



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

RODRIGO SANTANA BRITO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Palmas – TO

2018

RODRIGO SANTANA BRITO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS
DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Roldão P. Araújo Junior.

Palmas – TO

2018

RODRIGO SANTANA BRITO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDÍFÍCIOS
DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Roldão P. Araújo Junior.

Co-orientador: ...

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M.e Roldão P. Araújo Junior

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. M.e Daniel Iglesias Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. Esp. José Silvério Junior

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP

Palmas – TO

2018

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho em especial aos meus pais e aqueles que contribuíram para
sua realização.

AGRADECIMENTOS

Quero render louvores ao SENHOR por ter colocado no enredo da minha vida essa importante etapa quando diante entraves ele me deu força para suporta-los.

Agradeço aos meus pais, Francisco e Raimunda, pelo apoio incomensurável proveniente do grande amor que transbordaram na minha vida. Além de serem também símbolos de bravura e reputação ilibada, por essas e outras razões dedico a eles este trabalho.

Aos meus avós, Catarina Maria, Filomeno José e Maria de Souza, pelas palavras de encorajamento ao longo de noite estudando.

Aos meus irmãos, Ronaldo e Glenda, pelo companheirismo e apoio durante essa longa jornada de formação.

Aos meus amigos de faculdade da “hora da coca” Karolly de Miranda, Ronys Pablo, Thiago Nunes, Rodrigo Gonçalo e, principalmente o Matheus Rodrigues e Luan Milhomen pela duradoura amizade.

Ao professor Roldão Araújo, que me orientou neste trabalho. Obrigado pelos ensinamentos transmitidos durante essa pesquisa e nas disciplinas ministradas.

Aos professores, em especial ao José Silvério, Natanael Santiago e Fernando Moreno, pelo entusiasmo e cobrança nas aulas os quais contribuíram para a minha formação.

RESUMO

BRITO, Rodrigo Santana. **ANÁLISE ESTRUTURAL DE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**. 2018. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2018.

Diante do crescimento da esbeltez dos edifícios no mundo, estudos sobre sistemas resistentes às forças horizontais emergem visto que essas são as ações mais gravosas para essas estruturas (PEREIRA, 2011). Assim, a presente pesquisa propõe a realização de análises estruturais não-lineares dos sistemas de contraventamento para a estabilização global da estrutura do edifício-exemplo estudado por Bittencurt (2007). Foram modelados 4 elementos de contraventamento (treliçado, pórtico-plano, pilar-parede e núcleo rígido) como também as associações entre todos modelados e analisados no software SAP2000 o qual usou do processo P-delta e método de elementos finitos para a simulação computacional. Acerca das forças do vento sobre a edificação, além do método tradicional puramente estático da NBR 6123/1988 foi necessário também o cálculo das respostas flutuantes da turbulência atmosférica uma vez que a frequência natural dos modelos o exigiu. Com isso, depois de processado os dez modelos e avaliados os deslocamentos, esforços na fundação e a redistribuição deles nas vigas e pilares, foram obtidos significativos resultados de eficiência para aqueles modelos dotados de treliças, sobretudo o modelo 1 constituído apenas por treliças e vigas diagonais como elementos resistentes a ação do vento.

Palavras-chave: Estruturas. Vento. Contraventamento. SAP2000. P-delta.

ABSTRACT

BRITO, Rodrigo Santana. **STRUCTURAL ANALYSIS OF CONTRASTING SYSTEMS OF MULTIPLE PAVEMENT BUILDINGS IN ARMED CONCRETE**. 2018. 75 f. TCC (University graduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas, 2018.

Faced with the growth of the slenderness of buildings in the world, studies on systems resistant to horizontal forces emerge as these are the most burdensome actions for these structures (PEREIRA, 2011). Thus, the present research proposes the realization of non-linear structural analysis of the bracing systems for the global stabilization of the structure of the example building studied by Bittencurt (2007). 4 braced elements (lattice, flat portico, wall-pillar and rigid core) were modeled as well as the associations between all models and analyzed in the software SAP2000 which used the P-delta process and finite element method for the computational simulation. Regarding the wind forces on the building, in addition to the traditional purely static method of NBR 6123/1988, it was also necessary to dynamically simulate the natural frequency of the models. Thus, after processing the ten models and evaluating the displacements, efforts in the foundation and the redistribution of them in the beams and pillars, significant efficiency results were obtained for those models with trusses, especially the model 1 consisting only of trusses as resistant element to the action of the wind.

Keywords: Structures. Wind. Bracing. SAP2000. P-delta.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração dos sistemas porticados. À esquerda um Pórtico Espacial, no meio Pórtico Plano e à direita Pórtico-Parede.	19
Figura 2 - Ilustração dos diferentes combinações de núcleo com vigas.....	20
Figura 3 - Sistema estrutural tubular de periferia	21
Figura 4 - Sistema em tubo celular, Sear Tower de Chicago.	21
Figura 5 - Sistema tubo dentro de tubo.	22
Figura 6 - Tubo treliçado em todas as fachadas.	22
Figura 7 - Ilustração dos tipos de contraventamentos usuais por treliças.	23
Figura 8 - Ilustração da ação do vento e a disposição dos esforços nos diversos arranjos das diagonais.....	24
Figura 9 - Ilustração dos arranjos das treliças ao longo da altura e sua influência na deformação. Modelos deformados em análise não-linear (P-delta).	24
Figura 10 - À esquerda a ilustração do sistema com treliças alternadas ao longo do edifício. Já à direita segue a foto do edifício John Hancock de Chicago EUA, com sistema de tubo por treliças.....	25
Figura 11 - Ilustração do sistema de contraventamento Outrigger (rigidificadores).....	25
Figura 12 - Classificação das estruturas de acordo com o jornal CTBUH.....	26
Figura 13 - Ilustração da transferência da ação do vento em edifícios altos.	28
Figura 14 - Área de Influência para pré-dimensionamento do pilar P6.	33
Figura 15 - Ilustração dos níveis de abstração.....	34
Figura 16 - Ilustração da estrutural real.....	34
Figura 17 - Ilustração do modelo estrutural.	35
Figura 18 - Ilustração da modelagem dos pilares de contraventamento.....	36
Figura 19 - Modelagem computacional no ambiente do SAP2000.....	37
Figura 20 - Ilustração isométrico detalha do modelo Uno 1. Em destaque, na cor roxa o sistema de treliças.....	43
Figura 21- Ilustração isométrica de todo o edifício do modelo Uno 2. Em destaque, na cor azul, os pórticos planos.....	44
Figura 22 - Ilustração isométrica do modelo 3. Em destaque, na cor vermelha, os pilares-parede.....	45
Figura 23 - Ilustração isométrica do modelo Uno 4. Em destaque, na cor verde, o núcleo rígido.....	46

Figura 24 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 1. Em destaque, nas cores roxa e azul, as treliças e os pórticos planos respectivamente.	47
Figura 25 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 2. Em destaque, nas cores verde e azul, o núcleo rígido e pórticos planos respectivamente.	48
Figura 26 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 3. Em destaque, nas cores azul e vermelha, os pórticos planos e pilares-parede.	49
Figura 27 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 4. Em destaque, nas cores roxa e vermelha, as treliças e os pilares-parede respectivamente.	50
Figura 28 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 5. Em destaque, nas cores vermelha e verde, os pilares-parede e núcleo rígido respectivamente.	51
Figura 29 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 6. Em destaque, nas cores roxa e verde, as treliças e o núcleo rígido.	52
Figura 30 - Fluxograma da metodologia da pesquisa.	53
Figura 31 - Ilustração do projeto arquitetônico; Dimensões em metros.	55
Figura 32 - Planta dos elementos estruturais pré-dimensionados.	57
Figura 33 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 1. Em destaque os vãos nos quais foram instaladas as vigas diagonais.	58
Figura 34 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 2. Em destaque a posição dos pórticos.	58
Figura 35 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 3. Em destaque os pilares-parede.	59
Figura 36 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 4. Em destaque o núcleo rígido.	59
Figura 37 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 1. Em desta os vão para as treliças e os pórticos planos.	60
Figura 38 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 2. Em destaque os pórticos planos e o núcleo rígido.	60
Figura 39 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 3. Em destaque os pórticos planos com os pilares-parede	61
Figura 40 – Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 4. Em destaque os pilares-parede e os vão para as treliças.	61
Figura 41 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 5. Em destaque o núcleo rígido e os pilares-parede.	62
Figura 42 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 6. Em destaque o núcleo rígido e os vãos para as treliças.	62

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 - Quantidade de edifícios para cada sistema estrutural adotado no período de tempo contemplado pela pesquisa do jornal.....	26
Tabela 2 - Coeficientes γ_g e γ_q	31
Tabela 3 - Descrição dos modelos de contraventamento estudados.....	42
Tabela 4 - Dados dos carregamentos vento.	64
Tabela 5 - Tabela com as combinações de carregamento adotadas nesta pesquisa.	65
Tabela 6 - Dados do T1 do pior modo de vibração das estruturas medido pelo SAP2000.	69
Tabela 7 - Resumo dos momentos de tombamento para cada modelo no pilar P20.	74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Evolução em altura dos edifícios altos americanos ao longo das décadas.....	16
Gráfico 2 - Edifícios mais altos no mundo construídos até 2010.....	17
Gráfico 3 - Gráfico isopletras da NBR 6123.	30
Gráfico 4 - Gráfico do peso das estruturas de cada modelo com apenas peso próprio.	70
Gráfico 5 - Variação da distribuição das cargas axiais na área de projeção do edifício.	71
Gráfico 6 - Gráfico dos deslocamentos horizontais no topo de cada modelo estudado.....	72
Gráfico 7 - Gráfico do desempenho dos modelos baseado nos deslocamentos e peso apresentados.....	73
Gráfico 8 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços cortantes, em kN, na viga 14 ao longo dos pavimentos.	75
Gráfico 9 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços cortantes, em kN, da viga 11 ao longo dos pavimentos.	76
Gráfico 10 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços de momentos fletores, em kN.m, da viga 14 ao longo dos pavimentos.....	77
Gráfico 11 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços de momentos fletores, em kN.m, da viga 11 ao longo dos pavimentos.....	78

LISTA DE SIMBOLOS

A_c - Área da seção transversal do pilar

A_{inf} - Área de influência dos pilares

b_w - largura da seção da viga

c - cobrimento de concreto

C_a - Coeficiente de arrasto

cm - centímetros

cm^2 - centímetros quadrados

e - espessura das lajes

F_3 - Forças no eixo z

f_{ck} - Resistência característica do concreto (kN/cm^2).

h - altura da seção da viga

H - altura do edifício

kN - Kilonewton

l - vão da viga

l_1 - dimensão do vão para área de influência do pilar

l_2 - dimensão do vão para área de influência do pilar

m - metros

m^2 - Metros quadrados

m^3 - Metros cúbicos

M_3 - Momentos fletores

M_t - megatoneladas

N_d - Força normal de cálculo (kN)

T_1 - Período fundamental da estrutura

V_2 - Esforços cortantes

V_k - Velocidade característica do vento

V_o - Velocidade básica do vento

α - Coeficiente para tipos de pilares (intermediário=1; extremidade ou canto =1,5)

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Equação para o cálculo da velocidade característica do vento

Equação 2 – Equação para a determinação prévia da espessura da laje

Equação 3 – Equação para o pré-dimensionamento da altura da viga

Equação 4 – Equação para a determinação da área de influência das lajes e seus respectivos carregamentos sobre os pilares.

Equação 5 – Equação para o pré-dimensionamento da seção de concreto.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	14
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo Geral	14
1.2.2	Objetivos Específicos	15
1.3	JUSTIFICATIVA	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1	A EVOLUÇÃO DOS EDIFÍCIOS ALTOS	16
2.2	SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO	17
2.2.1	Sistemas Porticados.....	18
2.2.2	Sistemas Com Núcleos Resistentes.....	19
2.2.3	Sistemas Tubulares.....	20
2.2.4	Sistemas Com Treliças	23
2.3	AÇÕES ATUANTES	27
2.3.1	Ações do vento	27
2.3.2	Combinação das ações	31
2.4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	31
2.4.1	Pré-dimensionamento.....	31
2.5	ANÁLISE ESTRUTURAL	34
2.5.1	A estrutura real	34
2.5.2	Modelo estrutural	34
2.5.3	Modelo discreto.....	36
2.5.4	Modelo computacional.....	36
2.5.5	Análise Não-Linear	38
2.6	TRABALHOS REFERENCIADOS.....	39
3	METODOLOGIA	41
3.1	DIRETRIZES GERAIS	41
3.2	EDÍFICIO EXEMPLO	54
3.2.1	Pré-dimensionamento dos elementos estruturais	56
3.2.2	Especificações dos materiais.....	63
3.2.3	Ações consideradas	63
3.2.4	Combinações das ações	64
3.2.5	Modelagem estrutural.....	65

3.3	ADAPTAÇÃO DO PROJETO DO EDIFÍCIO-EXEMPLO.....	66
3.4	PROCESSAMENTO DAS ESTRUTURAS	66
3.5	VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS	67
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	68
4.1	ESFORÇOS DA EDIFICAÇÃO	68
4.2	REAÇÕES DE APOIO.....	69
4.3	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	71
4.4	REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS.....	73
5	CONCLUSÃO	79
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80

1 INTRODUÇÃO

Dentre as ações a que são submetidas as estruturas de concreto armado, a do vento possui grande influência uma vez que pode instabilizar globalmente a estrutura. Sabe-se ainda, que com a contínua urbanização das cidades, onde os espaços estão cada vez mais escassos, ocorre um intenso processo de verticalização, resultando em edifícios mais altos e mais esbeltos. Dessa forma, a ineficiente combinação dos elementos de concreto e/ou aço resistentes às ventanias aliada às ações devidas ao desaprumo das forças verticais, considerado por Araújo (2010) como ação permanente indireta, agrava o problema da segurança das edificações.

Nessa ótica, a análise estrutural, etapa da elaboração do projeto de estruturas de concreto armado, a qual antes era um processo árduo e moroso, atualmente em virtude do grande desenvolvimento dos computadores propiciou modelagens matemáticas das ações e reações mais eficientes (BARBOZA 2008). Contudo, ainda existem várias teorias físicas para a realização de tais cálculos dentre as quais há aquelas que levam ao superdimensionamento das peças estruturais, como vigas e pilares, ou não contabilizam as interações entre estes, por exemplo, a influência dos elementos de contraventamento na contribuição da estabilidade global dos edifícios nem sempre é prevista de maneira adequada.

No trabalho proposto e dentre os vários softwares que implementam métodos mais refinados de análise estrutural, vale citar ANSYS, EBERICK, CYPECAD e outros, será usado o SAP 2000, versão 14, desenvolvido e comercializado pela CSI© (*Computer and structures, inc*) cuja funcionalidades possibilitam análises dos esforços solicitantes (objetivo do estudo) frente às ações horizontais e verticais sofridas pelas estruturas. Foi escolhido para o estudo o projeto arquitetônico disponibilizado pela Escola politécnica da USP em seu site a fim de implantar os sistemas de contraventamento e estudá-los.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Qual o sistema de contraventamento de edifícios de múltiplos pavimentos, treliças, pórtico plano, pilar-parede ou núcleo rígido, incluindo suas associações, que melhor contribui para a otimização do projeto analisado?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal do trabalho é fazer a análise estrutural de sistemas de contraventamento para edifícios de múltiplos pavimentos com o auxílio do software SAP 2000.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Comparar os resultados dos deslocamentos horizontais no topo da estrutura para os 10 modelos adotados;
- Avaliar a redistribuição dos esforços solicitantes (axiais, cortantes e momentos) ao longo da altura em algumas vigas;
- Avaliar os esforços nas fundações.

1.3 JUSTIFICATIVA

Tendo em vista as várias ações que as edificações ficam submetidas no transcorrer de sua vida útil, o vento é uma daquelas em que sua manifestação sofre variações em várias direções e dessa forma os elementos da estrutura reagem de maneira cujo complexidade esbarra na incapacidade da mente humana em compreender tal fenômeno (ZIENKIEWICZ, 2000). Nesse sentido, faz-se necessário análises estruturais mais precisas uma vez que a lei de Hooke e os métodos simplesmente lineares ainda são difundidos em alguns softwares comerciais, mas também porque atualmente 100% dos projetos de edifício de concreto armado levam em consideração o comportamento não-linear da estrutura como afirmar Kimura (2007).

Além disso, tal metodologia de análise estrutural nem sempre representa o comportamento fidedigno dos elementos estruturais construídos de concreto armado tampouco dos de aço. E ainda, a escassez dessa abordagem matemática na graduação dos engenheiros é uns dos motivos que refletem negativamente nas construções atuais, pois acaba por resultar em gastos exagerados nos empreendimentos devido ao superdimensionamento das peças estruturais ou, pior, em edificações inseguras.

Considerando isso e cogitando as ações horizontais como as do vento, existem vários sistemas de contraventamento os quais são subsistemas estruturais para resistir a essas ações, contudo Araújo (2010) alerta que a grande dificuldade da análise estrutural frente às ações horizontais consiste na repartição das cargas para os elementos de contraventamento instalados. Posto isso, o presente trabalho contemplará tanto essa repartição quanto aquela configuração irregular com a utilização do software de elementos finitos cuja método se mostra bem adequado a essa etapa de projeto, como recomenda Prado (2008), para obtenção mais precisa dos esforços.

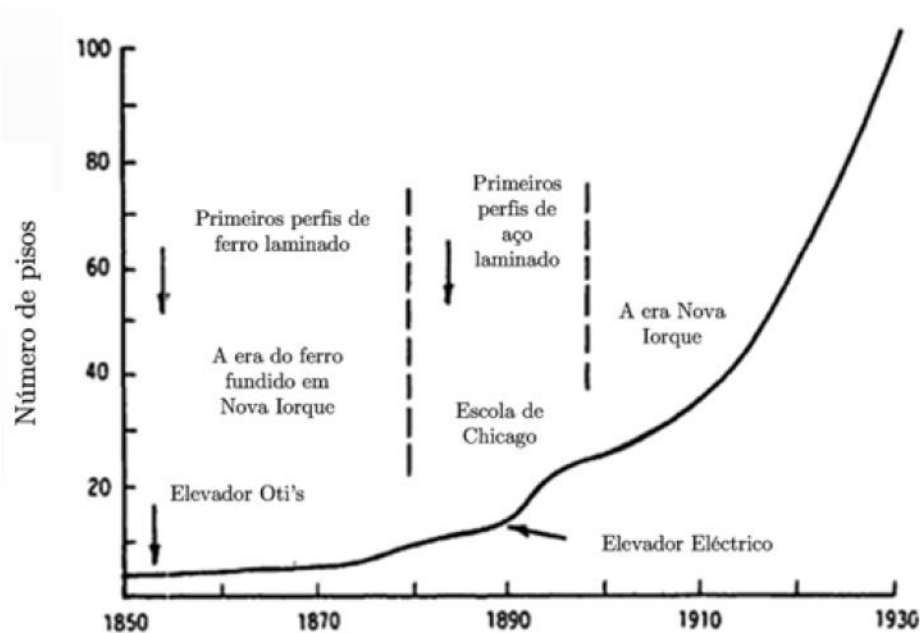
De acordo com as considerações supracitadas, a mensuração adequada da resposta dada pelo edifício frente às ações horizontais resultará, por exemplo, em projetos e construções com ambientes mais espaçosos, ganho de estética nas fachadas e maior conforto sensorial.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 A EVOLUÇÃO DOS EDIFÍCIOS ALTOS

A construção de edifícios até meados do século XIX de seis ou mais pavimentos eram raras, visto que a grande quantidade de escadas mostrou-se ser uma significativa dificuldade enfrentada pelos habitantes. (SMITH; COULL, 1991). Contudo, esse empecilho foi ultrapassado pelo surgimento dos elevadores e, na atualidade, é obrigatório a sua instalação em edifícios a partir de 4 andares conforme estabelece a NBR 5665. E dessa forma houve um crescimento significativo na construção de edifícios de múltiplos pavimentos, também classificados como edifícios altos. A seguir é representado graficamente esse crescimento no contexto americano os quais são uma das maiores lideranças tecnológicas no ramo da construção civil.

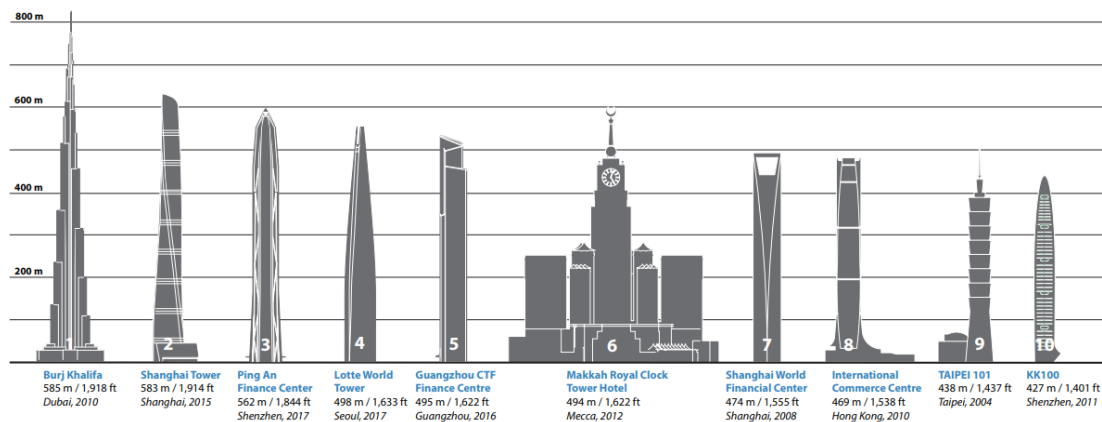
Gráfico 1 - Evolução em altura dos edifícios altos americanos ao longo das décadas.



Fonte – adaptado de Smith, B. S. e Coull A. (1991).

Na atualidade, as altas densidades demográficas nos centros urbanos e a escassez dos terrenos, ou supervalorização deles, como também o apelo comercial-estético dos “arranha céus” são umas das razões que explicam esse grande processo de verticalização das edificações contemporâneas.

Gráfico 2 - Edifícios mais altos no mundo construídos até 2010.



Fonte: Adaptado de VARGIC (2009).

Como se percebe o Burj Kalifa de Dubai é o edifício mais altos até o presente momento. Entretanto o Kingdom Tower não pode ser contornado, pois será em 2020 o prédio mais alto do mundo e já está em construção na cidade Jeddah na Arábia Saudita. A região o qual se instalará chamará a partir de então Kingdom City e ele terá quase 1 quilômetro de altura, 999,70 metros, composto por 200 andares. Sua estrutura será híbrida, composta de concreto armado e aço, sendo este em torno de 80.000 toneladas e seu custo total preliminar é de 1,23 bilhão de dólares. (DEARO, 2014).

2.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Nesse sentido, a concepção de estruturas mais altas e com menor área de projeção, isto é, mais esbeltas, tem levado a soluções nas quais as solicitações causadas pelas ações horizontais assumem proporções cada vez mais significativas (CARNEIRO e MARTINS, 2008). Sob essa ótica, é evidente que a previsão de tais fenômenos assim como os carregamentos verticais são indispensáveis para que elementos ou sistemas resistentes sejam projetados e construídos adequadamente.

Dessa maneira, surge, como solução disponível em várias literaturas, o sistema de contraventamento que, de acordo com Araújo (2010), tem como principal função resistir às ações horizontais para garantir que os deslocamentos laterais sejam pequenos. Isso implica no obrigatório atendimento aos requisitos normativos vigentes acerca dos limites de deslocamentos e sobretudo de estado limite de serviço (ELS) o qual prioriza além da segurança o conforto dos usuários das edificações. Nesse sentido, a NBR 6118/2014, norma brasileira em vigor para estruturas de concreto armado, estabelece, tendo por diretriz o ELS, o

deslocamento lateral admissível até o valor da razão entre a altura total do pilar e 1700 milímetros.

O contraventamento é um subsistema estrutural o qual apresenta diversos tipos, desde de elementos constituídos de concreto armado, aço e até mesmo estruturas mistas ou híbridas. Dentre as várias classificações do sistema estruturais, Sáles (1995) estabelece uma classificação no qual apresentam-se os subsistemas de contraventamento:

- Sistemas porticados
- Sistemas com núcleos resistentes
- Sistemas tubulares
- Sistemas com treliças

2.2.1 Sistemas Porticados

Os pórticos para grandes prédios não são muitos frequentes como elementos de contraventamento, entretanto seu desempenho pode ser melhorado com arranjo diferente e inclusão de ligações rígidas. Exemplifica Pereira (2011), que os sistemas de pórticos planos associados a paredes estruturais ou pilares-paredes podem ser utilizados em edifícios de até 40 pavimentos.

Nesses sistemas associados, Araújo (2010) alerta que os elementos de contraventamento apresentam comportamentos distintos cujas forças de interação alteram profundamente a distribuição da carga para os painéis de contraventamento. Por isso, a investigação dessa interação e de suas consequências é fundamental para a consolidação desses elementos como sistemas estruturais.

Figura 1 - Ilustração dos sistemas porticados. À esquerda um Pórtico Espacial, no meio Pórtico Plano e à direita Pórtico-Parede.



Fonte: Autor.

2.2.2 Sistemas Com Núcleos Resistentes

Ao passo que aumenta ainda mais a altura da edificação os núcleos estruturais ganham importância. Normalmente eles são construídos pela união de paredes maciças de concreto armado em direções diferentes, ou por pilares metálicos. Uma evidência disso, é o prédio mais alto da Europa de 306 metros de altura, “The Shard”, o qual utilizou um sistema estrutural majoritariamente constituído de aço, com núcleo central de concreto armado para resistir aos esforços gerados pelo vento e sismo. (FARIA, 2012).

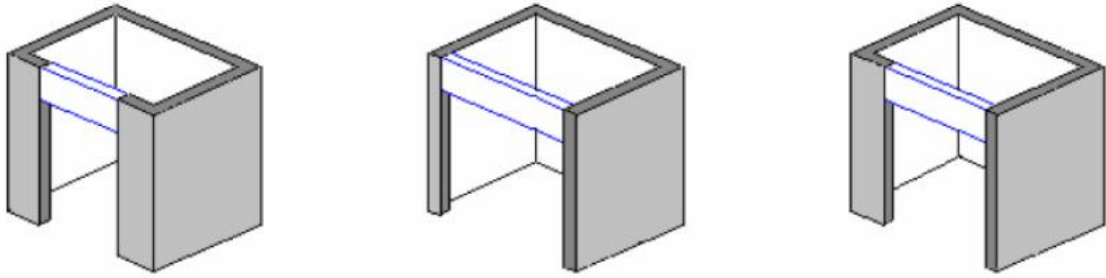
Outro aspecto relevante dos núcleos recai sobre sua capacidade de absorção ou atração dos esforços, pois, como explica Pereira (2011), eles são os principais elementos capazes de resistir a todos os tipos de ações atuantes no edifício, dentre elas as verticais e horizontais.

Ademais, comumente os partidos arquitetônicos impõem sua posição espacial para as zonas de circulação vertical da edificação, muito embora por conta da presença de caixas de elevadores e escadas aproveitando as restrições de espaços produzidas por elas.

Pereira (2011) classifica estes núcleos:

- Pilares e vigas formando pórticos nuaas duas direções, através de ligações rígidas ou semirrígidas entre eles;
- Pilares e vigas com ligações flexíveis entre si e elementos de contraventamento nas duas direções;
- Pilares e vigas em pórtico em uma direção e contraventados na outra;
- Paredes de concreto (“Shear Walls”);
- Paredes mistas (aço e concreto).

Figura 2 - Ilustração dos diferentes combinações de núcleo com vigas.



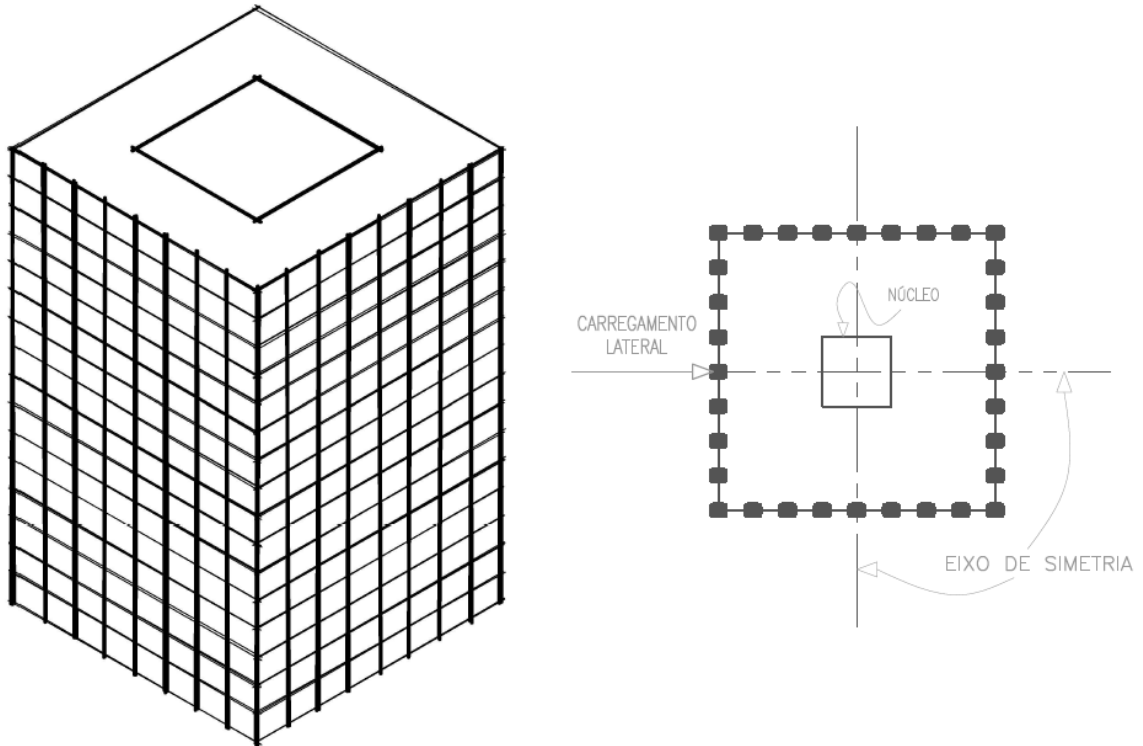
Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008

2.2.3 Sistemas Tubulares

“Os sistemas tubulares consistem na disposição de pilares próximos uns aos outros no perímetro do edifício ligados às vigas de fachada, formando um pórtico de modo, que as ações horizontais sejam resistidas por estes elementos”. (PEREIRA, 2011).

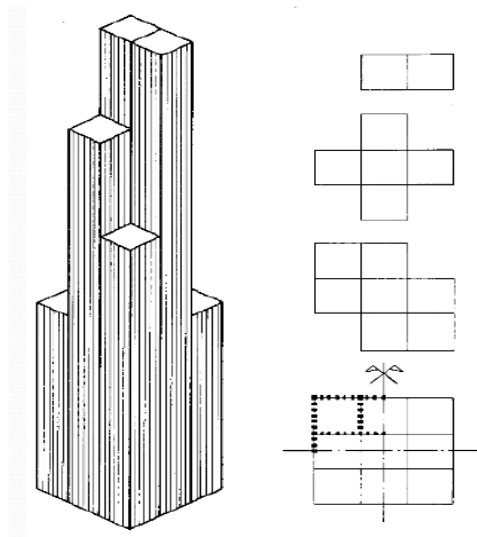
Para os edifícios muito altos com números de pavimentos em torno de várias dezenas, são precisos cuidados estruturais especiais. (PEREIRA, 2011). São desses sistemas: estrutura tubular de periferia, tubo celular, tubo dentro de tubo, tubo treliçado em todas as fachadas. Abaixo segue ilustração deles:

Figura 3 - Sistema estrutural tubular de periferia



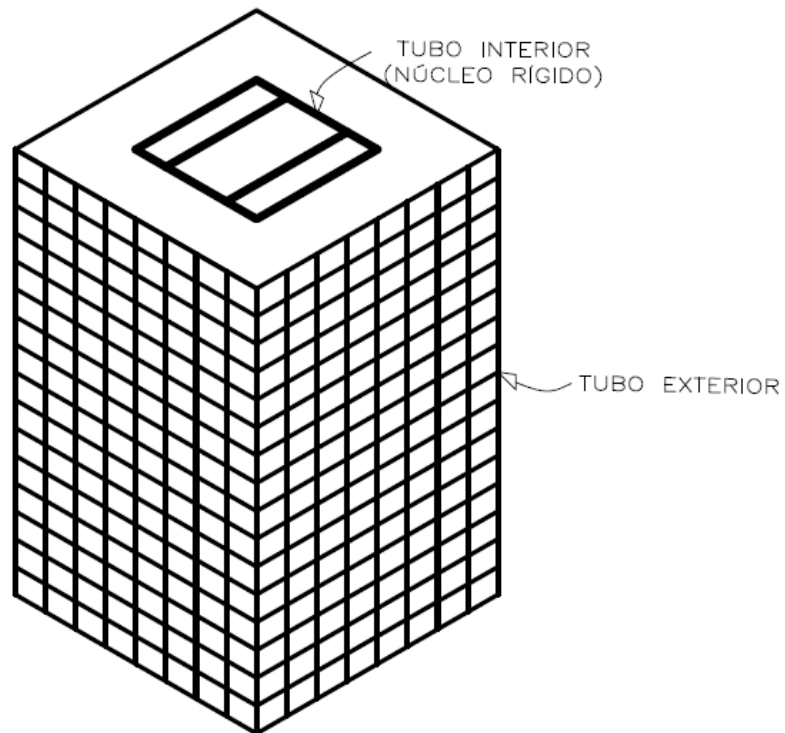
Fonte: Adaptado de PEREIRA (2011).

Figura 4 - Sistema em tubo celular, Sear Tower de Chicago.



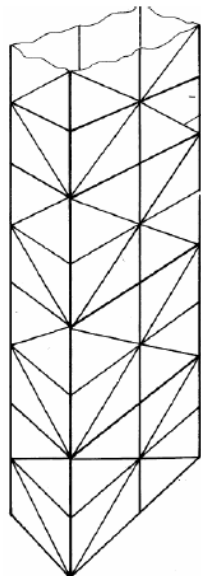
Fonte: PEREIRA, 2011.

Figura 5 - Sistema tubo dentro de tubo.



Fonte: PEREIRA, 2011.

Figura 6 - Tubo treliçado em todas as fachadas.



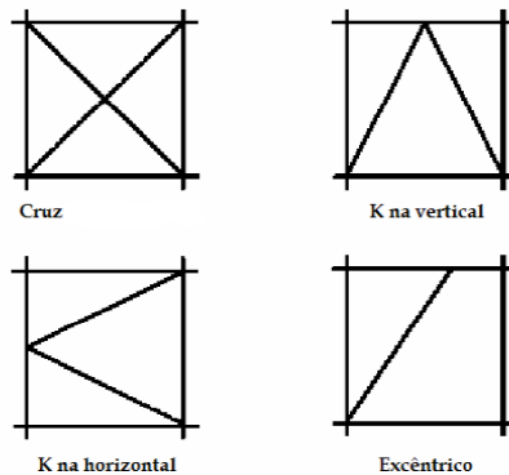
Fonte: CBCA, 2004.

2.2.4 Sistemas Com Treliças

São também opção para contraventamento de edifícios de múltiplos andares os pórticos enrijecidos por contraventamento ou diagonais, que prendem de um nó ao outro, tornando-os indeslocáveis segundo critérios normativos. Quando instalados as estruturas treliçadas normalmente obstruem as aberturas, com isso, limitam arquitetonicamente o projeto, desse modo sua utilização notadamente será condicionada à disponibilidade de espaço. Todavia, como possível solução para esse entrave, as treliças, por exemplo, podem ser embutidas nos núcleos onde já existem obstáculos à circulação ou ser dispostas nas fachadas, alternando os pavimentos ou ainda somente naqueles mais instáveis. (PEREIRA, 2011).

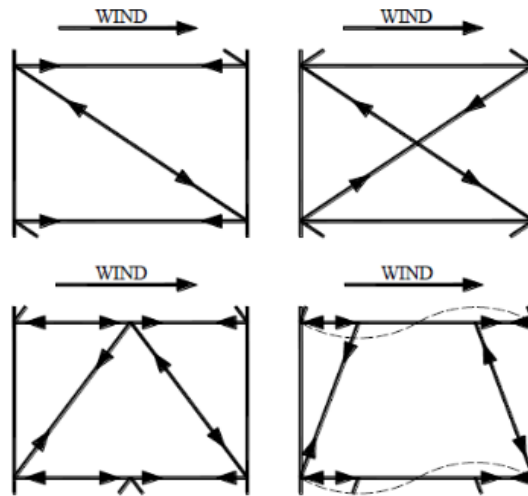
O contraventamento diagonal pode ser com diagonal única ou diagonal dupla, como mostrado na figura seguinte. No entanto, as escoras diagonais são consideradas as mais eficientes em resistir às forças laterais devido ao vento, pois formam uma armação vertical totalmente triangular. As vigas e colunas são projetadas para suportar apenas as cargas gravitacionais.

Figura 7 - Ilustração dos tipos de contraventamentos usuais por treliças.



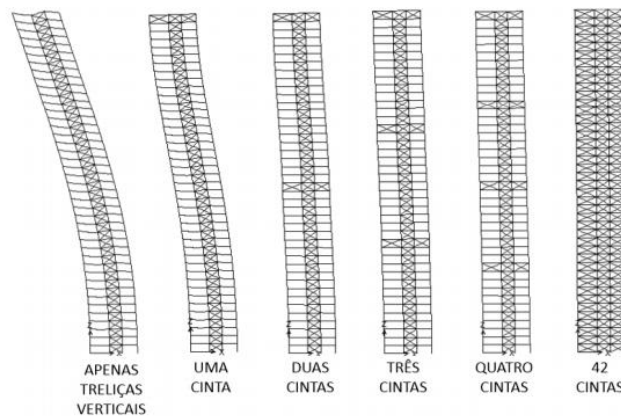
Fonte : PEREIRA (2011).

Figura 8 - Ilustração da ação do vento e a disposição dos esforços nos diversos arranjos das diagonais.



Fonte: Siddiqi, Hameed, Akmal 2014.

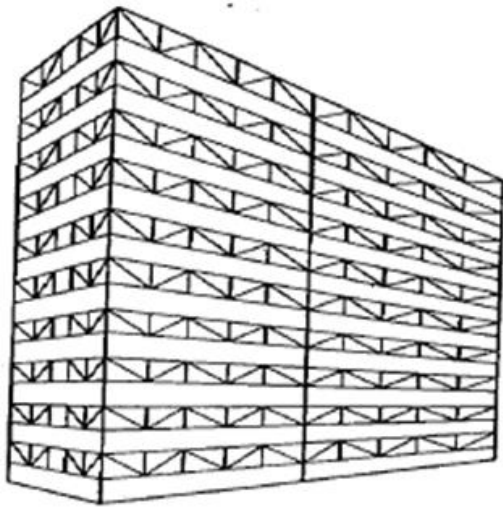
Figura 9 - Ilustração dos arranjos das treliças ao longo da altura e sua influência na deformação. Modelos deformados em análise não-linear (P-delta).



Fonte: Retore, Kimura e Penner , 2016.

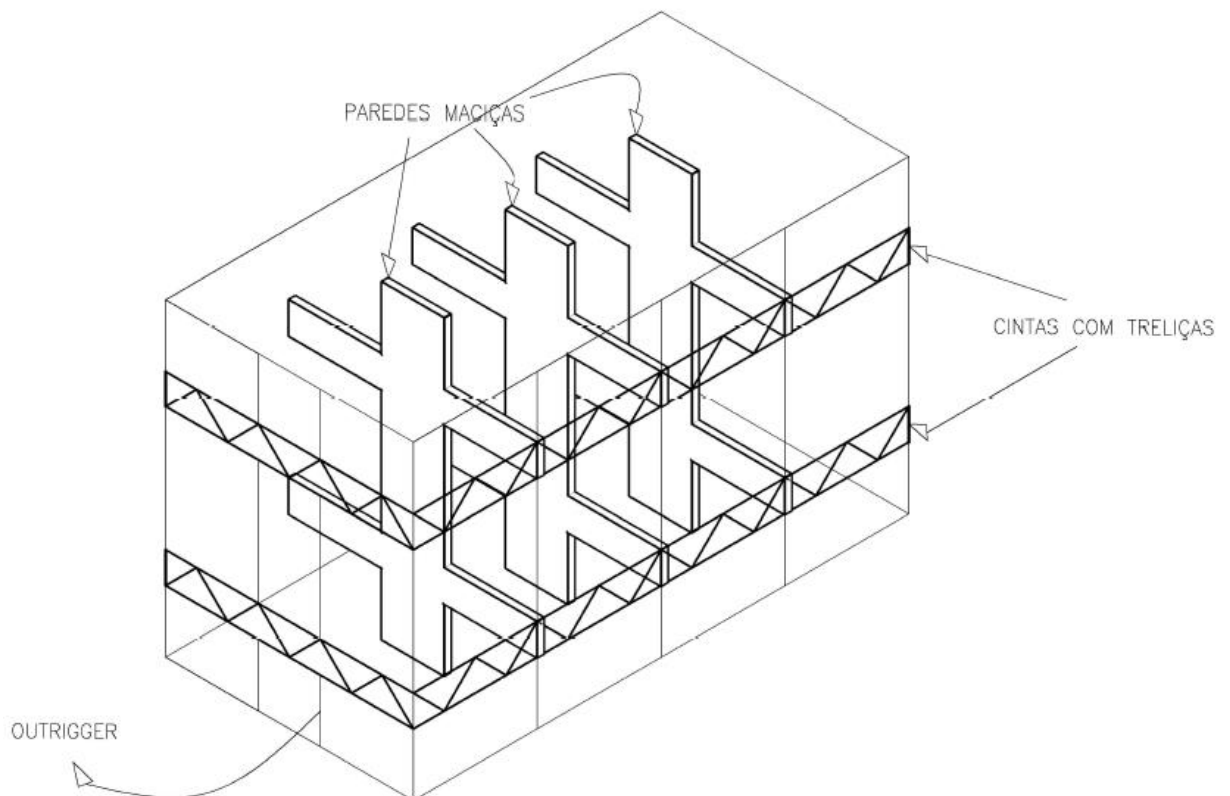
Neste tipo de contraventamento são admitidas estruturas híbridas, explica Pereira (2011), pois pela sua constituição metálica são associadas com diversos tipos pórticos de concreto armado. Exemplo de Tais associações: sistemas com treliças alternadas, tubulares por treliças e sistema Outrigger as quais são mostradas abaixo:

Figura 10 - À esquerda a ilustração do sistema com treliças alternadas ao longo do edifício. Já à direita segue a foto do edifício John Hancock de Chicago EUA, com sistema de tubo por treliças.



Fonte – PEREIRA (2011) e GOOGLE STREET VIEW (2018)

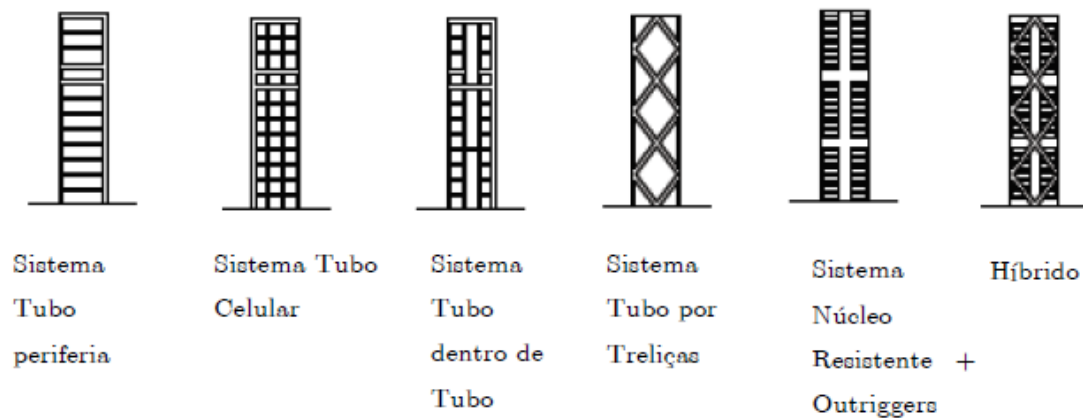
Figura 11 - Ilustração do sistema de contraventamento Outrigger (rigidificadores).



Fonte : PEREIRA (2011).

Segundo o jornal CTBUH et al (2010 apud PEREIRA, 2011, p.66), desde 1961 a 2010, podemos classificar os sistemas estruturais para edifícios altos em 6 categorias conforme se ilustra na figura abaixo:

Figura 12 - Classificação das estruturas de acordo com o jornal CTBUH.



Fonte: PEREIRA (2011).

Tabela 1 - Quantidade de edifícios para cada sistema estrutural adotado no período de tempo contemplado pela pesquisa do jornal.

SISTEMAS ESTRUTURAIS	Nº de Edifícios Construídos
Sistema Tubo periferia	20
Sistema Tubo Celular	4
Sistema Tubo dentro de Tudo	15
Sistema Tubo por Treliças	10
Sistema Núcleo Resistente + Outriggers	19
Híbrido (uso de dois ou mais sistemas estruturais)	7
Total	75

Fonte: Adaptado de PEREIRA (2011).

De acordo com a tabela acima, fica constatado que o sistema tubular periférico e o sistema com núcleo resistente mais Outrigger foram os mais utilizados nas últimas cinco décadas. Esses dados são oriundos dos 75 maiores prédios da atualidade, e assim pode-se

perceber a grande relevância desses sistemas de contraventamento e o quão contemporâneo eles são.

2.3 AÇÕES ATUANTES

Segundo Carneiro (2010) as ações são agentes quem produzam tensões e deformações na estrutura ou fenômenos que comprometa a integridade dos materiais, a exemplo agressividade química ou biológica as quais comumente reduz a resistência. Ele acrescenta ainda que as ações têm naturezas diversas e assim podem ser alteradas durante a sua vida, sendo que frequentemente estas mudanças provocam danos e degradações.

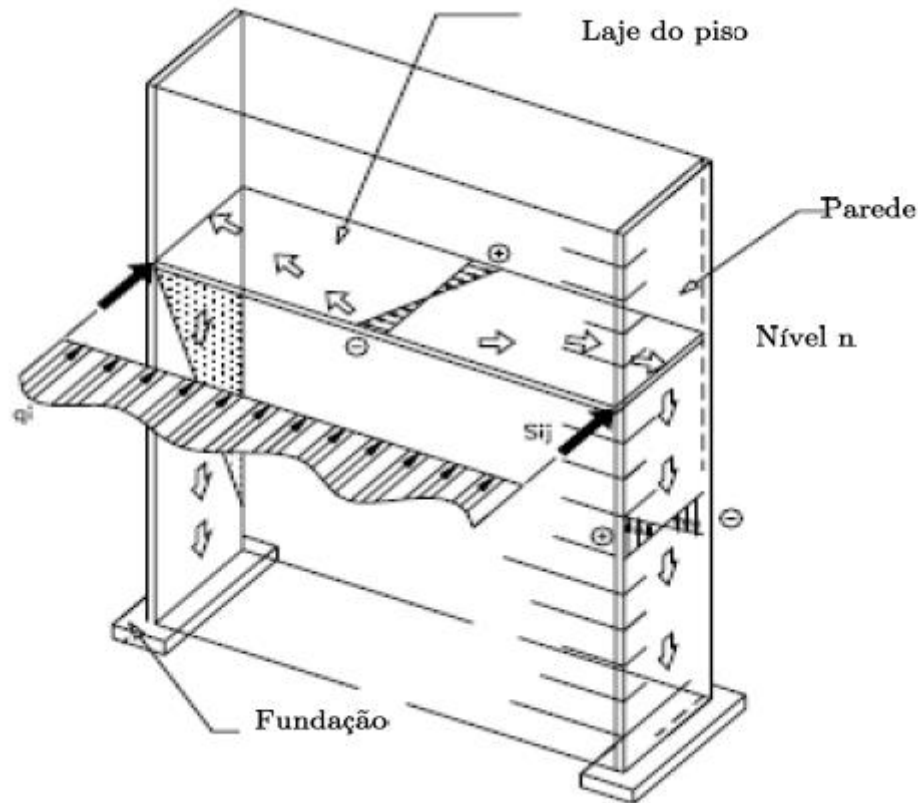
Nos edifícios em geral, de acordo com a NBR 6118:2014, as ações podem ser classificadas como ações permanentes, ações acidentais ou excepcionais e ações variáveis. As primeiras são: o peso próprio da estrutura, peso dos elementos construtivos fixos ou de instalações permanentes, empuxos permanentes, retração do concreto, fluência do concreto, deslocamento dos apoios da estrutura, imperfeições geométricas dos elementos estruturais e protensão. Já as ações acidentais possuem duração extremamente curta e chance remota de ocorrer, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e terremotos. (NBR 8800:2008). Quanto às ações variáveis, elas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, são exemplos: cargas verticais de utilização, cargas móveis, frenagem ou aceleração (para estruturas de pontes), variação de temperatura, ação da água, choques, vibrações e principalmente as ações do vento.

Por isso, quando se fala em edifícios de múltiplos pavimentos, as ações variáveis horizontais ganham grande importância por serem as mais gravosas para a estrutura. (PEREIRA, 2011). Sendo assim, os contraventamentos são pensados e planejados principalmente tendo em conta o vento e o sismo que são exemplos mais significativos destas ações. (CARNEIRO e MARTINS, 2008).

2.3.1 Ações do vento

A priori, vale lembrar que embora o continente sul-americano não sofra com furacões ou tufões como acontece na América do Norte onde apresentariam as condições ainda mais graves das rajadas de vento, o Brasil pode infelizmente ser atingido por algum furacão, como explica Piva (2017), pois Curitiba, capital do Paraná, está localizada na mesma latitude da Flórida nos Estados Unidos algo que implica em condições climáticas semelhantes ao local onde ocorreu o devastador furacão Irma. Dessa forma, todas as análises possíveis das ações oriundas do vento devem ser investigadas e mensuradas para se projetar edificações seguras, como por exemplo pela análise dinâmica desses fluidos atmosféricos, contudo este trabalho se limitará à consideração apenas das ações estáticas do vento sobre as estruturas.

Figura 13 - Ilustração da transferência da ação do vento em edifícios altos.



Fonte: Carneiro (2008).

A ação do vento exerce pressão sobre as paredes da fachada que são transferidas aos elementos de contraventamento pelas lajes, trabalhando como membranas horizontais, em cada nível. (PEREIRA, 2011).

Mendis et al. (2007) afirmam que estruturas sensíveis ao vento devem ser analisadas de três formas: impacto no entorno, cargas de vento aplicadas às fachadas e cargas de vento aplicadas à estrutura como um todo.

Para as estruturas em geral são estabelecidas condições para considerar a ação do vento, cujos fundamentos baseiam-se no estudo estatístico aproximado proposto por Davenport na década de sessenta, dotadas de algumas modificações. (CHÁVEZ,2006).

O cálculo da pressão do vento obtém-se a partir da velocidade característica V_k dada por:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Eq.(1)

Sendo:

S₁: o fator topográfico em função do relevo do terreno;

S₂: o fator que considera o efeito combinado de rugosidade do terreno, variação da velocidade do vento com altura acima do terreno e das dimensões da edificação;

S₃ o fator estatístico, que depende do grau de segurança requerida e da vida útil das edificações.

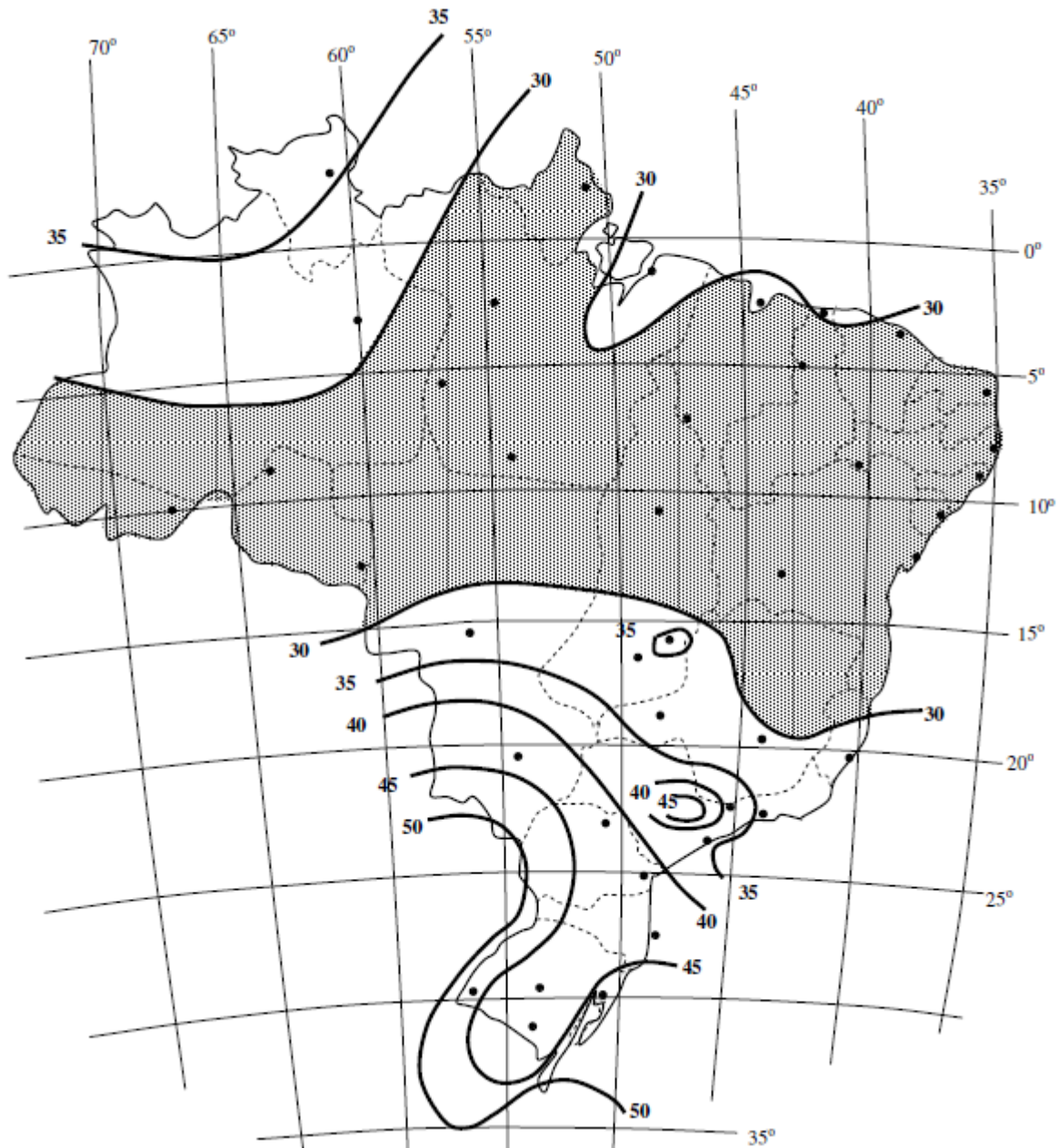
V₀: é a velocidade básica do vento de acordo com o gráfico isopletas do território brasileiro.

A velocidade básica do vento V₀ é a velocidade de uma rajada em um período de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros de altura do terreno em campo aberto e plano. As isopletas de velocidade básica, mostradas na figura a seguir, permitem determinar a velocidade nas diferentes regiões do Brasil.

O fator topográfico S₁ considera as grandes variações locais na superfície do terreno e a norma brasileira fornece valores padronizadas para condições típicas topográficas.

O fator estatístico S₃ é embasado em conceitos estatísticos e leva em consideração o grau de segurança necessário para a vida útil da edificação. A probabilidade de que a pior velocidade básica seja igualada ou ultrapassada no período de recorrência de 50 anos é de 63%. (CHÁVES, 2006).

Gráfico 3 - Gráfico isopletas da NBR 6123.



Fonte: NBR 6123/1988

Existem situações em que somente os métodos da NBR 6123, que embasará a metodologia do presente trabalho, não são suficientes para o entendimento dos efeitos do vento sobre uma estrutura. Nos casos, por exemplo de estruturas dotadas de formas geométricas complexas, tornando-se difícil a definição da distribuição de carga nas fachadas. Nesses casos, é aconselhável fazer o teste de túnel de vento, de forma a definir com exatidão a distribuição das pressões. Como sugere o celebre engenheiro estrutural do Museu do Amanhã, Flávio D'alambert, que em entrevista ao IPT (2011), revela a necessidade de o ensaio no túnel de

vento devido ao museu possuir uma estrutura completamente diferente geometricamente e acrescenta que somente o ensaio desse tipo poderia viabilizar projeto.

2.3.2 Combinação das ações

A norma NBR 6118/2014 define: “a combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para estrutura.” Com isso deve ser observado logicamente os estados –limites últimos e os estados-limites de serviço. As ações permanentes e as variáveis ganham mais relevância se comparadas às excepcionais, mas principalmente aquelas provenientes das cargas horizontais e verticais e essa norma prescreve equações para cada combinação, sejam elas combinação últimas e combinações de serviço.

Tabela 2 - Coeficientes γ_g e γ_q

ELU	γ_g		γ_q
Combinações normais	Desfavorável	1,4	1,4
	favorável	1	
Combinações especiais ou de construção	Desfavorável	1,3	1,2
	favorável	1,2	
Combinações excepcionais	Desfavorável	1,2	1
	favorável	1	

Fonte: NBR 6118/2014.

2.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo Kimura (2007) a concepção estrutural é a primeira etapa para o desenvolvimento do projeto onde se define as características dos materiais empregados, o pré-dimensionamento dos elementos e também as ações que atuarão sobre estrutura. É nela também onde são apreciados fatores bastante objetivos, como economia, facilidades construtivas, e outros mais difíceis de serem objetivados, como estética e bem-estar. (REBELO, 2000).

2.4.1 Pré-dimensionamento

No desenvolvimento e desenho da planta de fôrma é necessário definir as dimensões, antes mesmo que se conheçam os esforços solicitantes atuantes. Alguns processos podem ser utilizados para a fixação das dimensões baseadas na experiência do engenheiro (Bastos, 2017). O pré-dimensionamento das lajes utilizará espessuras mínimas preconizadas pela NBR 6118-2014:

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

Mas abaixo há a equação 6 para obter a espessura em função do vão sugerido por Carvalho e Pinheiro, 2009, em seu livro:

$$e \geq \frac{\text{vão}}{15} [cm] \quad \text{Eq.(2)}$$

O pré-dimensionamento das vigas, a altura da viga será determinada em função do seu maior vão.

$$h = \frac{l}{12 \text{ a } 15} \geq 30cm \quad \text{Eq.(3)}$$

Sendo:

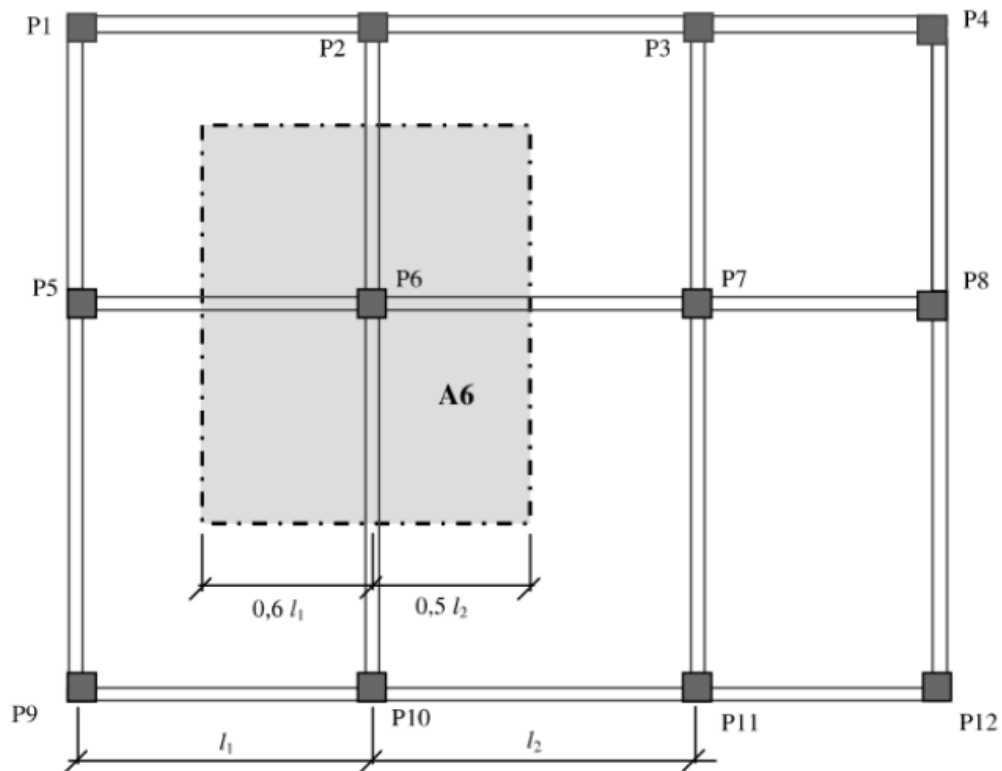
h = altura da viga em cm

l = vão da viga em cm

Quanto a base da viga (b_w) muitas vezes sua dimensão é condicionada a imposição arquitetônicas. Todavia a NBR acima estabelece a dimensão mínima de 12 cm o qual já satisfaz esse quesito para o início do processamento estrutural.

Já para os pilares, será utilizado para o pré-dimensionamento pela metodologia de áreas de maior influência, ou seja, a carga que estiver na laje dentro dessa área “caminhará” até o pilar. A figura 19 mostra como se pode, de modo simplificado, determinar a área de influência de cada pilar.

Figura 14 - Área de Influência para pré-dimensionamento do pilar P6.



Fonte – PORTUGAL, 2016.

Como o pilar interno recebe mais carga do que o de extremidade, as linhas de influência são feitas com valores de 0,6 do vão entre o pilar interno e o pilar externo e a 0,5 entre dois pilares internos. (LONGO,2016).

Assim sendo, a área de influência dos pilares escolhidos é a seguinte:

$$A_{inf} = (0,6 \times l_1 + 0,6 \times l_1) \times (0,5 \times l_2 + 0,5 \times l_2) \quad \text{Eq.(4)}$$

$$A_c = \frac{\alpha \times Nd}{0,5 \times f_{ck} + 0,4} \quad \text{Eq.(5)}$$

Onde: α = coeficiente para tipos de pilares (intermediário=1; extremidade ou canto =1,5)

A_c = área da seção transversal do pilar (cm²);

N_d = força normal de cálculo (kN);

f_{ck} = resistência característica do concreto (kN/cm²).

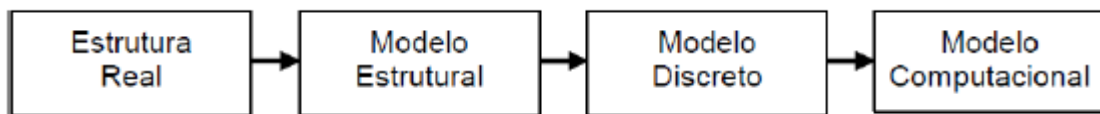
O peso próprio de todos os elementos é calculado pelo SAP2000 baseado no material e na geometria das seções.

2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é a etapa do projeto estrutural em que são determinados os deslocamento e esforços através de um modelo de simulará a estrutural real (KIMURA, 2007). É nesta etapa onde ocorre a exigência dos conhecimentos dos fundamentos físicos e matemáticos os quais embasam a engenharia de estruturas.

Marta (2007), a estrutura é concebida em quatro níveis de abstração:

Figura 15 - Ilustração dos níveis de abstração.

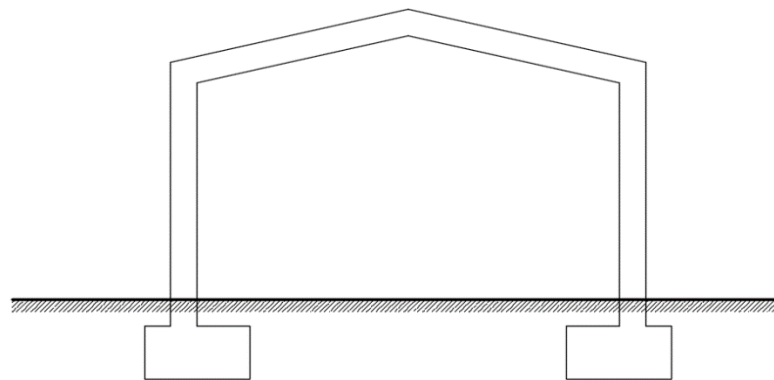


Fonte: Martha (2007).

2.5.1 A estrutura real

A estrutura real exprime o edifício em seu estado final de construção.

Figura 16 - Ilustração da estrutural real.

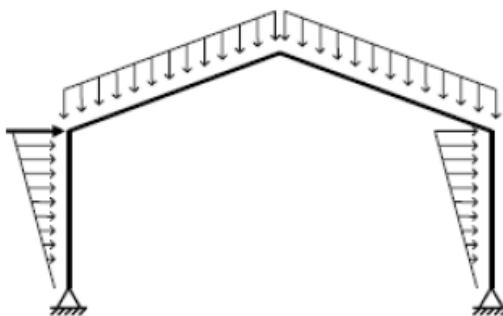


Fonte: adaptado de Martha (2007).

2.5.2 Modelo estrutural

O modelo estrutural trata-se de um protótipo a qual procura simular um edifício real no computador. (KIMURA, 2007). Na concepção desse modelo as hipóteses físicas como equilíbrios de forças, compatibilidade de deslocamentos e deformações, propriedades dos materiais constituintes são levadas em consideração com fito ao desempenho na representação da estrutural real.

Figura 17 - Ilustração do modelo estrutural.



Fonte – adaptado de Martha (2007).

2.5.2.1 Nós da estrutura

Adentrando nesse assunto, mais especificamente nas vinculações entre os elementos, pois a configuração das mesmas são de extrema relevância para o projeto. Há três tipos de ligações: rígida ou engastada, flexível ou rotulada e semirrígida as quais proporcionarão diferentes redistribuições dos esforços nos elementos estruturais e afeta também a quantificação das armaduras. (KOERICH, 2017). A adoção de rótulas nos nós pode, por exemplo, fazer previsão da não rotação naquela ligação o qual nem sempre representa a estrutura real.

As vinculações são tão relevantes que a NBR 6118/2014 as utiliza para classificar dois tipos de estruturas segundo os efeitos globais de segunda ordem:

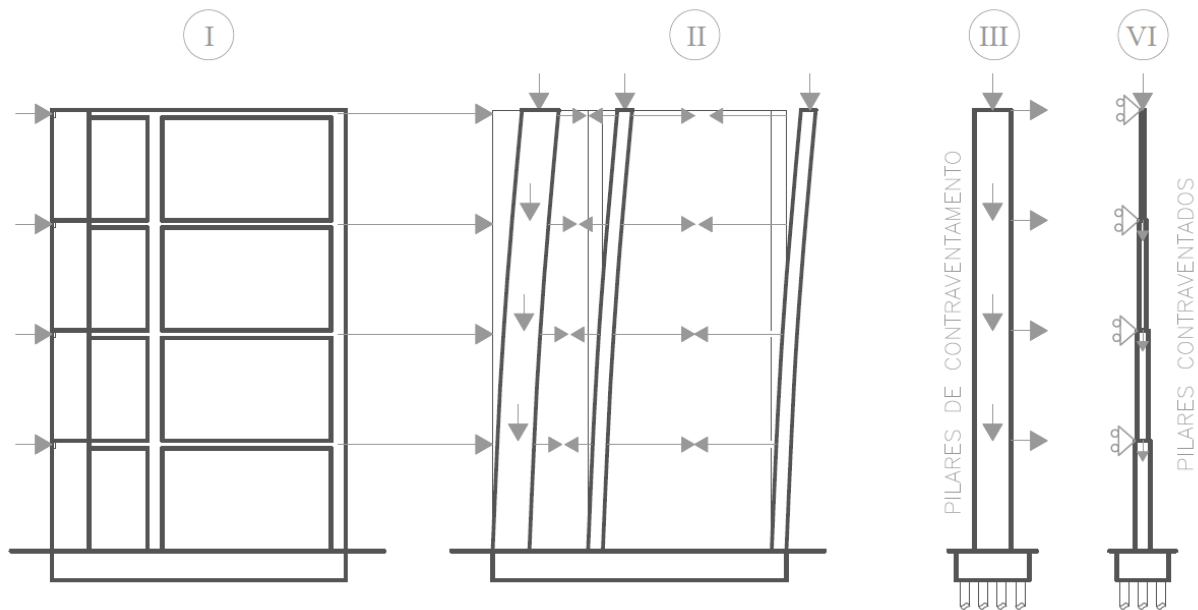
- Estruturas de nós fixos: é aquela em que os deslocamentos horizontais são pequenos e, por decorrência, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem).
- Estruturas de nós móveis: é aquela em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, os efeitos de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem).

Contudo deve ser observado que as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas, isto é, são deslocáveis, porém possuem deslocamentos horizontais muito pequenos que podem ser desprezados. (MONCAYO, 2011). O mesmo raciocínio se aplica para os nós rotulados e sendo este objeto de maior atenção durante o detalhamento da estrutura, pois neles os momentos são atenuados o que resulta numa taxa de armadura não condizente com a realidade.

Quando se trata dessas ligações para os sistemas resistentes às ações horizontais Fusco (1994) sugere que “[...] em virtude da rigidez dos pilares de contraventamento, os pilares contraventados podem ser tratados como se tivessem apoios horizontais indeslocáveis em

todos os andares. ” Já os elementos de contraventamento, ainda preconiza ele, devem ser analisados como engastados na base, isto é, na fundação e submetidos a todas cargas horizontais como é representado na figura 18.

Figura 18 - Ilustração da modelagem dos pilares de contraventamento.



Fonte – Adaptado de Fusco(1994).

2.5.3 Modelo discreto

O modelo discreto ou discretização entende-se como a passagem do modelo matemático para o modelo discreto (MARTHA, 2007). Nessa formulação os modelos estruturais são discretizados, isto é, subdivididos em elementos cuja formulações analíticas possam representar a estrutura real de forma aproximada, como exemplo delas vale citar o Método das Forças e o Método dos Deslocamentos.

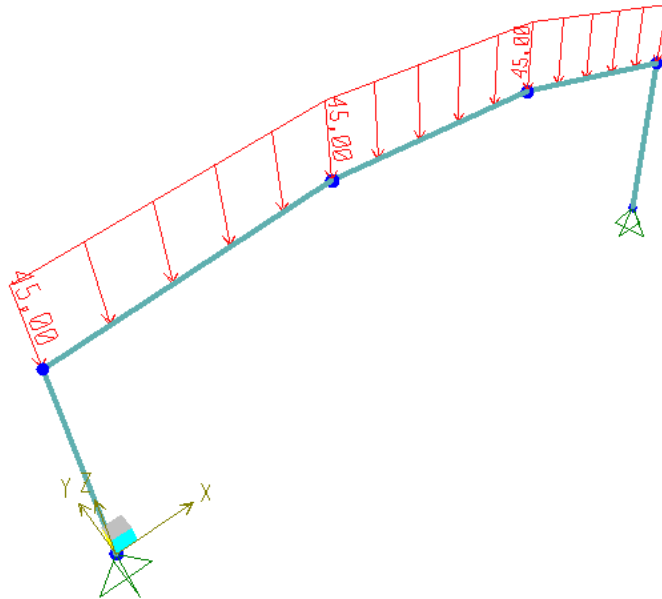
Não pode ser esquecido também o método de elementos finitos, pois na atualidade não se imagina projetar estruturas contínuas sem fazer o uso dele. (SORIANO, 2003). O método dos elementos finitos faz uso de equações diferenciais parciais que regem o problema por meio de um numero finitos de pontos e dessa forma produzir dados aproximados do comportamento físico estrutural.

2.5.4 Modelo computacional

A modelagem computacional é basicamente a criação do modelo estrutural em um software que irá produzir resultados de deslocamentos, deformações, esforços internos e

externos através de métodos como Método dos Elementos Finitos em conjunto com o método matricial, conhecido como Método da Rigidez Direta, que é uma formalização do Método dos deslocamentos.

Figura 19 - Modelagem computacional no ambiente do SAP2000.



Fonte: Autor.

2.5.4.1 Software SAP2000

O programa SAP2000 é um software de elementos finitos, com boa interface gráfica em 3D, capacitado para realizar a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas da engenharia estrutural. Desde de modelos simplesmente estáticos utilizados em duas dimensões, a modelos de maior complexidade e de grandes dimensões os quais requerem análises avançadas não lineares, o software SAP2000 é uma solução eficiente e produtiva para os engenheiros estruturais. (CSI, 2018).

Além disso concernente a forma de aplicação das ações nas estruturas, este software permite gerar automaticamente cargas de sismo, vento e veículos, e posteriormente, realizar o dimensionamento e verificação automática de estruturas de concreto armado, perfis metálicos, de alumínio e formados a frio. Outro aspecto relativo aos sistemas resistentes é a frequência natural das estruturas cujo cálculo também realizado pelo SAP2000 por meio da análise modal através de vetores próprios Eigen e Ritz. (CSI,2018).

2.5.5 Análise Não-Linear

Kimura (2007) explica que a resposta da estrutura em deslocamento, tensões e esforços não é diretamente proporcional ao acréscimo de carregamento aplicado e o porquê disso é devido à alteração das propriedades dos materiais constituintes da estrutura, designada “não-linearidade física” (NLF) e também à alteração da geometria da estrutura, “não-linearidade geométrica” (NLG).

O comportamento não linear físico do concreto, material majoritariamente utilizado para estruturas, fica bastante evidente por qualquer gráfico de tensão deformação idealizado para este material pois nele percebe-se que o aumento de tensões não é proporcional a deformação. Não obstante, o aço também apresenta características irregulares semelhantes e com o adendo de que a sua mensuração, no gráfico correspondente, serve de base para verificação da ductibilidade das peças de concreto armado a ser projetadas.

Já a não-linearidade geométrica não se manifesta por conta do material constituinte, mas devido mudanças na geometria dos elementos estruturais ao passo que um carregamento é aplicado. Nesse sentido, tendo por base que os esforços calculados a priori foram mensurados a partir das geometrias iniciais, por conta dessas mudanças surgiram novos esforços oriundos dos efeitos de segunda ordem que também precisam ser apreciados na fase de projeto. Vale reforçar que na prática atual, a consideração da não-linearidade geométrica é fundamental na avaliação da estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos, bem como na análise local de pilares. (KIMURA, 2007)

Quando se fala de sistema de contraventamento, eles são requeridos principalmente para edifícios com esbeltez relativamente elevada e justamente nesta situação a não-linearidade passam a ser fator preponderantes. Embora tais assuntos não são normalmente abordados nas graduações, nos cursos de pós-graduação e também maioria dos softwares comerciais fazem uso da análise não linear. Sendo assim, os engenheiros não podem ser por completos leigos no assunto, uma vez que a não observância desse item de projeto estrutural notadamente resultará negativamente na segurança da edificação ou mesmo no aumento do custo das estruturas devido ao superdimensionamento. (KIMURA,2007).

Atualmente existem vários programas computacionais comerciais quem fazem uso do método dos elementos finitos e, assim, conseguem realizar análise linear como também não-linear. Dentre eles, temos o SAP2000 v.14, que pode realizar tais análises e caracterizar os efeitos globais de segunda ordem os quais serão subsídios importantes para esta pesquisa.

2.5.5.1 Processo P-delta

Diferentemente do parâmetro alfa (α) o qual avalia a sensibilidade das estruturas aos efeitos de segunda ordem e do parâmetro gama (γz) que avalia com bastante eficiência a estabilidade global dos edifícios de concreto armado, o processo P-delta obtém os esforços considerando a não linearidade da estrutura, ou seja, os esforços de primeira e segunda ordem, principalmente, os quais são requeridos para o dimensionamento adequado dos elementos estruturais sobretudo dos de contraventamento. O SAP2000, principal ferramenta computacional desta pesquisa, por exemplo, realiza o procedimento está baseado na utilização da matriz de rigidez geométrica. (IGLESIAS,2016).

Cabe destacar, contudo, que embora esse coeficiente representa o comportamento não linear, os deslocamentos laterais são obtidos mediante um procedimento matricial linear onde o equilíbrio da estrutura é alcançado na configuração deformada. Contudo, ele não perde sua importância para análise estrutural de grandes edifícios.

2.6 TRABALHOS REFERENCIADOS

Vários estudos foram desenvolvidos sobre os sistemas de contraventamento, principalmente formados por núcleos, e suas modelagens computacionais, visando a análise de estruturas submetidas a carregamentos horizontais. O processo discreto, por exemplo, conquanto exige elevado processamento computacional, é de grande interesse quando se analisam estruturas que apresentem variações geométricas no decorrer de sua altura.

Nesse sentido, Corelhano (2010) em sua dissertação de mestrado desenvolveu uma ferramenta computacional para avaliar o comportamento de edifícios altos com núcleos de rigidez considerando as não linearidades geométrica e física tanto para estruturas de aço como de concreto.

Yagui (1971), utilizando o processo discreto, tratou as paredes de seção transversal, como associações de pórticos planos formados por um conjunto de vigas horizontais, com as suas extremidades em balanço e engastadas no centro em pilares verticais.

Pereira A.C.O. (2000) desenvolveu um estudo comparativo entre várias modelagens possíveis em barras para os núcleos rígidos, com análises feitas em primeira e segunda ordem, sendo os resultados comparados com os obtidos fazendo-se a modelagem do núcleo com elementos finitos de chapa no *software Ansys 5.0*

Albuquerque (1999) realizou um estudo sobre concepção estrutural principalmente de elementos planos, usou um edifício-exemplo para realizar a análise estrutural com o software TQS, o qual também considerou a ação do vento, com diversos tipos de lajes com fito de apresentar suas vantagens e desvantagens sob a ótica do consumo de materiais, execução e mão-de-obra.

Ramilo (2009) em sua dissertação, considerando a deficiência das modelagens estruturais da época para núcleos rígidos de edifícios altos, propôs e estudou três modelações computacionais (elementos finitos de casca, elementos de barras e por painéis em treliças) distintas com vista à eficiência na representação do comportamento estrutural.

Pereira R.D.G. (2011) analisou majoritariamente os problemas estruturais associados um edifício alto com o objetivo verificar as ações dinâmicas, vento e sismo, e também os efeitos de segunda ordem e faseamento construtivo com o auxílio dos softwares *Cypecad e Robot Structural Analysis Professional*.

3 METODOLOGIA

3.1 DIRETRIZES GERAIS

Este trabalho consiste em realizar a análise estrutural não linear pelo processo P-delta no Software SAP2000, versão 14, dos sistemas de contraventamento adotados como solução para o edifício exemplo adaptado de Bittecourt (2007). Tendo esse projeto por base, a priori foram desenvolvidos 4 modelos de edifícios dotados cada um de único sistema de contraventamento, sendo eles: núcleo rígido, pilares-parede, pórtico planos e treliças. Depois, foram feitos outros 6 modelos com dois destes elementos de contraventamento associados, resultado em 10 modelos.

A escolha por no máximo dois elementos de contraventamento na mesma estrutura é justificada pelo maior tempo requerido na fase de dimensionamento deles, visto que na sua maioria requer uma considerável morosidade em virtude da complexidade desses projetos.

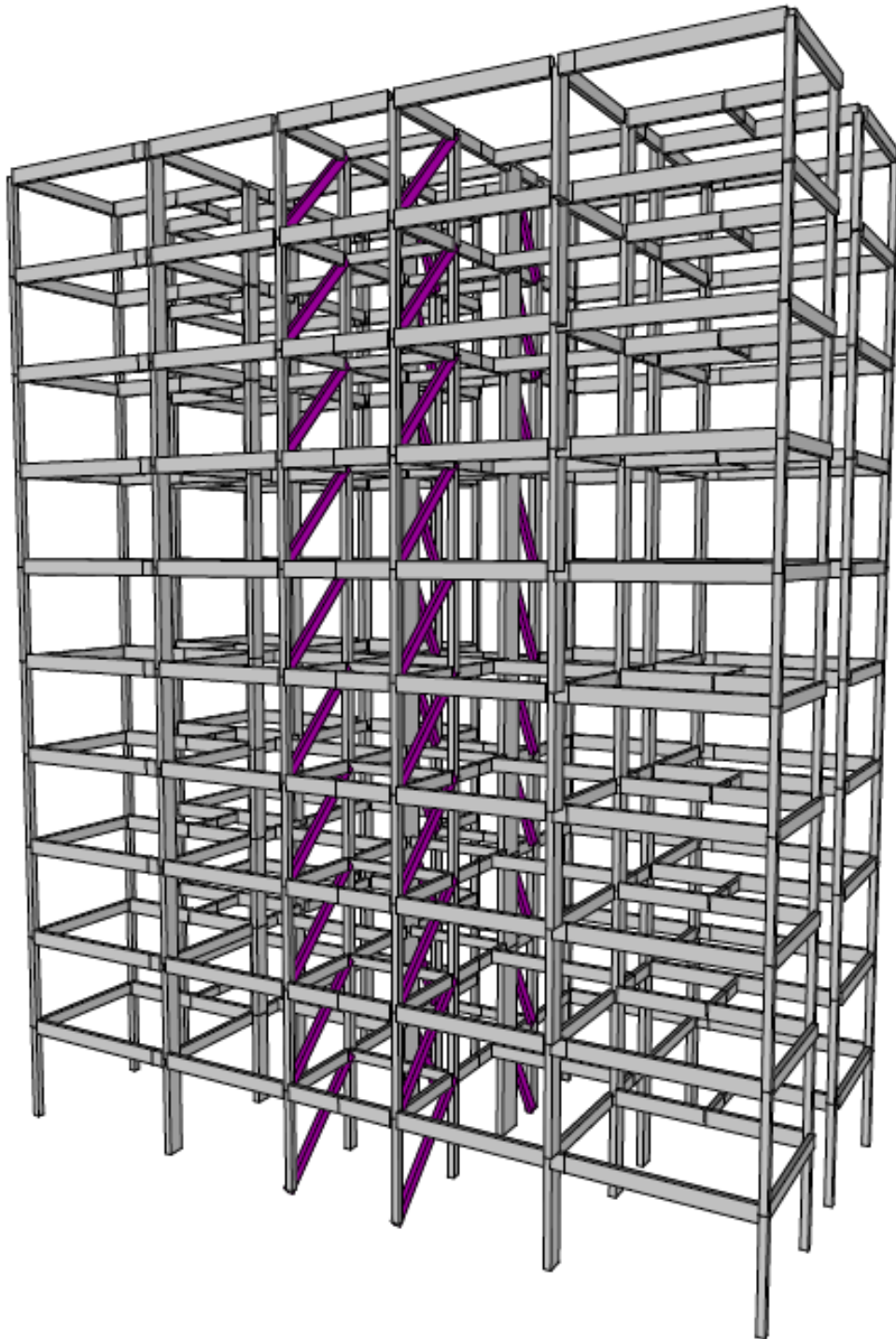
A concepção desses modelos advém da literatura disponível principalmente do referencial teórico desse trabalho, contudo, vale a ressalva: a treliça usada foi modelada com a inserção de vigas diagonais sendo assim as outras vigas e pilares dos vãos as quais aquelas foram inseridas não foram enrijecidos. Ademais, foram confeccionadas em concreto armado o que difere de algumas estruturas supracitadas as quais comumente usam sistemas com treliças em aço. Além disso, assim como essas vigas diagonais que obstruem os vãos nos quais são instaladas, o núcleo rígido também possui esse contraponto arquitetônico negativo. Por isso, eles foram instalados nas caixas dos elevadores e escadas onde tal obstrução já é normalmente prevista. Na tabela 3, segue a descrição de todos os dez modelos.

Tabela 3 - Descrição dos modelos de contraventamento estudados.

Modelo	Nomenclatura	Descrição
1	Uno 1	<u>Trelicado</u>
2	Uno 2	Pórtico Plano
3	Uno 3	Pilar-parede
4	Uno 4	Núcleo rígido
5	Duplo 1	Pórtico Plano + <u>Trelicado</u>
6	Duplo 2	Pórtico Plano + Núcleo Rígido
7	Duplo 3	Pórtico Plano + Pilar-Parede
8	Duplo 4	Pilar-Parede + <u>Trelicado</u>
9	Duplo 5	Pilar-Parede + Núcleo Rígido
10	Duplo 6	<u>Trelicado</u> + Núcleo Rígido

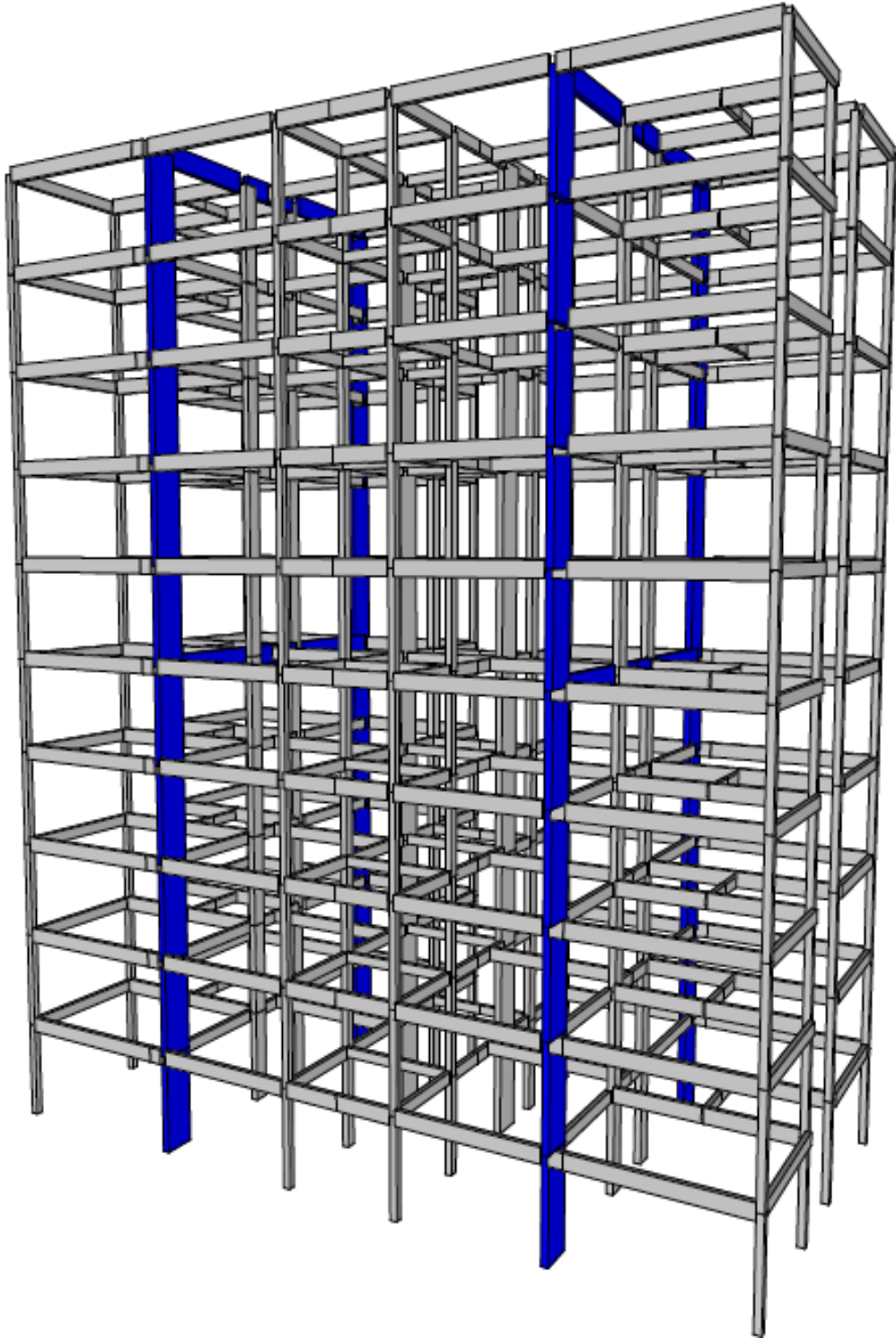
Fonte: Autor.

Figura 20 - Ilustração isométrico detalha do modelo Uno 1. Em destaque, na cor roxa o sistema de treliças.



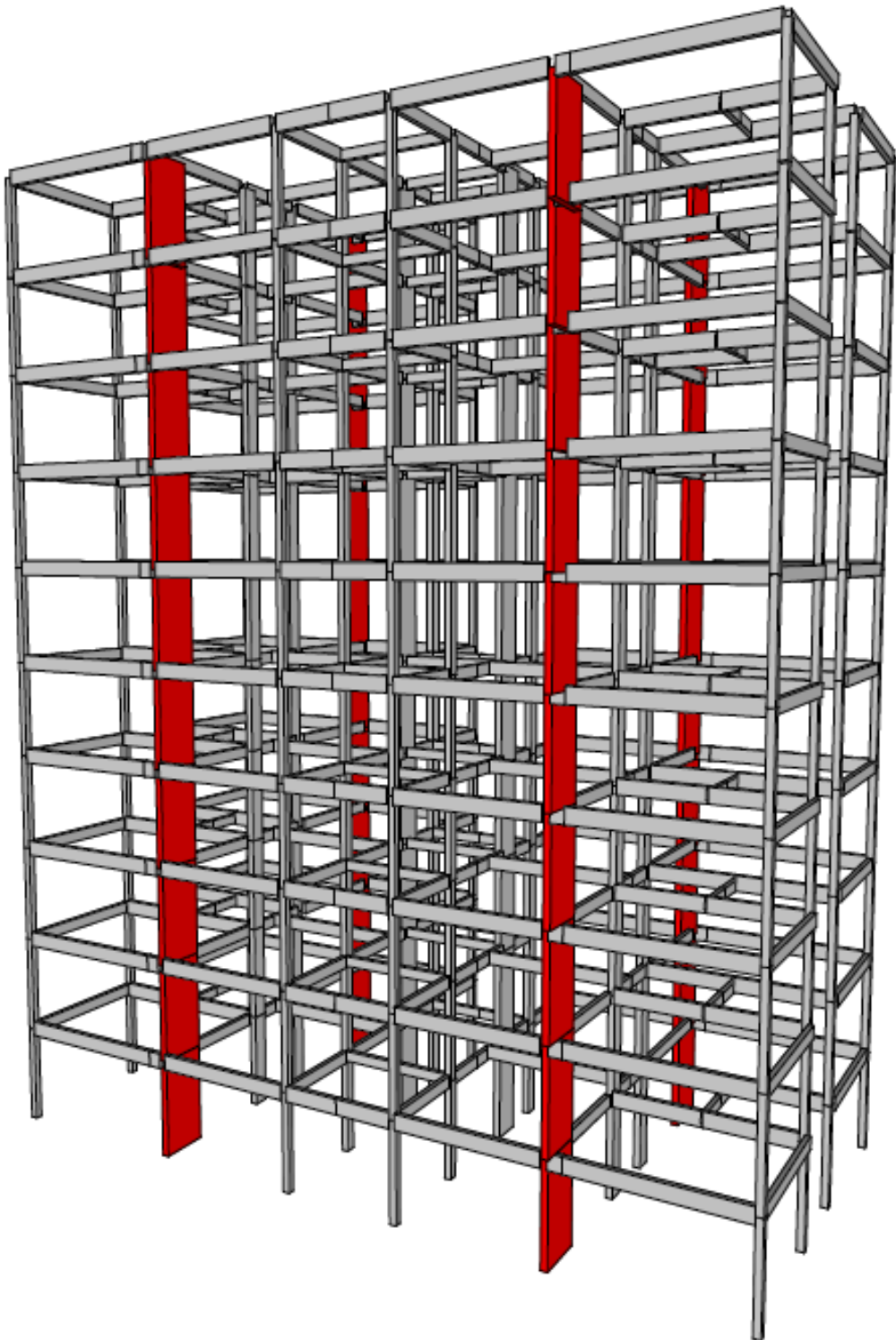
Fonte: Autor.

Figura 21- Ilustração isométrica de todo o edifício do modelo Uno 2. Em destaque, na cor azul, os pórticos planos.



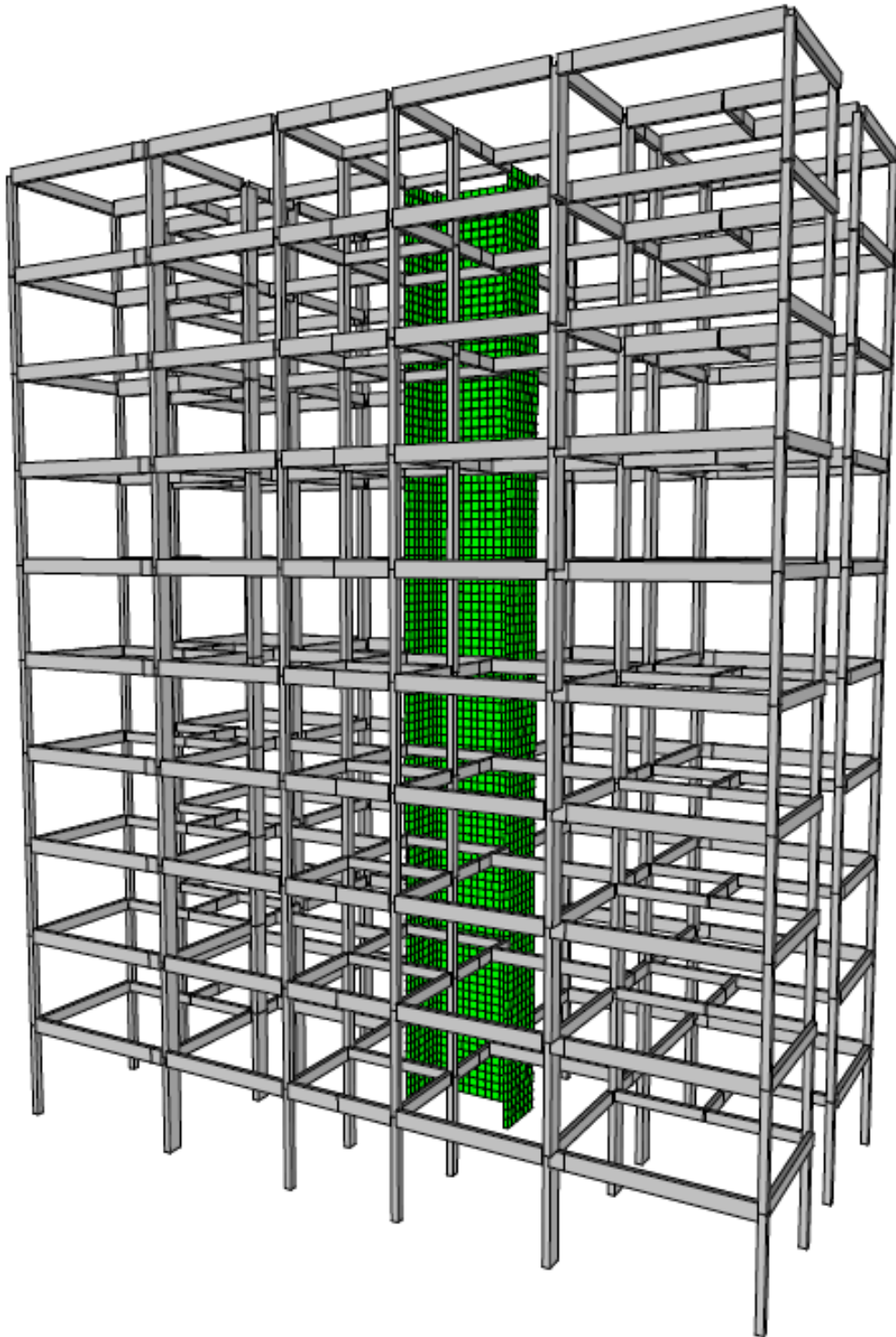
Fonte: Autor.

Figura 22 - Ilustração isométrica do modelo 3. Em destaque, na cor vermelha, os pilares-parede.



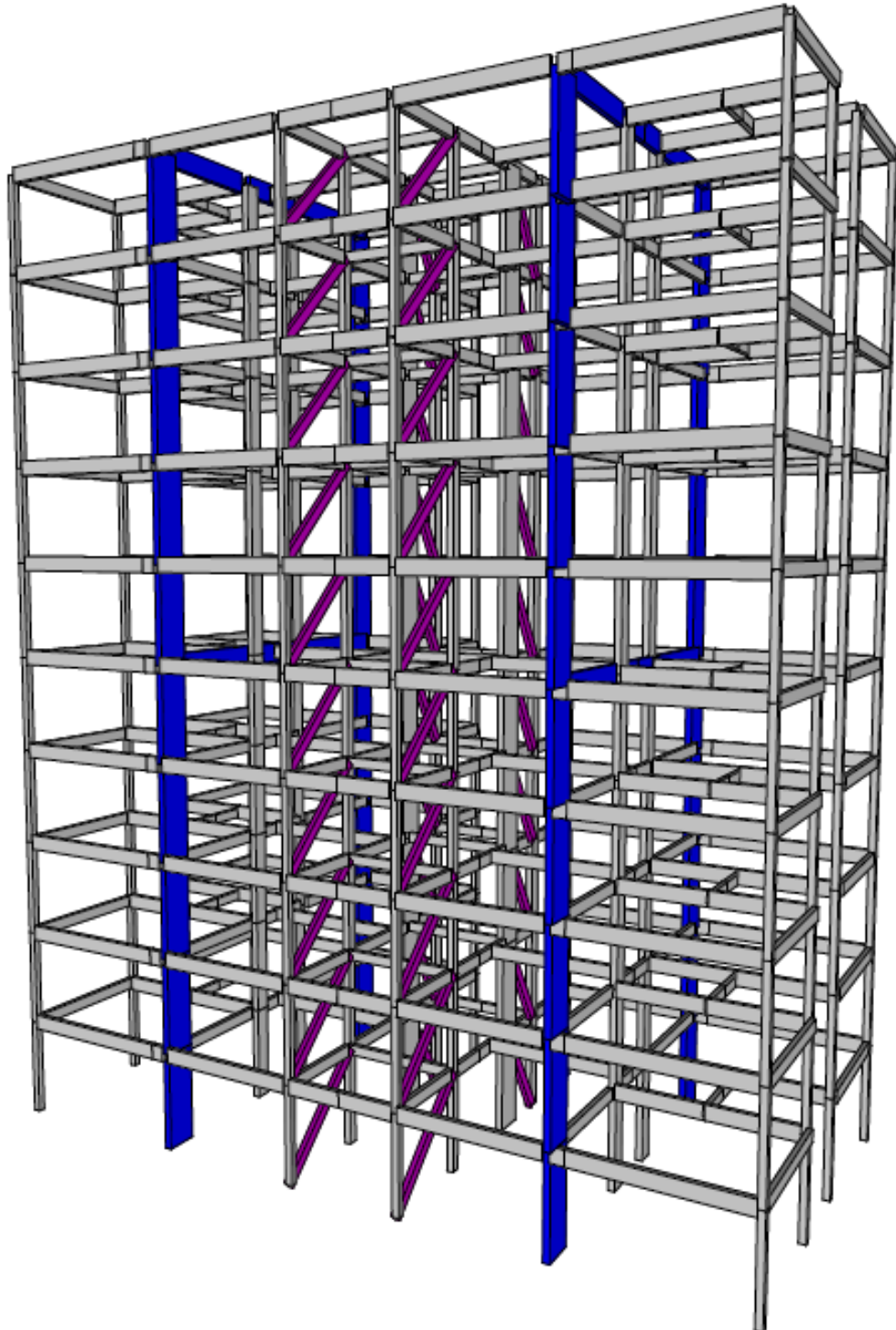
Fonte: Autor.

Figura 23 - Ilustração isométrica do modelo Uno 4. Em destaque, na cor verde, o núcleo rígido.



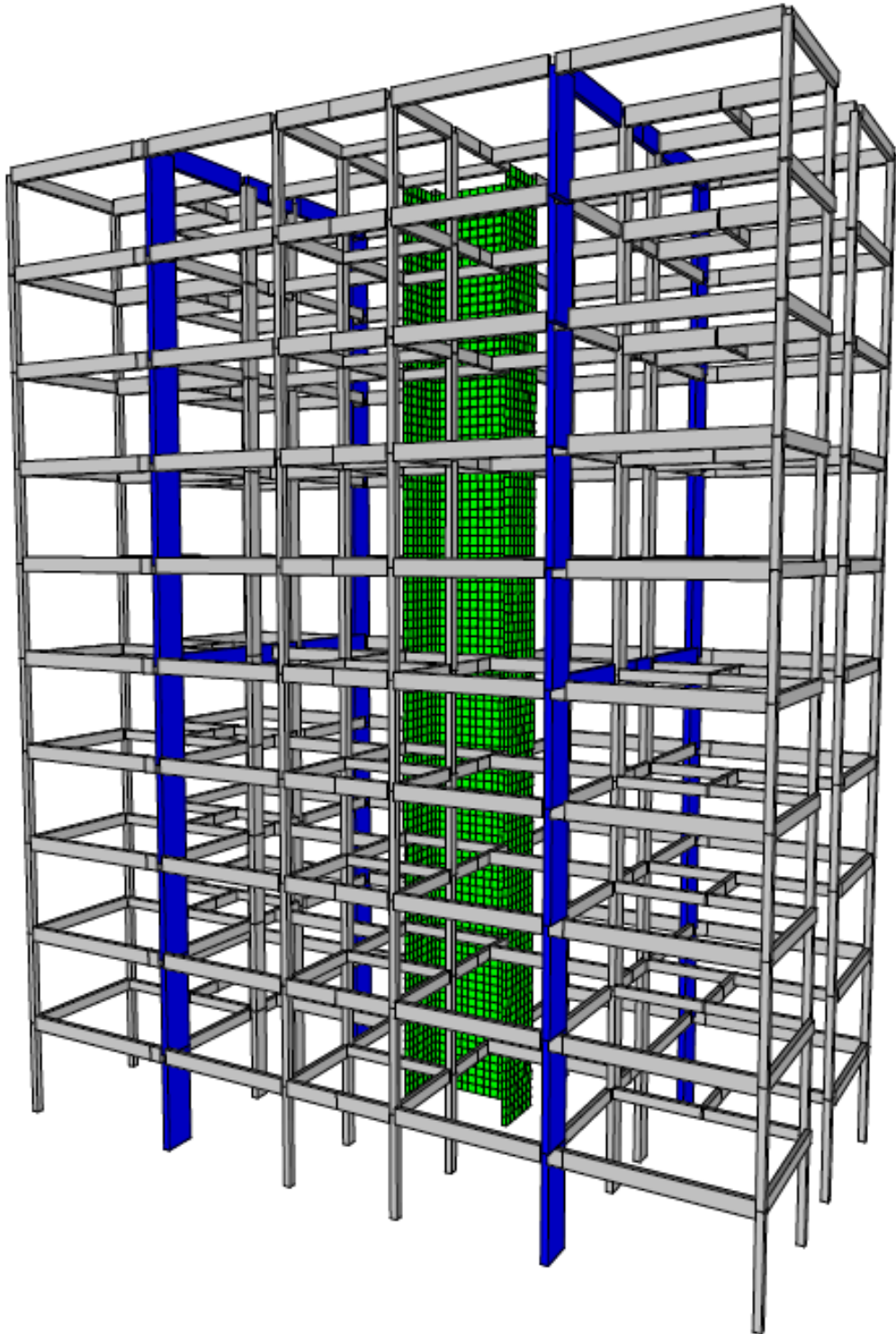
Fonte: Autor.

Figura 24 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 1. Em destaque, nas cores roxa e azul, as treliças e os pórticos planos respectivamente.



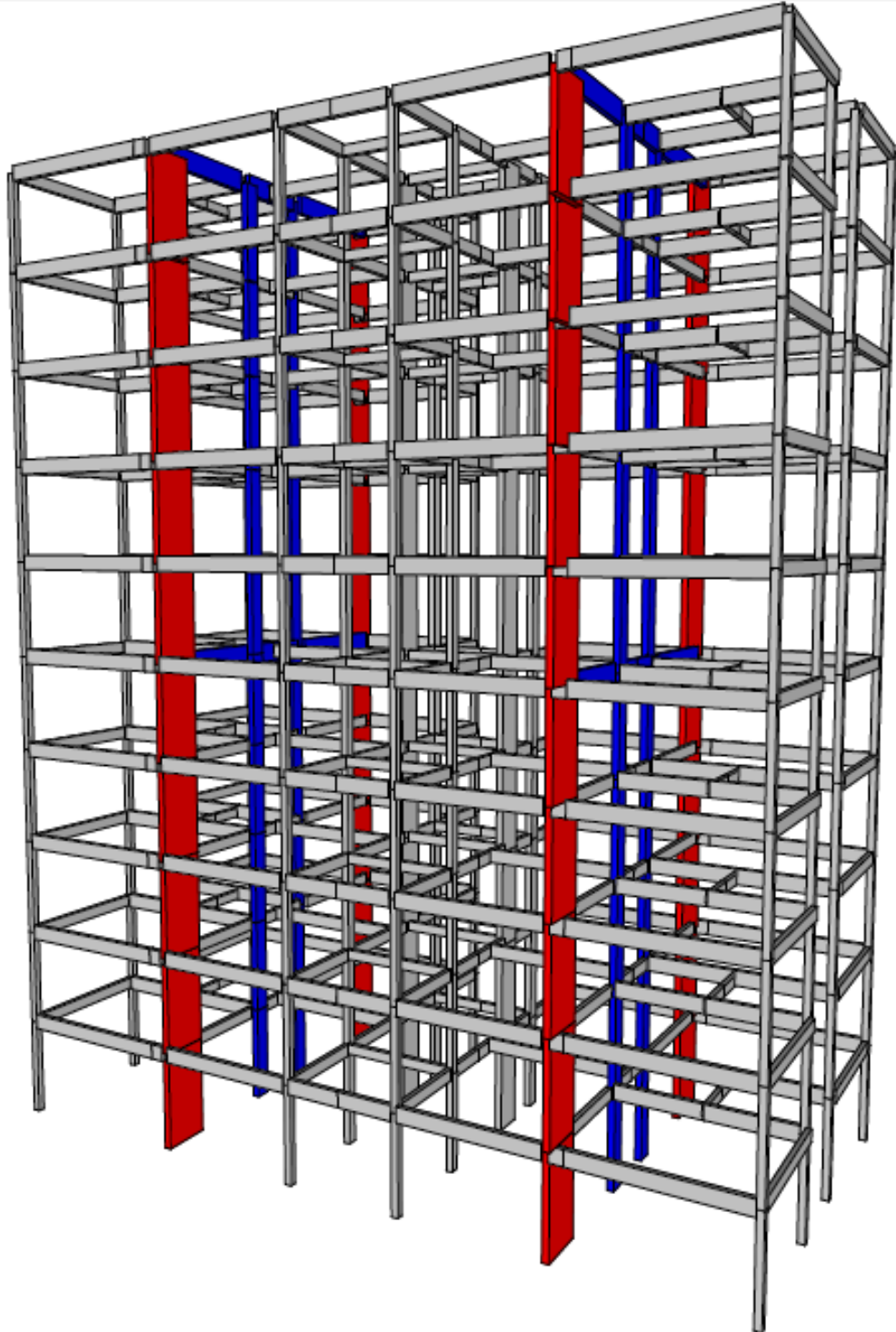
Fonte: Autor.

Figura 25 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 2. Em destaque, nas cores verde e azul, o núcleo rígido e pórticos planos respectivamente.



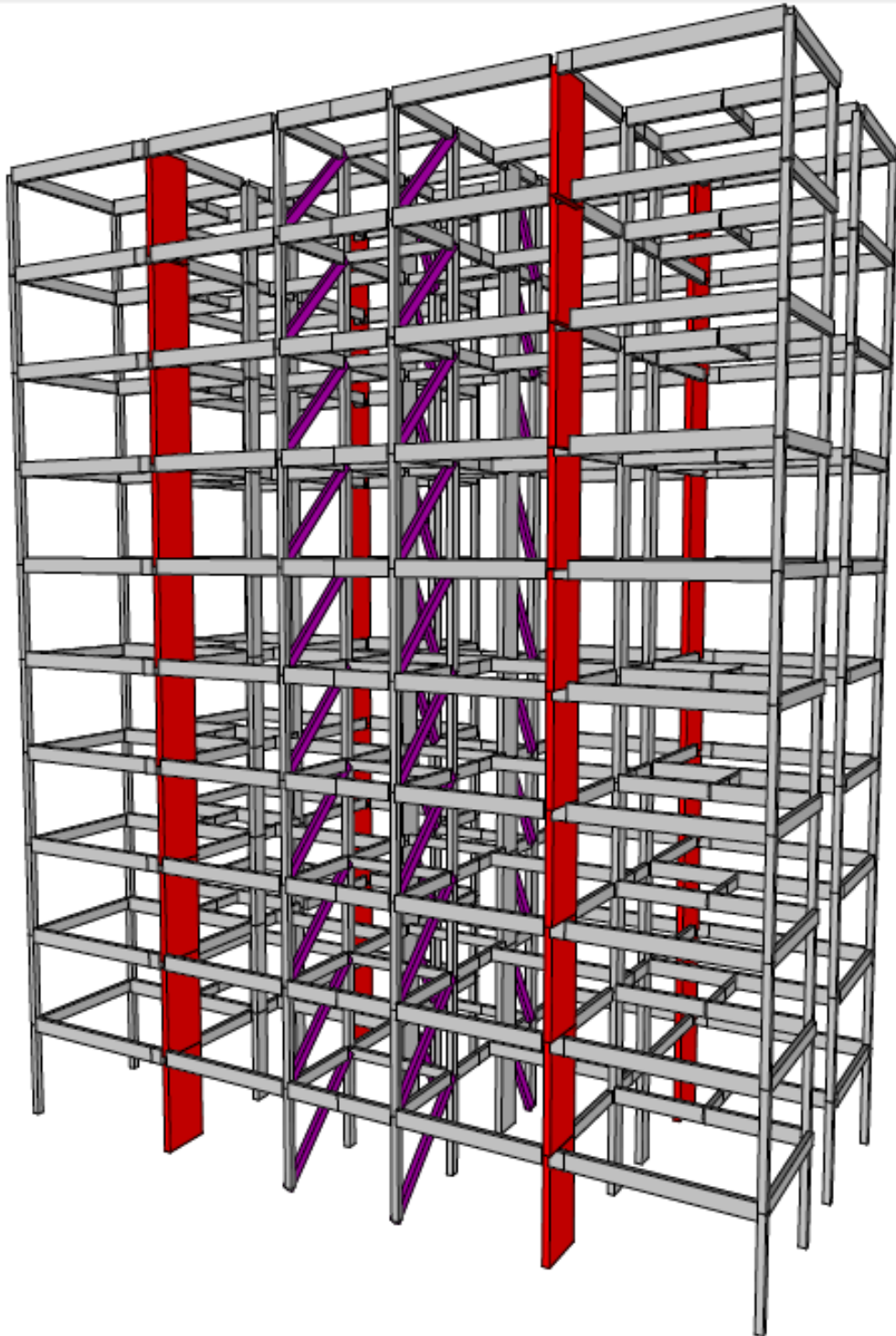
Fonte: Autor.

Figura 26 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 3. Em destaque, nas cores azul e vermelha, os pórticos planos e pilares-parede.



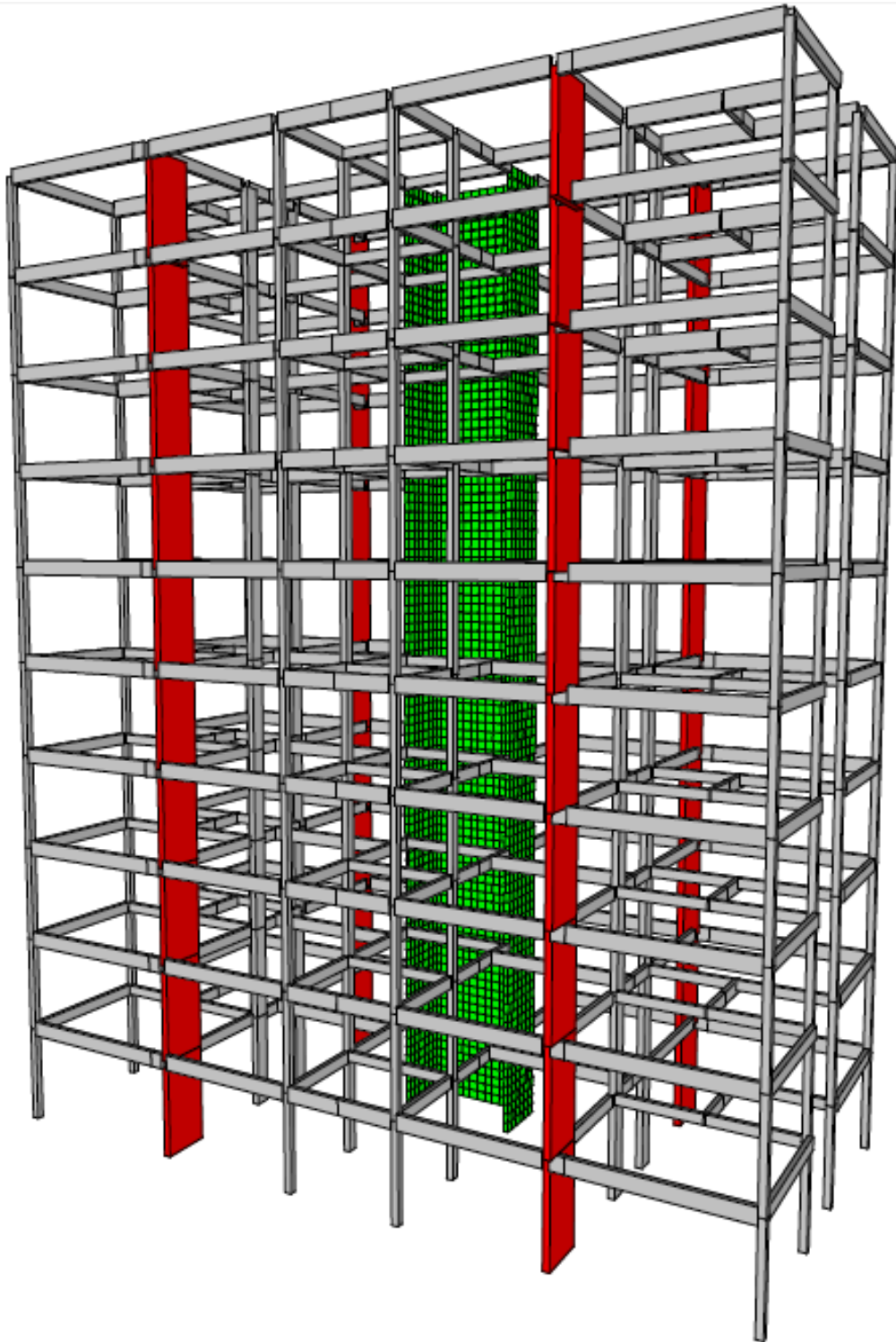
Fonte: Autor.

Figura 27 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 4. Em destaque, nas cores roxa e vermelha, as treliças e os pilares-parede respectivamente.



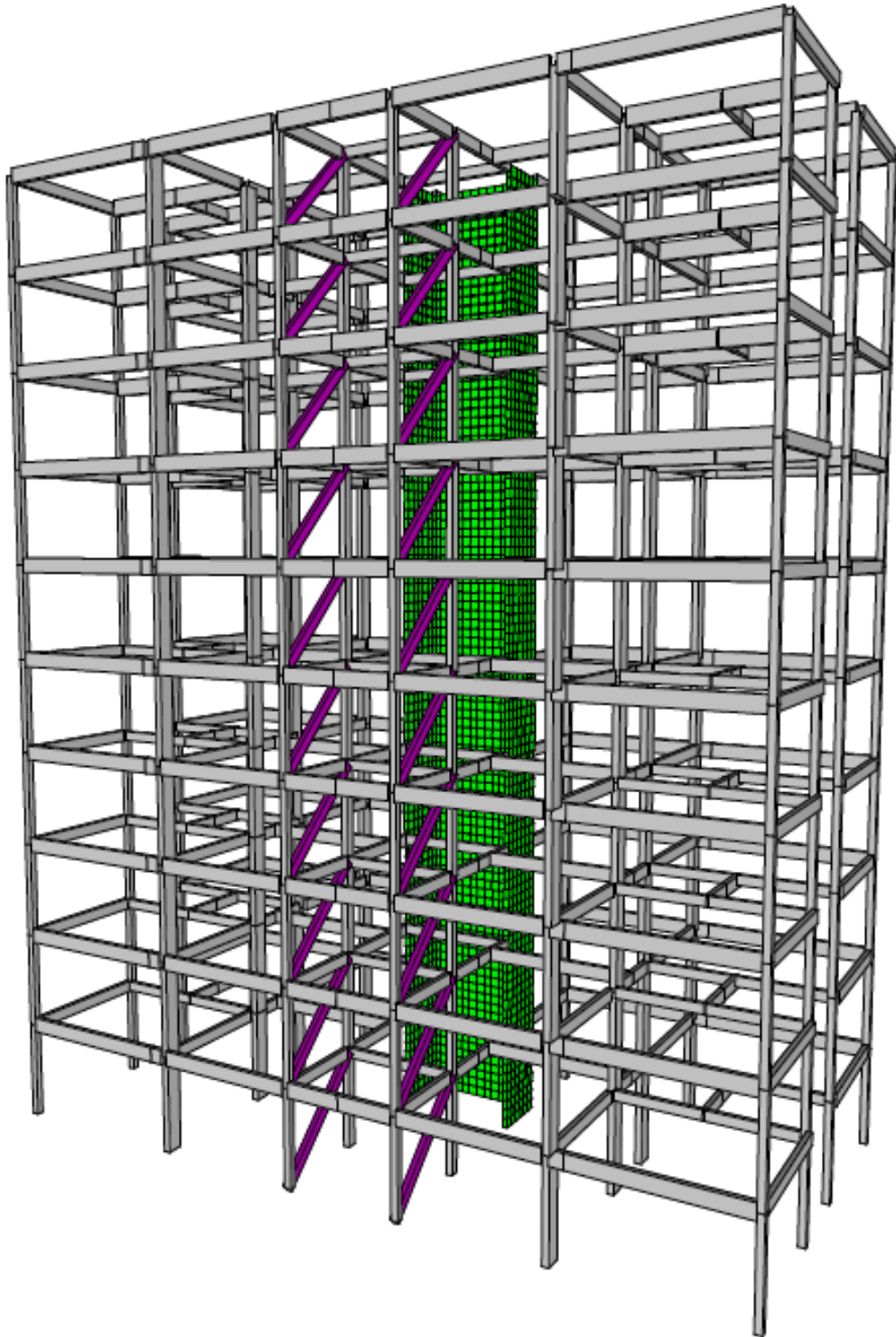
Fonte: Autor.

Figura 28 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 5. Em destaque, nas cores vermelha e verde, os pilares-parede e núcleo rígido respectivamente.



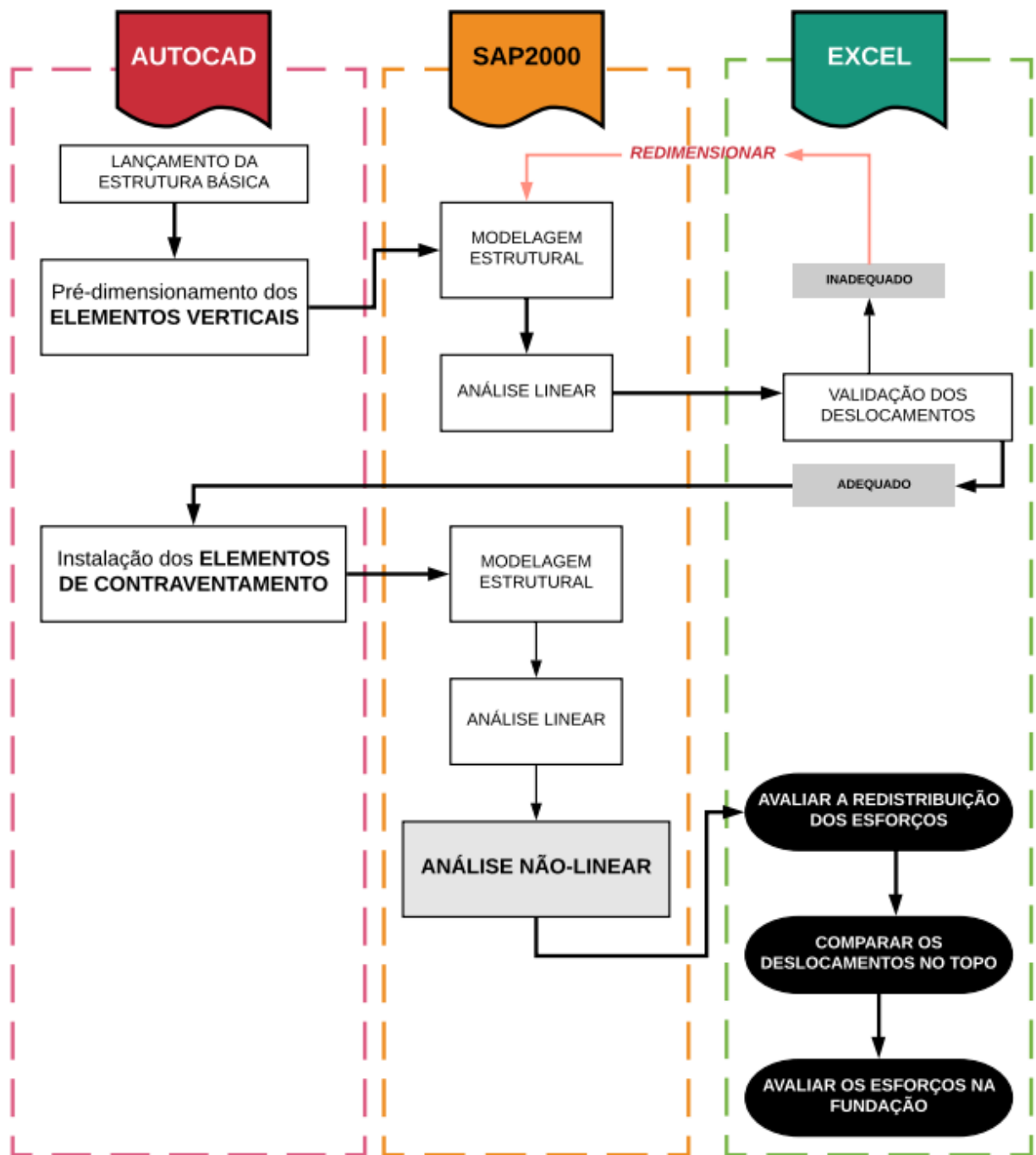
Fonte: Autor.

Figura 29 - Ilustração isométrica do modelo Duplo 6. Em destaque, nas cores roxa e verde, as treliças e o núcleo rígido.



Fonte: Autor.

Figura 30 - Fluxograma da metodologia da pesquisa.



Fonte: Autor

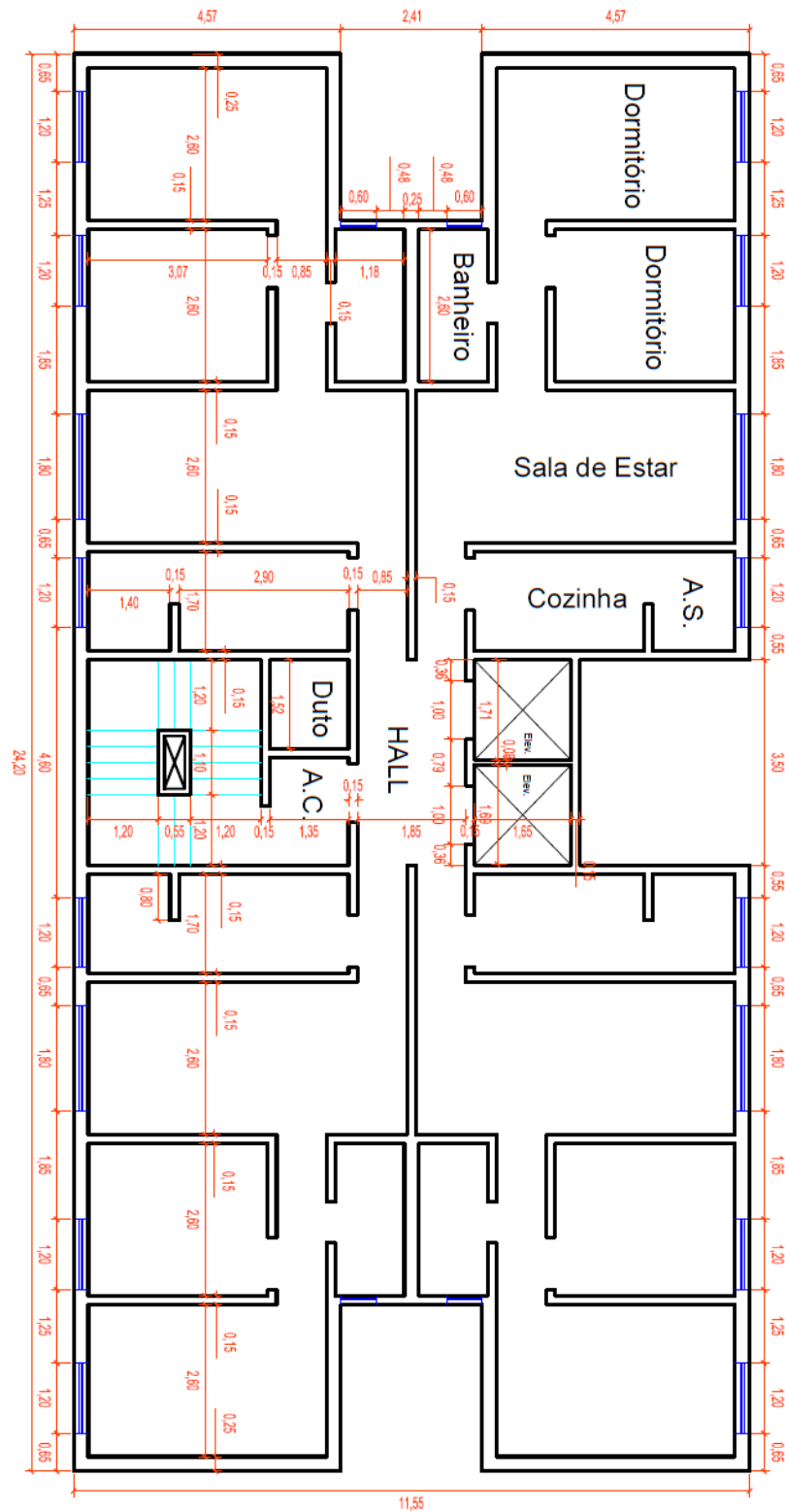
Acima, na figura 20, segue fluxograma que resume a metodologia do presente trabalho no qual é possível observar a divisão das etapas por softwares a serem utilizados, pois foram utilizados, além do SAP2000, o AutoCad Architecture 2015 e o MS Excel 2016 como ferramentas computacionais secundárias para o alcance dos objetivos desta pesquisa.

3.2 EDÍFICIO EXEMPLO

O edifício-exemplo, cuja a planta do pavimento tipo segue na figura 21, estudado e trabalho pelo Professor Bittencourt (2007) nas suas aulas de Projeto de Edifícios de Concreto Armado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, trata-se de um edifício residencial com 4 apartamentos por andar e a partir da arquitetura do pavimento-tipo foram considerados hipoteticamente dez pavimentos, com uma distância de piso a piso igual a 3,00 metros, resultando numa altura total de 30 metros.

Outras características das edificações também têm parcela significativa nos carregamentos sobre a estrutura e na arquitetura por completo, como subsolo, caixa-d'água, vagas de mezanino, contudo eles foram minimamente considerados nesta pesquisa.

Figura 31 - Ilustração do projeto arquitetônico; Dimensões em metros.



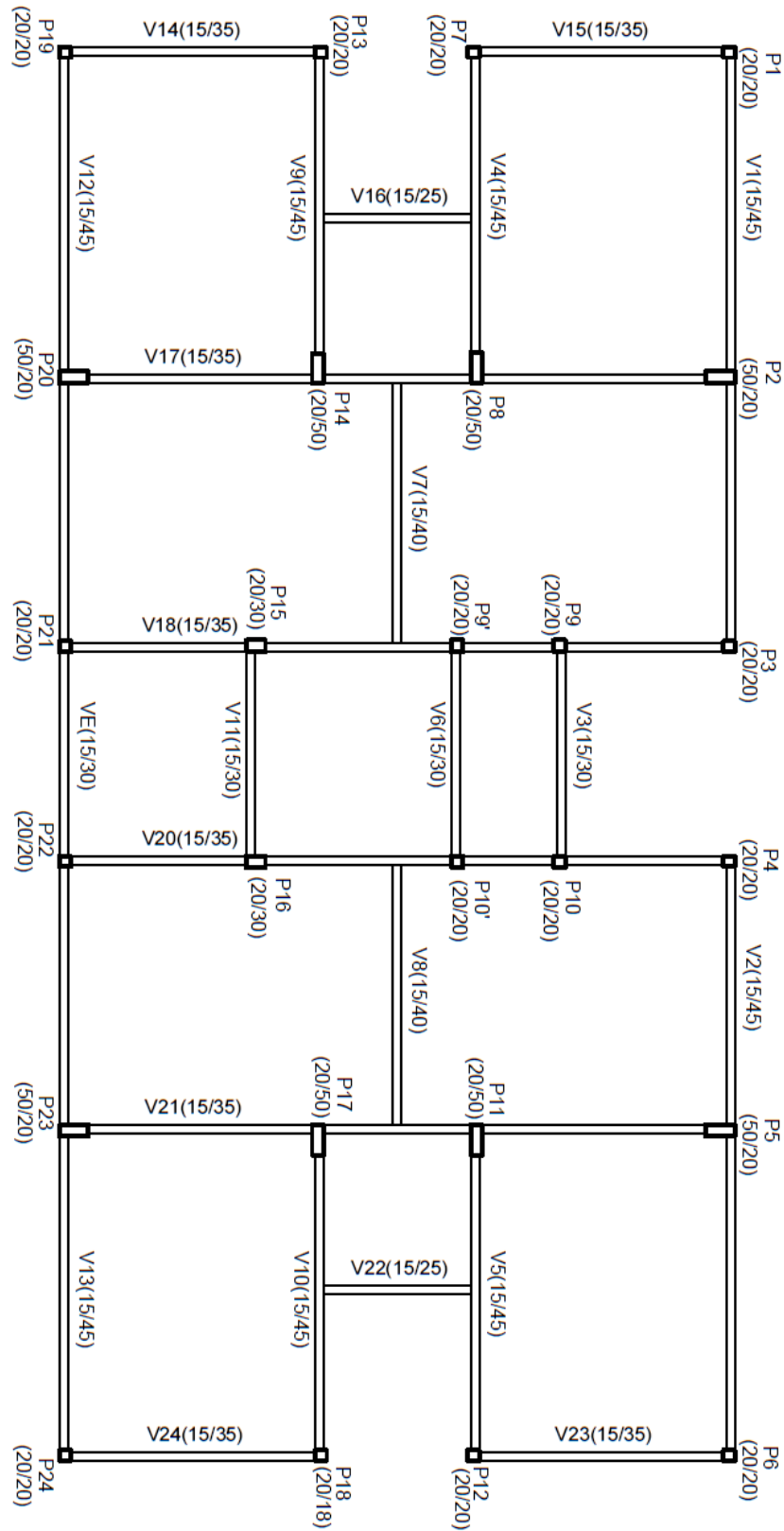
Fonte: Adaptado de Bittencourt (2007).

3.2.1 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

Para conceber os elementos estruturais, no Autocad, foi utilizada apenas a posição de pilares e vigas do projeto estrutural, feito também por Bittencourt (2007) do edifício em estudo, já as dimensões foram pré-dimensionadas de acordo com as metodologias descritas no item 2.5.1 para resistirem às forças verticais. A partir disso, já no SAP2000, foram instalados os elementos de contraventamento e processada uma análise linear e análise estrutural não-linear P-delta definitiva.

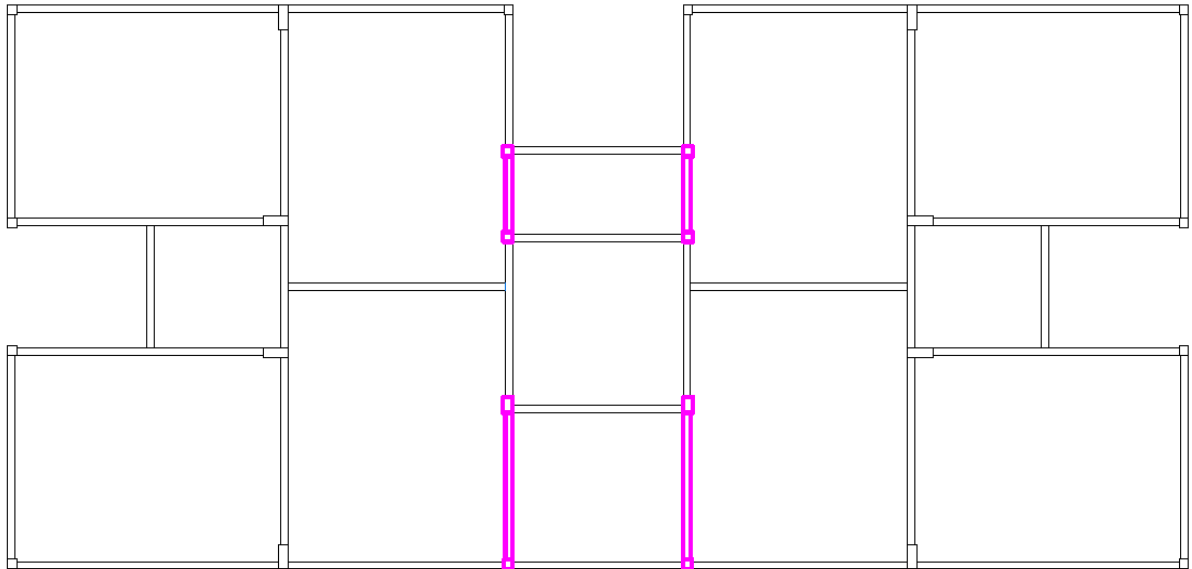
Vale ressaltar que a disposição dos elementos de contraventamento na planta baixa, pórtico plano e pilares-paredes, foi inspirada nos sistemas tubulares periféricos e por isso serão instalados nos elementos periféricos da estrutura. Diferentemente da viga diagonal (modelo treliçado) e o núcleo que aproveitará a obstrução vertical ocasionada pela caixa de elevadores e das escadas. Sendo assim, os núcleos rígidos, terá formato em “U” e sua altura será a mesma do prédio estudado, mas suas dimensões em planta seguirão o mesmo pré-dimensionamento dos pilares.

Figura 32 - Planta dos elementos estruturais pré-dimensionados.



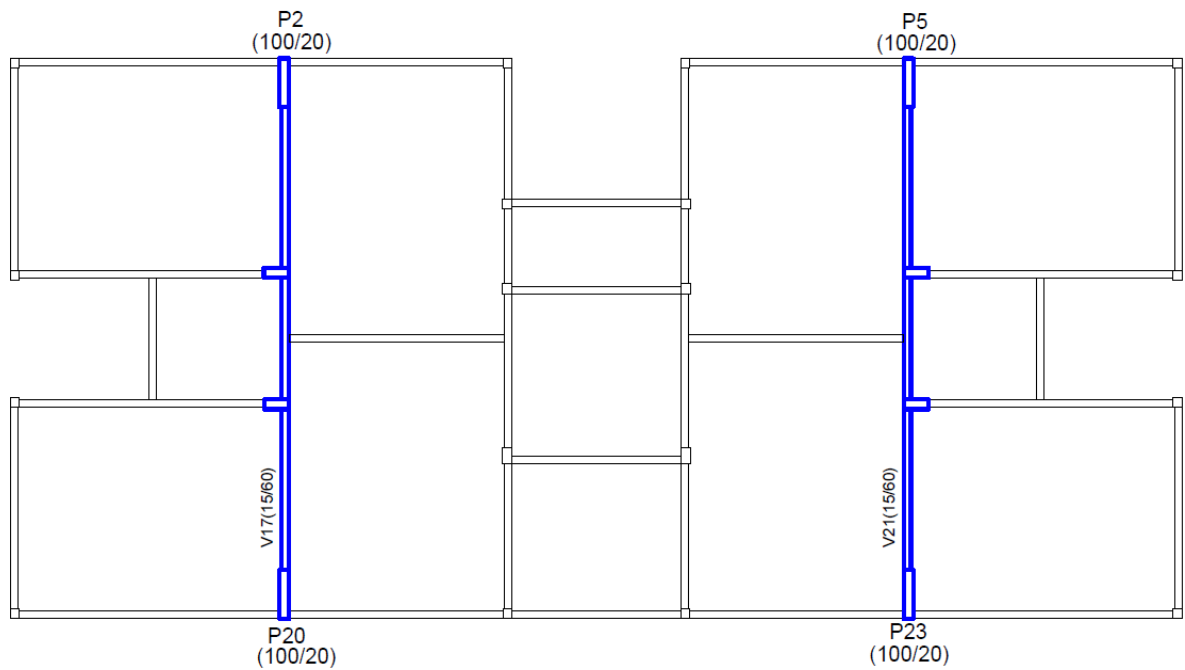
Fonte: Autor.

Figura 33 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 1. Em destaque os vãos nos quais foram instaladas as vigas diagonais.



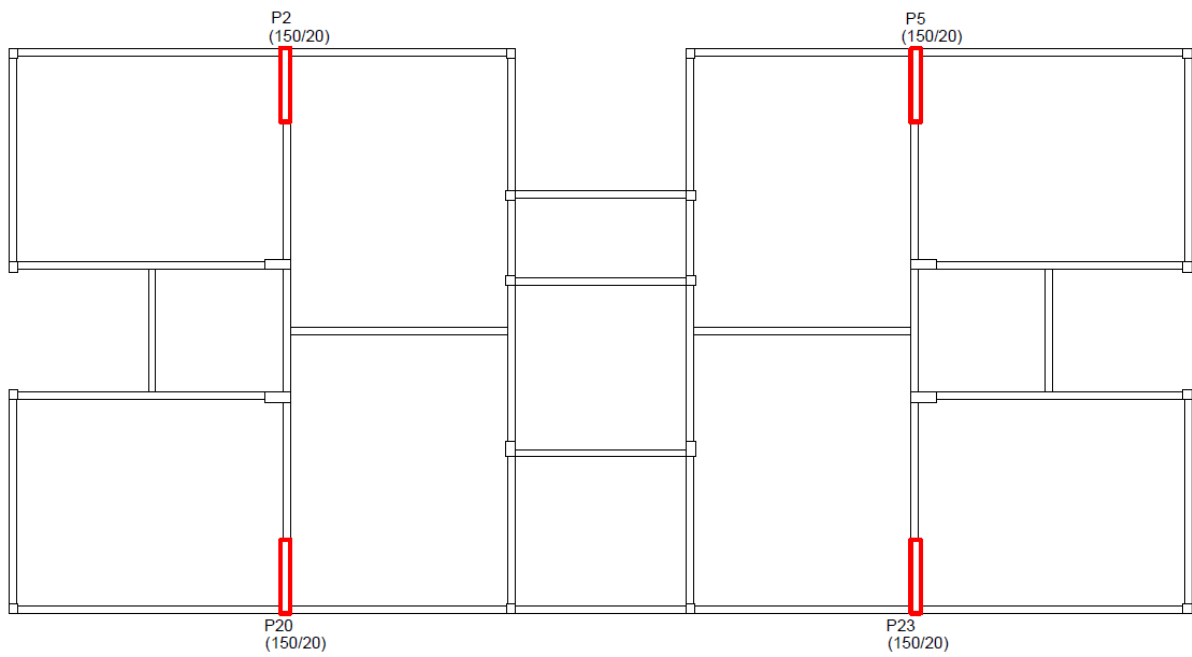
Fonte: Autor.

Figura 34 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 2. Em destaque a posição dos pórticos.



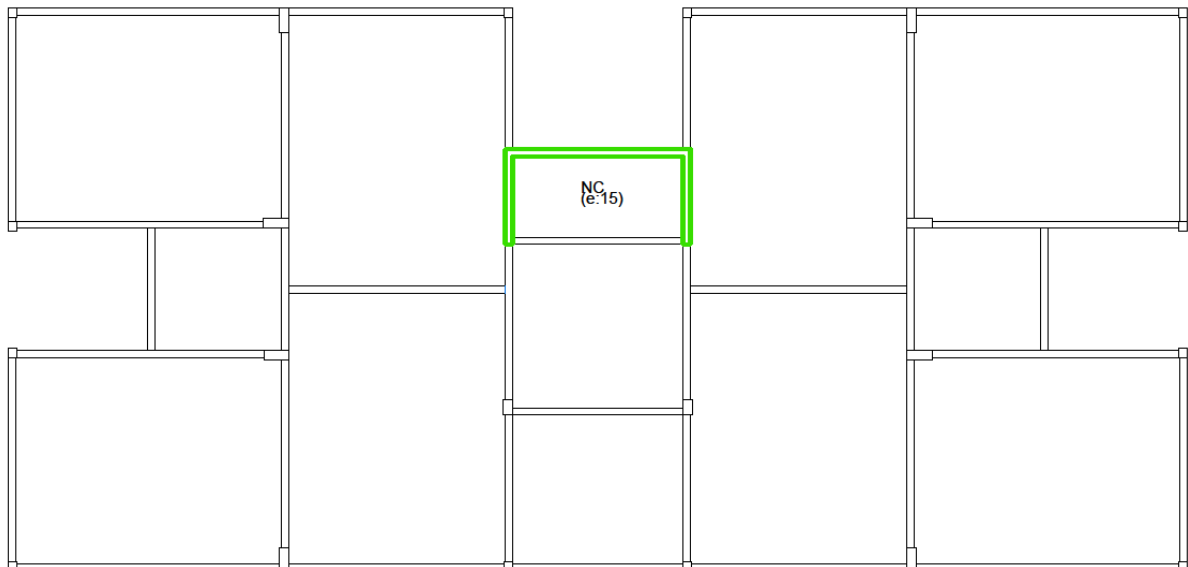
Fonte: Autor.

Figura 35 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 3. Em destaque os pilares-parede.



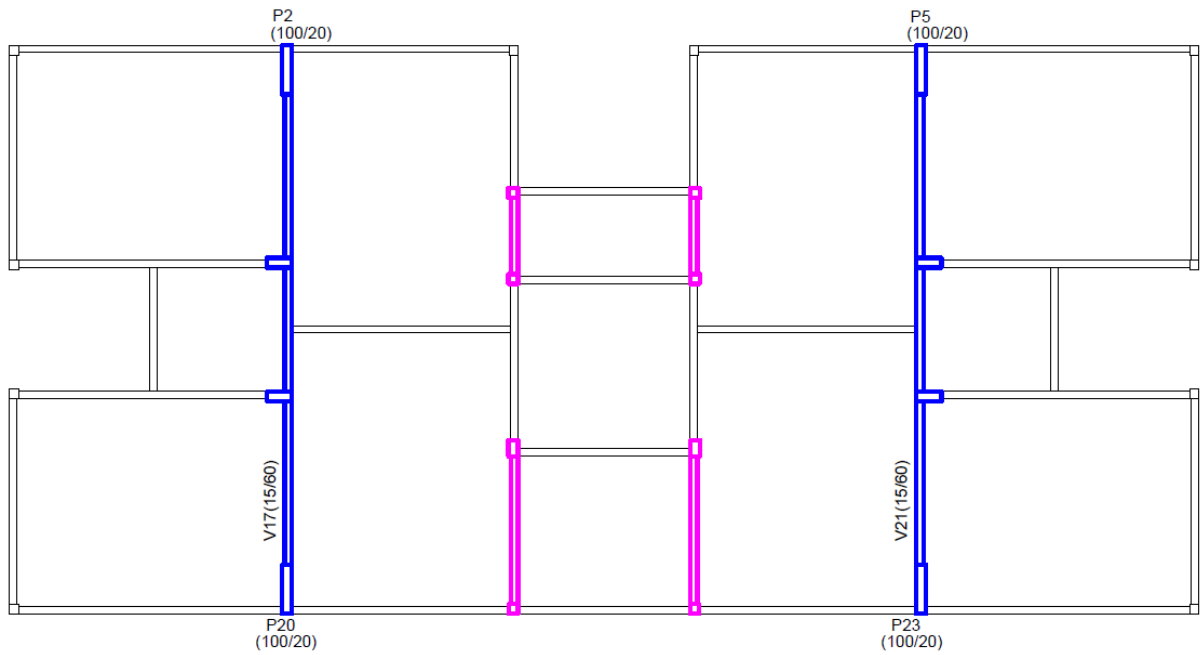
Fonte: Autor.

Figura 36 - Planta do pavimento tipo do modelo Uno 4. Em destaque o núcleo rígido.



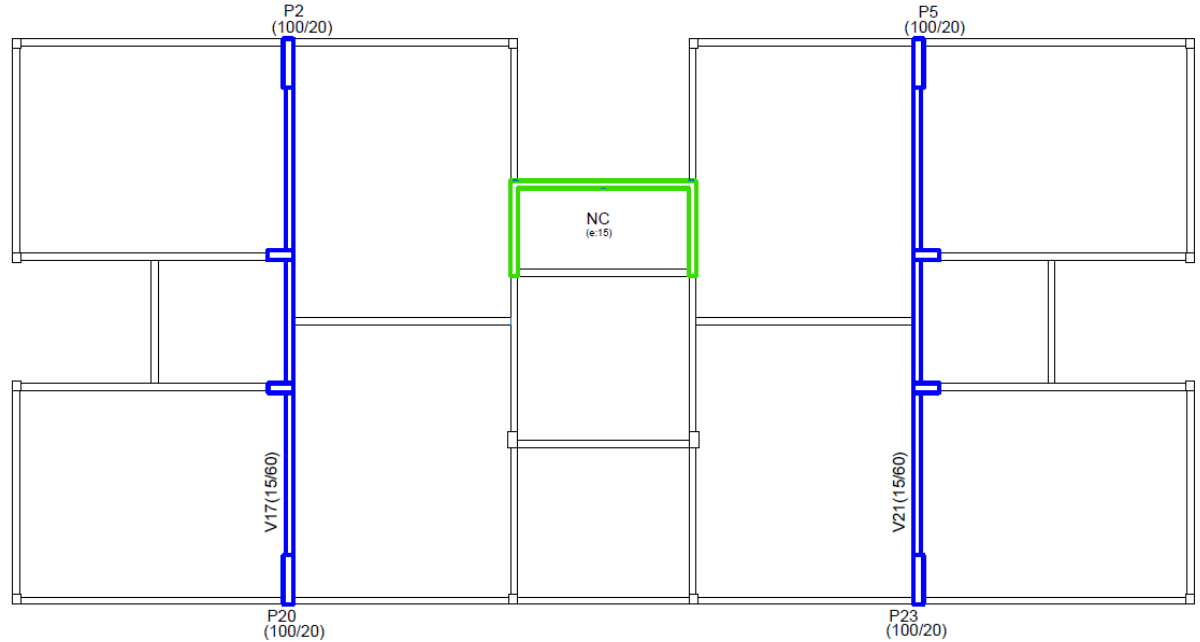
Fonte: Autor.

Figura 37 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 1. Em desta os vão para as treliças e os pórticos planos.



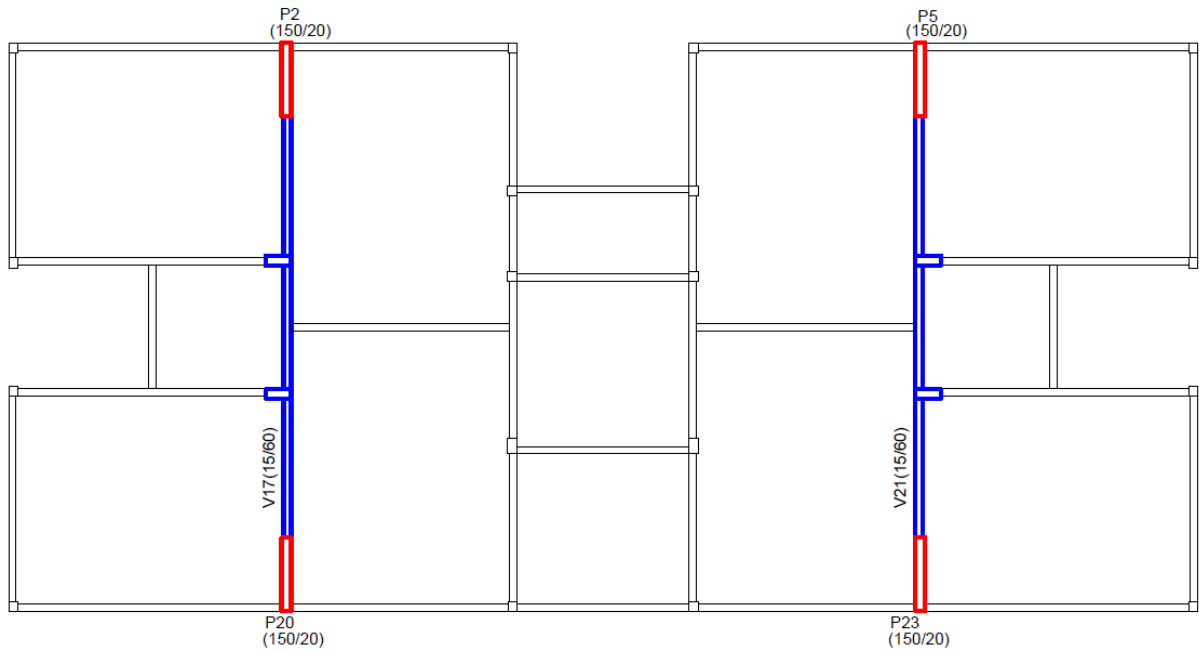
Fonte: Autor.

Figura 38 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 2. Em destaque os pórticos planos e o núcleo rígido.



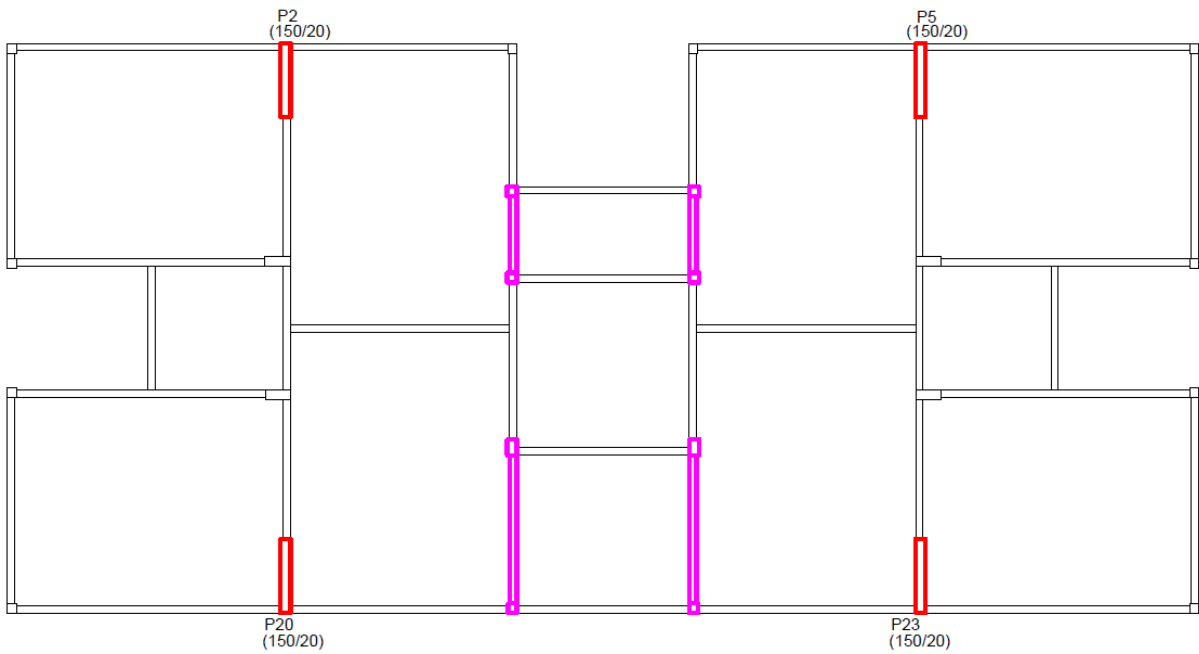
Fonte: Autor.

Figura 39 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 3. Em destaque os pórticos planos com os pilares-parede



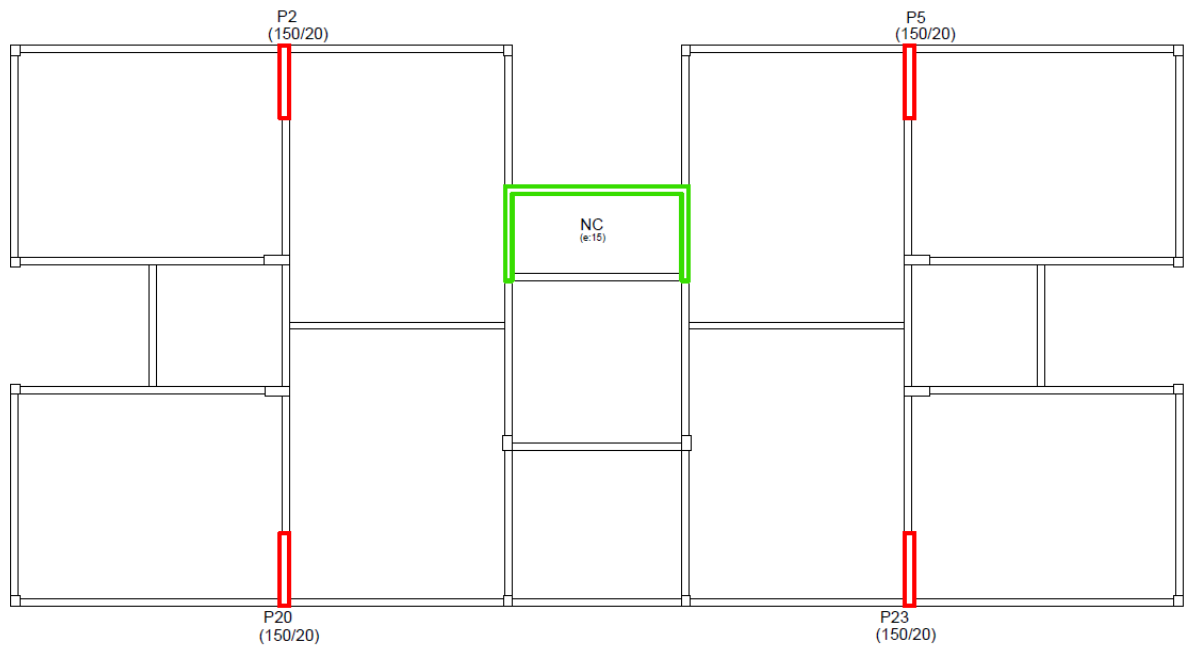
Fonte: Autor.

Figura 40 – Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 4. Em destaque os pilares-parede e os vão para as treliças.



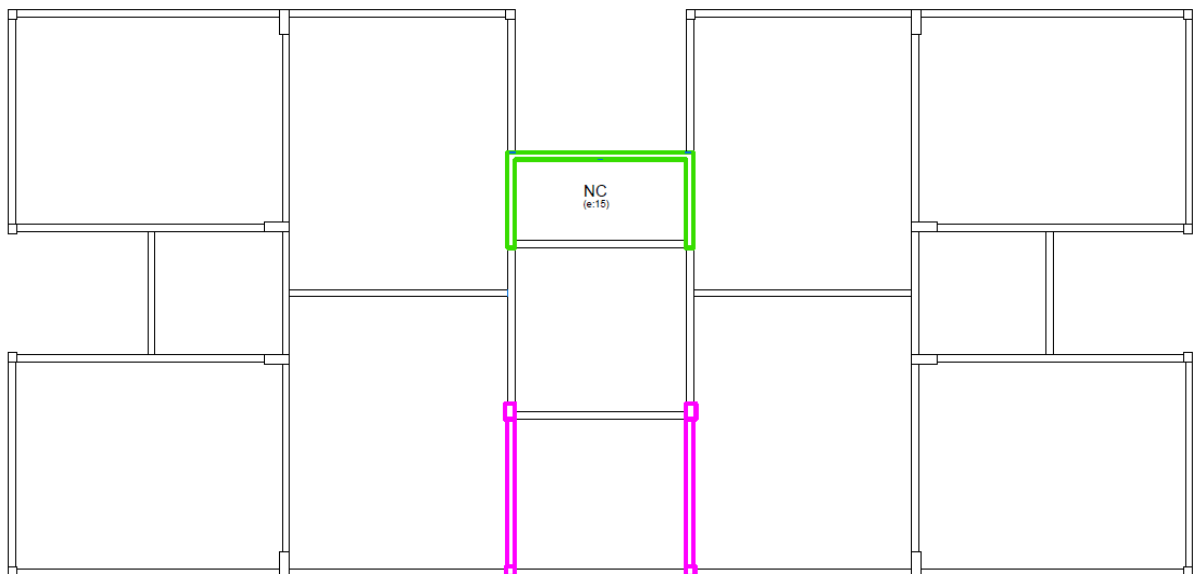
Fonte: Autor.

Figura 41 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 5. Em destaque o núcleo rígido e os pilares-parede



Fonte: Autor.

Figura 42 - Planta do pavimento tipo do modelo Duplo 6. Em destaque o núcleo rígido e os vãos para as treliças.



Fonte: Autor.

3.2.2 Especificações dos materiais

Abaixo características dos materiais estruturais adotadas e condizentes com tecnologia atual empregada na construção civil brasileira:

- Dados utilizados nos elementos de concreto:
 - Resistência característica: $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 - Peso específico do concreto armado: $Y_c = 25 \text{ KN/m}^3$
 - Módulo de elasticidade secante: $E_{cs} = 26.838 \text{ Mpa}$
 - Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$

3.2.3 Ações consideradas

Os carregamentos estão classificados consonante com a descrição abaixo e seus valores aplicados no modelo.

3.2.3.1 Carregamentos permanentes

- Peso próprio dos elementos de concreto (DEAD): Este carregamento é automaticamente calculado e considerado pelo programa SAP2000 (utilizado para realizar a análise). O peso próprio dos elementos é apresentado no programa como o carregamento DEAD cuja tradução é morta (carga morta).
- Peso das paredes: De acordo com o projeto arquitetônico, foi considerado o peso específico das paredes de alvenaria de 13 KN/m^3 .

3.2.3.2 Carregamentos Variáveis

- Sobrecarga: foi considerado um carregamento de 3 KN/m^2 . (NBR 6120:1980).
- Vento: As ações do vento foram calculadas de acordo com a NBR 6123 (1987), com a localização da construção na orla do lago de Palmas, capital do Tocantins. Sendo assim os coeficientes são:
 - Velocidade básica $V_o = 30 \text{ m/s}$;
 - Fator topográfico $S_1=1,0$ considerando-se que o terreno seja plano;
 - $S_2= 1,27$ em se tratando de orla de rio, classifica-se como categoria V, e como classe C porque é uma edificação na qual a maior dimensão excede 50m;
 - Fator estatístico $S_3=1,0$: grupo 2: edificações para hotéis e residências;

A NBR 6123:1987 estabelece como procedimento de cálculo das forças do vento que os elementos da edificação sejam calculados separadamente em elementos de vedação e suas fixações, partes da estrutura e a estrutura como um todo. No entanto, neste trabalho essas forças serão mensuradas para a estrutura em sua totalidade.

Refletindo sobre a dificuldade para quantificação adequada dos fluxos de ar sobre alguma superfície, por exemplo o vento, algum que demanda esforço computacional significativo, esta NBR dispõe de um método bem da adequado.

Nela ficam definidos meios para cálculo dos efeitos estáticos e dinâmicos do vento. Estes estão descritos no capítulo 9 da norma onde aborda as respostas flutuantes da turbulência atmosférica por dois métodos, simplificado e discreto. Nela a velocidade média do vento para projeto é considerada a dez metros de altura do solo com duração de dez minutos, visto que durante tal intervalo de tempo a velocidade média se mantém constante.

O parâmetro necessário para aplicação de tais métodos é o período fundamental de vibração da estrutura o qual acima de um segundo e com fraco amortecimento da edificação ocasiona significantes alterações nos esforços pela turbulência do vento.

Tabela 4 - Dados dos carregamentos vento.

VENTO 0°/180°	VENTO 90°/270°	H(m)
Q (kN/m)	Q (kN/m)	
0,629	0,880	3
0,924	1,291	6
1,192	1,666	9
1,455	2,034	12
1,718	2,402	15
1,982	2,771	18
2,248	3,143	21
2,517	3,519	24
2,789	3,898	27
1,497	2,093	30

Fonte: Autor.

3.2.4 Combinações das ações

Seguindo os parâmetros da tabela abaixo, as combinações e as envoltórias serão realizadas no programa SAP2000. Os coeficientes são encontrados na tabela abaixo, de acordo com a NBR 6118/2014.

Tabela 5 - Tabela com as combinações de carregamento adotadas nesta pesquisa.

EQ. Nº	COMBINAÇÕES SEM VENTO
1	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,7xSC)$
COMBINAÇÕES COM VENTO A 0º e 180º	
2	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xVx)$
3	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xVy)$
4	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xV-x)$
5	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xV-y)$
COMBINAÇÕES COM VENTO A 90º e 270º	
6	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xVx)$
7	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xVy)$
8	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xV-x)$
9	$(1,3xPP)+(1,4xALV)+(1,4x0,6xV-y)$

Fonte: Autor

3.2.5 Modelagem estrutural

A modelação de cada elemento estrutural procura simular seu comportamento físico real com o máximo de eficiência. Tendo isso em vista, a modelagem estrutural ocorrerá no ambiente computacional cuja simulação é proporcionada pelo software SAP2000, versão 14, que faz uso de métodos de cálculo mais refinados como o de elementos finitos. Dessa maneira, as lajes serão consideradas como diafragmas rígidos e como elemento de casca, cuja malha é 30x30 cm, Shell (denominação oriunda do software) dotadas de nós com seis graus de restrição (três rotações, três translações) cada. É importante destacar que a definição do tamanho da malha foi gerada automaticamente, por meio do comando que usar as intersecções das linhas de eixo para extrair a menor distância e assim montar a malha representativa da laje.

Já para as vigas e pilares de contraventamento e contraventados se utilizaram dos elementos de barras. As vigas diagonais que compõem o sistema treliçado merecem um destaque, pois, além da sua modelação também por elementos de barras, sua direção influencia na instabilidade global. Por isso, foi feito um pré-processamento variando apenas a direção de inclinação e adotado aquela sob a perspectiva de menores deslocamentos no topo.

Quanto às fundações, tanto para os pilares contraventados como para os elementos de contraventamento serão engastados nas fundações.

O núcleo rígido, entretanto, apresenta condições particulares de modelação devido seu formato em “U” de seção aberta. Levando em consideração o trabalho de Ramilo (2009), a

modelação para o núcleo foi formada por elementos finitos de placa (shell) com malha de 30 cm cujo cada nó com seis graus de liberdade, ou seja, engastes nos nós uma vez que dessa maneira pode-se representar com mais fidelidade a seção do elemento.

3.3 ADAPTAÇÃO DO PROJETO DO EDIFÍCIO-EXEMPLO

No software de representação gráfica, AutoCAD Architecture versão estudantil 2015, foi estudado e adaptado à pesquisa o projeto arquitetônico Bittencourt (2007). Onde foram realizados os desenhos, planta baixa, da estrutura já pré-dimensionada e outras ilustrações do trabalho. Foram feitas três modelos de estruturas com a instalação dos sistemas de contraventamento em cada uma e feita as combinações dos elementos, as quais seguem abaixo as ilustrações.

Logo depois, baseado na geometria do projeto estrutural, de Bittencourt (2007) para o mesmo edifício, foram feitos os modelos em 3D e importado em formato DXF que pode ser compatibilizado no SAP2000.

3.4 PROCESSAMENTO DAS ESTRUTURAS

Com o modelo básico resultante do pré-dimensionamento ocorrido no AutoCad o qual foi seu modelo 3D exportados no formato DXF. Dessa maneira, foi possível então o processamento das análises estruturais no ambiente computacional do software SAP2000, versão 14, instalado no notebook Acer core i3 de 2GB de RAM e HD 500GB de propriedade do autor. Esse é o principal programa deste trabalho devido em nele culminar e fornecer a maioria dos dados estruturais. As forças do vento calculadas de acordo com a NBR 6123/1988 foram inseridas manualmente no SAP2000 como carga distribuída horizontalmente no nível da laje de cada pavimento. Ainda nele, foram criadas as outras forças de carregamento vertical, as combinações e a envoltórias.

Posteriormente, diante do modelo básico já processado pelo método linear e adequado acerca dos deslocamentos verticais, isto é, as flechas, foram instalados os elementos de contraventamento. Todavia, não se pode deixar de citar que o SAP2000 não dispõe da verificação da adequação normativa das flechas dos elementos, por isso no Excel os dados de deslocamentos da estrutura básica foram checados.

Logo depois, a outra etapa foi processamento das dez estruturas já dotadas dos elementos de contraventamento. Foram acrescentados à lista dos casos de carga os novos carregamentos, mas agora calculados pelo processo P-delta que é uma análise não-linear geométrica.

Depois de finalizado o processamento computacional, serão exportados todos os dados de deslocamentos e esforços em forma de tabelas para o MS EXCEL e lá confeccionados os gráficos e tabelas que melhor ilustram os resultados desta pesquisa.

3.5 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS

Com todos dados tabelados da análise estrutural exportada do SAP2000 no formato .xlsx, as verificações dos deslocamentos horizontais foram feitas no topo das estruturas, visto que notoriamente foi o ponto de maior deslocamento, em todas as direções do vento cujo manuseio dos dados ocorreu no MS EXCEL 2016.

Para a redistribuição dos esforços solicitantes das vigas ao longo da altura do edifício foram apreciados os valores de duas vigas contraventadas do pavimento tipo, vigas 11 (centralizada na planta baixa) e vigas 14 (periférica, fachada esquerda da planta baixa) para assim sinalizar a alteração dos esforços axiais, cortantes e de momento conforme cada sistema de contraventamento adotado. Vale esclarecer a quantificação desses valores pelo software SAP2000, o qual além de calcular as combinações de carregamento definidas também faz a envoltória delas. Por essa razão, os valores advindos da envoltória de esforços das vigas foram submetidos a análise quantitativa.

Ainda nessa análise, é importante destacar que para melhor conclusividade dos dados e assim melhor compressão dos leitores, a amplitude dos esforços, sejam eles de cortante ou momentos fletores, foram aferidos a fim de concluir em um único valor o desempenho de uma viga. Em virtude da presença de valores negativos e positivos, de cortante ou momentos, na mesma viga o que implica em esforços no mesmo elemento em diferentes direções, a soma em módulo desses valores representa o quão solicitado a peça estrutura será quando construída.

Além disso, a redistribuição foi apreciada de duas maneiras. De forma qualitativa, ainda dentro do SAP2000, aproveitando as animações em vídeos, os diagramas e as escalas de cores. No entanto, a verificação definitiva dessa redistribuição, ocorreu de maneira quantitativa também no EXCEL, aproveitando as funcionalidades de formatação condicional, funções de “máximo”, “mínimo” e “Se”.

Já as fundações que no modelo estrutural foi considerada engastada em todos os elementos estruturais a nível do terreno, também teve seus valores provenientes da análise estrutural avaliados acerca da intensidade desses esforços e distribuição na área de projeção do edifício. Para este parâmetro a função estatística DESVPAD.A() do Excel a qual, segundo descrição do próprio software da MS, calcula o desvio padrão para amostra de dados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ESFORÇOS DA EDIFICAÇÃO

Uma vez que o presente estudo busca apreciação da relevância dos sistemas de contraventamento adotado para o projeto estrutural estudo neste trabalho, foram escolhidas diversas combinações de carregamento. Com o processamento das estruturas, ficou perceptível que as combinações que incluíram a sobrecarga de uso diminuíram os deslocamentos horizontais. Diante disso, as combinações com apenas o peso próprio, alvenaria e as forças do vento apresentaram dados mais adequados sob a ótica dos objetivos deste trabalho, exceto para a verificação da redistribuição dos esforços que foram originados da envoltória de todas as combinações inclusive aquelas com a sobrecarga.

Frente ao processo iterativo utilizado, isto é, alteração da altura das vigas até atender os deslocamentos verticais limites, foi observado que, ao contrário do considerado no pré-dimensionamento dos pilares em que o peso do pavimento tipo é 10 kN, as seções das vigas tiveram variação ao longo da altura do edifício, logo ocorreu variação de massa com o aumento do pavimentos. As vigas dos 5 últimos pavimentos ficaram mais altas, característica essa que aumentou o deslocamento lateral dos modelos.

Acerca dos diafragmas rígidos inseridos nas lajes, mais especificamente nos nós que compõem aquele nível, ocasionaram a eliminação dos esforços axiais das vigas. Tal consequência é informada no manual do software SAP2000 e resultado numa solicitação maior dos outros elementos estruturais, mas também limita a apenas dois tipos de esforços para a avaliação das vigas.

Ademais, no processo de cálculo da ação do vento segundo a NBR 6123 pelo Anexo I foi necessário a mensuração da frequência natural da estrutura cujo seu inverso resulta no período fundamental o qual é condição básica para o crescimento ou não dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica. Assim, tendo em vista que esse período indica uma maior amplitude das oscilações naturais sofridas pelas estruturas, ele é um indicativo secundário de instabilidade global dos modelos, por isso segue a tabela 34 com os valores mais intensos de cada estrutura de contraventamento.

Vale ressaltar ainda que a ação do vento a 270° atuando atrás do prédio, isto é, contrária a fachada frontal, foi a mais gravosa, pois nesta posição de carregamento a estrutura apresentou maiores deslocamentos. Já o vento 0° e 180°, aplicados nas laterais, se demonstraram tão insignificantes que não foi preciso adicionar nenhuma espécie de elemento de contraventamento nessa direção, uma vez que somente aqueles resistentes aos carregamentos verticais já foram também adequados.

Tabela 6 - Dados do T1 do pior modo de vibração das estruturas medido pelo SAP2000.

MODELO	Período Fundamental (s)
UNO 1	1,716
UNO 2	1,616
UNO 3	1,554
UNO 4	1,455
DUPLO 1	1,614
DUPLO 2	1,339
DUPLO 3	1,558
DUPLO 4	1,552
DUPLO 5	1,302
DUPLO 6	1,439

Fonte: Autor.

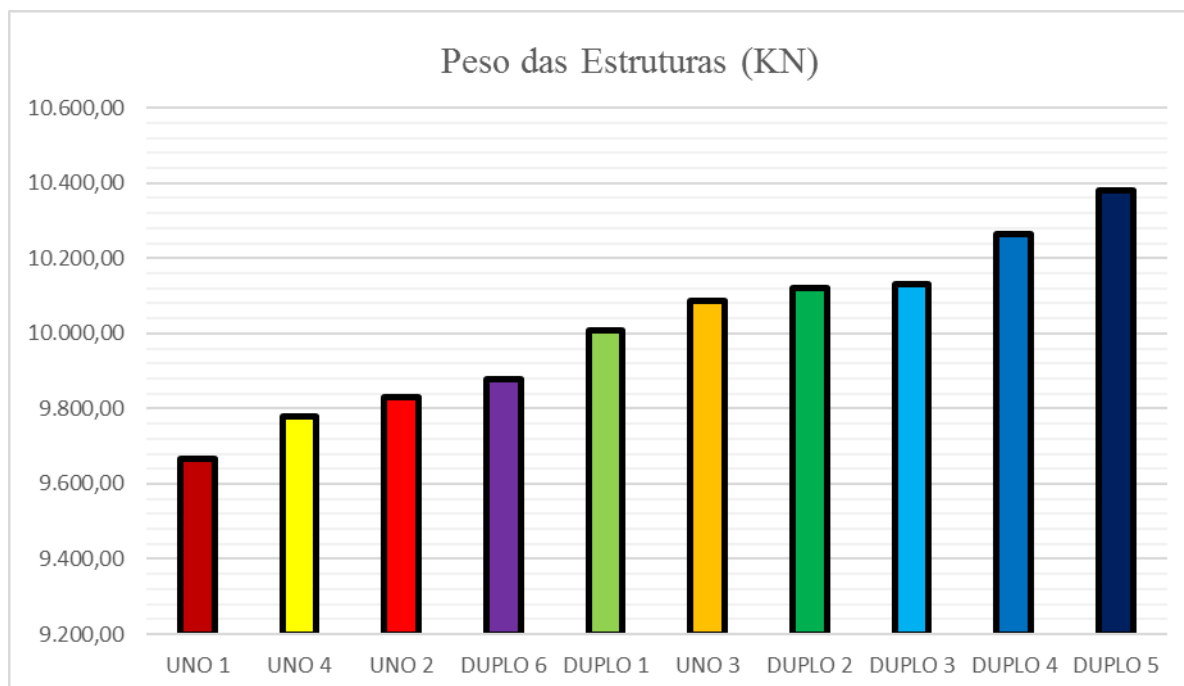
É importante frisar que apesar do software dispor de funcionalidades para simulação estrutural de efeitos dinâmicos das estruturas, ainda sim essas ações foram inseridas na forma estática na estrutura no nível da laje.

4.2 REAÇÕES DE APOIO

Em primeira análise para as reações de apoio os quais foram todas engastados, isto é, foi gerado esforço de momentos em duas direções e de cortante também de duas direções, sem falar nos axiais e torsões nos pilares. Mas, primeiramente vamos discutir aqueles axiais, F3 (nomenclatura do SAP2000) mas sem a consideração do carregamento de sobrecarga e das alvenarias, a fim de verificar o peso da estrutura o qual afetará a fundação a ser dimensionada.

Conforme o gráfico 13, abaixo, os modelos com treliça (Uno 1), com núcleo rígido (Uno 4), com pórticos planos (Uno 2) e o com treliça mais núcleo rígido (Duplo 6) foram as estruturas que demonstraram mais leveza, todos abaixo de 10.000 kN, dando destaque para aquele com apenas treliças que foi o mais leve, com apenas 9.665,17 kN. Em contrapartida os modelos com pilares-parede mais núcleo rígido (Duplo 5) e pilares-parede mais treliça (Duplo 4) foram os mais pesados os quais conseqüentemente exigiram ainda mais das fundações e, assim, resultaram num custo maior para a execução da infraestrutura.

Gráfico 4 - Gráfico do peso das estruturas de cada modelo com apenas peso próprio.

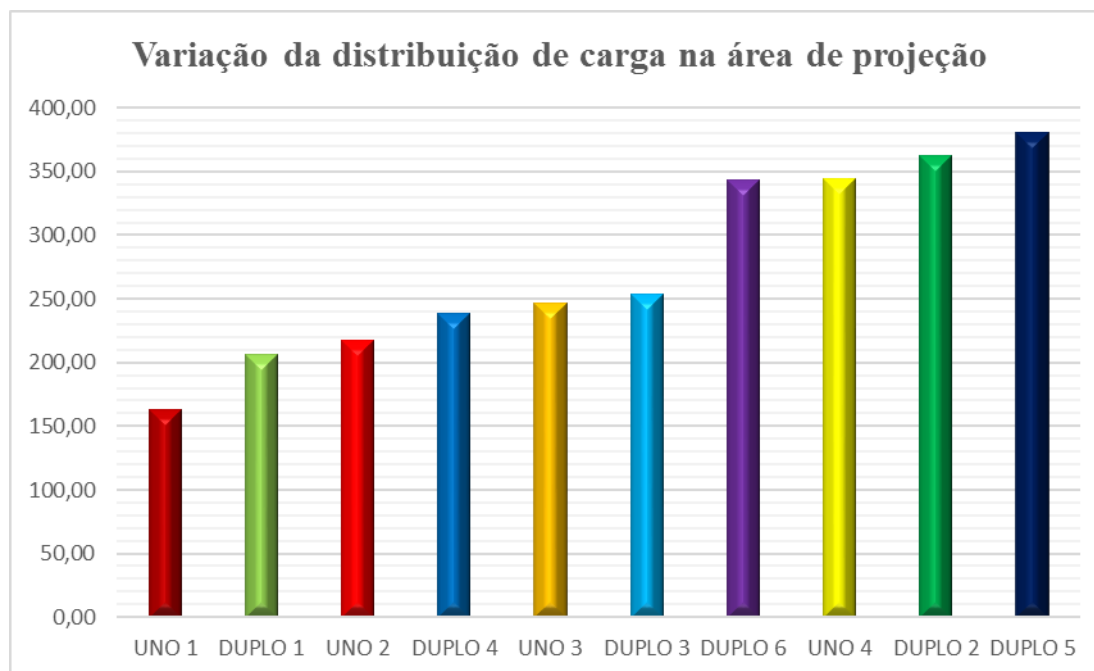


Fonte: Autor.

Se convertido tais valores para volume de concreto, levando em conta que o peso específico usado foi de 25 kN/m³ do concreto armado, o modelo mais leve, Uno 1, necessita do volume de 386,61 m³ para sua confecção. Já o mais pesado, Duplo 5, requer 415,16 m³, ou seja, houve um acréscimo de 7,38% que sobre o custo da obra é bem relevante.

A avaliação dos esforços sob a ótica das fundações é substancial. Quando se cogita o recalque diferencial, logo se avalia a homogeneidade do solo ou a boa distribuição dos esforços sobre o solo. Diante disso, foi verificado qual dos modelos apresentou melhor de distribuição, isto é, apresentou os axiais mais semelhantes nos apoios o qual acarretará em fundações com tamanhos não muito diferentes de um pilar para outro, ou talvez até mesmo sapatas iguais uma vez que a pequena diferença dos esforços não alterou o dimensionamento devido a medidas construtivas. Nesse sentido, foi cálculo o desvio padrão dos esforços cujos valores consta na tabela 34.

Gráfico 5 - Variação da distribuição das cargas axiais na área de projeção do edifício.



Fonte: Autor.

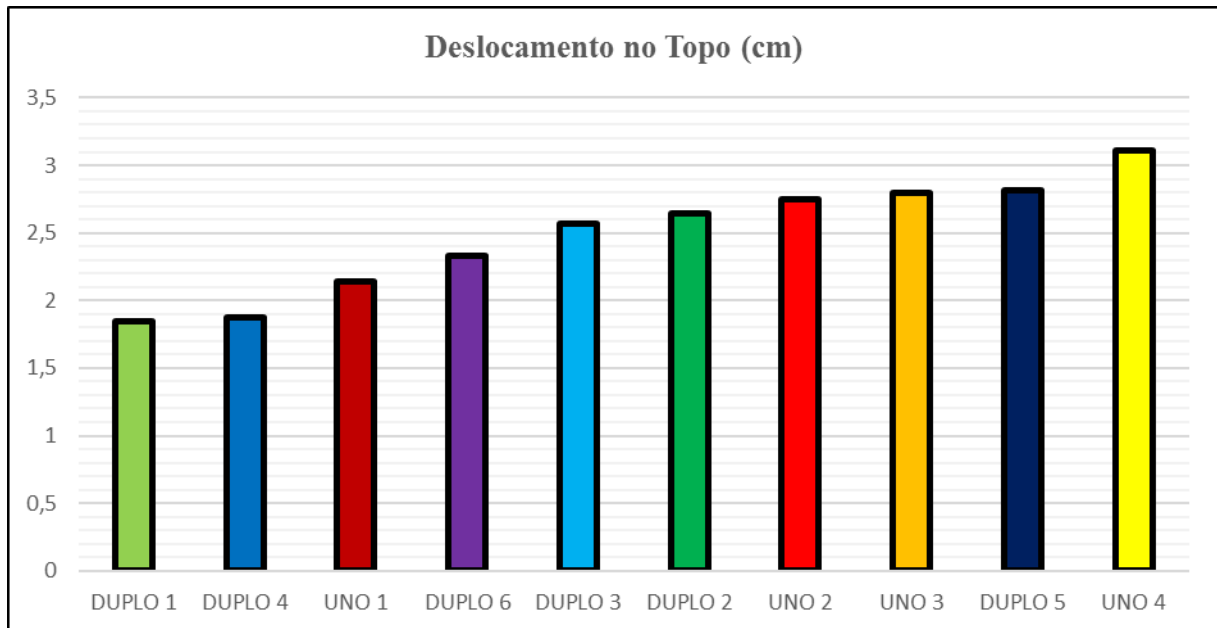
Aqueles modelos com apenas um elemento de contraventamento demonstram mais uniformidade da distribuição do peso da estrutura sobre a área de projeção do edifício. Mas aqueles com núcleo rígido foram menos eficientes com o valor, para o pior Duplo 5, de 380,80 kN, assim o projetista de fundação deverá considerar de forma ainda mais especial o recalque diferencial quando forem adotados os núcleos rígidos como elemento estrutural.

4.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

É importante lembrar que foram feitas inúmeras combinações de carga, mas também o SAP2000 calculou a envoltória de todas as combinações, sendo assim os dados de deslocamentos e posteriormente de esforços que seguem abaixo representam os maiores valores encontrados nos elementos estruturais observados.

Ademais, como foi tomando com premissa inicial das análises o estabelecimento dos deslocamentos limites definidos pela NBR 6118/2014 para adequação dos modelos estruturais, então o valor máximo permitido para o deslocamento lateral do edifício em estudo é de 1,764cm.

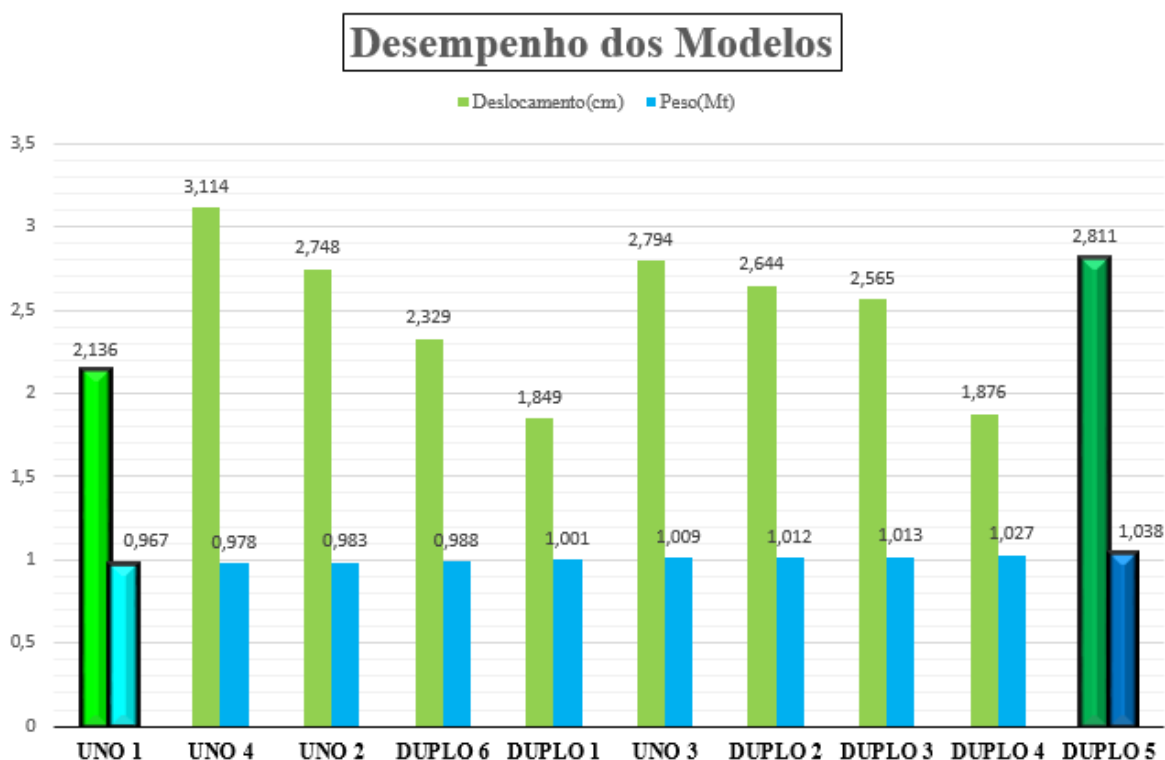
Gráfico 6 - Gráfico dos deslocamentos horizontais no topo de cada modelo estudado.



Fonte: autor.

Ficou bem evidente a inadequação da estrutura com apenas o núcleo rígido (Uno 4) pois foi o que apresentou maiores deslocamentos, 3,114 cm, e ultrapassando em 76,9% o valor limite da estrutura em estudo. Entretanto, é preciso esclarecer que todos os modelos ultrapassaram esse limite normativo o que demanda ainda mais enrijecimento dos sistemas de contraventamento. Não obstante, os modelos com pórticos planos mais treliças (Duplo 1), e com pilares-parede mais treliça (Duplo 4) foram mais promissores pois tiveram deslocamentos menores que 2 cm.

Gráfico 7 - Gráfico do desempenho dos modelos baseado nos deslocamentos e peso apresentados.



Fonte: Autor.

No gráfico 37 foi ressaltado, com tonalidade mais clara, o melhor modelo de contraventamento: treliçado (Uno 1); e em tonalidade mais escura, tanto o verde como o azul, o pior modelo: Pilar-parede mais Núcleo rígido (Duplo 5). Entretanto, é importante frisar que tal atributo de qualidade conferido a esses dois modelos foram inspirados somente nos valores de deslocamentos horizontais no topo e de peso das estruturas. Embora sejam apenas dois parâmetros para se caracterizar um relativo desempenho entre os modelos, esses valores são bem significativos durante a concepção de projetos eficientes.

Vale destacar ainda que dentre as dez estruturas analisadas, as vigas diagonais estiveram nos três melhores modelos (Uno 1, Duplo 1 e Duplo 6) e, diante disso, corrobora ideia, já expressa no gráfico acima, de maior eficiência das treliças para o combate das ações do vento. Todavia, em contrapartida, os elementos de contraventamento com Pilares-parede estiveram presentes nos piores modelos: Duplo 5 e Uno 3.

4.4 REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS

Diante dos inúmeros elementos foram escolhidos apenas alguns a fim demonstrar resultados mais conclusivos e representativos das manifestações dos esforços da estrutura. Foram eles os pilares P2, P5, P20 e P23 pois são localizados periféricamente na estrutura, isto é, nas fachadas do vento 90° e 270°, como direcionou a metodologia desta pesquisa, os quais

foram substanciais no combate da ação do vento mais intenso. Dessa forma, dentre eles segue abaixo a tabela 7 do pilar mais solicitado P20.

Tabela 7 - Resumo dos momentos de tombamento para cada modelo no pilar P20.

MODELO	Momento Tombamento (kN.cm)
UNO 1	50.387,84
UNO 2	129.190,13
UNO 3	209.676,70
UNO 4	50.597,16
DUPLO 1	132.865,80
DUPLO 2	130.874,73
DUPLO 3	216.896,80
DUPLO 4	217.869,82
DUPLO 5	210.221,85
DUPLO 6	52.003,35

Fonte: Autor.

As disparidades entre os valores de momentos dos modelos são da ordem de centenas de kN.cm independente se eles são formados por um ou dois elementos de contraventamento. No entanto, tal intensidade dos modelos Uno 3, Duplo 3, Duplo 4 e Duplo 5 são justificados pela presença dos elementos de contraventamento nos pilares onde os esforços foram aferidos, ou seja, os pilares de contraventamento e pilares-paredes tem suas dimensões maiores e assim a estrutura confere a eles mais esforços. Além disso, esses modelos foram os que também apresentam maiores deslocamentos e maior volume de concreto os quais, se comparado aos demais, representam os 4 piores modelos.

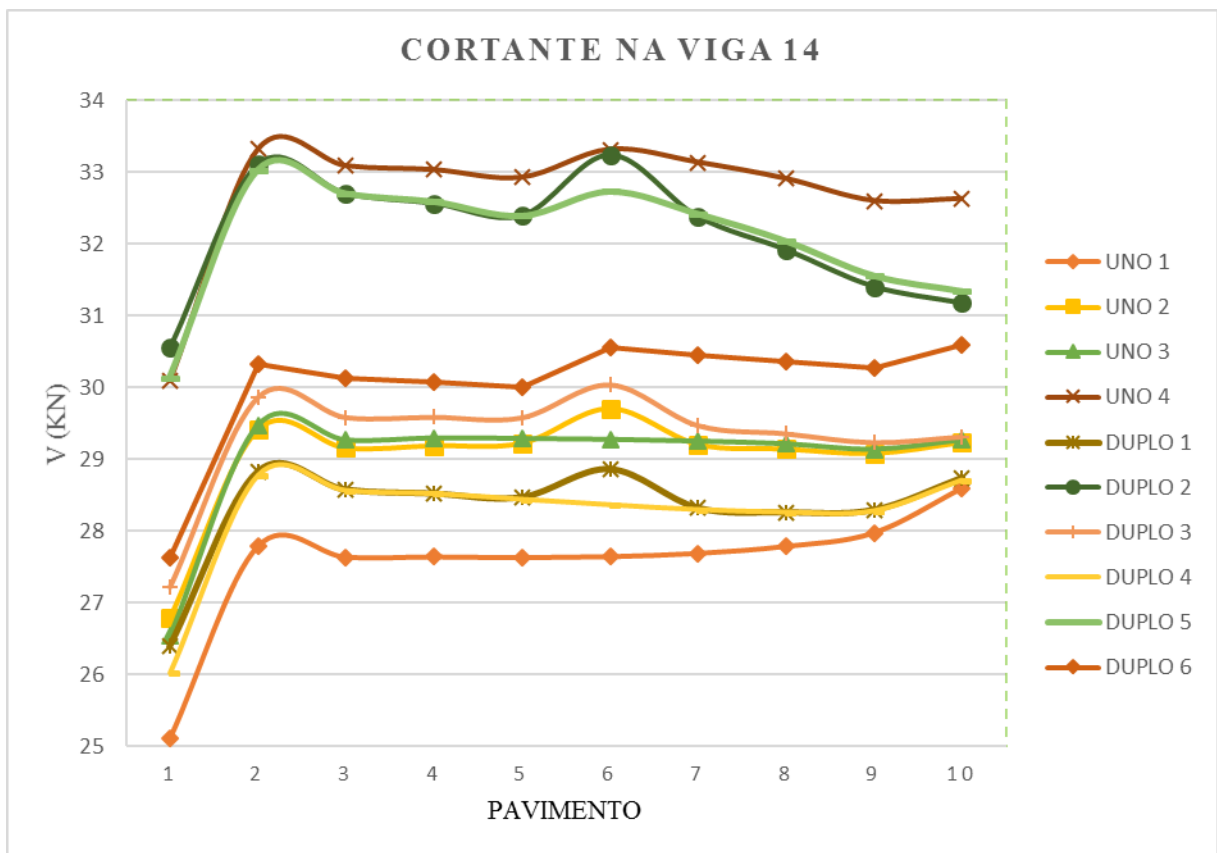
Por outro lado, os modelos Uno 1, Duplo 1 e Duplo 6 os quais envolvem apenas modelos com vigas diagonais e núcleo rígido apresentaram os menores valores de momento que se explicam pela ausência dos elementos de contraventamento nos pilares aferidos (P2, P5, P20 e P23) mas que se concentram no interior do edifício nas caixas de elevadores e escadas.

Sob a ótica dos esforços nas vigas, tendo aferido a primeiramente os deslocamentos nos modelos, a impressão que o modelo 1 (uno 1) teria os menos valores de esforços foi bem explicita. Tal percepção foi corroborada pelos dados de amplitude dos esforços extraídos de duas vigas de cada pavimento orientadas em sentidos opostos, são elas as vigas 14 (localizada

na fachada esquerda) e a viga 11 (centralizada no edifício no mesmo sentido das vigas da fachada frontal).

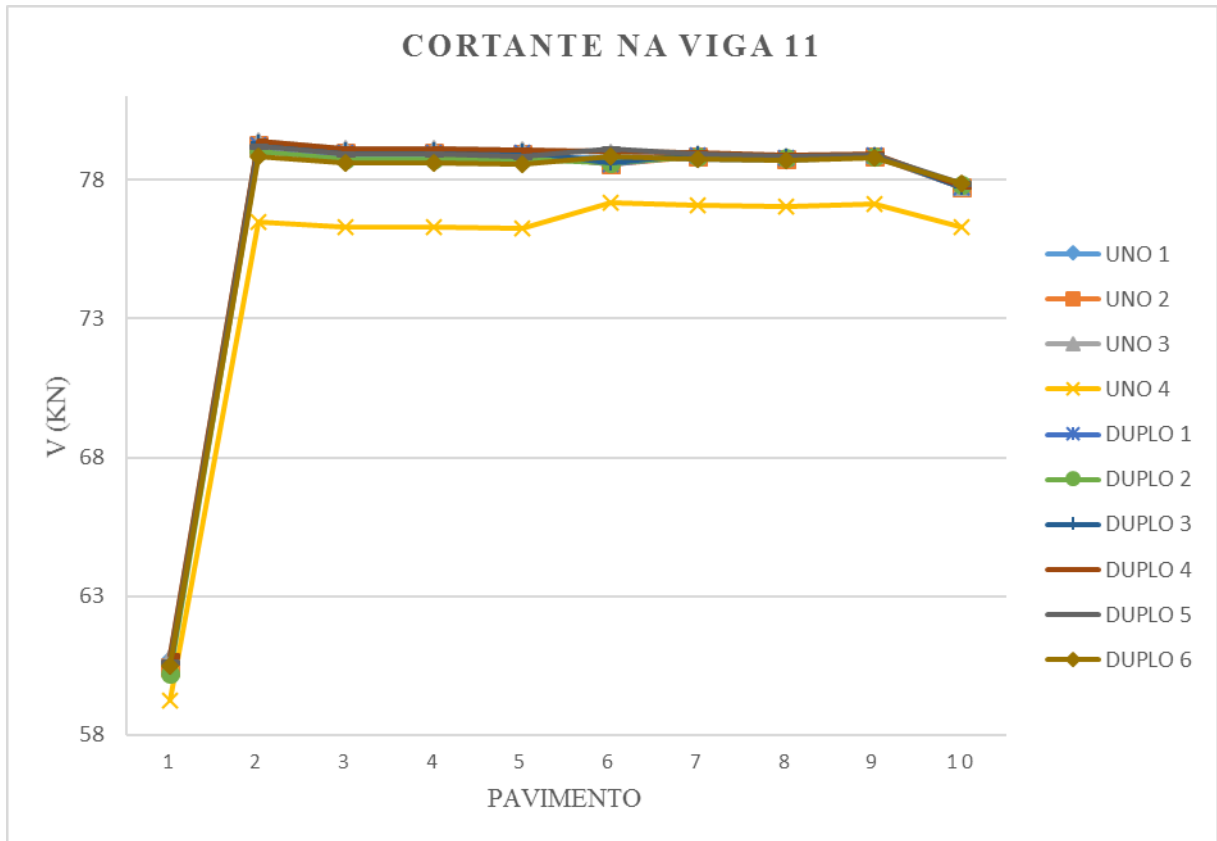
Como ilustra o gráfico 8, as vigas 14 dos modelos Uno 1, Duplo 4 e Duplo 1 apresentaram os menores esforços de cortante em relação aos demais modelos. Elas em nenhum dos pavimentos chegaram a valores superiores a 29 kN e mais uma vez o sistema de treliça teve presente nesses modelos.

Gráfico 8 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços cortantes, em kN, na viga 14 ao longo dos pavimentos.



Fonte: Autor.

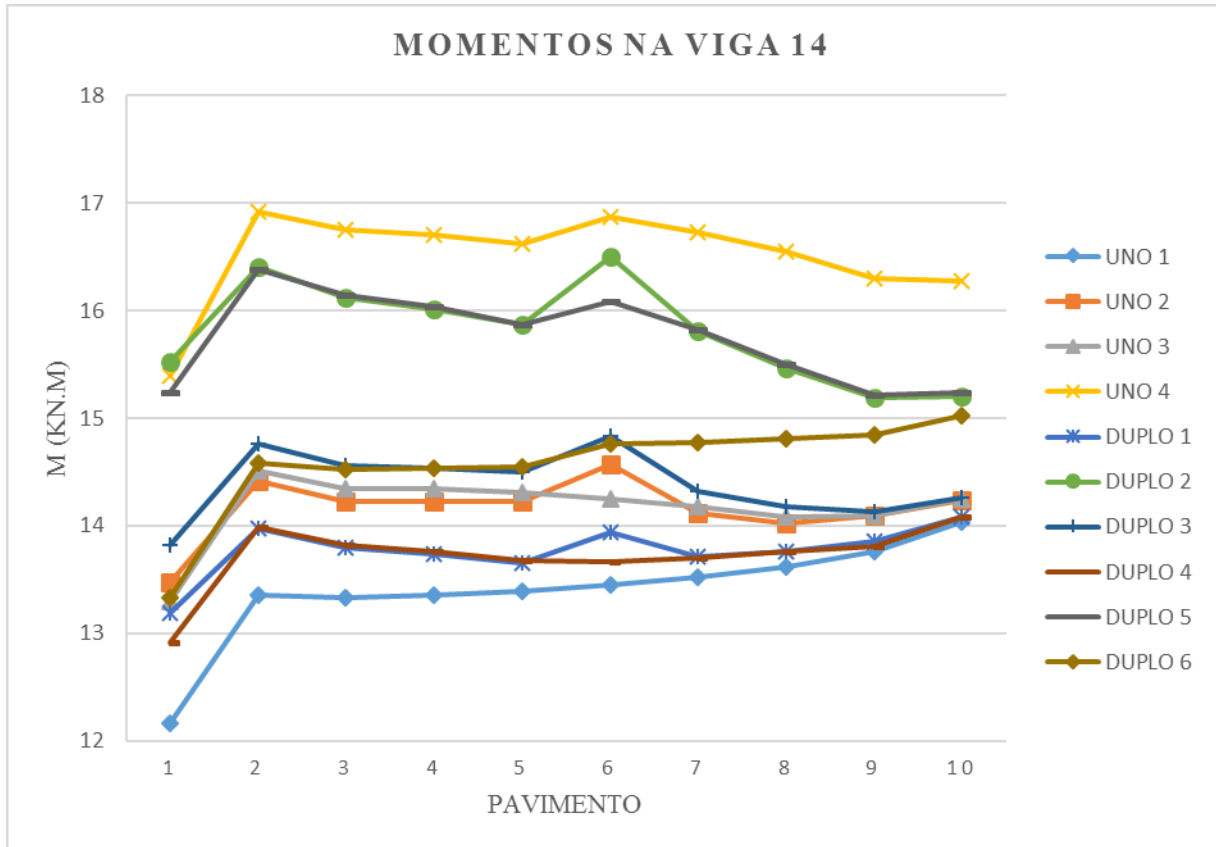
Gráfico 9 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços cortantes, em kN, da viga 11 ao longo dos pavimentos.



Fonte: Autor.

Já no gráfico 9 confirma que a viga centralizada ficou submetida a carregamentos maiores, pois apresentou valores de esforço cortante duas vezes maiores que os apresentados pelas vigas 14. No entanto, a alteração dos modelos de contraventamento demonstrou pouca relevância para as vigas 11 porque a variação desses valores não ultrapassou 1,0 kN, já na outra viga essa variação foi 5 vezes maior. Assim, de modo geral, esse tipo de esforço se manteve quase que constante diante da alteração dos elementos de contraventamento, com exceção do Uno 4 que apresentou um leve decréscimo explicado pela presença solitária do núcleo rígido o qual diante de sua grande rigidez parece atrair mais carregamento e aliviar os outros elementos contraventados.

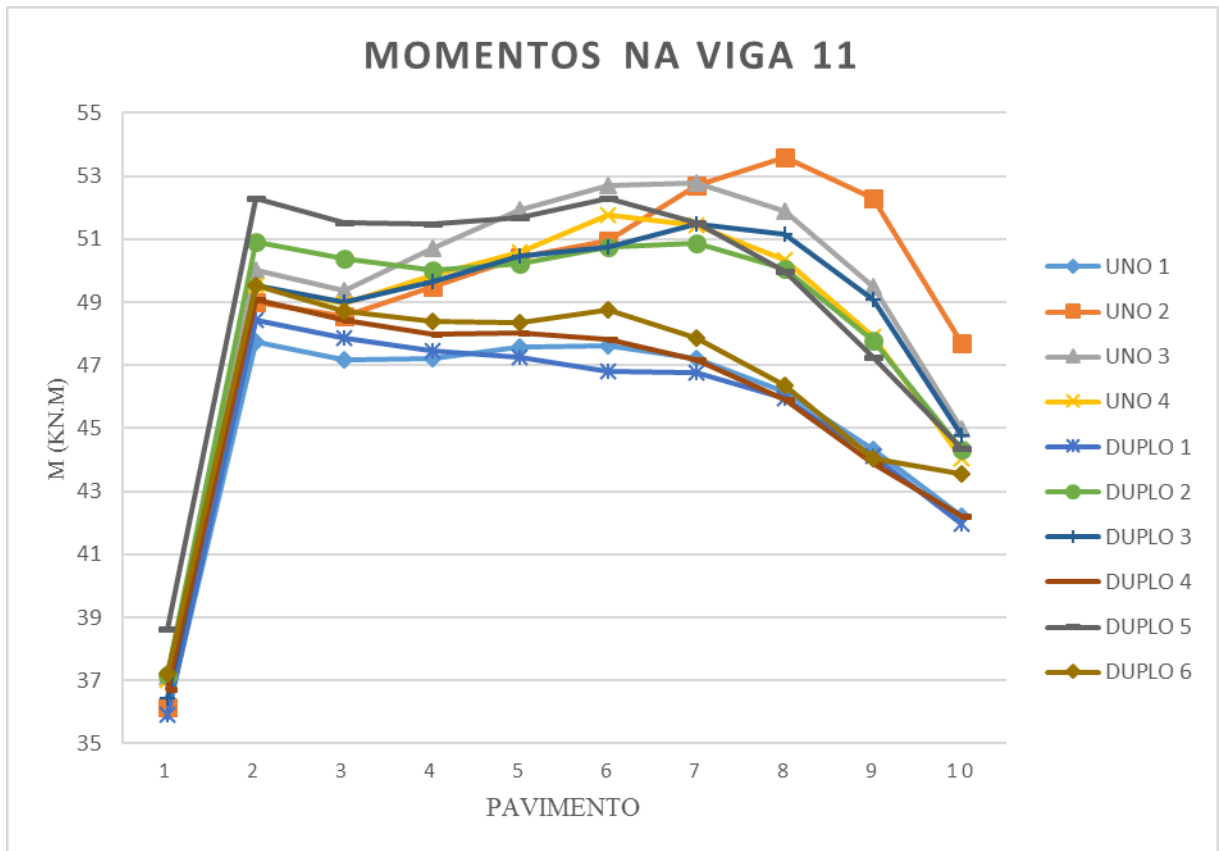
Gráfico 10 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços de momentos fletores, em kN.m, da viga 14 ao longo dos pavimentos.



Fonte: Autor.

Esforços de momentos fletores são informações básicas para qualquer dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado ou mesmo aço, por isso são substanciais numa análise estrutural. Nesse sentido, como evidenciado pelo gráfico 10 acima, três modelos já bem-sucedidos para essa viga nos esforços cortantes mantiveram o mesmo desempenho também nos esforços de momentos. O modelo Uno 1 teve um crescimento ao longo da altura do edifício dentro de um intervalo de 1,0 kN.m, já o Duplo 4 a partir do pavimento 2 apresentou os valores de momentos quase que constante assim como o Duplo 1, porém este teve um leve crescimento nos pavimentos onde havia a presença da viga enrijecida do sistema com pórtico plano que ficam no pavimento 6 e 10.

Gráfico 11 - Gráfico dos valores de amplitude dos esforços de momentos fletores, em kN.m, da viga 11 ao longo dos pavimentos.



Fonte: Autor.

Diferentemente dos esforços cortantes, os valores de amplitude dos momentos fletores demonstraram uma variação uma considerável variação. Conforme o gráfico 11, Os quatro modelos dotados de treliças apresentaram, a partir do segundo pavimento, um decréscimo e se comparado aos demais tiveram os menores valores. Mas na contramão, o modelo com apenas os pórticos planos como modelo de contraventamento, Uno 2, ascenderam a partir do segundo pavimento cujo seu ápice ficou no oitavo andar.

Contudo houve uma semelhança gritante do primeiro para o segundo pavimento os esforços aumentaram substancialmente, algo que é inerente dessa viga pois isso ficou evidente tanto no gráfico 24 como no 26.

5 CONCLUSÃO

A relevância dos sistemas de contraventamento deve ser reforçada à medida que a esbeltez dos edifícios de tem aumentado. Sendo assim, por meio do presente trabalho foi possível aprofundar a discussão acerca desse tema e propor algumas soluções para a concepção de projetos estruturais de concreto armado.

Analisando as diversas configurações de estruturas propostas, pode-se visualizar que, ao adicionar um sistema de contraventamento ao edifício, ele se torna mais rígido e estável globalmente. Cada sistema estrutural exerce um efeito diferente sobre a estrutura, porém o melhor resultado se obtém ao unir os dois sistemas na mesma estrutura, gerando deslocamentos inferiores em relação aos obtidos no sistema com apenas um elemento de contraventamento. Entretanto, a feliz exceção a essa regra foi o sistema com treliças que se mostrou o sistema mais eficiente para o projeto analisado.

O modelo Uno 1 demonstrou-se menos deslocável, embora nenhum tenha atendido ao valor limite de deslocamento no topo da NBR 6118. Ele teve também a melhor distribuição dos esforços na área de projeção da edificação e suas vigas aferidas apresentaram os menores esforços, algo que pode ser um forte indicativo de economia de concreto armado uma vez que as peças dimensionadas serão também menores.

Além disso, acerca dos modelos com a presença de pilares-parede e núcleo rígido os quais demonstraram os piores resultados dentre todos, a justificativa para tal situação está relacionada com a altura razoável do edifício de 10 andares uma vez que se mais alto esses elementos estruturais provavelmente se comportariam de maneira mais eficiente.

Com a obtenção dos resultados, observa-se uma necessidade de análise mais detalhada, com modelos reais, para comprovar e complementar os valores obtidos em um modelo teórico, sendo assim viável dar continuidade ao estudo acerca dos seguintes assuntos: ação dinâmica do vento nas estruturas; vibrações das estruturas; modelagem dos sistemas de contraventamento por elementos finitos sólidos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1997. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande - Rs: Dunas, 2010. 3 v.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5665: **Cálculo do tráfego nos elevadores**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

BITTENCOURT Túlio. N. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. **Exemplo de um Projeto Completo de Edifício de Concreto Armado**. 2007. Disponível em: <<http://www.lem.ep.usp.br>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS**. Porto, Portugal: Universidade Fernando Pessoa, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

CORELHANO, Angelo Giovanni Bonfim. **Análise não linear geométrica e física de núcleos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CSI. **Informação geral do SAP2000**. 2018. Disponível em: <<http://www.csiportugal.com/software/2/sap2000#submenu-top>>. Acesso em: 03 maio 2018.

DEARO, Guilherme. **Conheça o Kingdom Tower, o novo prédio mais alto do mundo**. 2014. Disponível em: <<https://exame.abril.com.br>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

FARIA, R. **Pirâmide Londrina**. *Téchne*. São Paulo, jun. 2012. Disponível em: ” <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/185/piramide-londrina-edificio-mais-alto-da-europa-emprega-estrutura-287980-1.aspx>>. ”. Acesso em: 13 abri.2018.

FUSCO, P.B. (1986). **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1994. 368 p.

Google LLC. **GOOGLE Street View**. 2017. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

IGLESIAS, Socrate Muñoz. **O efeito P-Delta nas estruturas dos edifícios**: Ebook. 2016. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA, CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (Rio de Janeiro, 2004). **Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em aço**. Disponível em “<www.gerdau.com.br>”. Acesso em: 12 abr.2018.

KIMURA, Alíó Ernesto. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2007.

KOERICH, Rodrigo. **Concepção estrutural – Principais erros de concepção que tornam uma estrutura cara**. 2017. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br>>. Acesso em: 25 abr. 2018.

LONGO, H. I., 2016, **Apostila do curso de Estruturas de Concreto Armado 1**, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Museu do Amanhã (Santiago Calatrava) no túnel de vento do IPT. **Instituto de Pesquisas Tecnológicas**. Youtube. 26 set. 2011. 2min22s. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=8VRRARAY4_zw> . Acesso em: 30 abril 2018.

OLIVEIRA, Ana Cláudia de Pereira. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. Dissertação apresentada à Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas, 2000.

PEREIRA SOUSA, Gustavo. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 1997. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PEREIRA, Rui Daniel Gonçalves. **Edifícios altos – problemas associados e análise estrutural de um caso prático**. 2011. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto, Portugal, 2011.

PIVA, Naiady. **Por que o Brasil não tem furacões?** 2017. Disponível em: <<http://www.gazetadopovo.com.br>>. Acesso em: 18 abr. 2018.

PORTUGAL, Erlon da Silva. **Análise de estrutura de edifícios altos considerando os efeitos de segunda ordem pelo método p-delta.** 2016. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

RAMILO, Nuno Manuel Carvalho. **Modelação de núcleos de edifícios.** 2009. 67 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

REBELO, Yopanan Conrado Pereira. **A Concepção estrutural e a Arquitetura.** São: Zigurate, 2000.

RETORE, Laura Cristina; KIMURA, Erica Fernanda Aiko; PENNER, Elisabeth. **Análise da estabilidade horizontal de edifícios de aço com múltiplos andares.** In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 7., 2016, São Paulo. Estruturas de aço. ABCEM, 2016. p. 1 - 19.

SÁLES, J.J.d., **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço.** 1995, Escola de Engenharia de São Carlos, USP: São Paulo. pp. 278.

VARGIC, Martin. **Tipologias tradicionais da arquitetura por continente e evolução histórica.** 2009. Disponível em: <<http://ctbuh.org>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

RELATÓRIO ANTI-PLÁGIO

The image shows the CopySpider software interface. At the top, there are menu options: 'Ferramentas' and 'Ajuda'. Below these are several utility buttons: 'Arquivo', 'URL', 'Iniciar', 'Parar', 'Limpar', 'Opções', and 'Scholar'. The email address 'matheusmra09@gmail.com' is displayed in the top right. The main window title is 'CopySpider'. The central area displays a report table with the following data:

Nome do arquivo de entrada	Relatório	Tempo	Progresso	Chance	Status	Principal	Remover
D:\Nova pasta\TCC g2 - ENTREGA P BANCA.doc	Analisar	00:04:51	100%	1,09% OK			X

Below the table, there is a search bar with the placeholder text 'Digite aqui para pesquisar'. To the right of the search bar, there is a large red logo that says 'APOIA.AE'. Below the logo, there is a message: 'Torne-se um Apoiador e tenha acesso a licenças exclusivas com todos os recursos do CopySpider. Ativar o Windows. Acesse Configurações para ativar o Windows. Versão: 1.3.9 RC1. POR 21:06 PTB2 26/10/2018'. The Windows taskbar is visible at the bottom of the screen, showing various application icons and the system tray.