a estabilidade global suficiente para opor as forças incidentes. Existem vários tipos de contraventamento, variando conforme se apresentam as cargas laterais e suas especificidades. Os pilares são os elementos destinados à estabilidade vertical, porém, é necessário projetar outros elementos mais rígidos que, além de também transmitirem as ações verticais, deverão garantir a estabilidade horizontal do edifício à ação do vento e de sismos. Ao mesmo tempo, são esses elementos mais rígidos que garantirão a indissociabilidade dos nós dos pilares menos rígidos.

Os principais tipos de estruturas de contraventamento são: pórticos, paredes estruturais, mistas com paredes estruturais associadas a pórticos, núcleos e tubos (Bomfim, 2017).

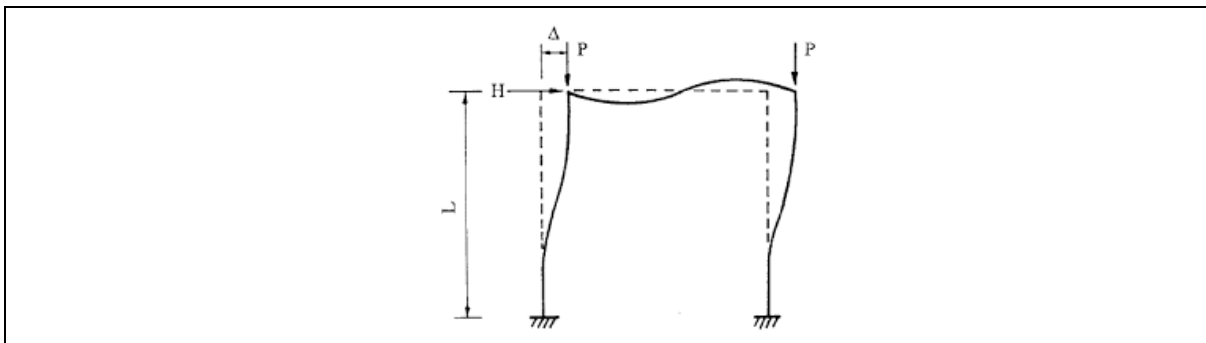
A NBR 6118 (ABNT, 2014), (item 15.4.3) dispõe:

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados.

2.3.1 Pórticos planos de contraventamento

Os pórticos podem ser deslocáveis ou indeslocáveis. Os pórticos deslocáveis são elementos formados a partir da associação de pilares e vigas. O que diferencia o pórtico de um sistema formado por viga apoiada sobre pilares é o tipo de ligação viga-pilar. No pórtico, o vínculo entre viga e pilar é rígido, o que faz com que as ações sobre um elemento do pórtico sejam refletidas nos outros. Apesar da rigidez das ligações, os pórticos são “deslocáveis” no sentido horizontal, conforme a Figura 7.

Figura 7 - Pórtico deslocável

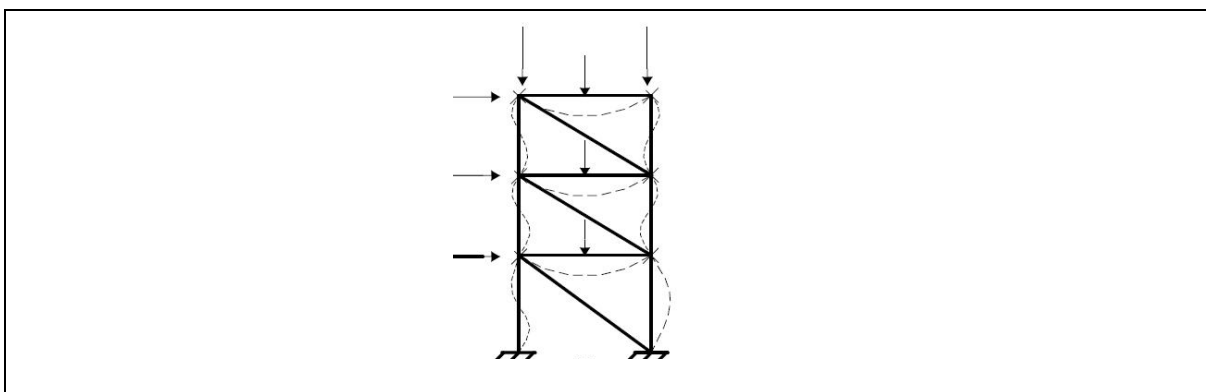


Fonte: Pórtico deslocável (FUSCO, 1981).

O posicionamento dos pilares nas edificações altas é então um fator de grande importância: pilares mal posicionados impedem a formação dos pórticos nas direções de atuação do vento e, dessa maneira, tornam os edifícios muito flexíveis. Além da posição de um pilar em relação ao outro é importante que se tenha uma distribuição das inércias principais dos pilares segundo as direções ortogonais de atuação do vento. Pilares com inércias maiores à flexão para um mesmo lado da edificação, sob a ação do vento na direção menos rígida, podem levar à fissuração das alvenarias de fechamento (externas e internas) e dos elementos estruturais, como já visto, pela movimentação demasiada do edifício, em último instante causar colapso global. Inércias principais maiores distribuídas nas duas direções enrijecem o edifício de maneira global (Dias, 2004, *online*).

Em estruturas com mais de três pavimentos, os deslocamentos passam a apresentar valores significativos, assim, a ligação rígida entre vigas e pilares do pórtico podem não conferir a estabilidade necessária para a edificação. Surge então a necessidade de se “travar” a estrutura por meio das chamadas “diagonais de contraventamento”, que tornam os pórticos “ind deslocáveis”, conforme apresenta a Figura 8.

Figura 8 - Pórtico ind deslocável



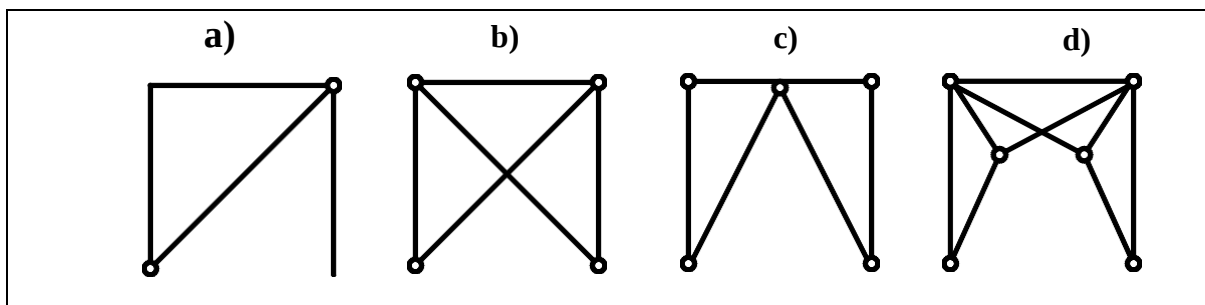
Fonte – Pórtico ind deslocável (FUSCO, 1981).

As diagonais podem ser de concreto ou qualquer outro material, desde que resistam aos esforços que nelas forem impostos. Pode-se usar o concreto (quando a diagonal é somente solicitada à compressão) e o aço (no caso de solicitações de tração e compressão). A execução

da concretagem de elementos inclinados que ligam os nós dos elementos estruturais requer atenção e competência da equipe envolvida.

As diagonais podem se apresentar de diversas formas conforme a Figura 9. Os mais comuns são os travamentos com uma diagonal de travamento em “X”, travamento em “K” ou “V” e o travamento em “Y”.

Figura 9 - Formas geométricas de travamento de pórticos



Fonte: Zalka (2000).

As diagonais inclinadas em estruturas de concreto armado se restringem a casos específicos, sendo o seu uso mais difundido em estruturas metálicas.

2.3.2 Pilar Parede

No sistema de estrutural onde os elementos estruturais de contraventamento são compreendidos por pilares e pilares-parede, os elementos de contraventamento atuam como barras em balanço submetidas às ações horizontais.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), Pilares-parede são:

Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural. (item 14.4.2.4).

Comumente não encontramos pilares com dimensões significativas ou pilares-paredes solitário em edificações de andares múltiplos. A opção por um sistema convencional (laje-viga-pilar), faz com que os pilares-parede formem pórticos, que possuem características diferentes comparadas com elementos isolados. Assim, o uso de pilares-parede isolados compõe estruturas tipo pilar-laje (lajes que apoiam diretamente nos pilares), estruturas de baixo porte e pré-moldados.

A transmissão e o encaminhamento para a fundação das cargas oriundas das ações horizontais são de responsabilidade dos pilares. As lajes funcionam como um diafragma rígido, distribuindo entre os pilares as cargas no plano horizontal.

A solicitação da estrutural quanto aos ventos cresce conforme a estrutura cresce em altura. Para que a estrutura atenda os limites aceitáveis é necessário que rigidez a flexão seja tão eficiente quanto solicitada. A rigidez de uma estrutura de andares múltiplos pode ser modificada alterando a quantidade de elementos de contraventamento ou combinando pilares e pilares-parede com um sistema mais rígido.

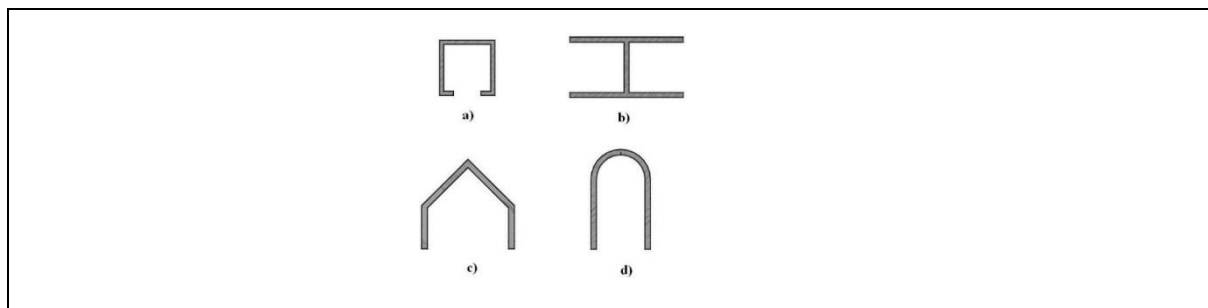
2.3.3 Núcleo rígido

Existem várias opções para os sistemas de contraventamento de edifícios altos em concreto armado, sendo o núcleo resistente uma das opções mais usuais e eficientes. A análise da estabilidade global da estrutura sustenta se método isolado é suficiente para atender as deslocabilidades prescritas na NBR 6118 (ABNT, 2014), ou demanda o emprego de um sistema misto de contraventamento, sendo este o objeto deste trabalho.

Segundo Ellwanger (2013), a análise da estabilidade global de edifícios altos recebeu uma importante contribuição para o desenvolvimento de sua teoria e prática através do trabalho de Beck e König (1967 apud Franco, 1985).

A associação de elementos com elevada rigidez é designada como núcleo rígido. Em de andares múltiplos, o núcleo rígido é localizado nas caixas de elevador e escadas. Os mesmos podem apresentar formas geométricas variadas, sendo mostradas algumas delas na Figura 10. As seções apresentadas podem ser combinadas ou modificadas de acordo com a rigidez necessária.

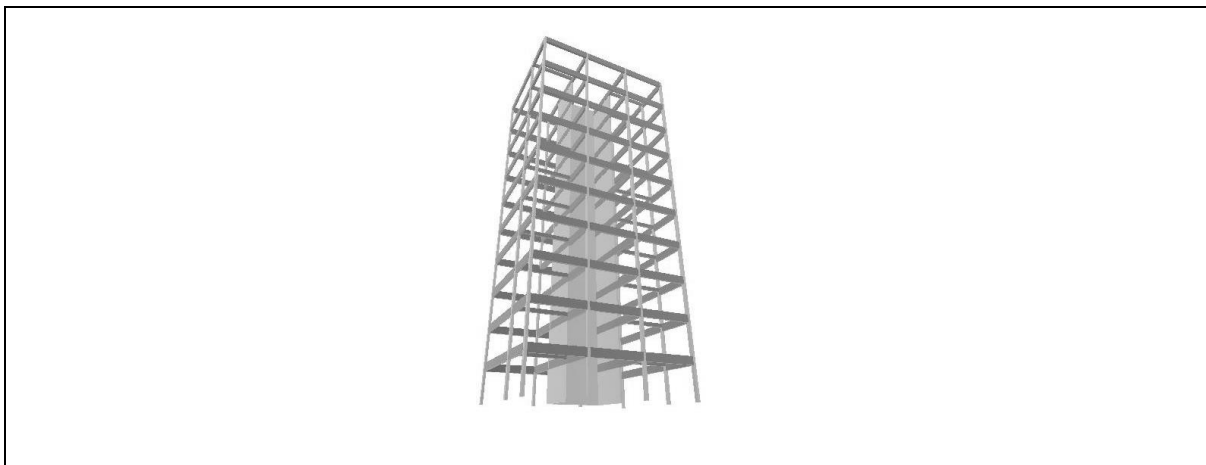
Figura 10 - Núcleos de rigidez



Fonte: Pereira (1997).

Em edifícios muito altos de Concreto Armado é comum a utilização de núcleos de rigidez associado a pórtico espacial em concreto armado, conforme a Figura 11.

Figura 11 - Estrutura de edifício alto composto por pórtico espacial associado a núcleo de rigidez

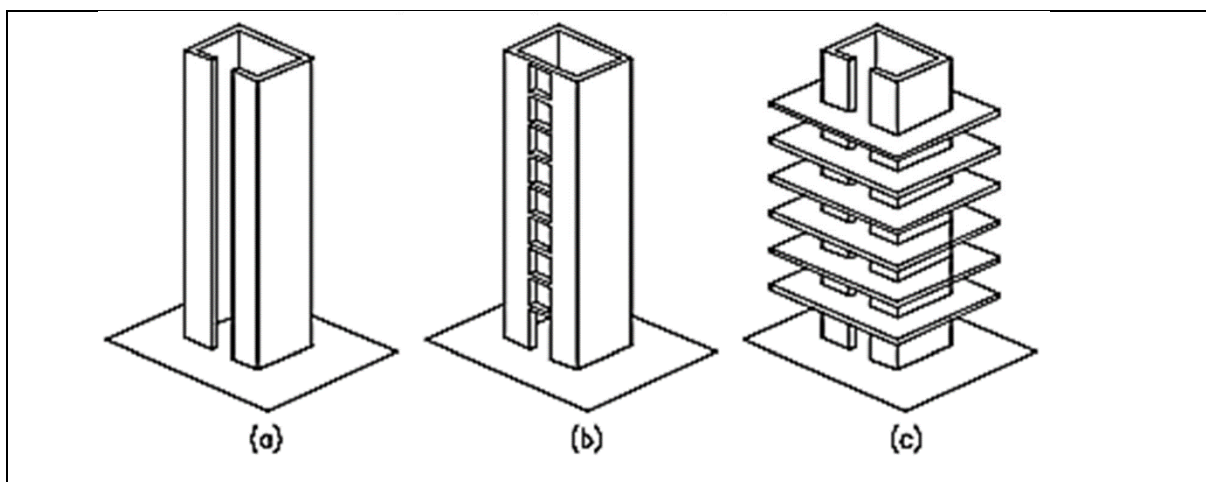


Fonte: Barboza (2008).

O núcleo rígido, é um sistema de contraventamento entendido como uma combinação de pilares paredes, comumente utilizado por projetistas em edifícios esbeltos, onde se aproveitam da proximidade entre escada de emergência e elevadores para formar um elemento sólido que influencie na rigidez global da estrutura (Kuster, 2014).

O núcleo rígido pode ser parcialmente fechado pelas vigas, lintéis ou lajes, pois estes elementos contribuem com sua resistência à flexão para diminuir o empenamento, a Figura 12 apresenta tipos de núcleos rígidos.

Figura 12 - Tipos de núcleos rígidos



Fonte: Smith; Coull (1991).

Os núcleos são de seções abertas formadas por paredes delgadas (a), os que possuem seções parcialmente fechadas por lintéis ao nível das lajes (b) e os de seções parcialmente fechadas pelas lajes (c), respectivamente.

2.3.4 Sistema Misto de Contraventamento

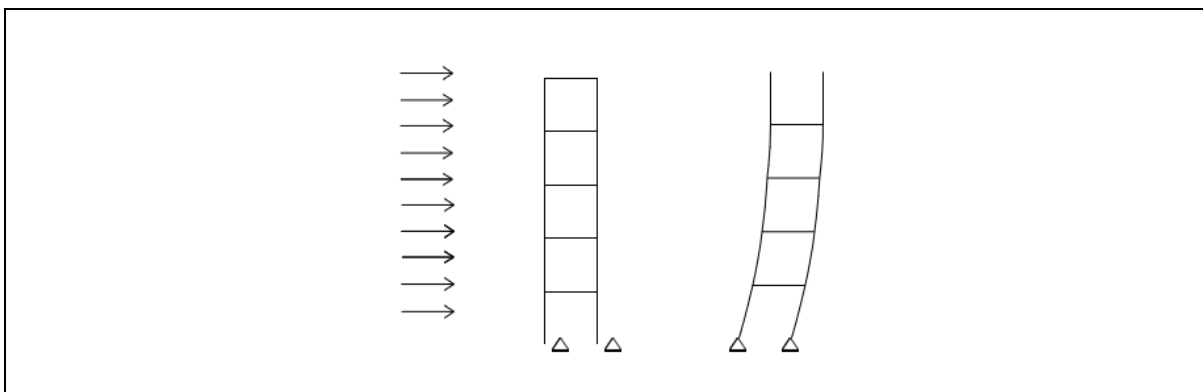
A escolha dos elementos de contraventamento que conceberá rigidez necessária à edificação de andares múltiplos é um dos maiores desafios da concepção estrutural, pois em alturas elevadas, as ações horizontais são significativas. Nesse contexto, Níkkolas (2019), afirma que, com o aumento da altura das edificações, as forças horizontais estão impactando cada vez mais no dimensionamento dos elementos estruturais que compõem os edifícios, levando à necessidade de projetar elementos mais robustos, para limitar as deformações da estrutura como um todo e consequentemente dar a rigidez necessária à construção, chamados de estruturas de contraventamento.

Segundo Pfeil e Pfeil (2016), para a construção de edifícios, é possível associar diferentes perfis metálicos para a composição de um sistema estrutural muito seguro e tão eficiente quanto o sistema em concreto armado. A partir da década de 1940, a associação de perfis metálicos com elementos em concreto armado se tornou mais comum, caracterizando elementos mistos. Queiroz, Pimenta e Martins (2012) explicam que um sistema misto é caracterizado por um conjunto de estruturas mistas, e são sistemas muito utilizados na construção de edifícios e pontes.

A validação por uso de estruturas de contraventamento misto não se dá apenas pela alta rigidez que proporciona, mas também pelo tipo de deformação que cada elemento constituinte sofre. Em outras palavras, significa que os diferentes elementos estruturais verticais (pilares-parede, pórticos deformáveis, pórticos indeformáveis, etc.) se deformam de maneira diferente.

Os pórticos deslocáveis se comportam de maneira diferente quando comparado a barras engastadas, pois apresenta deformações diferentes. A maior deformação se apresenta na base do pilar, fazendo com que o elemento assuma uma forma de barra deformado com sentido côncavo para o carregamento, conforme a Figura 13.

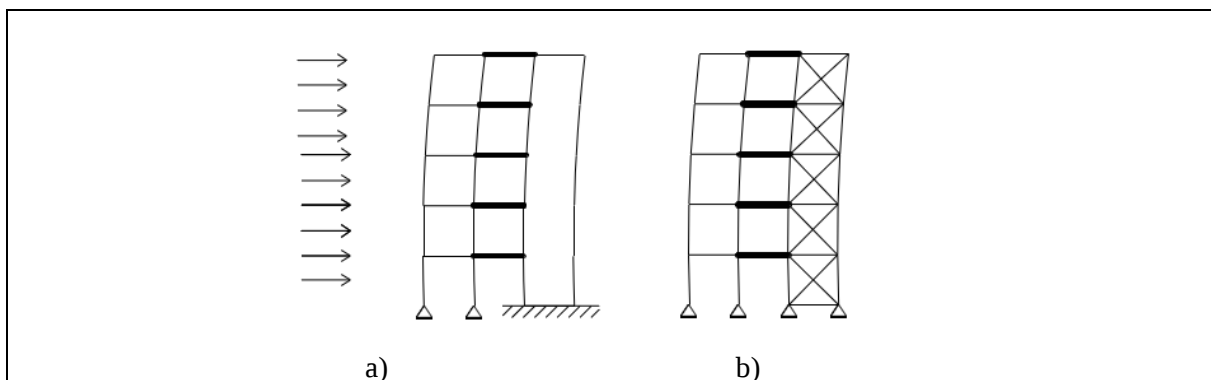
Figura 13 - Deformação com um sentido côncavo para o carregamento



Fonte: Dias (2004).

A combinação de diferentes elementos de contraventamento se faz necessário para absorver o que cada um proporciona com excelência ao sistema, visto que elementos apresentam deformações distintas. A associação de pórticos deslocáveis a pilares-parede proporciona que a grande parte da deformação do pórtico seja travada pela base do pilar-parede e a deformação da parte superior do pilar-parede é reduzida devido o efeito da associação do pórtico. As cargas horizontais são transmitidas entre sistemas por meio das lajes, que se comportam como um “diafragma rígido”. A Figura 14, apresenta dois tipos de sistemas mistos, onde os pórticos deslocáveis são ligados ao pilar- parede Figura 14a e ao pórtico contraventado por diafragmas rígidos Figura 14b, respectivamente.

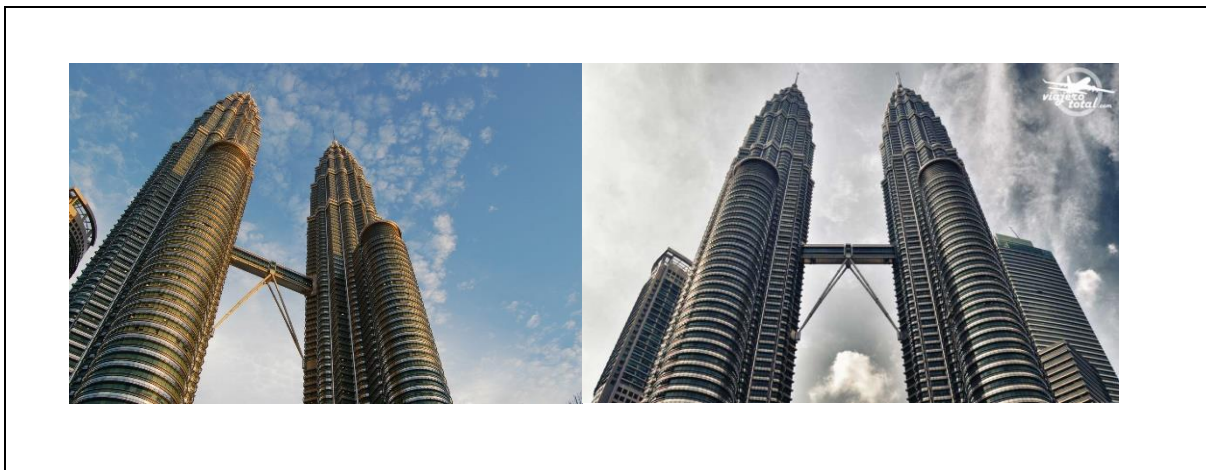
Figura 14 - Deformação do sistema misto: a) pórtico deslocável e pilar-parede; b) pórtico deslocável e pórtico contraventado



Fonte: Robiati (2008).

As torres Petronas, na Malásia, Figura 15, com 88 pavimentos (altura 452m), é um caso real que foi empregado associação de sistemas de contraventamento misto, sendo ele composto por pilares periféricos circulares em concreto armado de alta resistência associados a núcleo estrutural também maciço, com uma conexão rígida entre pilares periféricos e núcleo à meia altura do edifício, em três pavimentos.

Figura 15 - Edifício Petronas, Malásia



Fonte: Página do Pinterest (2020).

Outro exemplo do uso de sistema de contraventamento misto são as torres do World Trade Center, em Nova York, Figura 16. As torres com 110 pavimentos e uma altura de 417m, foram construídas com um subsistema vertical composto por estrutura periférica com pilares de aço que distam apenas um metro entre eles, e núcleo rígido central.

Figura 16 - World Trade Center, Nova York



Fonte: Página do Pinterest

Neste trabalho, os sistemas de contraventamento analisados foram subdivididos em pórticos de contravento, pórticos de contraventamento associados a pilares-parede e pórticos de contraventamento, pilares-parede associados ao núcleo rígido, sendo Modelo A, B e C, respectivamente.

2.4 Vento

A NBR 6118 (ABNT, 2014), determina que os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados, determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123 (ABNT, 1998). Apesar da ação do vento constituir uma ação dinâmica, a norma de vento permite uma simplificação na qual essa carga pode ser considerada estática.

Stolovas (2015) discorre a respeito das metodologias simplificadas utilizadas para calcular estruturas sujeitas à ação do vento. Segundo esse autor, o procedimento de associar uma ação dinâmica a uma ação estática que aplicada (estaticamente) provocaria o mesmo estado de deformação, é uma maneira habitual de descrever o estado de deformação de uma estrutura.

Alguns critérios devem ser obedecidos para que os resultados obtidos com tais metodologias simplificadas sejam representativas. Segundo Stolovas (2015), esses métodos são adequados apenas para estruturas que não são demasiadamente esbeltas e que se encontram construídas em cenários de vizinhança que foram padronizadas nas normas técnicas.

De acordo com (Da Silva Júnior, 2017):

A norma de vento, para casos em que o cenário ou as características da estrutura se afastam das premissas metodológicas simplificadas, deverá ser efetuado um estudo aprimorado das ações e, consequentemente, das respostas induzidas baseadas em ensaios de Túnel de Vento. Nesses ensaios serão reproduzidas as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam influir nos resultados. A vizinhança da edificação pode influenciar os coeficientes aerodinâmicos. Essa situação pode ser agravada pela possibilidade de alterações desfavoráveis das condições de vizinhança durante a vida útil da edificação em estudo.

2.4.1 Determinação da velocidade do vento

A NBR 6123 (ABNT, 1998), define uma velocidade básica do vento (V_o) que varia de acordo com a região do Brasil a ser considerada. A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos com probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez em 50 anos, considerada à altura de 10m acima do terreno em campo aberto e sem obstruções.

Obtida a velocidade básica do vento (V_o), é possível determinar a velocidade de incidência na edificação, chamada de velocidade característica (V_k). Essa velocidade característica deverá considerar aspectos particulares, entre os quais: topografia do local, rugosidade do terreno, altura da edificação, suas dimensões, tipo de ocupação e risco de vida. Calcula-se a velocidade característica do vento V_k conforme a expressão exposta na Equação 6:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (6)$$

na qual:

- S_1 é o fator que leva em conta a topografia do terreno;
- S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno;
- S_3 é o fator que leva em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;
- V_o é a velocidade básica do vento.

2.4.2 Velocidade básica do vento V_o

A velocidade básica do vento (V_o) é uma propriedade característica de cada localidade. A NBR 6123 (ABNT, 1998), apresenta de forma gráfica as isopletras da velocidade básica do vento no Brasil conforme a Figura 17.

Figura 17 - Isopleta de velocidade básica na unidade de m/s

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1998).

2.4.3 Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 considera a variação do relevo do terreno. O fator pode assumir três valores diferentes, a depender do tipo de terreno em que a edificação está localizada. A NBR 6123 (ABNT, 1988), lista:

- $S_1 = 1.1$: encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento.
- $S_1 = 0.9$: vales profundos, protegidos de todos os ventos.
- $S_1 = 1.0$: demais casos.

2.4.4 Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. A mesma, estabelece cinco categorias de terreno, em função de sua rugosidade, segundo o item 5.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

- **Categoria I:** mar calmo, lagos, rios, etc.
- **Categoria II:** zonas costeiras, fazendas, pântanos com vegetação rala, etc.
- **Categoria III:** granjas, subúrbios, fazendas, casas de campo, etc.
- **Categoria IV:** zonas de parques, bosque, cidades pequenas, zonas industriais, etc.
- **Categoria V:** florestas, centros de grandes cidades, etc.

Além disso, deve-se determinar a classe do edifício, que é determinada de acordo com as suas dimensões:

- **Classe A:** toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m
- **Classe B:** toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- **Classe C:** toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

2.4.5 Fator S_3

O fator estatístico S_3 , considera conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação, relacionando-se com a segurança da edificação. A norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1998), estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez nesse período.

2.5 Pesquisas relacionadas ao tema

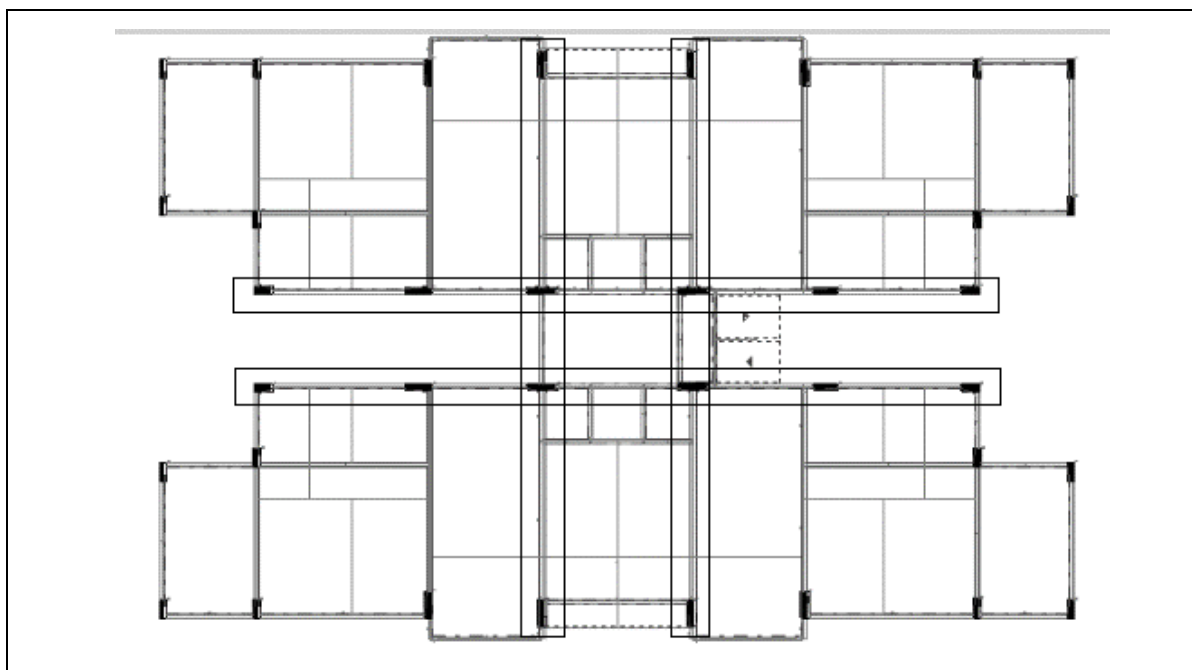
Almeida (2015) realizou um estudo para avaliar o desempenho de três sistemas de contraventamento: pórticos de contraventamento, pilares parede e núcleos rígidos, avaliando a estabilidade global, pelo coeficiente γ_z , esforços na fundação e consumo de materiais de um edifício residencial de 16 pavimentos na capital Palmas-TO, com o auxílio do software Eberick V8 Gold. O primeiro modelo lançado no software foi composto por pórticos de

contraventamento, e em seguida, inseriu os pilares-parede no segundo modelo, e logo após, inseriu 2 (dois) núcleo rígido no terceiro modelo.

Os resultados da pesquisa apontam que o modelo, composto pelo sistema de pórticos de contraventamento, embora de nós móveis, apresentou melhor desempenho comparado aos demais, pois apresentou estabilidade global dentro dos parâmetros normativos, menor esforço na fundação aliado ao consumo de materiais é semelhante.

A Figura 18 apresenta a planta do pavimento tipo do modelo composto por pórticos de contraventamento.

Figura 18 – Planta do pavimento tipo da estrutura enrijecida apenas por pórticos



Fonte: Luciano Almeida.

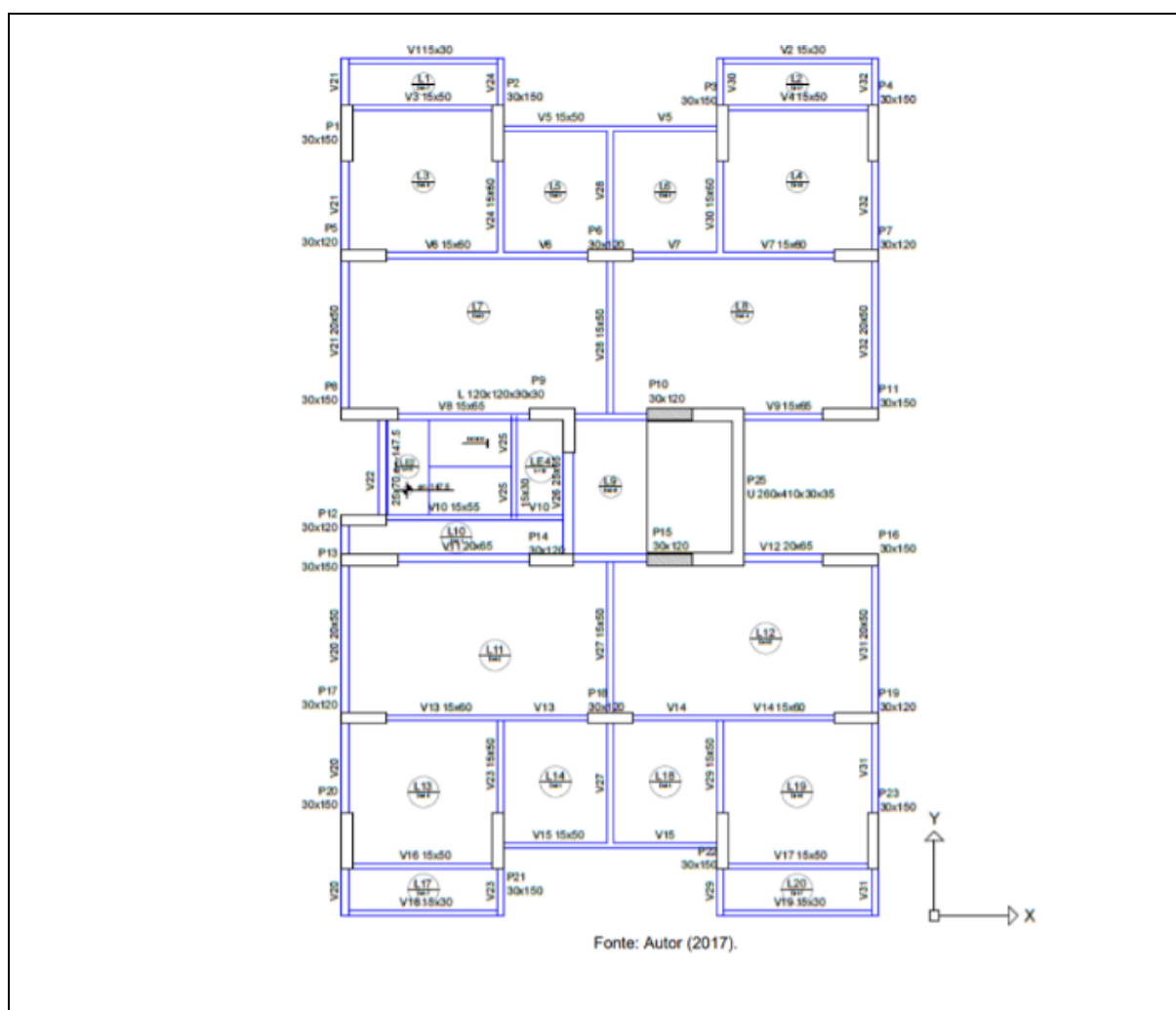
Santana (2017) desempenhou um estudo quanto a estabilidade global de um edifício residencial de 30 pavimentos variando entre três sistemas de contraventamento: pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido, para a mesma planta de arquitetura, com auxílio do software Eberick V8 Gold, com base nas características da capital Palmas-TO.

Os resultados obtidos após o processamento e análise dos modelos mostram que, todos os modelos tiveram o coeficiente γ_z acima de 1,10, e portanto, são estruturas de nós móveis, sendo necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem. O modelo cujo sistema de contraventamento contém núcleo rígido apresentou um equilíbrio do coeficiente γ_z nas duas direções além de reduzir o deslocamento no topo. O consumo de concreto e área de fôrma

semelhante ao modelo que apresenta pilares-parede. Além, o peso de aço, como fator de peso no orçamento da obra, apresentou menor consumo no modelo com núcleo rígido. Entretanto, o modelo com pilares-parede também apresentou parâmetros de estabilidade dentro das recomendações normativas.

A Figura 19 apresenta a planta do pavimento tipo do modelo que obteve melhores parâmetros segundo a autora da pesquisa.

Figura 19 – Planta baixa do pavimento tipo do modelo composto com núcleo rígido



Fonte: Sindy Santana.

3 METODOLOGIA

Este capítulo descreve todas as etapas do projeto. Foi utilizado o MODELO IV no CAD/TQS, cada um dos pavimentos é modelado de forma isolada (grelha) e o edifício como um todo modelado por pórtico espacial de pilares e vigas (sem lajes). A estabilidade global foi avaliada por meio dos parâmetros γ_z , e também o deslocamento horizontal no topo e entre pavimentos.

3.1 Caracterização do projeto

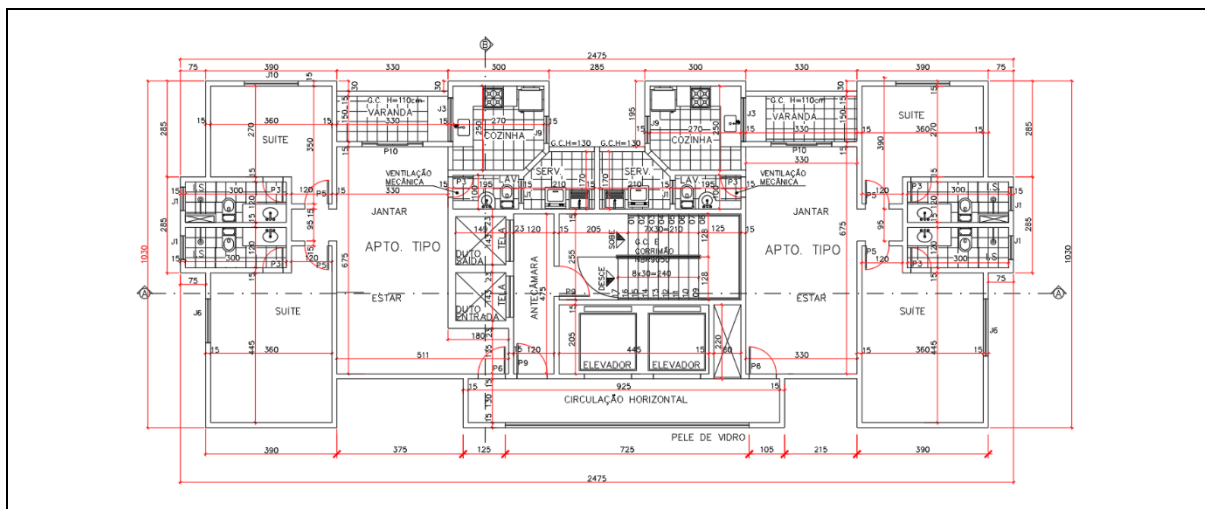
O edifício em estudo, fica localizado na capital Palmas – TO, no bairro Orla 14, às margens do Lago da Usina Hidrelétrica Luís Eduardo Magalhães (UHE Lajeado). O modelo de arquitetura adotado para esse trabalho possui 25 pavimentos, sendo 20 pavimentos tipo, 3 pavimentos garagem, barrilete e cobertura, com altura total de 74,80m

3.2 Descrição do pavimento tipo

O pavimento tipo possui área em planta de 217,70m², sendo composto por 2 apartamentos com área privativa de 87,20m², além da escada, hall e dois elevadores. Cada apartamento possui sala, sacada, duas suítes plenas, cozinha, lavanderia e lavabo com pé direito de 3,00m.

A Figura 20 apresenta a planta baixa do pavimento tipo.

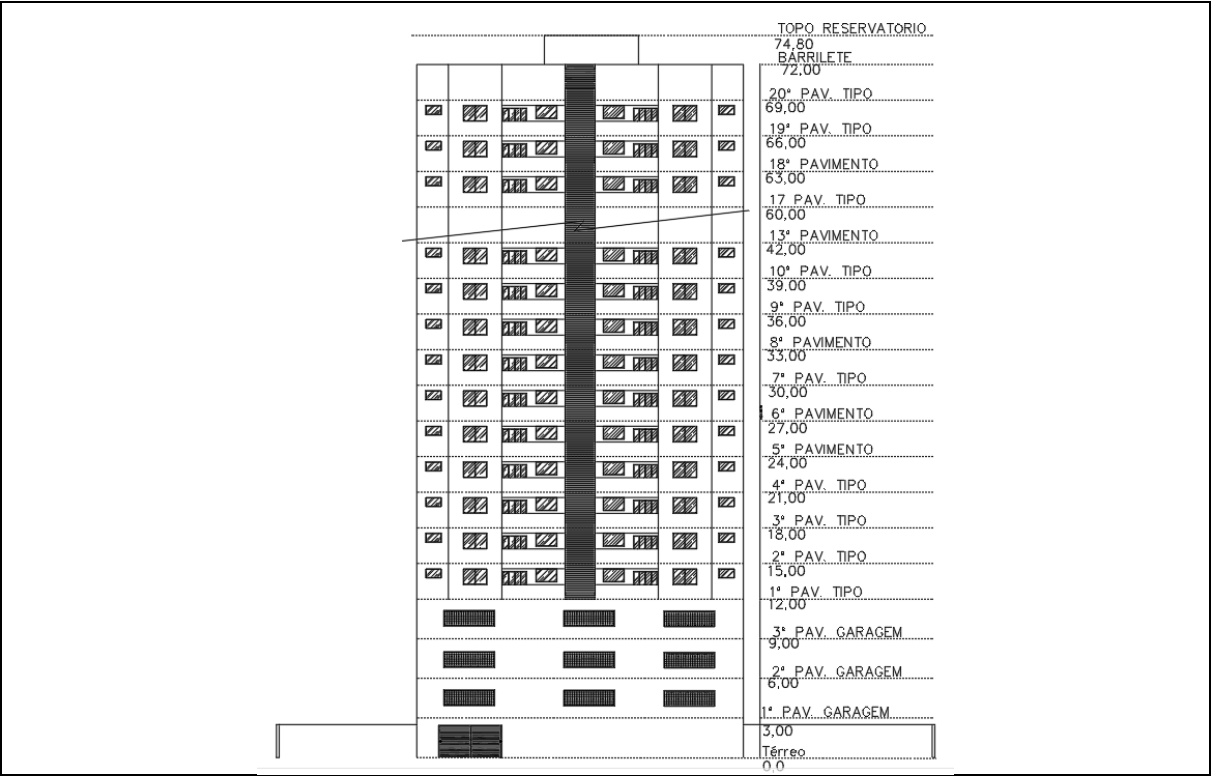
Figura 20 - Planta baixa do pavimento tipo (sem escala, comprimento linear em centímetros)



Fonte: Autor.

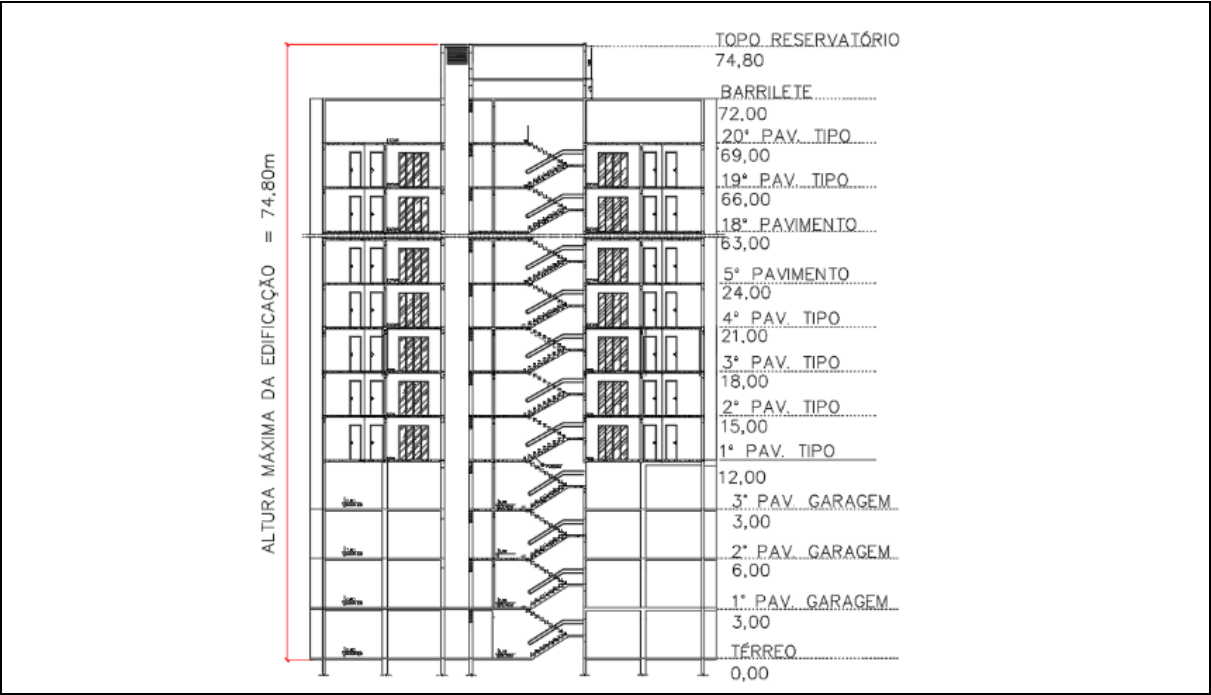
As figuras 21 e 22 apresentam, respectivamente a fachada frontal e o corte AA do edifício em estudo.

Figura 21 - Fachada do edifício residencial.



Fonte: Autor.

Figura 22 - Corte do edifício residencial.



Fonte: Autor

3.3 Definições do projeto estrutural

Para desenvolver o estudo de caso proposto, o *software* TQS Info foi utilizado para a modelagem e processamento dos modelos.

3.3.1 Parâmetro dos materiais

Para a criação da edificação no *software* TQS, é necessário entrar com dados dos materiais empregados. Para isso, foi adotado os seguintes parâmetros:

- Armaduras tipo CA 50 e CA 60;
- Resistência do concreto: 35Mpa;
- Classe de agressividade: II (Moderada);
- Diâmetro do agregado: 19 mm;
- Tipo de agregado: granito;
- Coeficiente de minoração do concreto γ_c de 1,4;
- Peso específico do concreto igual a 2500 kgf/m³;
- Cobrimento dos elementos: 2,5 cm para lajes e 3,0 para os demais elementos.

3.3.2 Modelagem da estrutura

Para este estudo de caso, três sistemas de contraventamento foram modelados. Sendo pórticos de contraventamento, o primeiro modelo, designado de Modelo A, pórticos de contraventamento associado a pilares-parede no segundo modelo, designado modelo B, e o terceiro modelo, designado Modelo C, composto por pórticos de contraventamento e pilares-parede associado com núcleo rígido em U, este localizado na caixa dos elevadores.

3.3.2.1 Pilares

As definições geométricas dos pilares foram feitas de modo a atender o projeto de arquitetura. O projeto de arquitetura mostra que o edifício possui uma dimensão desfavorável para a estabilidade do mesmo, sendo assim, a posição dos pilares é de suma importância. O lançamento partiu dos cantos do projeto arquitetônico, com distâncias que atenda tanto a segurança e economia.

O pré-dimensionamento foi feito com base na área de influência. Para a estimativa de cargas aplicadas nos pilares, deve ser aplicado o fator α para correção de acordo com a posição do mesmo:

- $\alpha = 1,3$ para pilares intermediários;
- $\alpha = 1,6$ para pilares de extremidades;
- $\alpha = 1,8$ para pilares de canto.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), recomenda que seja aplicado coeficiente de majoração para pilares com dimensões menores que 19 cm, conforme a Figura 23.

Figura 23 - Coeficiente de majoração

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Coeficiente de majoração adicional para pilares

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

A estimativa da carga aplicada no pilar é calculada de acordo com a Equação 7.

$$N_{d,est} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \alpha \cdot N_k \quad (7)$$

A estimativa de carga do pilar é inserida na Equação 8, e multiplicada pelo número de pavimentos para estimar a área de concreto.

$$A_{c,est} = \frac{N_{d,est}}{0,85 \cdot f_{cd} + 0,84} \quad (8)$$

Os dados inseridos na Equação 8, devem ser em kN para $N_{d,est}$, e kN/cm² para o f_{cd} .

Para atender a estabilidade global que a estrutura demanda, os pilares no Modelo A foram lançados preferencialmente na mesma direção, objetivando formar os pórticos de contraventamento.

No Modelo B e Modelo C, os alguns pilares tiveram sua geometria e posição alterada, a fim de formar os pilares-parede, que para que se tenha um pilar-parede, a menor dimensão do pilar-parede deve ser menor que 1/5 da maior dimensão do pilar, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

O terceiro modelo, designado Modelo C, é caracterizado pela associação de pilares-parede e um núcleo rígido de perfil U, localizado na caixa dos elevadores.

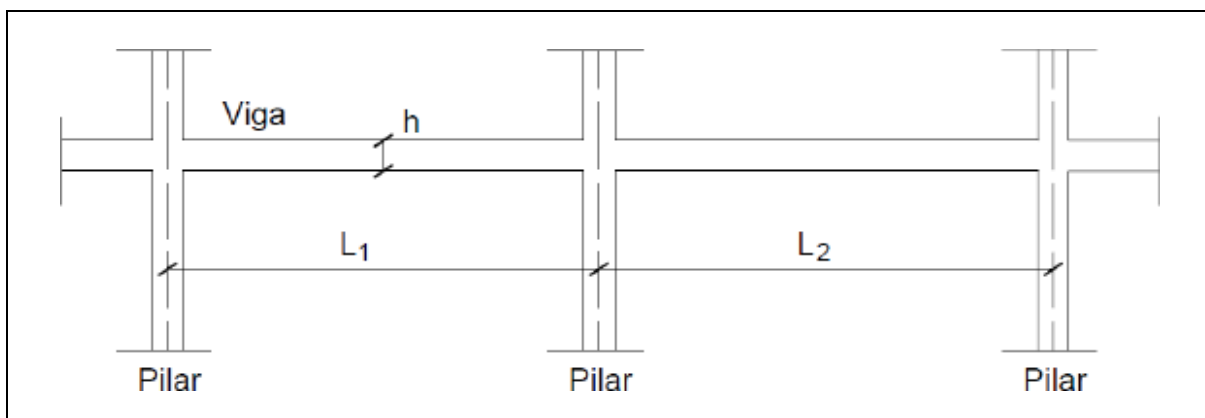
3.3.2.2 Vigas

As vigas foram lançadas no *software* TQS Info a partir da sua posição inicial até o fim do trecho, sendo que a ligações intermediárias são reconhecidas automaticamente pelo programa.

As definições geométricas das vigas foram tomadas a partir das prescrições normativas da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para vigas isostáticas, $h \approx l/10$ a $l/12$. Para as vigas contínuas com vãos comparáveis, como mostra a Figura 24, e que atendam a relação $2/3 \leq L_1/L_2 \leq 3/2$, então $h \approx L_m/10$ a $L_m/12$, onde:

$$L_m = \frac{L_1 + L_2}{2} \quad (9)$$

Figura 24 - Vigas com vãos comparáveis



Fonte: Júnior (notas de aula, 2016).

A altura das vigas (h) deverá ser o mais uniforme possível para facilitar a montagem e reutilização das formas durante a execução da obra. A seção das vigas pode variar no decorrer do estudo.

3.3.2.3 Lajes

Nos modelos propostos, as lajes maciças são consideradas como diafragmas rígidos em seus planos. O pré-dimensionamento foi feito segundo a Equação 9.

$$H = \frac{V\tilde{a}o\ m\acute{e}diao}{40} \quad (9)$$

Assim, a altura da laje no pré-dimensionamento ficou em 9,25 cm, este valor foi arredondado para 10 cm.

3.4 Definição das cargas verticais e horizontais

Os carregamentos horizontais e verticais considerados nos três modelos estruturais são os prescritos pela NBR 6120 (ABNT, 2019), e pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Os valores adotados se mantiveram inalterados para os três modelos estruturais. Na análise estrutural foi considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos sobre a estrutura. As combinações das ações foram feitas conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.4.1 Cargas permanentes

A parede de alvenaria adotada, é de tijolos furados, com peso específico aparente de 1300 kgf/m³ com espessura de 15 cm. O peso específico do concreto é de 2500 kgf/m³ para o cálculo dos carregamentos dos demais elementos.

3.4.2 Cargas variáveis

As cargas verticais são compostas pelo carregamento permanente e das cargas acidentais de utilização. Portanto, o presente trabalho utilizou as cargas previstas na Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Conforme recomendado pela NBR 6120 (ABNT, 2019), os valores adotados para as cargas variáveis são:

- Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros: 150kgf/m²;
- Despensas, áreas de serviço e lavanderia: 200 kgf/m²;
- Escadas: 300 kgf/m²; Garagens e estacionamento: 300 kgf/m²;
- Terraço sem acesso ao público: 200 kgf/m².

3.4.3 Vento na edificação

Apenas para fins numéricos, o local de estudo escolhido fica a 6,0km do centro da capital, tem aproximadamente 2.450m² e está localizado em Palmas-TO, no bairro Orla 14, as margens Lago da Usina Hidrelétrica Luís Eduardo Magalhães (UHE Lajeado). O terreno está indicado na Figura 25.

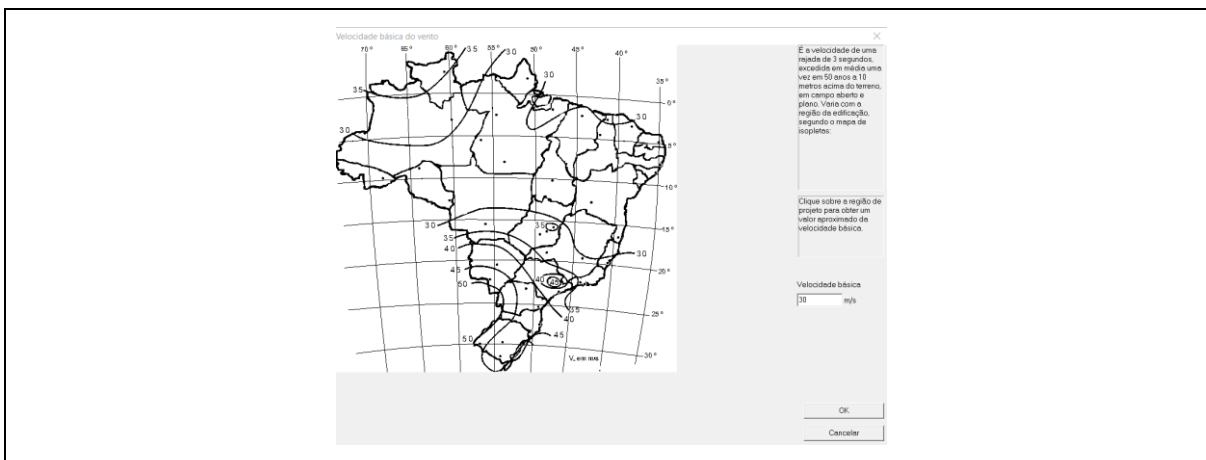
Figura 25 - Lote escolhido



Fonte: Google Maps

As cargas horizontais são as oriundas da ação do vento. Para o cálculo da velocidade básica do vento, foi considerado 30m/s, conforme indicado no mapa de isopleta, conforme a Figura 1 da NBR 6123 (ABNT, 1998), aqui apresentada na Figura 26.

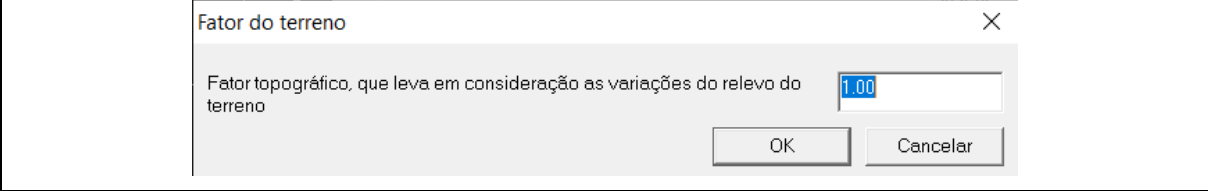
Figura 26 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: TQS.

O fator topográfico S_1 foi definido como 1,00, baseado no item 5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que o terreno é localizado em região de planície, representado aqui pelo Figura 27.

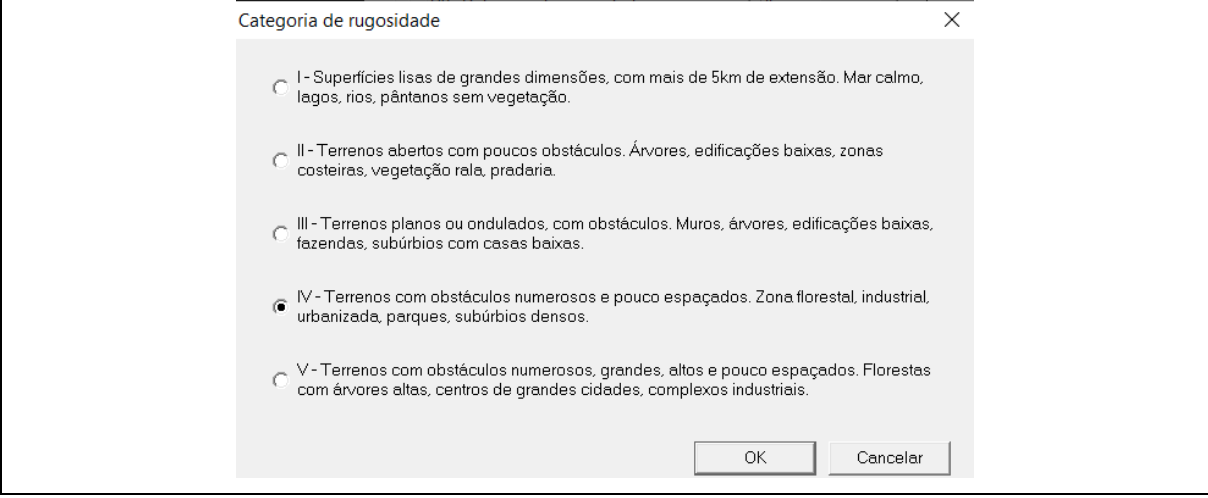
Figura 27 - Fator do terreno



Fonte: TQS.

O fator de rugosidade S_2 foi definido como Categoria IV, conforme a Figura 28, e segue as indicações do item 5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), pois o terreno está localizado em zona que está em desenvolvimento urbano e já possui grandes edifícios no entorno.

Figura 28 - Fator de rugosidade S_2



Fonte: TQS.

A classe do terreno foi definida como B, conforme a Figura 29, seguindo a orientação do item 5.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), em razão do edifício possuir dimensões em planta de 24,75x10,30m.

Figura 29 - Classe da edificação

Classe da edificação

☐ A - Maior dimensão horizontal ou vertical < 20 m

☒ B - Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 m

☐ C - Maior dimensão horizontal ou vertical > 50 m

OK Cancelar

Fonte: TQS.

O fator estatístico S_3 foi definido como 1.0, conforme a Figura 30, observando o item 5.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), dado que o edifício de múltiplos pavimentos é destinado ao uso residencial.

Figura 30 - Fator estatístico

Fator estatístico

☐ 1.10 - Edificações onde se exige maior segurança. Hospitais, quartéis, forças de segurança, comunicação, etc.

☒ 1.00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

☐ 0.95 - Edificações com baixo fator de ocupação. Depósitos, silos, construções rurais, etc.

☐ 0.88 - Vedações. Telhas, vidros, painéis de vedação, etc.

☐ 0.83 - Edificações temporárias. Edificações durante a fase de construção.

OK Cancelar

Fonte: TQS.

3.5 Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais foram avaliados conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo estes deslocamentos valores práticos utilizados para verificação em ELS - Estado Limite de Serviço e deformações excessivas da estrutura.

O deslocamento limite no topo da edificação é limitado em $H/1700$ conforme definido na NBR 6118 (ABNT, 2014), onde H é a altura da edificação. Como a edificação possui altura total de 7480,00 cm tem-se $7480/1700 = 4,40$ cm, sendo este o valor limite de deslocamento no topo do edifício.

E o deslocamento entre pavimentos limitado a $H_i/850$, onde H_i é o pé direito do pavimento. Com 300cm de altura no pé direito, tem-se $300/850 = 0,35$ cm, sendo este o valor limite de deslocamento entre pavimentos.

3.6 Não-linearidade física

Os modelos propostos foram calculados e dimensionados por meio do processo de cálculo em pórtico espacial, modelo IV, no software TQS Info, com uma redução na rigidez dos elementos estruturais considerando a não linearidade física dos mesmos, conforme e Figura 31:

Figura 31 - Coeficientes de não-linearidade física

Coeficiente de não-linearidade física p/ vigas	0.4
Coeficiente de não-linearidade física p/ pilares	0.8
Coeficiente de não-linearidade física p/ lajes	0.3
Coeficiente de não-linearidade física p/ pilares parede	0.8
Coeficiente de não-linearidade física p/ pilares parede fissurados	0.8

Fonte: Autor

Os elementos estruturais foram pré-dimensionados e lançados no software a fim de avaliar os resultados dos deslocamentos e do coeficiente γ_z . Após análises, a rotação de alguns pilares, assim como a alteração de seção de vigas e pilares se fez necessário a fim de aumentar a rigidez da estrutura dos modelos.

3.7 Combinação frequente

A consideração da ação do vento nas estruturas é crucial para a análise dos resultados obtidos no processamento da estrutura e verificar se os mesmos atendem ao ELS e a estabilidade global. O deslocamento frequente é causado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1=0,30$), portanto deve-se multiplicar o deslocamento característico pelo fator γ_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida compará-lo ao deslocamento limite

Após o processamento do edifício no *software*, a Figura 32 mostra o resultado do deslocamento horizontal considerando o deslocamento frequente.

Figura 32 - Casos de carregamentos

Casos de carregamento	
Caso	Título
5	.30VENT1
6	.30VENT2
7	.30VENT3
8	.30VENT4

Fonte: Autor.

O software TQS Info, considera os eixos X e Y de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1: Eixo X e Y no TQS Info

Caso	Eixo	Ângulo
5	Y	90
6	Y	270
7	X	0
8	X	180

Fonte: Autor.

3.8 Quantitativos

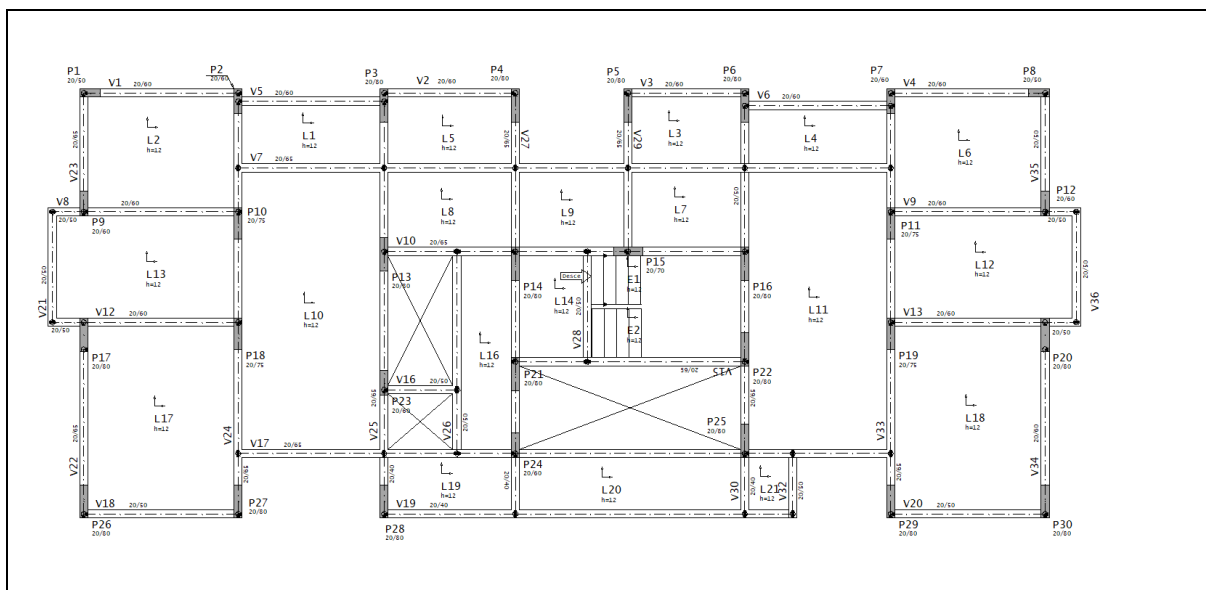
Após o processamento dos Modelos A, B e C, foi realizado uma análise comparativa do volume de concreto, peso de aço e área de fôrma de cada modelo em análise.

3.9 Modelos analisados

Para avaliar o desempenho dos sistemas de contraventamento neste estudo, 3 (três) edifícios foram modelos e processados. Sendo eles, pórticos de contraventamento, pórticos de contraventamento e pilares-parede, designados Modelo A e B, respectivamente, e Modelos C, composto por pórticos de contraventamento e pilares-parede associado ao núcleo rígido.

A Figura 33 apresenta a planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo A

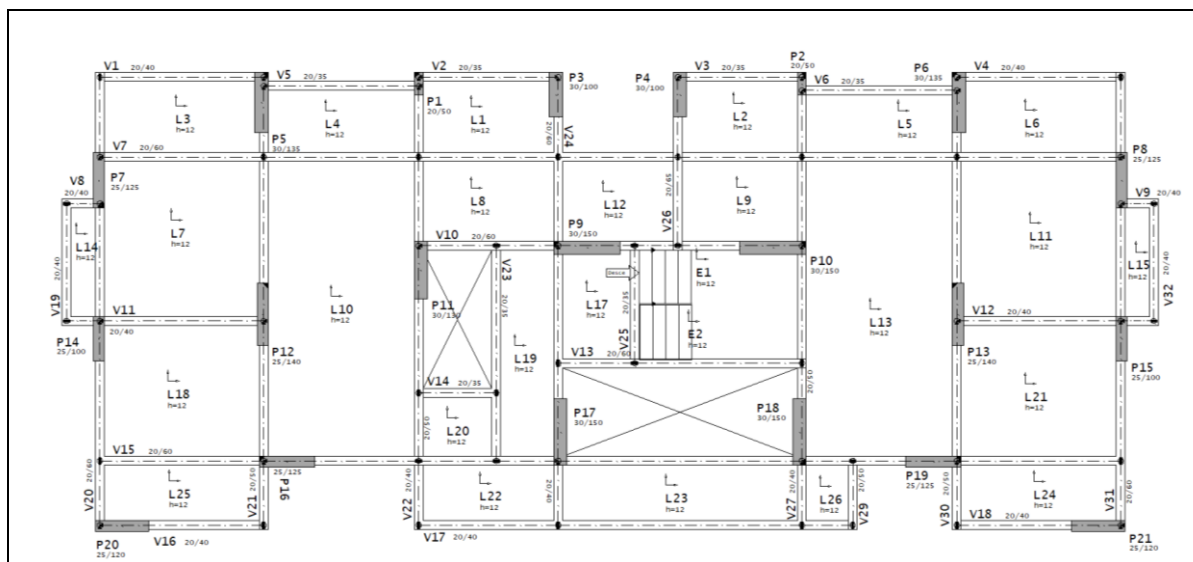
Figura 33 – Planta do pavimento tipo do Modelo A



Fonte: Autor.

A Figura 32 apresenta a planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo B

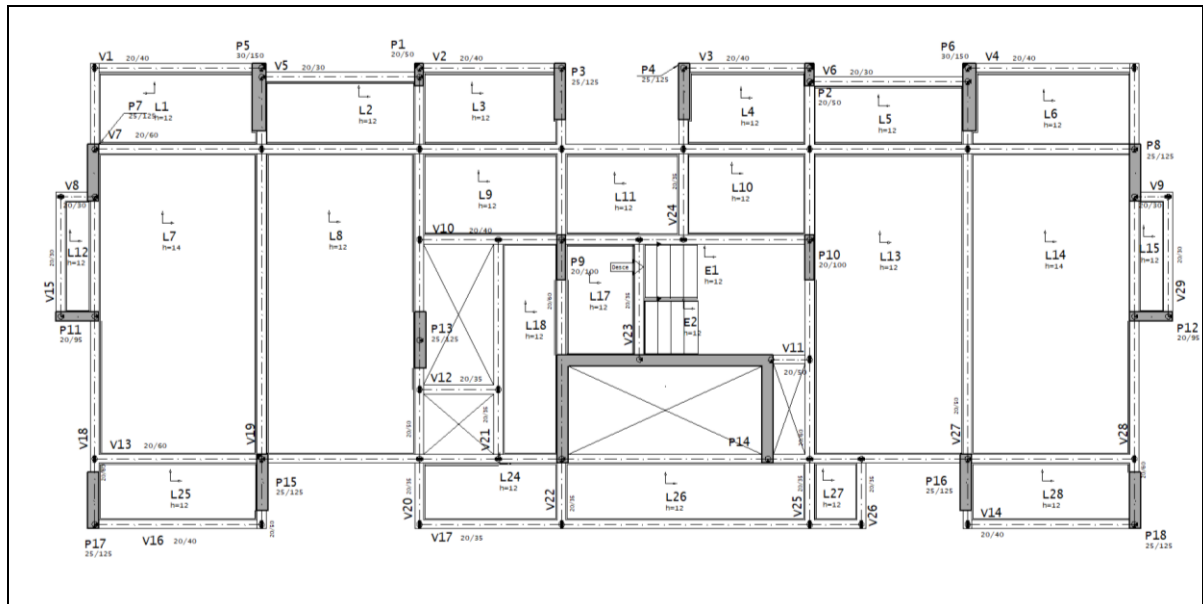
Figura 34 – Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo B



Fonte: Autor.

A Figura 35 apresenta a planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo C

Figura 35 – Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo C



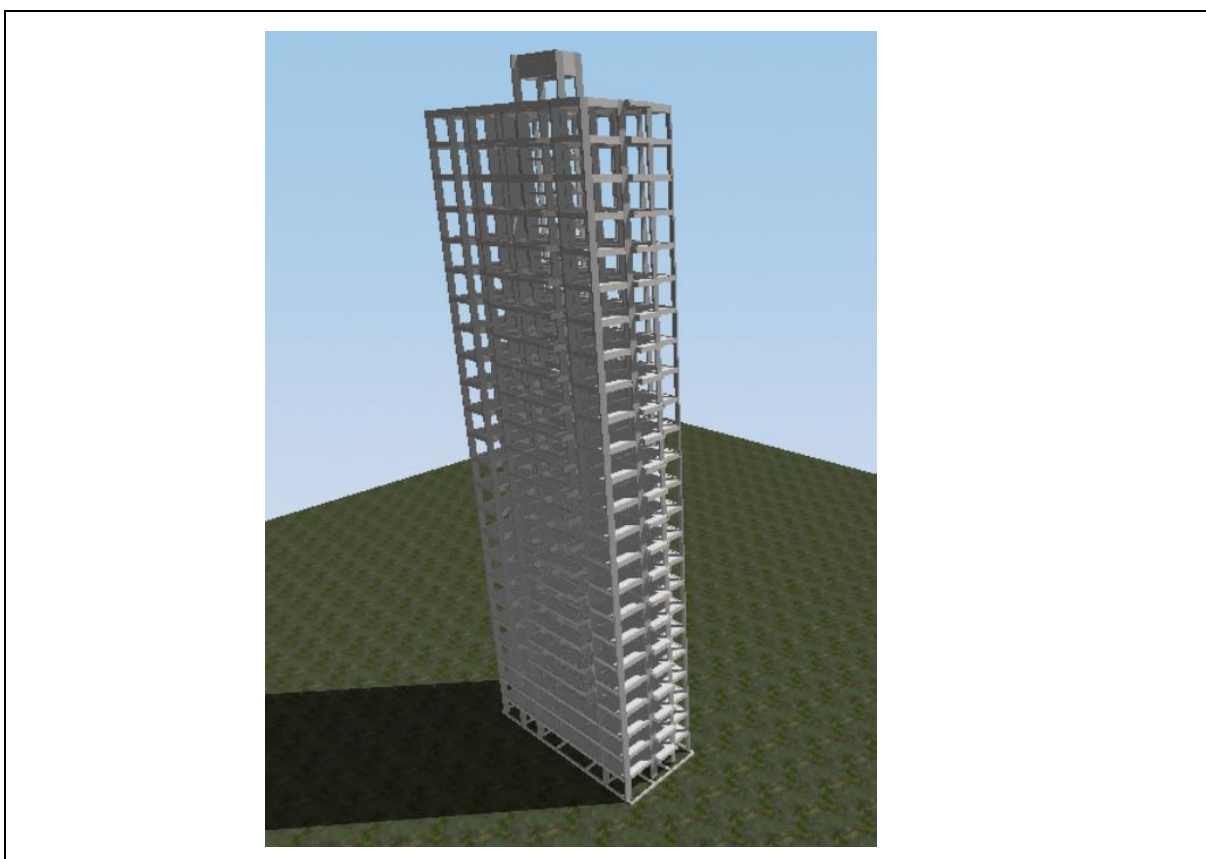
Fonte: Autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Modelo A – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento

O primeiro modelo, conforme a Figura 36, analisado consiste em um sistema de contraventamento composto apenas por pórticos de contraventamento. Os elementos estruturais foram pré-dimensionados e após o processamento do edifício alguns elementos tiveram sua geometria alteradas conforme a necessidade.

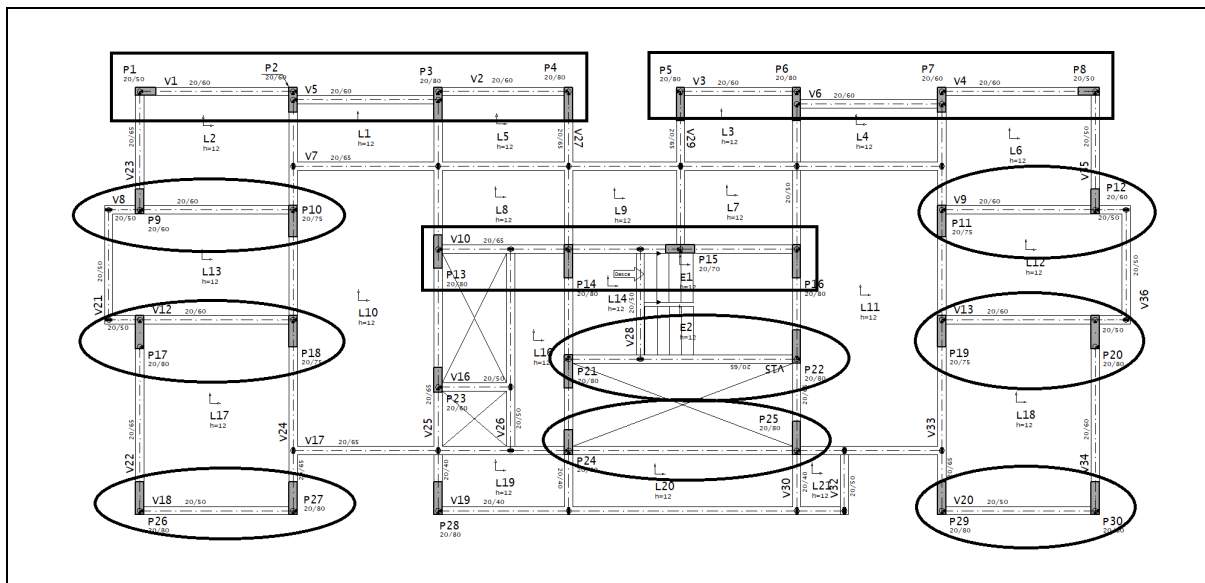
Figura 36 - Vista 3D do Modelo A



Fonte: Autor.

Os pórticos são divididos em dois grupos, pórticos principais e pórticos secundários. Os pórticos que conferem maior rigidez na estrutura são aqueles que possuem o maior número de pilares alinhados no mesmo eixo, esse são chamados de pórticos principais. Os pórticos secundários são aqueles que possuem um menor número de pilares alinhados no mesmo eixo. A planta de fôrma do pavimento tipo, conforme e Figura 37, mostra os pórticos principais e secundários na direção do eixo X identificados com retângulos e elipse, respectivamente.

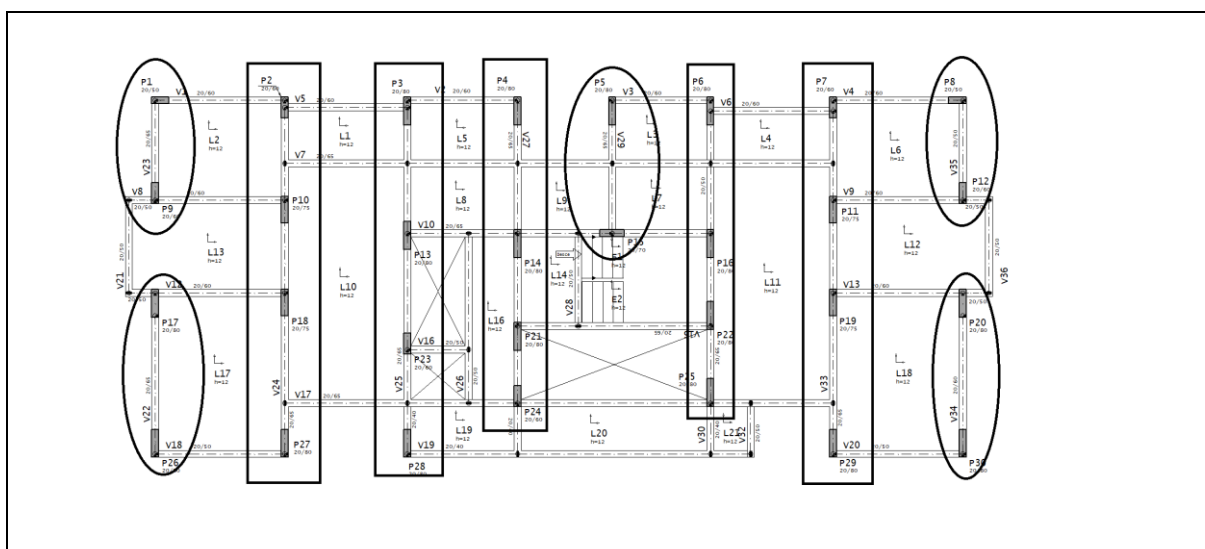
Figura 37 - Planta de fôrma do pavimento Tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção “x”



Fonte: Autor.

A planta de fôrma do pavimento tipo, conforme a Figura 38, mostra os pórticos principais e secundários na direção Y identificados com retângulos e elipse, respectivamente.

Figura 38 - Planta de fôrma do pavimento Tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção “Y”



Fonte: Autor.

Um maior número de pilar foi alinhado de forma a favorecer o eixo com menor rigidez, eixo Y, sendo este o eixo crítico da estrutura. O resultado do coeficiente γ_z obtidos após o processamento da estrutura, é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficiente γ_z do Modelo A

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento		
Eixo	Ângulo	γ_z
X	0 / 180	1.32
Y	90 / 270	1.08

Fonte: Autor.

O Modelo A é uma estrutura de nós móveis no eixo X, pois apresenta o coeficiente γ_z acima de 1,10 e nós fixos no eixo Y. Este fato é devido ao maior número de pilares estarem alinhados na direção do eixo Y, eixo crítico. Assim, foi possível atender os deslocamentos horizontais, mas o coeficiente γ_z no eixo X mostra que, segundo Kimura (2007), a estrutura é instável. A NBR 6118 (ABNT, 2014), limita o deslocamento horizontal no topo, entretanto, quanto ao coeficiente γ_z a norma apenas preconiza que estruturas com coeficiente γ_z acima de 1,30 não podem ser calculadas pela Análise não-linear de 2º ordem e requer métodos não usuais.

Os deslocamentos no topo da estrutura do Modelo A, conforme verificado na Tabela 3, atendem as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 3 - Deslocamento horizontal do Modelo A

Deslocamento horizontal no topo			
Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat1
X	0 / 180	3.44	H/ 2176.70
Y	90 / 270	4.32	H/ 1730.70

*Relat1 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor.

No Modelo A, o deslocamento no topo está dentro do recomendando pela NBR 6118 (ABNT, 2014), embora próximo do limite de H/1700, com deslocamento de 3,44 cm e 4,32 cm no eixo X e Y, respectivamente. O coeficiente γ_z mostra que a estrutura apresenta elevado momento de 2º ordem no eixo X. O ideal é projetar estruturas com um γ_z inferior ou igual a 1,20. Por conseguinte, o Modelo A não atende quanto a estabilidade global.

O Modelo A, conforme verificado na Tabela 4, atende a recomendação de deslocamento máximo entre pavimentos de H/850 presente no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo menor que 0,35cm nos dois eixos.

Tabela 4 - Deslocamento entre pavimentos do Modelo A

Deslocamento horizontal entre pavimentos			
Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat3
X	0 / 180	0.26	H/ 1141.70
Y	90 / 270	0.20	H/ 1497.10

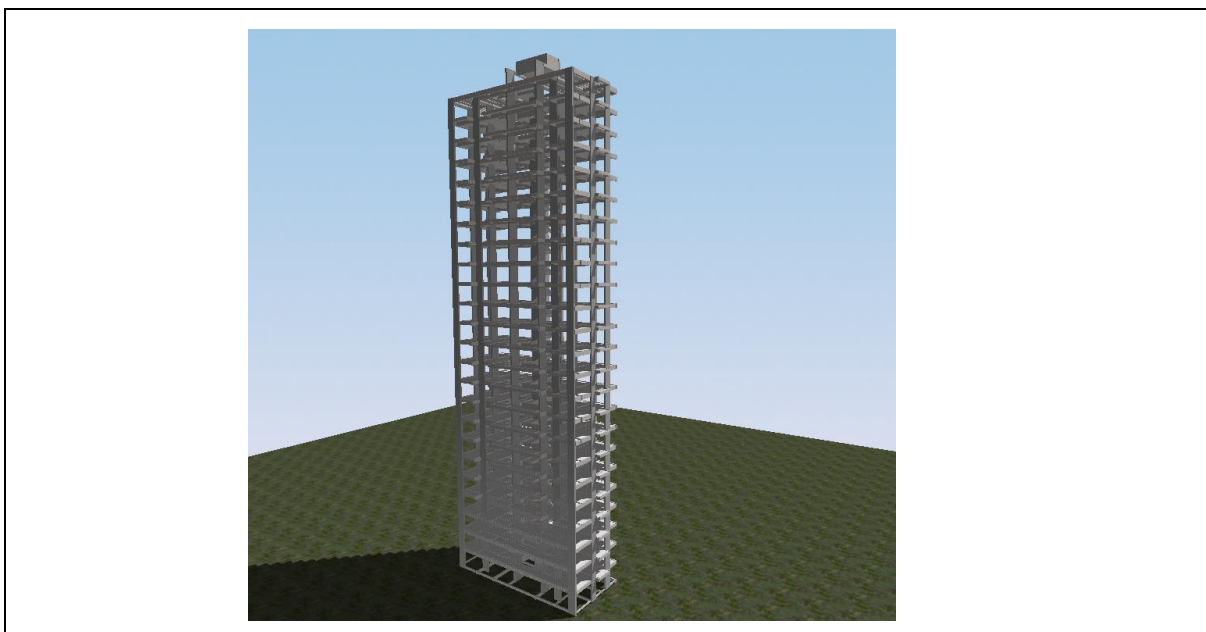
*Relat3 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor

4.2 Modelo B – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento e pilares-parede

No Modelo B, representado na Figura 39, foi concebido um sistema de contraventamento composto por pórticos de contraventamento e pilares-parede. Esse sistema foi empregado a fim de aumentar a rigidez e reduzir o coeficiente γ_z no eixo X e os deslocamentos horizontais obtidos no Modelo A.

Figura 39 - Vista 3D do Modelo B

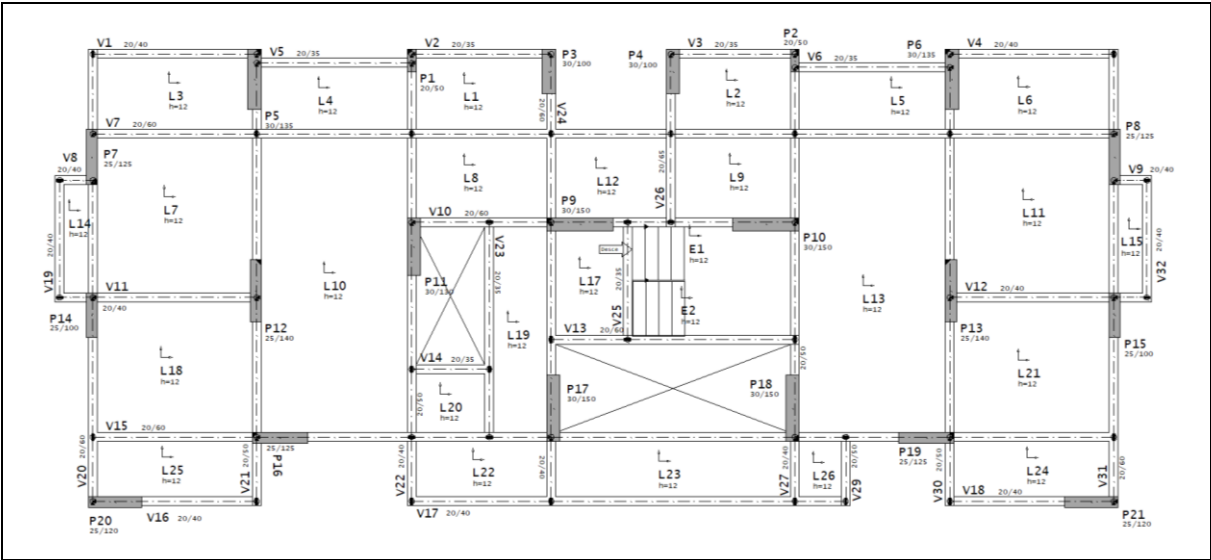


Fonte: Autor.

A alteração da geometria de alguns pilares para torna-los pilares-parede para compor o sistema de contraventamento possibilitou a remoção de 9 (nove) pilares contraventados, rotação de outros e alteração de seção de vigas. A alteração da posição de alguns pilares foi necessária

em virtude nova geometria dos pilares, pois, apenas alterar a sessão de alguns pilares resultaria em pequenos vãos e um sistema estrutural não otimizado. A planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo B é apresentada na Figura 40.

Figura 40 - Planta de forma do pavimento tipo – Modelo B



Fonte: Autor.

Após alteração de seções dos pilares, alguns foram realocados para que sua rigidez contribua para redução dos deslocamentos no topo e para proporcionar maior estabilidade global.

Os resultados do coeficiente γ_z obtidos após o processamento do Modelo B, podem ser verificados na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficiente γ_z do Modelo B

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento		
Eixo	Ângulo	γ_z
X	0 / 180	1.11
Y	90 / 270	1.08

Fonte: Autor.

A partir dos resultados apresentados após o processamento da estrutura, nota-se uma diferença expressiva no coeficiente γ_z no eixo X. Os valores obtidos após o processamento mostram que a estrutura é de nós móveis no eixo X e nós fixos no eixo Y. A alteração dos

pilares contraventados para pilares-parede e alteração da posição possibilitou ganho de rigidez global, tornando a estrutura estável, com valores do coeficiente γ_z inferiores a 1,20.

Os deslocamentos no topo da estrutura do Modelo B, conforme verificado na Tabela 6, atendem as recomendações do item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo superior a H/1700, que limita em 4,40 cm de deslocamento horizontal.

Tabela 6 – Deslocamento horizontal do Modelo B

Deslocamento horizontal no topo			
Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat1
X	0 / 180	1.05	H/ 7115.10
Y	90 / 270	3.49	H/ 2141.50

*Relat1 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor

O Modelo B, comparado com o Modelo A, teve uma redução do deslocamento no topo de 2,39cm no eixo X, sendo está uma redução significativa, e no eixo Y, uma redução de 0,83cm. O Modelo B atende aos prescritos quanto aos deslocamentos horizontais e o coeficiente γ_z inferior a 1,20 mostra que a estrutura é estável.

Os deslocamentos entre pavimentos do Modelo B, conforme verificado na Tabela 7, atendem as recomendações do item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo superior a H/850, menor que 0,35cm nos dois eixos.

Tabela 7 – Deslocamento entre pavimentos do Modelo B

Deslocamento horizontal entre pavimentos			
Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat3
X	0 / 180	0.07	H/ 4498.00
Y	90 / 270	0.17	H/ 1783.60

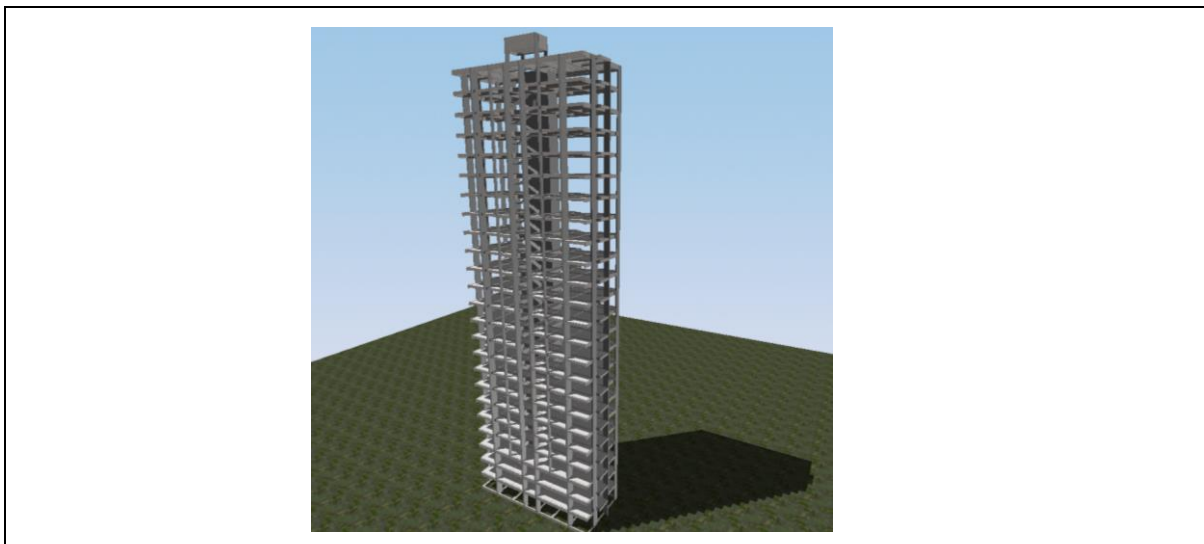
*Relat3 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor.

4.3 Modelo C – Modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido

No Modelo C, representado na Figura 41, teve redução na seção e quantidade de vigas, além de 1 (um) pilar removido e introduzido um núcleo rígido tipo U na caixa dos elevadores, substituindo 2 (dois) pilares-parede do sistema de contraventamento.

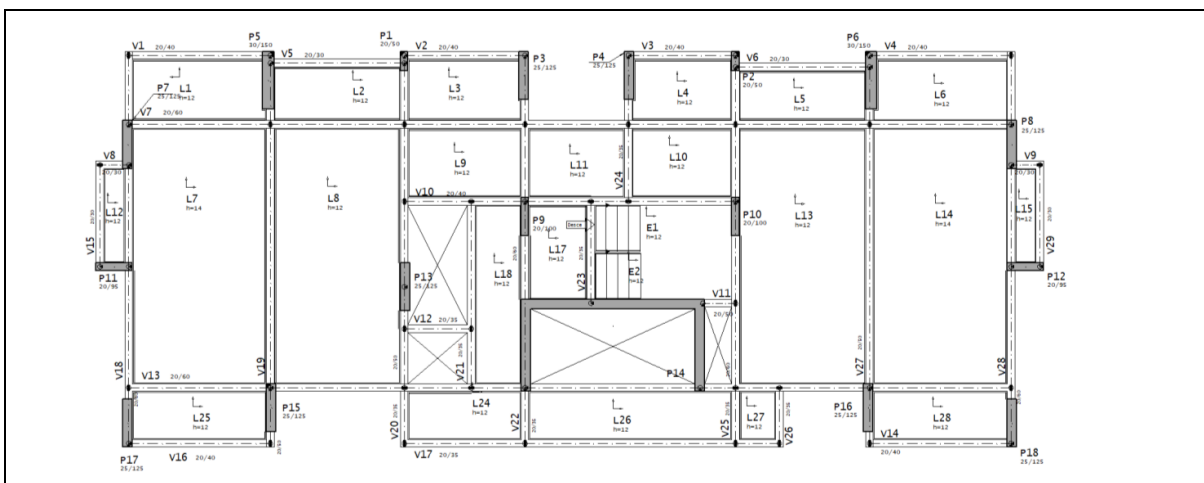
Figura 41 - Vista 3D do Modelo C



Fonte: Autor.

A inserção do núcleo rígido no sistema de contraventamento possibilitou a redução de seção e quantidade de vigas, além da remoção de 12 (doze) pilares em relação ao modelo A e 3 (três) pilares em relação ao Modelo B. A Figura 42 mostra a planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo C.

Figura 42 - Planta de fôrma do pavimento tipo - Modelo C



Fonte: Autor.

Após o processamento do Modelo C, os resultados podem ser verificados na Tabela 8.

Tabela 8 - Coeficiente γ_z do Modelo C

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento		
Eixo	Ângulo	γ_z
X	0 / 180	1.08
Y	90 / 270	1.09

Fonte: Autor.

Os resultados obtidos após o processamento do Modelo C, foi possível observar uma redução do coeficiente γ_z no eixo X, no eixo Y o coeficiente γ_z teve uma alteração modesta. No Modelo C, exclusivamente, o mesmo se comporta com uma estrutura de nós fixos em ambos os eixos, conforme o item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), portanto, o modelo é estável e dispensa as considerações dos efeitos de segunda ordem. O coeficiente γ_z pode ser verificado na Tabela 8.

Os deslocamentos no topo da estrutura do Modelo C, conforme verificado na Tabela 9, atendem as recomendações do item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo superior a H/1700.

Tabela 9 - Deslocamentos horizontais do Modelo C

Deslocamento horizontal no topo			
Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat1
X	0 / 180	1.16	H/ 6421.80
Y	90 / 270	3.49	H/ 2145.30

*Relat1 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor

O deslocamento horizontal no topo aumentou de forma modesta no eixo X, e se manteve no eixo Y. Este fator é devido a redução do número de pilares no eixo X. Entretanto, os deslocamentos encontram-se dentro dos limites da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os deslocamentos entre pavimentos do Modelo C, conforme verificado na Tabela 10, atendem as recomendações do item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo superior a H/850, com deslocamentos entre pavimentos menores que 0,35cm nos dois eixos.

Tabela 10 - Deslocamento entre pavimentos do Modelo C

Deslocamento horizontal no topo

Eixo	Ângulo	Deslocamento (cm)	Relat3
X	0 / 180	0.08	H/ 3642.40
Y	90 / 270	0.18	H/ 1712.60

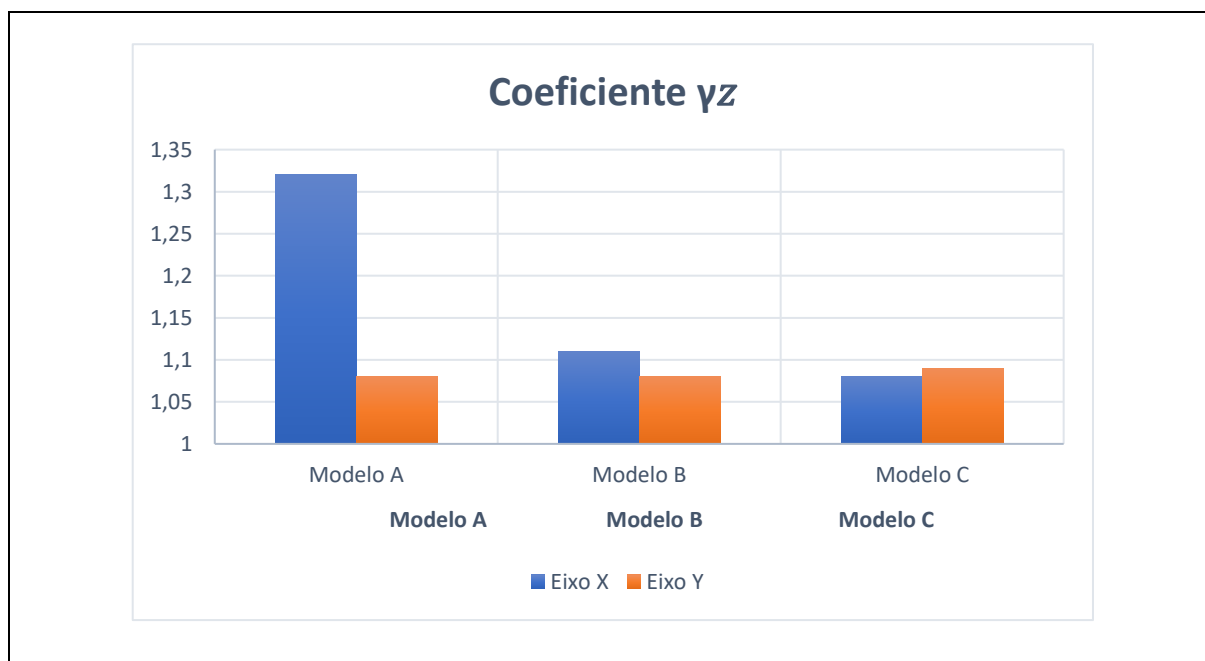
*Relat3 – Relativo a altura total do edifício

Fonte: Autor.

Portanto, atendendo os limites de deslocamentos horizontais no topo, entre pavimentos e o coeficiente γ_z indicando que a estrutura é estável, o Modelo C atende quanto a estabilidade global.

Portanto, com coeficiente γ_z acima de 1,30, o Modelo A apresentou elevado grau de instabilidade estrutural. O coeficiente γ_z reduziu significativamente com o emprego de pilares-parede no Modelo B e núcleo rígido no Modelo C, conforme o Gráfico 1. Portanto, o uso destes elementos no sistema de contraventamento conferiu rigidez global e possibilitou que os modelos se tornassem estruturalmente estáveis.

Gráfico 1 – Coeficiente γ_z



Fonte: Autor.

4.4 Consumo de materiais

O consumo de insumos, volume de concreto, peso de aço e área de fôrmas de vigas, pilares e lajes de cada modelo em estudo, seguem apresentados na Tabela 11.

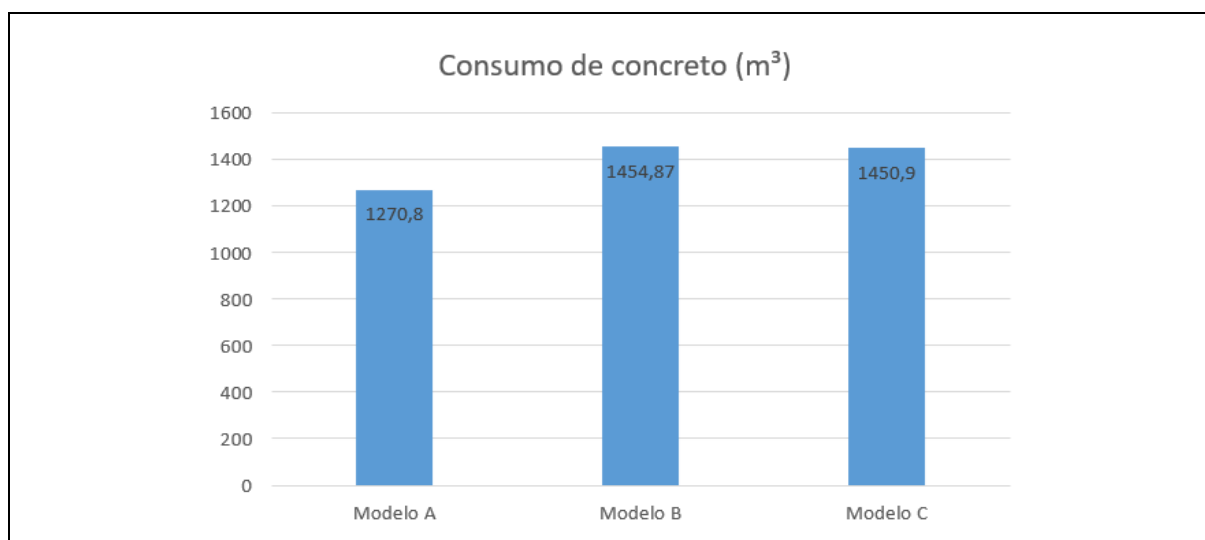
Tabela 11 - Consumo de insumos

-	Modelo A	Modelo B	Modelo C
Consumo de concreto (m³)	1.270,80	1.454,87	1.450,90
Aço + 10% (kg)	183.962,90	190.285,40	193.479,00
Área de fôrmas (m²)	12.472,90	12.216,68	12.055,68

Fonte: Autor

Os Gráficos 2, 3 e 4 mostram em forma de gráficos de barras o consumo de concreto, peso de aço +10% e área de fôrmas, respectivamente.

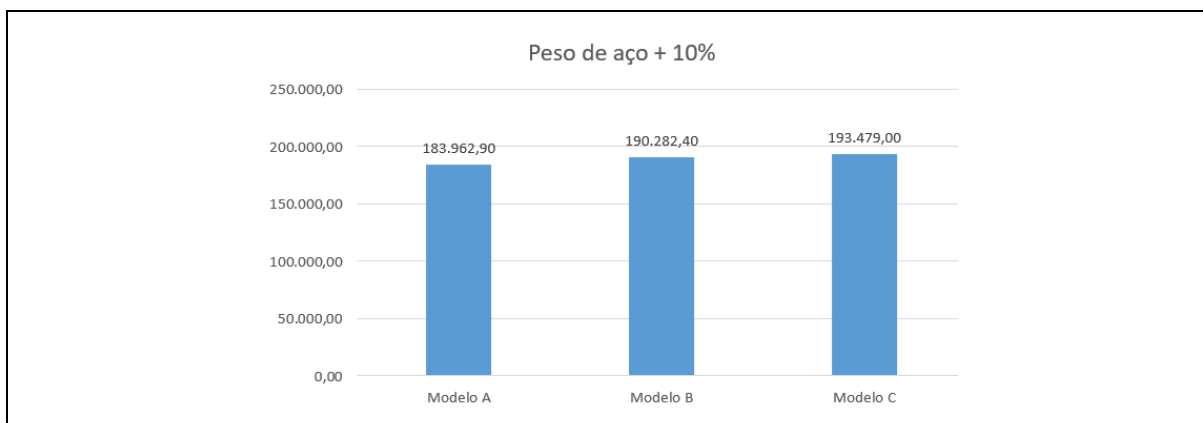
Gráfico 2 - Comparativo do volume de concreto dos Modelos A, B e C



Fonte: Autor.

O consumo de concreto aumenta gradativamente do Modelo A para o Modelo B em função do aumento de seção dos pilares e vigas.

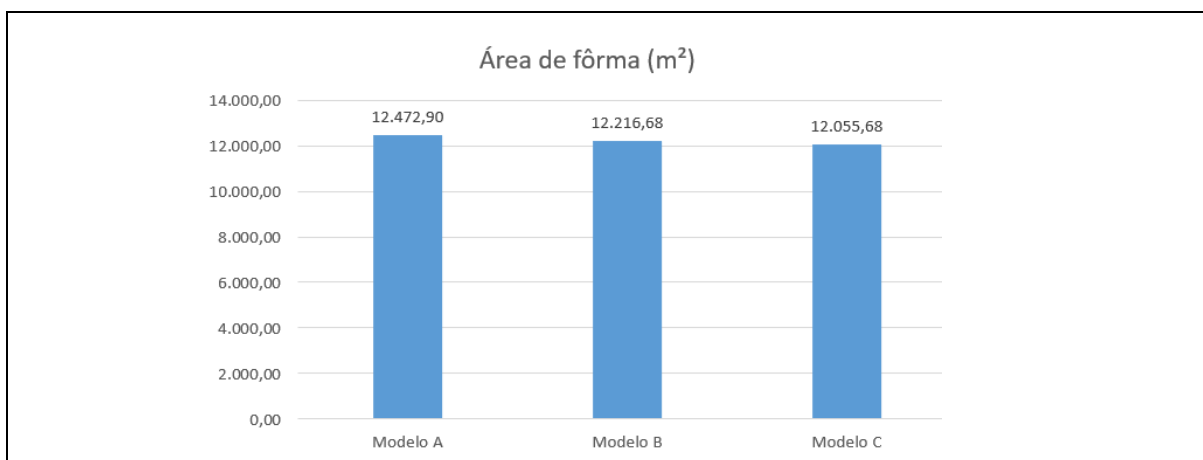
Gráfico 3 - Comparativo do peso de aço dos Modelos A, B e C



Fonte: Autor.

O consumo de aço do Modelo A ficou fora da análise comparativa, pois alguns pilares não foram dimensionados. Entre os modelos que atendem quanto a estabilidade global, Modelo B e Modelo C, conforme apresentado no Gráfico 3, mostra um aumento de 1,65% do Modelo C em relação ao Modelo B. O aumento de consumo de aço do Modelo B perante o Modelo C, se deu em virtude da inserção de um núcleo rígido no sistema de contraventamento.

Gráfico 4 - Comparativo da área de fôrmas dos Modelos A, B e C



Fonte: Autor.

A área de fôrma apresentada no Gráfico 4, entre os modelos que atendem quanto a estabilidade global, Modelo B e Modelo C, mostra uma variação modesta entre os Modelos B e C, menor que 1%. Esse consumo de área de fôrma constante entre os modelos é em virtude da alteração do sistema de contraventamento. No Modelo C, comparando com o Modelo B, houve uma redução de 3 (três) pilares, entretanto, 2 (dois) pilares sofreram alteração na seção para a concepção de um núcleo rígido, possibilitando uma redução modesta de cerca de 1% de área de fôrma.

Entre os modelos que atendem quanto a estabilidade global, Modelo B e C, o consumo de concreto e área de fôrma foram similares. No Modelo C foi concebido um núcleo rígido e 3 (três) pilares foram retirados em relação ao Modelo B, culminando no aumento de 1,65% no consumo de aço deste modelo.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi feito uma análise acerca da estabilidade global de um edifício de 25 pavimentos na cidade de Palmas-TO, fazendo uma análise comparativa entre 3 (três) sistemas de contraventamento para verificar qual modelo apresentaria melhor desempenho quanto a estabilidade global e consumo de insumos, avaliando as recomendações normativas quanto ao deslocamento horizontal no topo, entre pavimentos, coeficiente γ_z .

A partir dos resultados obtidos no processamento, apenas o Modelo C dispensa a consideração dos efeitos de 2º ordem em ambas as direções, pois apresentou coeficiente γ_z inferior a 1,10. Os demais modelos, são de nós móveis apenas na direção X. A redução do coeficiente γ_z na direção do eixo X e dos deslocamentos horizontais no topo do Modelo B e C validam tanto o uso de pilares-parede quanto a associação de pilares-parede ao núcleo rígido, pois aumentam a rigidez da estrutura e diminuem os esforços no eixo.

Os deslocamentos horizontais no topo e entre pavimentos nos modelos avaliados no estudo mostram valores dentro dos limites recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Entretanto, no Modelo A, possui deslocamento horizontal de 4,32cm no topo, sendo este valor próximo do limite de 4,40 cm para a estrutura em estudo. Nos Modelos B e C, utilizando pilares-parede e núcleo rígido, a redução do deslocamento horizontal no topo foi de 19,30% no eixo Y em relação ao Modelo A.

O consumo de insumo entre os modelos que atendem quanto a estabilidade global e deslocamentos horizontais no topo e entre pavimentos, Modelo B e C, é similar quanto ao consumo de concreto e área de fôrmas, o peso de aço aumentou cerca de 1,65% no Modelo C em função da inserção do núcleo rígido. Esse aumento pode ser considerado determinante na escolha no modelo, pois o preço do aço tem forte influência no orçamento da obra.

Com os dados de deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z e consumos de insumos, foi possível concluir que os Modelos B e C são estáveis, seus deslocamentos atendem as recomendações normativas e possuem consumo de concreto e área de fôrma semelhante. Todavia, modelo composto por pórticos de contraventamento e pilares-parede, Modelo B, apresenta menor consumo de aço e estabilidade global semelhante ao Modelo C. Além do mais, o Modelo B possui a vantagem da facilidade de execução das fôrmas dos pilares em relação ao Modelo C, que possui núcleo rígido.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120: **Carga para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.

ALMEIDA, Luciano. **Influência de sistemas de contraventamento no comportamento global de estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos**. Universidade Federal do Tocantins: [s. n.], 2015.

ARAÚJO, J. M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.15, p.41-53, 2010.

BARBOZA, M.R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. 2008. 166 fl. Relatório Final de Iniciação Científica – Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008.

BERNARDI, D. F.; CAMPOS FILHO, A.; PACHECO, A. R. **Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.16, Porto Alegre, 2010.

BOMFIM, I. E. **Estudo Paramétrico de Estruturas de Contraventamento: Método dos Pórticos Compatibilizados no Topo**. 2017. 104 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 112fl. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

DIAS, Ricardo Henrique. Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitetura. **Arquitextos**, São Paulo, ano 05, n. 055, 2004. Disponível em: <https://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/05.055/520>. Acesso em: 26 Jun. 2021.

ELLWANGER, R. J. Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado. **Rev. IBRACON Estrut. Mater**, v.6, n.5, p.783-796, 2013.

FONTE, A. O. C.; et al. **Características e Parâmetros Estruturais de Edifícios de Múltiplos Andares em Concreto Armado Construídos na Cidade do Recife**. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto – Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Anais. Recife – PE, 2005.

FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: **coletânea de trabalho sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios**. São Paulo: Instituto de Engenharia, 1985.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto** - Solicitações normais. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois, 1981, 464p.

HALLEBRAND, E.; JAKOBSSON, W. **Structural Design of High-Rise Buildings**. 2016. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Structural Mechanics, Departament Of Construction Sciences, Lund University, Lunda, 2016.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo. PINI, 2007.

KUSTER, V.K.J.P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. 2014. 113fl. Dissertação (Pós-Graduação) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

MONCAYO, W. J.Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. 8.ed. Rio de Janeiro/RJ: LTC, 2016.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**, 1997, 128 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo - SP, 1997.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MARTINS, A.G. **Estruturas Mistas**: Volume 1. 2. ed. Rio de Janeiro/RJ: CBCA, 2012.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios**: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. 81f. Dissertação (Diplomação) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

RIZK, A. S. S. Structural Design of Reinforce Concrete Tall Buildings. **CTBUH Journal**, v. 1, p. 34-41, 2010.

SANTANA, S. L. S. **Análise computacional de um edifício de 30 pavimentos em concreto armado com diferentes sistemas de contraventamento**. 2017. Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULPULBRA. Palmas - TO

SILVA JÚNIOR, H. **Avaliação da estabilidade global de edifícios altos no município de caruaru com consideração da ação do vento e de sismo**. 2017. 50 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Pernambuco, [S. l.], 2017.

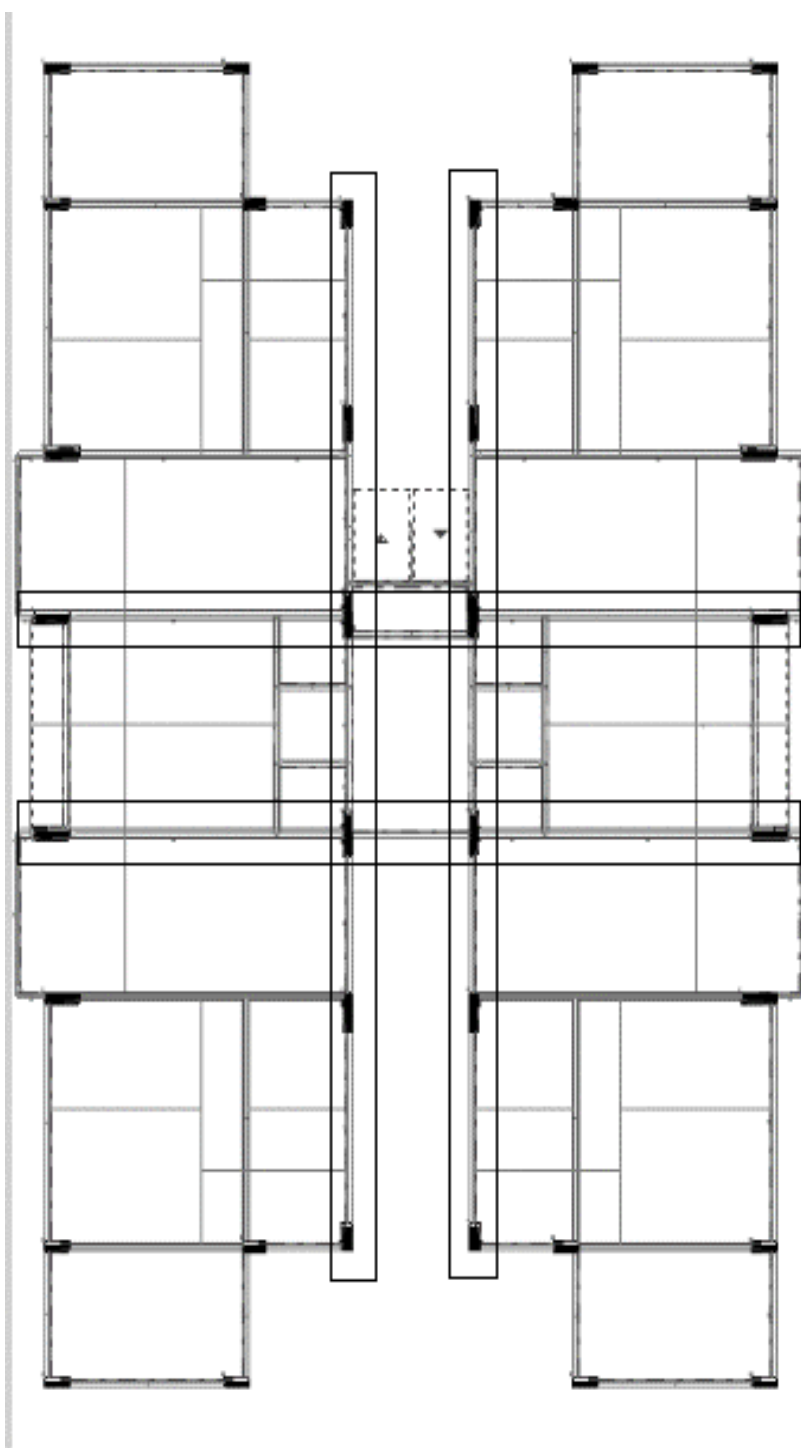
SOMEKH, N. **A cidade vertical e o urbanismo modernizador**. 2. ed. São Paulo: Editora Mackenzie e Romano Guerra Editora, 2014.

STOLOVAS, S. **Método Brasileiro de Integração de Pressões em Alta Frequência para Análise de Edifícios Altos**. TQS News – Ano XVIII, nº 41, São Paulo – SP, 2015.

ZALKA, K. A. **Global Structural Analysis of Buildings**. London and New York: E & FN Spon, 2000.

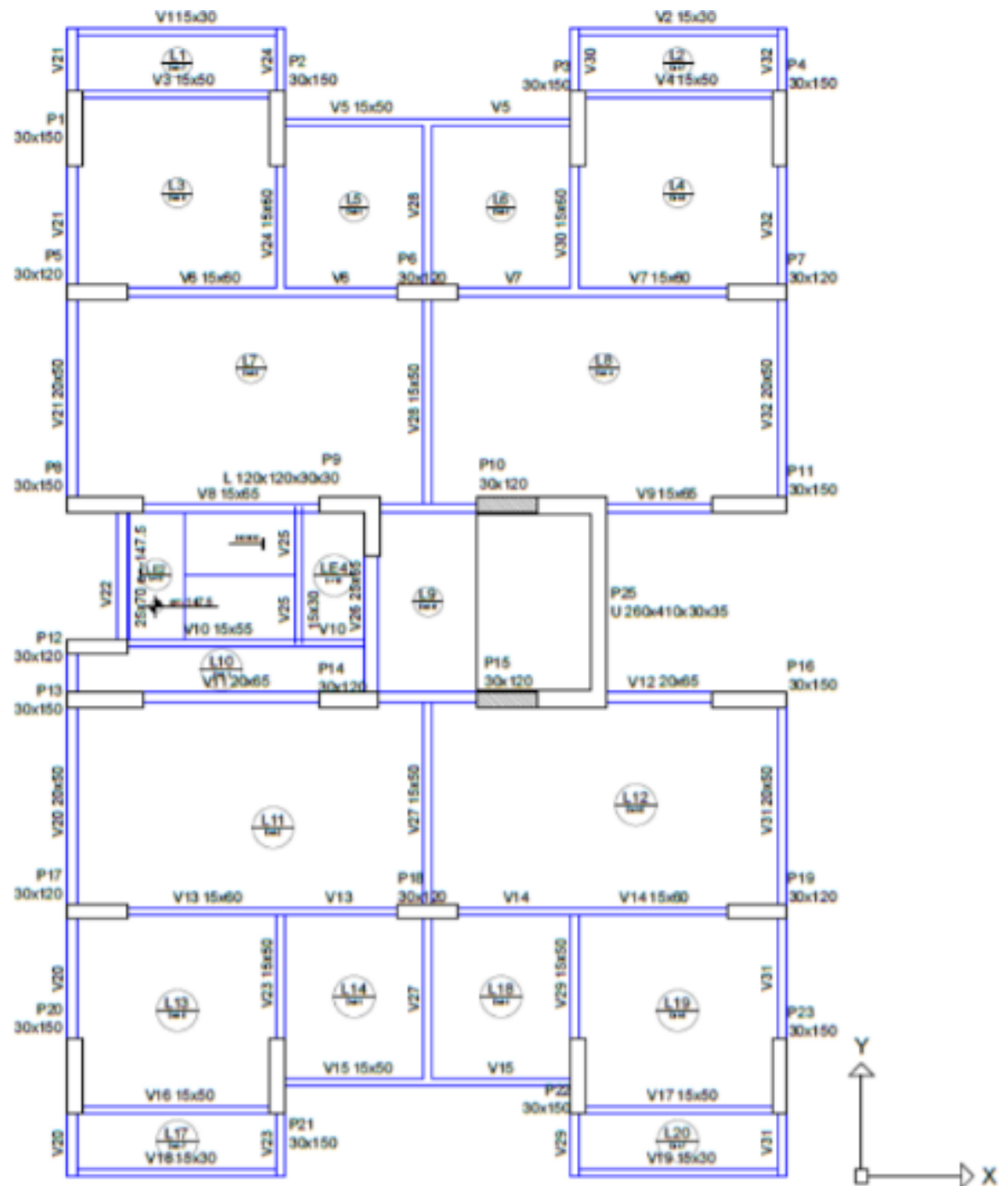
Zumaeta, Winston. **Análise da Estabilidade de Edifícios com Estruturas de Concreto Armado**. TQS Info. 2016

Figura 18 - Planta do pavimento tipo da estrutura enrijecida apenas por pórticos



Fonte: Luciano Almeida.

Figura 19 - Planta baixa do pavimento tipo do modelo composto com núcleo rígido

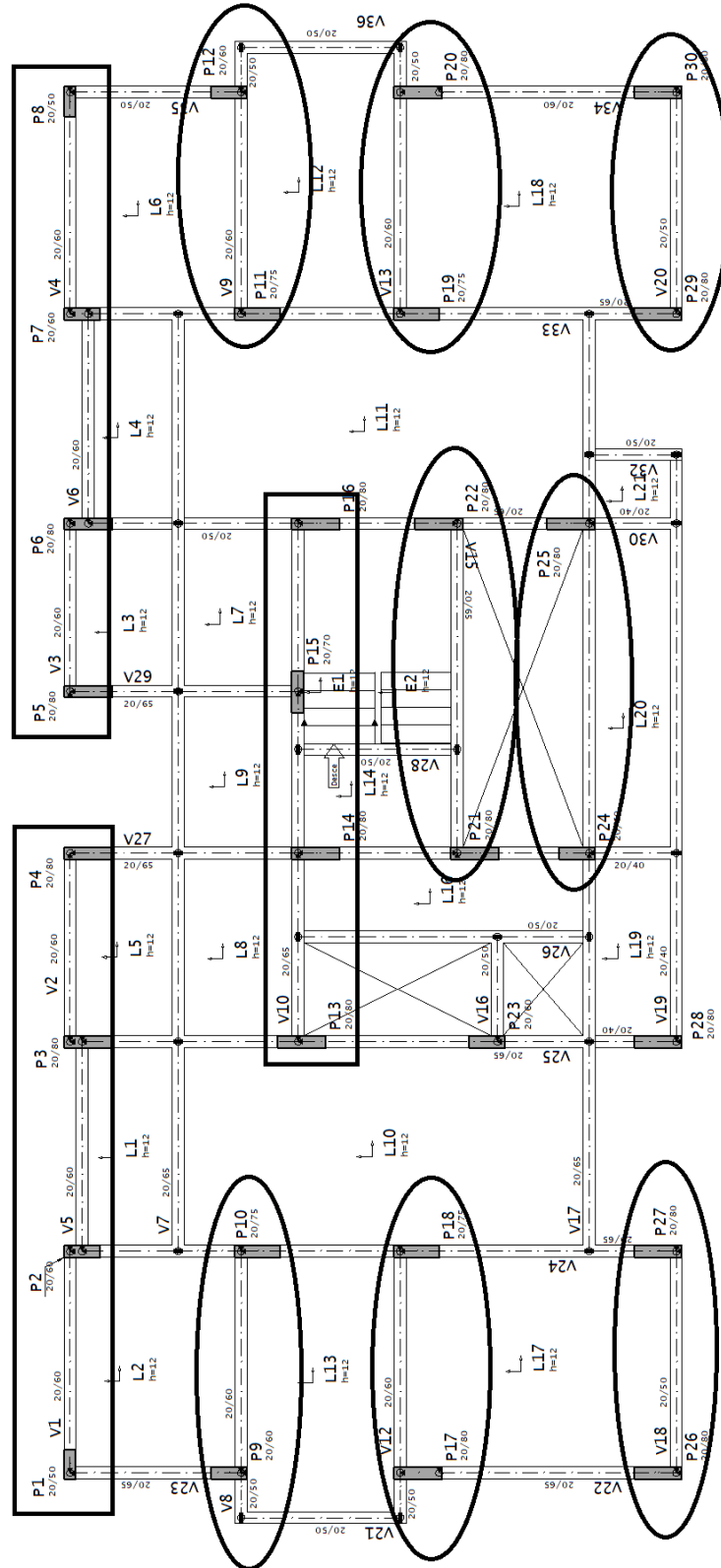


Fonte: Sindy Santana.

Figura 20 –
do
tipo (Sem
linear em

Fonte:

Figura 37 -
fôrma do
Tipo -
Estrutural



Planta baixa
pavimento
escala e
comprimento
centímetros)

Autor.

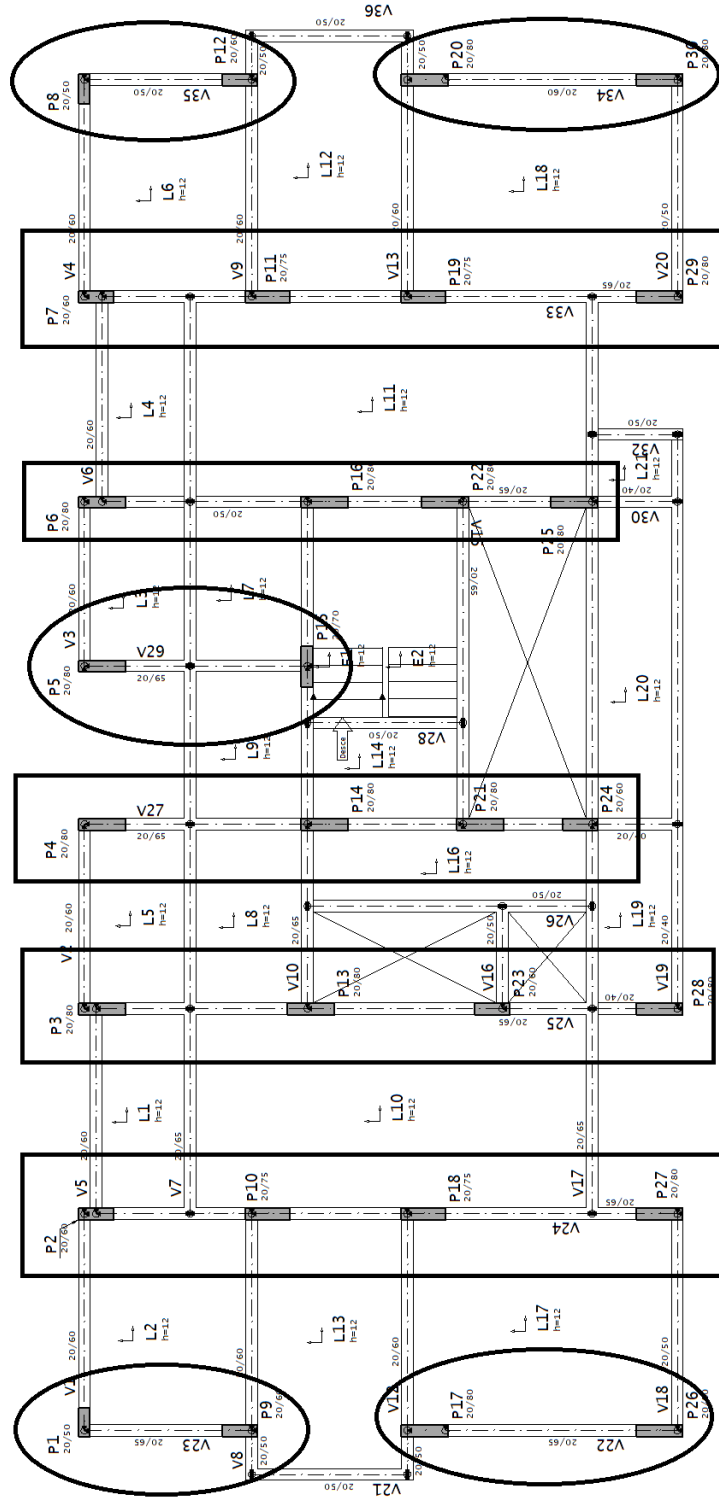
Planta de
pavimento
Modelo
com

Pórticos de contraventamento na direção “x

Fonte: Autor.

Figura 39 -
fôrma do
Tipo -
Estrutural

Planta de
pavimento
Modelo
com



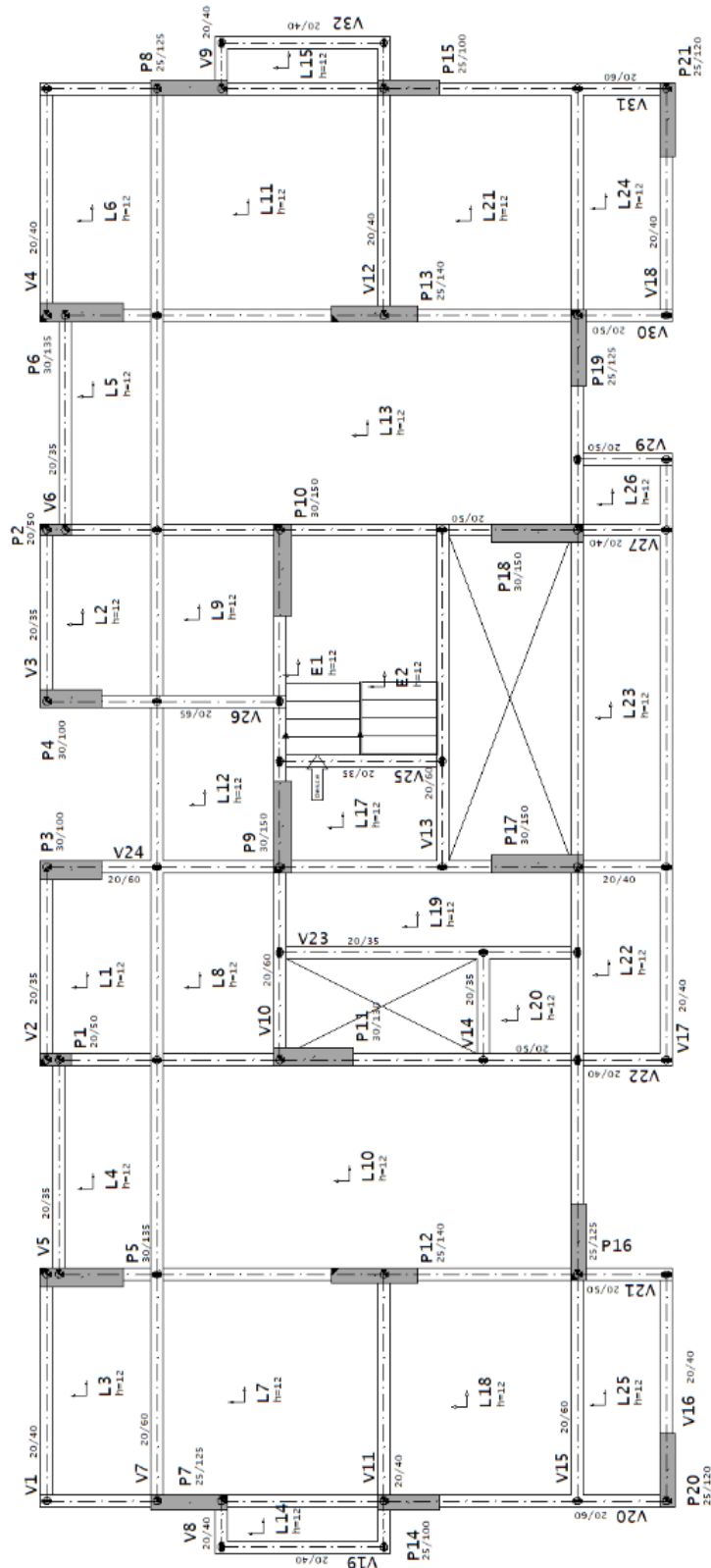
Pórticos de
na direção

contraventamento
“Y”

Fonte: Autor.

Figura 40 -
pavimento

Fonte: Autor.



Planta de forma do
tipo – Modelo B

Figura 42 - Planta
pavimento tipo -

Fonte: Autor.

de fôrma do
Modelo C

