



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

Thiago Nunes Pessoa

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO PARA UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO

Palmas – TO

2019

Thiago Nunes Pessoa

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO PARA
UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 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 Pimentel de Araújo Junior.

Palmas – TO

2019

Thiago Nunes Pessoa


ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO PARA
UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 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 Pimentel de
Araújo Junior.

Aprovado em: ____/____/____

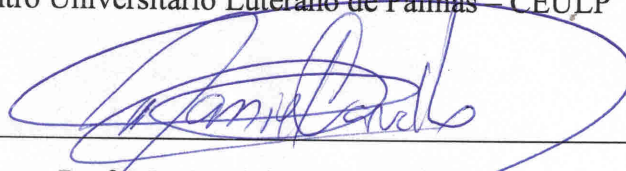
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.e Roldão Pimentel de Araújo Junior

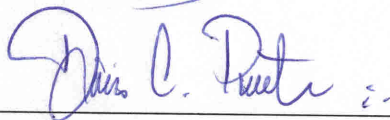
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.e Daniel Iglesias Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.e. Denis Cardoso Parente

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2019

DEDICATÓRIA

Dedico essa monografia a minha família, em especial minha avó, mãe, pai e tios que contribuíram nessa longa jornada.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, pela vida que tenho e pelos seus ensinamentos que moldaram meu caráter e me fez quem eu sou hoje.

Agradeço a meus pais: Petrucio e Ana Paula, pelo apoio, palavras de motivação, pela amizade que mantemos, mesmo não estando juntos.

Aos meus tios: Evaldo, Túlio, Adriana que de todas as maneiras me incentivaram a perseguir e lutar pelos meus sonhos.

A minha namorada Ingrid, quem desde o começo dessa caminhada está a meu lado me incentivando e ajudando sempre que foi preciso.

Agradeço a meus amigos da faculdade: Ronys, Karoly, Rodrigo e Luan, pela amizade duradoura que construímos.

Ao professor Roldão Araujo, que me orientou nessa monografia e me fez encontrar a área de projetos de estruturas de concreto armado, coincidentemente a disciplina que ele leciona.

E principalmente a minha avó, Coraci, que desde sempre me criou, educou e me acompanhou em todas as fases da minha vida.

RESUMO

PESSOA, Thiago Nunes. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO PARA UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO**. 2019. 101 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2019.

O processo de verticalização das edificações tem como principal desafio a busca por uma solução estrutural que viabilize sua estabilidade horizontal, tornando necessário o aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise de estruturas, de forma a proporcionar mais economia, rapidez e segurança. Logo, a presente pesquisa propõe a realização de análises estruturais de sistemas de contraventamento e associação destes em uma edificação de originalmente de 8 pavimentos e para uma melhor análise das ações horizontais o pavimento tipo foi replicado até obter um total de 25 pavimentos, para ter-se uma maior noção das diferenças ocasionadas pela ação do vento. Os sistemas estudados foram: Pórticos planos de contraventamento, pilares-parede e núcleos rígidos. Configurados em três sistemas: Sistema 1 (Pórtico plano de contraventamento), Sistema 2 (Pórtico plano e de pilares-paredes), Sistema 3 (Pórticos planos, pilares-parede e núcleo rígido). Utilizando-se da NBR 6118:2014 para atender os estados limites de serviço e último da edificação e a consideração das não linearidades físicas e geométricas nos processamentos, esses que foram efetuados na ferramenta computacional da AltoQi, o Eberick 2019 versão demonstrativa, onde foram analisadas variáveis como deslocamentos ao longo da altura da edificação, coeficiente Gama-z, esforços solicitantes (axiais e momentos), consumo de materiais e custo dos mesmos. Após os processamentos verificou-se que o sistema constituído única e exclusivamente por pórticos planos de contraventamento mesmo sendo o modelo com maior deslocabilidade entre os três estudados, o mesmo ainda se encontra dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118:2014 além de apresentar o menor custo, fazendo assim com que o sistema 1 se torne o ideal para a arquitetura proposta.

Palavras-chaves: Contraventamento. Eberick. Gama-z. Estados limites últimos e de serviço.

ABSTRACT

PESSOA, Thiago Nunes. **COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN CONTRASTING SYSTEMS FOR A RESIDENTIAL BUILDING IN ARMED CONCRETE**. 2019. 101 f. TCC (University graduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas, 2019.

The process of verticalization of the buildings has as main challenge the search for a structural solution that makes possible its horizontal stability, making necessary the improvement of the structural systems and the techniques of analysis of structures, in order to provide more economy, speed and security. Therefore, the present research proposes the accomplishment of structural analyzes of systems of contrasting and association of these in a building of originally of 8 floors and for a better analysis of the horizontal actions the type pavement was replicated until obtaining a total of 25 floors, for have a greater notion of the differences caused by the wind. The systems studied were: Flat frame, shear-walls and rigid cores. Configured in three systems: System 1 (Flat frame), System 2 (Flat frame and shear-walls), System 3 (Flat frame, shear-walls and rigid core). Using NBR 6118: 2014 to meet the service and final state limits of the building and the consideration of the physical and geometric nonlinearities in the processings, which were performed in the computational tool of AltoQi, the Eberick 2019 demo version, where they were analyzed variables such as displacements along the height of the building, Gama-Z coefficient, requesting stresses (axial and moments), material consumption and cost of the same. After the processing, it was verified that the system constituted solely and exclusively by flat frames, even being the model with the greatest displacement among the three studied, it is still within the limits established by NBR 6118: 2014 besides presenting the lowest cost, thus making system 1 the ideal for the proposed architecture.

Palavras-chaves: Contrasting, Eberick, Gama-z, Service and final state limits.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Deformação em pórticos.....	19
Figura 2 - Estrutura com paredes de contraventamento ao corte.	21
Figura 3 - Deformações parede/pórticos.	22
Figura 4 - Empenamento da seção do núcleo.	23
Figura 5 - Edifício tubular com colunas de perímetro amplamente espaçados.	24
Figura 6 - Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial.	25
Figura 7 - Diagrama de tensão x deformação.....	26
Figura 8 - Análise não-linear	27
Figura 9 - Fissuração do concreto.....	28
Figura 10 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear; (b) Não-linear.....	28
Figura 11 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.	29
Figura 12 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.	30
Figura 13 - Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial.....	31
Figura 14 - Efeitos de 1ª e 2ª Ordem	31
Figura 15 - Estrutura deformada com carregamento original e com cargas fictícias.	34
Figura 16 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	36
Figura 17 - Ruptura de um pilar.	39
Figura 18 - Deslocamento excessivo ocasionando fissuras.....	39
Figura 19 - Áreas de influência dos pilares.	41
Figura 20 - Vigas contínuas.....	43
Figura 21 - Fluxograma da metodologia.	45
Figura 22 - Planta baixa do pavimento tipo (pisos 1 ao 25).	47
Figura 23 – Corte esquemático AA' dos pavimentos da edificação.....	48
Figura 24 - Classes do concreto (determinação de parâmetros para as análises).....	49
Figura 25 - Áreas de influências.....	51
Figura 26 - Planta de formas (Pilar, Vigas e Lajes).....	54
Figura 27 - Sistema de Pórticos planos de contraventamento.....	56
Figura 28 - Sistema de Pórticos planos e Pilares-parede.....	57
Figura 29 - Sistema de Pórticos planos, Pilares-parede e Núcleo rígido.....	58
Figura 30 - Verificação ao estado limite de serviço.	60
Figura 31 - Classes de concreto (preço de material e execução).....	92
Figura 32 - Configurações barras (Custo do material e execução).....	92
Figura 33 - Custo de forma.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limites para deslocamentos.	38
Tabela 2 - Valores do coeficiente α_0	42
Tabela 3 - Fator S2.	50
Tabela 4 - Pré-dimensionamento pilares.	52
Tabela 5 - Pré-dimensionamento das vigas.	53
Tabela 6 - Pré-dimensionamento das lajes.	53
Tabela 7- Deslocamentos nos eixos X e Y da estrutura	62
Tabela 8 Coeficiente Gama-Z dos sistemas estudados.....	65
Tabela 9 - Pilares Parede no Eixo X.....	66
Tabela 10- Pilares parede no eixo Y.....	68
Tabela 11 - ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 1	69
Tabela 12- ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 2.....	70
Tabela 13- ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 3	71
Tabela 14 - Resumo de custo dos sistemas 1, 2 e 3.....	94

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1– Deslocamento Horizontal no Eixo X da estrutura.....	63
Gráfico 2 - Deslocamento Horizontal no Eixo Y da estrutura.	64
Gráfico 3- Coeficiente Gama-Z no Eixo X	65
Gráfico 4 - Coeficiente Gama-Z no eixo Y	67
Gráfico 5 - Esforço normal máximo - Pilar 23.....	72
Gráfico 6- Esforço normal mínimo - Pilar 23	73
Gráfico 7 - Momento no topo do pilar 23 - Direção B.....	74
Gráfico 8 - Momento na base do pilar 23 - Direção B	75
Gráfico 9 - Momento no topo do pilar 23 - Direção h.....	76
Gráfico 10 - Momento na base do pilar 23 - Direção h.....	77
Gráfico 11 - Consumo de concreto nas vigas - sistema 1, 2 e 3.....	78
Gráfico 12 - Consumo de área de forma nas vigas - sistema 1, 2 e 3.....	79
Gráfico 13 - Consumo de aço nas vigas - sistema 1, 2 e 3	80
Gráfico 14 - Consumo de concreto nos pilares - sistema 1, 2 e 3	81
Gráfico 15 - Consumo de área de forma nos pilares - sistema 1, 2 e 3	82
Gráfico 16 - Consumo de aço nos pilares - sistema 1, 2 e 3.....	83
Gráfico 17 - Consumo de concreto lajes - sistema 1, 2 e 3	84
Gráfico 18 - - Consumo de área de forma nas lajes - sistema 1, 2 e 3	85
Gráfico 19 - Consumo de aço nas lajes - sistema 1, 2 e 3	85
Gráfico 20 - Consumo de concreto nos blocos - sistema 1, 2 e 3.....	86
Gráfico 21 - Consumo de área de forma nos blocos - sistema 1, 2 e 3	87
Gráfico 22 - Consumo de aço nos blocos - sistema 1, 2 e 3.....	88
Gráfico 23 - Consumo total de concreto - sistema 1,2 e 3.....	89
Gráfico 24 - Consumo total de área de forma - sistema 1,2 e 3	90
Gráfico 25 - Consumo total de aço - sistema 1,2 e 3.....	91
Gráfico 26 - Comparativo de custos dos sistemas de contraventamento	95

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
ELS	Estado-Limite de Serviço
ELU	Estado-Limite Último
NLF	Não-Linearidade Física
NLG	Não-Linearidade Geométrica
AC	Área da Seção Bruta de Concreto
b	Base do pilar
cm	Centímetro
h	Altura
hadot	Altura adotada
KN	Kilonewton
Kgf	Kilograma força
l	Vão da Viga
L1	Vão da Viga 1
L2	Vão da Viga 2
Lx	Menor Vão da Laje.
m	Metro
m ²	Metro-quadrado

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	PROBLEMA DA PESQUISA	14
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	OBJETIVO GERAL	14
1.2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	15
1.3	JUSTIFICATIVA	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	VENTO NAS ESTRUTURAS	17
2.1.1	VENTO	17
2.1.2	VENTO X ESTRUTURAS	17
2.2	SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO	18
2.2.1	PÓRTICOS PLANO DE CONTRAVENTAMENTO	19
2.2.2	PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	19
2.2.3	PAREDES ASSOCIADAS A PÓRTICOS	22
2.2.4	NÚCLEOS RÍGIDOS	22
2.2.5	SISTEMA TUBULAR	23
2.2.6	RETICULADA CONTRAVENTADA (SISTEMA DE TRELIÇA)	24
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL	25
2.3.1	ANÁLISE LINEAR	26
2.3.2	ANÁLISE NÃO LINEAR	27
2.3.2.1	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	28
2.3.2.2	NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA	29
2.4	ESTABILIDADE GLOBAL	30
2.4.1	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	31
2.4.2	CRITÉRIOS PARA A AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE GLOBAL	32
2.4.2.1	PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α	32
2.4.2.2	PARÂMETRO γ_z	32
2.4.3	PROCESSO P – Delta	33
2.4.4	CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS	34
2.4.4.1	ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS	34
2.4.4.2	ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS	34
2.5	AÇÕES ATUANTES E DESLOCAMENTOS	35
2.5.1	AÇÕES DO VENTO	35
2.5.2	AÇÕES PERMANENTES	36
2.5.2.1	AÇÕES PERMANENTES DIRETAS	37

2.5.2.2	AÇÕES PERMANENTES INDIRETAS.....	37
2.5.3	AÇÕES VARIÁVEIS	37
2.5.4	AÇÕES EXCEPCIONAIS	37
2.5.5	DESLOCAMENTOS DE UMA ESTRUTURA	37
2.5.5.1	DESLOCAMENTOS-LIMITES	37
2.6	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	38
2.6.1	COMBINAÇÕES ULTIMAS	39
2.6.2	COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	40
2.7	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	40
2.7.1	PILARES.....	40
2.7.1.1	ÁREA DE INFLUÊNCIA.....	40
2.7.1.2	SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES	41
2.7.2	VIGAS.....	42
2.7.3	LAJES	43
3.	METODOLOGIA	45
3.1	DIRETRIZES	45
3.2	PLANTA BAIXA ADOTADA.....	46
3.3	CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL	49
3.3.1	ESPECIFICAÇÕES	49
3.3.2	CARGAS PERMANENTES.....	49
3.3.3	CARGAS ACIDENTAIS.....	50
3.3.4	FORÇAS PROVENIENTES DO VENTO	50
3.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	51
3.5	CRIAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS NO SOFTWARE	55
3.5.1	MODELOS DE ANÁLISE DO EBERICK	55
3.5.2	MODELAGEM ESTRUTURAL	55
3.6	PROCESSAMENTO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS	59
3.7	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	59
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
4.1	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	62
4.2	ESTABILIDADE GLOBAL A PARTIR DO COEFICIENTE GAMA-Z	64
4.3	NORMAIS E MOMENTOS FLETORES NO PILAR 23	68
4.4	CONSUMO DE MATERIAIS.....	78
4.4.1	CONSUMO NAS VIGAS.....	78
4.4.2	CONSUMO NOS PILARES.....	81
4.4.3	CONSUMO NAS LAJES	84

4.4.4 CONSUMO NAS FUNDAÇÕES	86
4.4.5 CONSUMO TOTAL.....	89
4.5 CUSTO DOS SISTEMAS	91
4.5.1 COMPARATIVO DOS SISTEMAS	93
CONCLUSÃO	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97

1 INTRODUÇÃO

Com o advento da modernidade, edificações de múltiplos pavimentos tornou-se uma das soluções habitacionais e comerciais mais utilizadas na contemporaneidade, visto que esses, em sua maioria localizados nos grandes centros urbanos, possuem a capacidade de abrigar um maior número de ambientes em espaços de terreno cada vez menores, faz dessa concepção estrutural uma das melhores opções dentre as existentes (PEREIRA, 2000).

Com as estruturas a cada dia mais altas, o vento que outrora não era considerado na análise das edificações, torna-se de suma importância, pois as ações horizontais ocasionadas por ele será uma das maiores causadoras de instabilidade sobre a estrutura.

Os edifícios altos, muitas vezes classificados como estruturas esbeltas, necessitam de um sistema estrutural onde a rigidez e a estabilidade sejam consideradas como fatores prioritários durante a concepção do seu projeto para que a edificação não apresente deslocamentos que comprometam a segurança da estrutura (PEREIRA, 2000). Esses sistemas são denominados de contraventamento.

As caixas de elevadores e escadas, bem como os pilares-parede de concreto armado, constituem exemplos de subestruturas de contraventamento (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). Dentre esses sistemas, serão abordados três em específico: pórticos planos, núcleos rígidos e pilares-parede. De maneira com que atenda parâmetros de segurança estabelecidos pela NBR 6118:2014.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

De maneira com que os deslocamentos laterais provenientes do vento, sejam aceitáveis de acordo com a NBR 6118:2014, qual sistema de contraventamento ou associação deles, pórtico plano de contraventamento, pilares-parede e pórticos plano ou uma combinação de núcleo rígido, pórticos e pilares-parede, que trará uma melhor solução para a edificação residencial de múltiplos pavimentos proposta?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar três sistemas de contraventamento, em um edifício residencial de 25 pavimentos em concreto armado, com fundação do tipo bloco sob estaca. Essas análises serão realizadas no software estrutural, EBERICK V10.

1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Analisar os deslocamentos laterais ao longo da altura da edificação nos 3 sistemas.
- Comparar a estabilidade global da estrutura a partir do coeficiente gama-z.
- Comparar esforços solicitantes (axial e momento fletor) no pilar que mais sofreu alteração devido os sistemas de contraventamento.
- Comparar o consumo de materiais e o custo dos sistemas estudados

1.3 JUSTIFICATIVA

A concepção de um projeto e a execução do mesmo é uma tarefa bastante laboriosa e que deve ser tratada com um bom planejamento e muita responsabilidade. [...] A avaliação da rigidez destes edifícios, sobretudo a estabilidade global, é de suma importância para viabilizá-las. Fatores como os efeitos de segunda ordem, a ação do vento, abalos sísmicos e a interação solo-estrutura que, usualmente, são negligenciados em projetos de menor porte, são itens primordiais no projeto e que viabilizarão a construção de um edifício alto de forma segura e econômica (OLIVEIRA, 2009).

A avaliação da rigidez que as edificações devem ser submetidas afim de manter a estabilidade global das edificações está diretamente vinculada aos deslocamentos que a estrutura está submetida, a NBR 6118:2014 define os valores limites para esses deslocamentos, os deslocamentos-limites, que são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Estes que podem ocasionar, vibrações excessivas, inviabilizar quanto a utilização, inviabilizar equipamentos, etc. Segundo Bueno (2009), considerar a deslocabilidade de uma estrutura e o equilíbrio na forma deslocada é indispensável na análise da estabilidade global.

Wordell (2003) diz que, “Qualquer edificação, independentemente da quantidade de pavimentos, pilares e dimensões, deve ser verificada se o sistema de travamento está adequado e dimensionado para o modelo em questão”. Logo isso remete a importância da análise global nos edifícios que estão submetidas as ações do vento, com isto alternando as modelos de contraventamento, é possível atestar para o modelo em questão e qualquer outro, que cada projeto terá uma peculiaridade, atestando que existem inúmeras opções, mas cabe ao engenheiro escolher a melhor.

Portanto, este trabalho justifica-se pela importância do estudo dos sistemas de contraventamento das estruturas e suas influências sobre a estabilidade global das edificações

quando diferentes combinações de estruturas de contraventamento são aplicadas a um projeto arquitetônico distinto.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 VENTO NAS ESTRUTURAS

2.1.1 VENTO

Vento, de forma simples, é o deslocamento de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e, principalmente, pressão na atmosfera. A massa de ar ao adquirir uma certa velocidade, quando encontra a superfície de uma estrutura inverte, produz nela uma pressão. (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Segundo a NBR 6118:2014 item 11.4.1.2, os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser julgada e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o estabelecido pela ABNT NBR 6123:1988, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

2.1.2 VENTO X ESTRUTURAS

O vento tem caráter aleatório. Por essa razão, o projetista deve adotar para direção do vento a que seja mais desfavorável para a estrutura (sua influência é mais sentida em estruturas esbeltas). Para a determinar o valor de sua força é necessário utilizar valores obtidos experimentalmente e tratados estatisticamente (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

De acordo com a NBR 6123:1988, existe alguns termos importantes que ajudam a compreender ação e os efeitos do vento, destacando inicialmente que ele atua perpendicularmente à superfície que obstrui sua passagem.

- Barlavento: região de onde sopra o vento, em relação à edificação (região da edificação atingida diretamente pelo vento).
- Sotavento: região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação a edificação.
- Sobrepressão: pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).
- Sucção: pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo.)

2.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Sousa Junior (2001) diz que, “Os edifícios altos e muito esbeltos precisam de uma estrutura especial de enrijecimento para que possam resistir as ações horizontais, ou seja, eles não podem ser formados por apenas elementos estruturais usuais como pilares, vigas e lajes.”

Segundo a NBR 6118:2014, na composição da estrutura, torna-se viável arranjar os elementos estruturais de modo com que esses aumentem a rigidez global da estrutura. A norma define, em seu item 15.4.3, contraventamento, é possível conhecer dentro de uma estrutura, subestruturas que, devido à sua elevada rigidez a ações horizontais, resistem à grande parte desses esforços. Essas subestruturas são denominadas de subestruturas de contraventamento.

As ações horizontais, constituídas principalmente pelos ventos, devem ser absorvidas pela estrutura e transmitida para as fundações. Os elementos responsáveis por essa transmissão formam a subestrutura de contraventamento do edifício. Dessa forma, define-se estrutura de contraventamento como a estrutura composta por um conjunto de elementos que tem como principal característica uma grande rigidez a ações horizontais, cuja função é resistir e transferir as ações horizontais para a os elementos de fundação, isto é, a estrutura de contraventamento tem como objetivo principal “travar” a estrutura, proporcionando estabilidade horizontal diminuindo ao máximo os deslocamentos horizontais (BARBOSA, 2008).

A escolha de um sistema de contraventamento de um edifício é bastante complexa, conseqüentemente no início de um projeto, deve ser realizado um estudo minucioso da arquitetura, métodos construtivos e condições da localidade antes do cálculo e dimensionamento da estrutura. Este procedimento para um projeto bem sucedido, constitui em si a arte de dispor as peças resistentes de uma estrutura, de forma a que a mesma resista a todas as solicitações (cargas, peso próprio e ações horizontais), que sobre ela possam atuar durante a sua vida, minimizando os custos da construção e manutenção (PEREIRA, 2011).

Segundo Carneiro e Martins (2008), resumidamente, os tipos comuns de contraventamentos são:

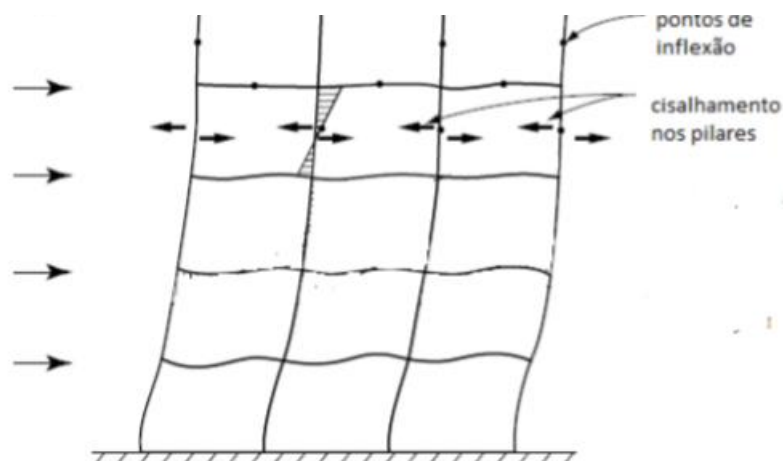
- Pórticos;
- Parede (cheia/cega, com pequenas aberturas ou com uma ou várias filas de aberturas);
- Paredes associadas a pórticos;
- Núcleos e tubos;
- Reticulada contraventada (sistema de treliça).

2.2.1 PÓRTICOS PLANO DE CONTRAVENTAMENTO

Os pórticos planos são os mais conhecidos entre os pesquisadores e mais usados na prática. São formados pela combinação plana de pilares, vigas e quando necessárias diagonais, conectados entre si através de nós rígidos ou semi-rígidos (MATIAS JUNIOR, 1997). Por possuírem uma rigidez relativamente pequena, os pórticos não são amplamente utilizados como elementos de contraventamento. Poderão garantir uma resistência lateral devido as ações horizontais, em edifícios de pequena altura (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

A continuidade do pórtico também aumenta a resistência à gravidade, reduzindo os momentos positivos nas vigas. As vantagens desse sistema é a simplicidade e a conveniência de sua forma retangular. Seu arranjo desobstruído, livre de paredes estruturais, permite a liberdade maior para o layout interno e também para o livre posicionamento de aberturas internas e externas. Sistema de pórticos são considerados econômicos para prédios de até cerca de 25 andares, acima sua resistência torna-se difícil de se controlar, a menos que uma estrutura rígida seja combinada com pilares-paredes, a estrutura resultante é muito mais rígida, de modo que seu potencial de altura pode se estender até 50 andares ou mais (TARANATH, 2010).

Figura 1 - Deformação em pórticos



Fonte: Adaptado de TARANATH, 2010.

2.2.2 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

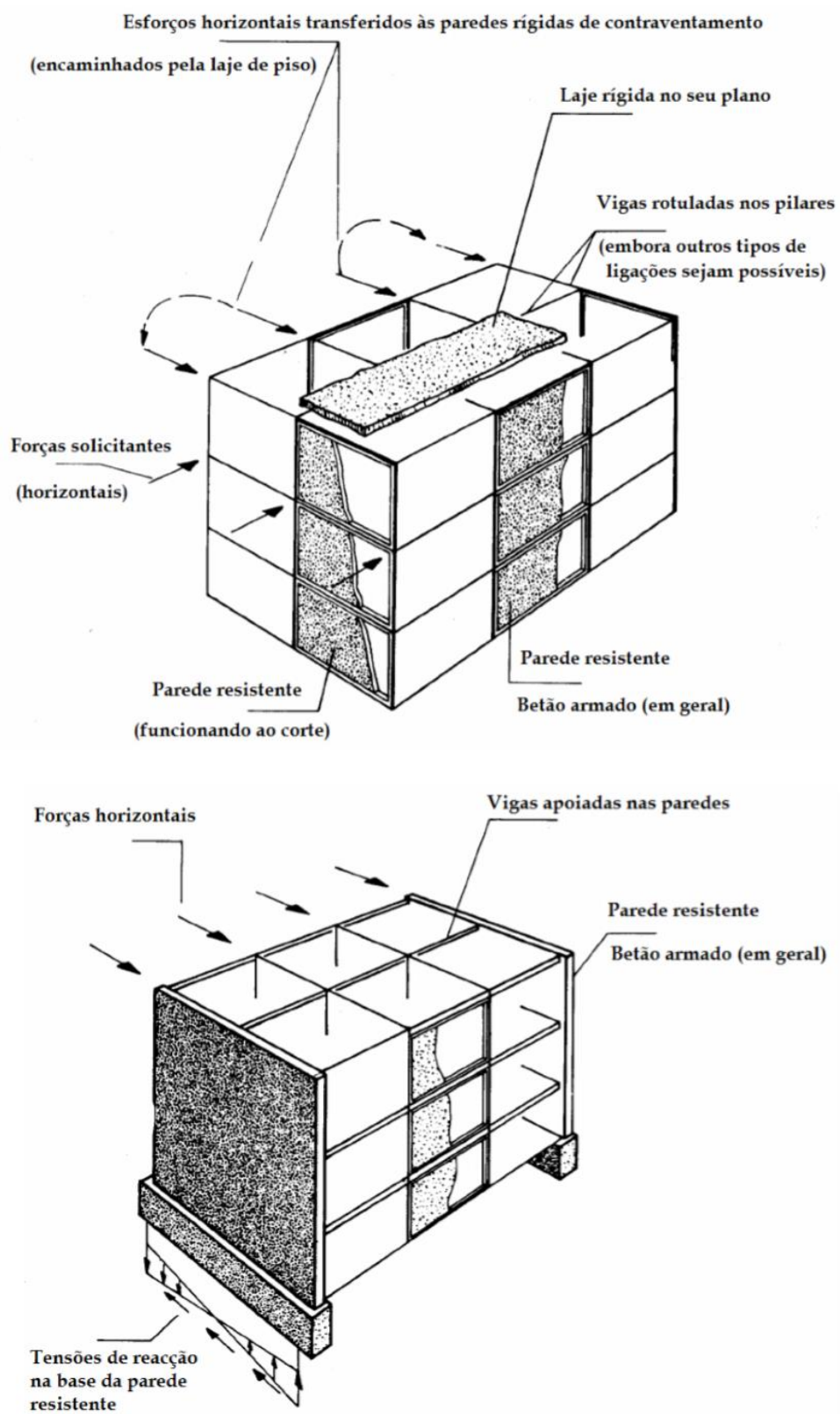
Nestas paredes, a resistência às ações laterais é geralmente efetuada por um sistema formado pelos pisos da edificação e pela parede. Devido à alta rigidez no seu plano, os pisos da edificação, que são geralmente constituídos por lajes de betão armado, comportam-se como

diafragmas rígidos e transmitem às paredes de contraventamento os esforços decorrentes das ações laterais aplicadas sobre ela como mostra a figura 2 (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

As paredes dentro de um edifício são mais comumente localizadas centralmente em torno de áreas de serviço, incluindo elevadores, espaços mecânicos e banheiros. No entanto, estas paredes podem ser distribuídas por toda a planta. As paredes de cisalhamento resistem a todas as cargas laterais e podem ser submetidas à tensão da rede e à elevação/tombamento da fundação. Portanto, a localização/tamanho do plano e o equilíbrio da carga gravitacional são importantes para minimizar qualquer tensão nos elementos da parede de cisalhamento (SARKISIAN, 2012).

Alguns autores os pesquisaram associados, no espaço tridimensional, em três ou mais unidades continuamente ligadas entre si, formando um único elemento de seção transversal aberta. Neste tipo de análise, eles assumem um comportamento estrutural semelhante aos núcleos resistentes submetidos à torção. A interação tridimensional se dá através das tensões de cisalhamento distribuídas ao longo de suas ligações (MATIAS JUNIOR, 1997).

Figura 2 - Estrutura com paredes de contraventamento ao corte.

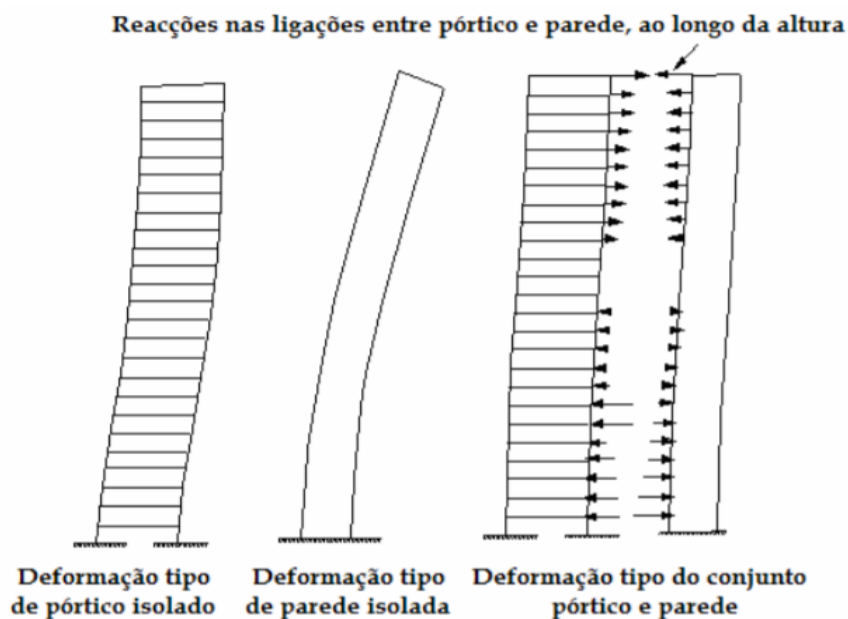


Fonte: CARNEIRO, MARTINS, (2008).

2.2.3 PAREDES ASSOCIADAS A PÓRTICOS

Neste sistema, a resistência à carga horizontal é obtida pela combinação de paredes de contraventamento e pórticos conforme figura 3. As paredes são frequentemente colocadas em torno de núcleos de elevador e de serviço, enquanto as estruturas com painéis relativamente profundas ocorrem no perímetro do edifício. Quando uma estrutura de estrutura de parede é carregada lateralmente, as formas defletidas distintamente das paredes e dos caixilhos podem ser bastante eficazes na redução das deflexões laterais, na medida em que edifícios de até 50 andares ou mais são econômicos. As vantagens potenciais de uma estrutura de estrutura de parede dependem da intensidade da interação horizontal, que é governada pela rigidez relativa das paredes e estruturas e pela altura da estrutura. Quanto mais alto o edifício e quanto mais rígidos os quadros, maior a interação (TARANATH, 2012).

Figura 3 - Deformações parede/pórticos.



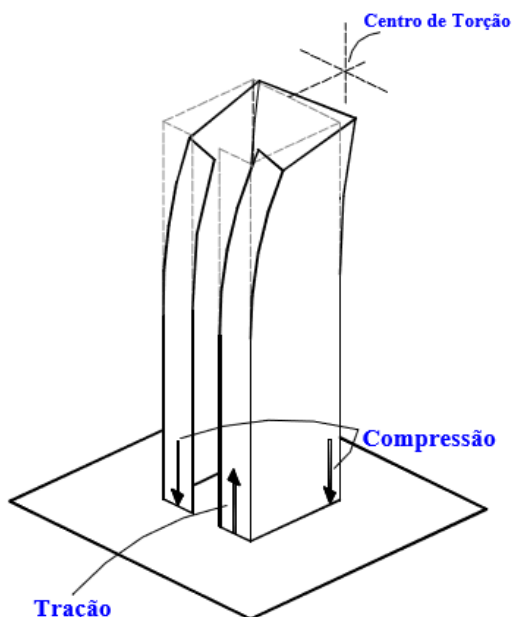
Fonte: CARNEIRO e MARTINS, 2008.

2.2.4 NÚCLEOS RÍGIDOS

Os núcleos resistentes são elementos de elevada rigidez, constituídos pela associação tridimensional de paredes retas ou curvas, formando seções transversais abertas. São normalmente posicionados nas áreas centrais dos edifícios, isto é, em torno dos elevadores, caixas das escadas, depósitos ou espaços reservados para instalação de tubulações elétricas e hidráulicas. A característica principal que o difere dos demais sistemas de contraventamento é sua rigidez ao empenamento conforme Figura 4. Podem ser parcialmente fechados pelas vigas,

lintéis ou lajes, que contribuem com suas resistências à flexão para diminuir as deformações na direção do empenamento. Em alguns edifícios altos eles podem isoladamente constituir a estrutura, absorvendo tanto os esforços horizontais como verticais, nestes casos as tensões devido às deformações por flexão e empenamento podem ter a mesma ordem de grandeza, devendo ser ambas consideradas (MATIAS JUNIOR, 1997).

Figura 4 - Empenamento da seção do núcleo.



Fonte: SMITH e COULL, 1991 apud PEREIRA, 2000.

Por esse motivo que Freitas (2015) diz, quase que a totalidade da estabilidade da estrutura e da resistência as ações laterais (vento) são suportadas por esses elementos.

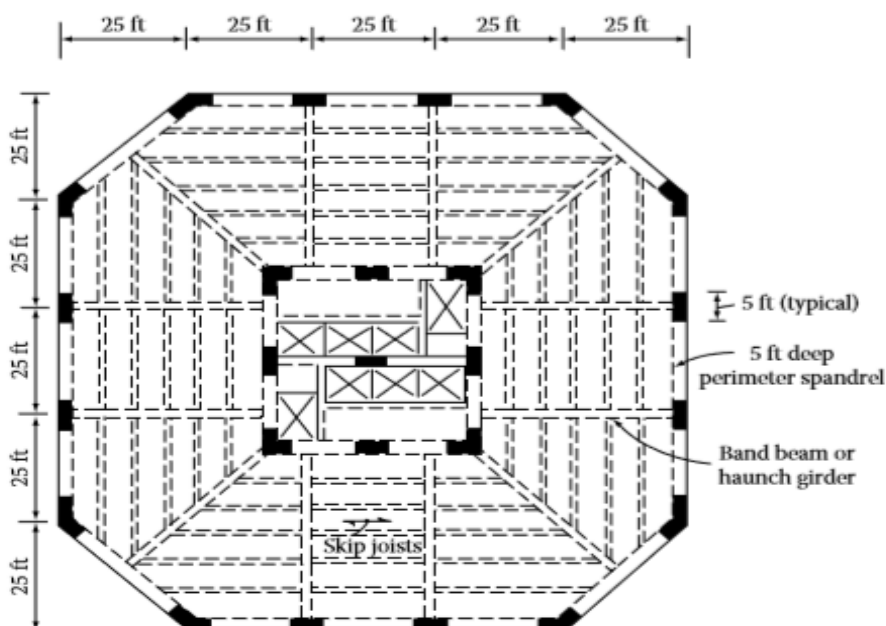
Segundo Pereira (1997 apud CORELHANO 2010), em seu trabalho, conclui que a atuação do núcleo de rigidez em uma estrutura de contraventamento é bastante benéfica, auxiliando na redução das translações horizontais dos pavimentos e contribuindo na redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura.

2.2.5 SISTEMA TUBULAR

De acordo com Pereira (2011), “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.” No entanto, para edifícios com planos e compactos, é possível alcançar a ação do tubo com colunas relativamente espaçadas interligadas com grandes painéis. Como exemplo, o plano de um prédio de 28 andares construído em Nova Orleans é mostrado na Figura 5. A resistência lateral

é fornecida por uma estrutura perimetral composta de colunas de 5 pés (1,5 m) de largura, espaçadas a 25 pés (7,62 m) de centros, e amarradas juntas com um spandrel de 5 pés (1,53 m) de profundidade.

Figura 5 - Edifício tubular com colunas de perímetro amplamente espaçadas.



FONTE: TARANATH, 2010.

Os sistemas tubulares são projetados para equalizar aproximadamente a rigidez de flexão dos pilares e vigas. O sistema estrutural tenta equalizar a carga axial (reduzir o atraso de cisalhamento) atraído pelos pilares quando a estrutura geral é submetida as cargas laterais. Quebra de cisalhamento é o fenômeno que descreve a distribuição desigual de força nos pilares da face anterior ou posterior quando a estrutura é submetida a essas cargas (SARKINSIAN, 2012).

2.2.6 RETICULADA CONTRAVENTADA (SISTEMA DE TRELIÇA)

Em edifícios altos, as vezes a ligação contínua entre vigas e pilares podem não conferir a rigidez necessária à estabilidade. Então surge os pórticos enrijecidos por contraventamentos, ou diagonais que prendem um nó ao outro, tornando-o indeslocável conforme figura 6 (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

Figura 6 - Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial.



Fonte: CARNEIRO e MARTINS, 2008.

O tubo diagonal externo introduz diagonais no perímetro da estrutura. Essas diagonais normalmente existem em intervalos de múltiplos andares. O sistema estrutural tenta equalizar a carga axial (reduzir o atraso de cisalhamento) atraído pelos pilares quando a estrutura geral é submetida a cargas laterais. [...] O uso de diagonais no tubo aumenta significativamente a eficiência estrutural (diminui o uso de materiais), uma vez que o comportamento é dominado pelo comportamento axial em vez de flexão (SARKINSIAN, 2012).

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

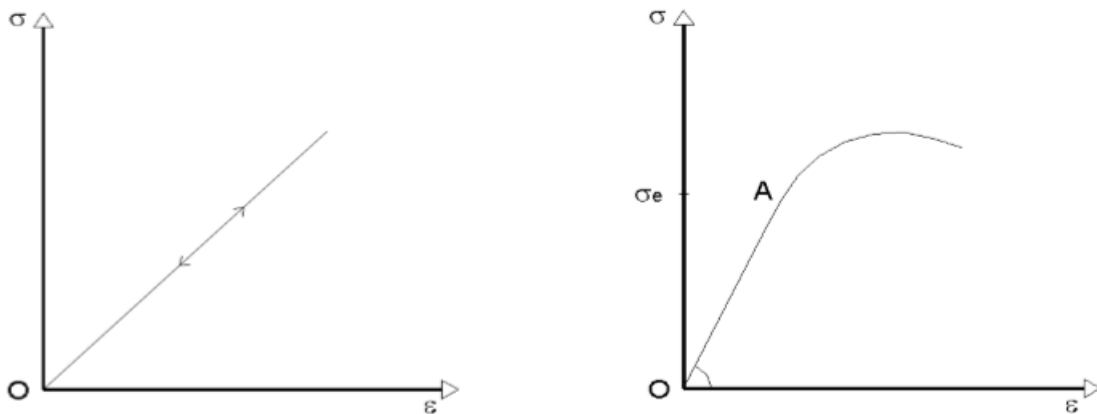
Segundo a NBR 6118:2014, análise estrutural tem por objetivo estabelecer os efeitos das ações em uma estrutura, efetuando as verificações dos estados-limite últimos (ELU) e de serviço (ELS). A análise permite estabelecer as distribuições dos esforços internos, deformações e deslocamentos locais ou em toda a estrutura, a análise deve ser realizada a partir de um modelo, e para atender todas as verificações de Norma pode ser necessário mais de um modelo.

A análise estrutural é considerada a etapa mais importante do projeto, pois é nela que é determinado os esforços solicitantes (esforços internos) que posteriormente serão empregados no dimensionamento e detalhamento da estrutura em geral, ou seja, o dimensionamento e detalhamento é reflexo da análise estrutural. Além de influenciar diretamente no detalhamento e dimensionamento dos elementos, é com base na análise estrutural que é previsto o comportamento da estrutura em serviço (BARBOZA, 2008).

2.3.1 ANÁLISE LINEAR

Essa análise considera os materiais elástico-lineares. A elasticidade de um material está vinculada a sua tendência de retornar ao estado inicial após ter sofrido deformações advindas de ações externas, com o alívio do carregamento, Figura 7. Se o material retornar ao estado inicial sem nenhuma deformação esse é considerado completamente elástico, se apenas parte da configuração deformada é revertida esse é considerado parcialmente elástico (FONTES, 2005).

Figura 7 - Diagrama de tensão x deformação.



Fonte: FONTES, 2005.

Ainda segundo Fontes (2005), a análise linear considera uma relação entre os componentes de tensão e deformação do material, isto é, que existe uma constante de proporcionalidade responsável por essa relação, e de valor característico para cada material. Essa constante é chamada de módulo de elasticidade que foi primeiramente introduzida pelo inglês Robert Hooke, em 1678, sendo então conhecida como Lei de Hooke.

$$\sigma = E \varepsilon$$

Onde:

σ : Tensão

E: Módulo de elasticidade

ϵ : Deformação específica

A NBR 6118:2014 no item 14.5.2, sobre análise linear:

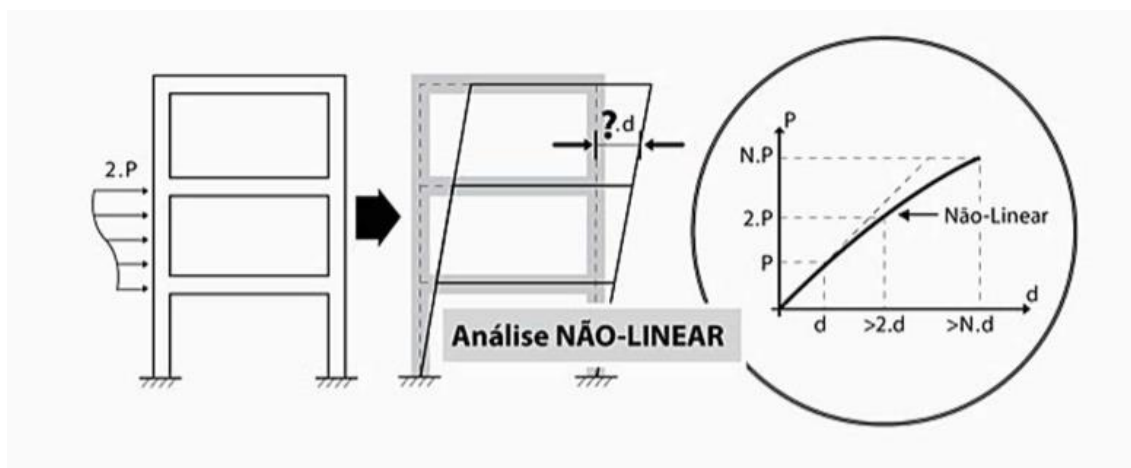
Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de ELS.

Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no ELU, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

2.3.2 ANÁLISE NÃO LINEAR

Um material não linear é aquele que apresenta uma relação não linear entre as tensões e deformações, Figura 8, isto é, a relação entre elas não pode ser definida por uma constante. [...] dada sua importância, em alguns casos, a sua implementação vem sendo feita no cálculo usual, visto que na prática é comum a utilização da análise não linear (Fontes, 2005).

Figura 8 - Análise não-linear



Fonte: KIMURA, 2007.

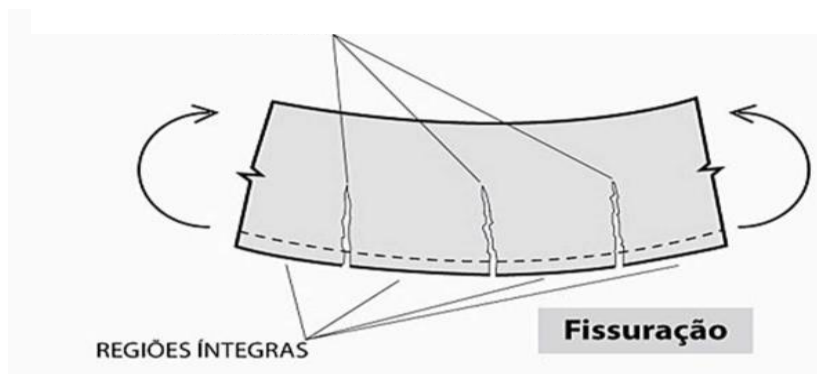
A NBR 6118:2014 no item 14.5.5 descreve sobre a análise não-linear que a geometria da estrutura bem como suas armaduras devem ser conhecidas para que a análise não-linear possa ser realizada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada. Condições como: equilíbrio, compatibilidade e ductilidade devem ser satisfeitas nas análises. As análises não-lineares podem ser utilizadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço.

2.3.2.1 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

A não-linearidade física desenvolve-se a partir de fissuração, fluência, deformação plástica do concreto, escoamento das armaduras, entre outros fatores, e está associada ao comportamento do material. A sua consideração envolve a determinação da rigidez de cada elemento estrutural, para cada seção transversal com variação da quantidade e da disposição de armadura, e do grau de sollicitação, a partir das relações constitutivas dos materiais (FONTES, 2005 apud BARBOSA, 2008).

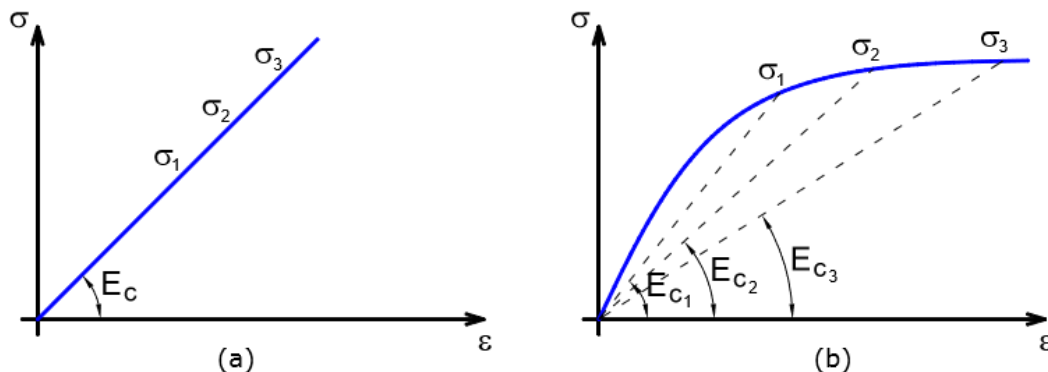
Além do comportamento não-linear dos materiais concreto e aço, existe um outro fator relacionado ao concreto armado que é preponderante na análise de edifícios: a fissuração (Figura 9). Por causa da sua resistência a tração se baixa, é muito comum o surgimento de fissuras à medida que o carregamento é aplicado à estrutura (KIMURA, 2007).

Figura 9 - Fissuração do concreto



Fonte: KIMURA, 2007.

Figura 10 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear; (b) Não-linear



FONTE: MONCAYO, 2011.

Segundo Moncayo (2011), a (Figura 10: (a) linear, representa que para qualquer intensidade de tensão, o concreto age com mesma intensidade, diferentemente do (Figura 10: (b) Não-linear), que para cada valor de tensão o concreto age diferentemente, pois o módulo de elasticidade não é constante.

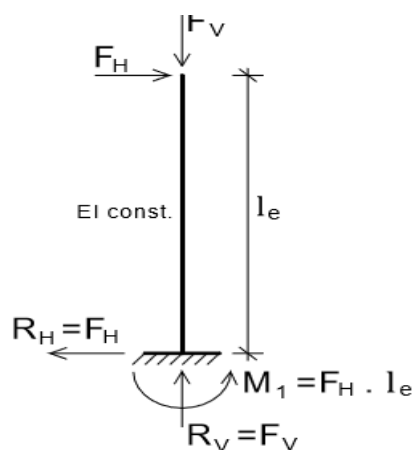
2.3.2.2 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A atuação em conjunto das ações verticais e horizontais, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estrutura. Este efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõe a estrutura e é chamado de não linearidade geométrica (WORDELL, 2003). Dessa forma Moncayo (2011), os efeitos da não linearidade geométricas são encontrados quando o equilíbrio é determinado na posição deformada.

Segundo Freitas (2015), principalmente em edifícios altos, a avaliação dos efeitos da não linearidade geométrica torna-se importante, pois esta gera acréscimos de esforços devido ao carregamento vertical e aos deslocamentos horizontais.

Para que a estrutura esteja em equilíbrio na posição inderformada, isto é, na posição inicial, as reações na base aparecem de acordo com a Figura 11, sendo uma delas o momento fletor de primeira ordem M_1 , que tem esse nome por ter sido obtido na análise do equilíbrio na posição indeformada (MONCAYO, 2011).

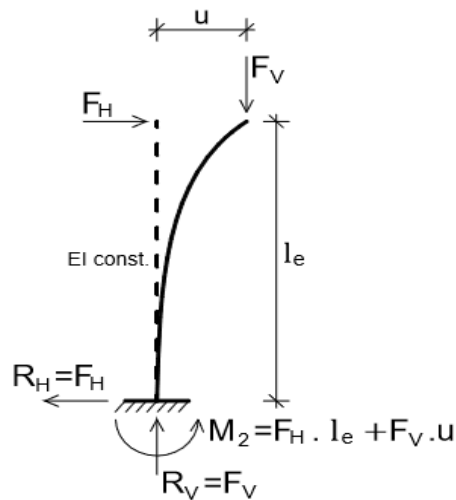
Figura 11 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.



Fonte: MONCAYO, 2011.

Seguindo o raciocínio de Moncayo (2011), agora o equilíbrio sendo considerado na posição deslocada de valor u , devido à ação horizontal, será acrescentado ao momento na base igual a $\Delta M = Fv \cdot u$, resultando o momento de primeira ordem mais segunda ordem, chamado de M_2 .

Figura 12 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.



Fonte: MONCAYO, 2011.

2.4 ESTABILIDADE GLOBAL

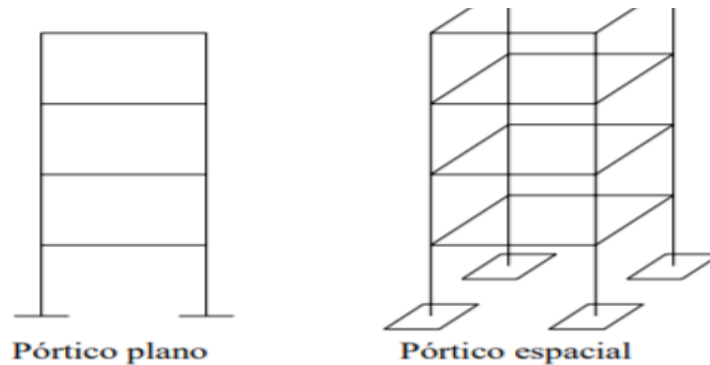
Para garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação essa que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, ocasionada pelo o aumento das deformações, é necessário a verificação da estabilidade global, pois esta que avalia esses comportamentos (MONCAYO, 2011).

Na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não linearidades que podem gerar um comportamento não linear, esses são: não-linearidade física, geométrica e a de contato. A de contato não usualmente considerada não durante o processo de deformação da estrutura (MONCAYO, 2011).

Segundo Bueno (2009).

Quando se busca analisar o comportamento global dos edifícios usuais são geralmente representados por estruturas reticuladas formadas por pórticos planos ou espaciais conforme figura 13 de forma que resistam a ações tanto na horizontais quanto verticais e conttenham elementos que garantam a estabilidade, permitindo que a estrutura se deforme, porém não excessivamente, para assegurar que esta nunca atinja o ELU de instabilidade, ou seja, perder a capacidade resistente pelo aumento das deformações.

Figura 13 - Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial.



FONTE: BUENO, 2009.

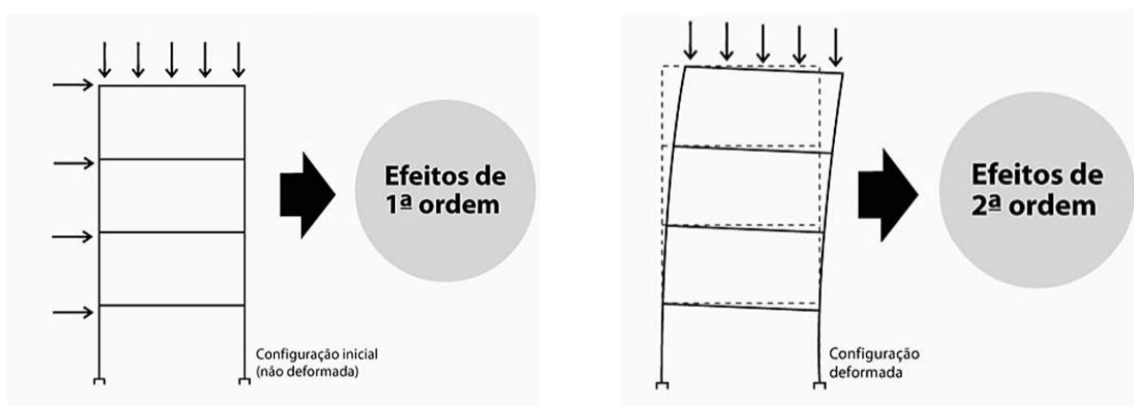
Um projeto estrutural de qualidade deve garantir sempre que todo edifício, ou qualquer parte isolada dele, nunca atinja o estado limite último de instabilidade, isto é, a perda da capacidade resistente da estrutura causada pelo aumento das deformações (KIMURA, 2007).

2.4.1 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Segundo a NBR 6118:2014, sob a influência da ação das cargas tanto verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se na horizontal. Os esforços de segunda ordem advindos desses deslocamentos são denominados efeitos globais de segunda ordem.

A análise de segunda ordem segundo Kimura (2007), é aquela em que o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada conforme Figura 14, ocasionando o aparecimento dos efeitos adicionais chamados "efeitos de segunda ordem", que tendem a desestabilizar a edificação.

Figura 14 - Efeitos de 1ª e 2ª Ordem



Fonte: KIMURA, 2007.

2.4.2 CRITÉRIOS PARA A AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE GLOBAL

2.4.2.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α

Esse parâmetro tem por objetivo fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura quando essa é submetida aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devidos aos deslocamentos, o projetista necessitará de utilizar um majorador ou outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem (WORDELL, 2003).

Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α estiver abaixo do valor α_1 , de acordo com a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{Nk}{Ecs \cdot Ic}}$$

Onde:

n: número de andares a partir da fundação;

Htot: Altura total, aferida a partir da parte superior da fundação;

Nk: Somatória das cargas verticais que agem sobre a estrutura (mesmo nível considerado para o Htot);

Ecs.Ic: Soma das rigidezes de todos os pilares analisados. No caso de sistemas de porticados, reticuladas ou com pilares de rigidez que varia em fator da altura, pode ser considerado o valor da expressão Ecs.Ic de um pilar de seção constante. O valor de Ic deve ser calculado ponderando as seções brutas dos pilares.

2.4.2.2 PARÂMETRO γ_z

O parâmetro γ_z surgiu pensando em obter um método mais simples de se detectar se a estrutura é de nós móveis ou fixos, sem ter que realizar uma análise de segunda ordem, além de estimar os esforços de segunda ordem, quando esses forem relevantes. Com o intuito de simplificar o processo de obtenção dos esforços de segunda ordem, uma vez detectado o movimento lateral, FRANCO E VASCONCELOS (1991) apresentaram o γ_z como coeficiente majorador dos esforços globais de primeira ordem para obter os esforços finais que incluem os de segunda ordem (CARMO, 1995).

Segundo a NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z avalia a relevância dos esforços de segunda ordem, é admitido para estruturas de no mínimo quatro andares. Pode ser encontrado a partir dos resultados de primeira ordem, para cada situação de carregamento.

O valor de γ_z é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1,tot,d}}$$

Onde:

$M1,tot,d$: Somatória dos momentos provenientes de todas as ações horizontais da combinação apontada.

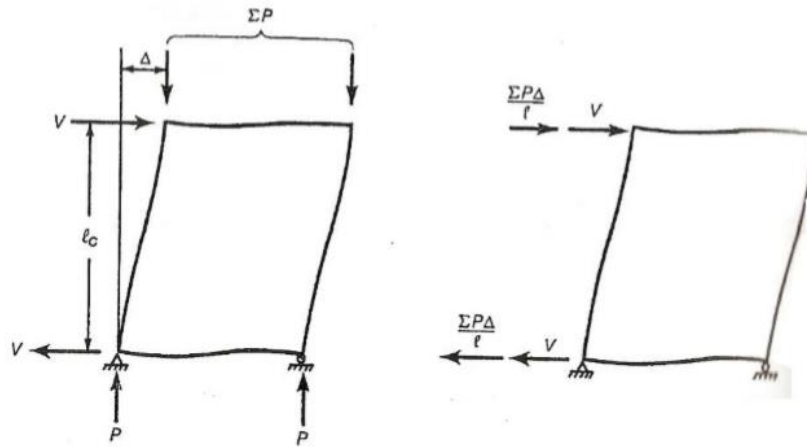
$\Delta M_{tot,d}$: Somatória de todas as ações verticais que agem na estrutura, na combinação apontada, com seus valores obtidos da análise de primeira ordem.

2.4.3 PROCESSO P – Delta

Segundo Lopes (2005, apud MONCAYO, 2011), P-delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos as forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal da peça. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ).

Segundo Bueno (2009), inicialmente faz-se uma análise de primeira ordem (estrutura inderformada) considerando o carregamento horizontal e vertical. Os deslocamentos Δ obtidos assim para cada pavimento serão transformados em cargas horizontais fictícias as serem consideradas na estrutura para nova análise, conforme representado na Figura 15.

Figura 15 - Estrutura deformada com carregamento original e com cargas fictícias.



Fonte: BUENO, 2009.

2.4.4 CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

2.4.4.1 ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS

É determinada quando os deslocamentos horizontais dos nós infimos e os efeitos globais de segunda ordem são baixos a ponto de serem desconsiderados. Nestes casos, o acréscimo dos efeitos de segunda ordem é inferior a 10% em comparação aos de primeira ordem (FREITAS, 2015).

Durante uma análise definida de nós fixos, os elementos podem ser dimensionados de maneira isolada e os considerando comprimidos. O elemento estrutural será considerado como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos, nessa barra atuarão esforços obtidos de uma análise de primeira ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem se delimita a consideração de efeitos locais ou localizados (FREITAS, 2015).

2.4.4.2 ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS

Em oposição ao nós fixos, os nós móveis não podem ter seus efeitos de segunda ordem descartados, pois o valor do efeito ultrapassa o 10% do de primeira ordem. Sendo imprescindível a consideração da não-geométrica e física. (FREITAS, 2015).

A NBR 6118:2014 propõe uma solução para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste em avaliar os esforços finais da análise primeira e segunda ordem a partir do aumento adicional dos esforços horizontais da combinação dos carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

Seguindo com a NBR 6118:2014, para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser analisada a não-linearidade física de maneira aproximada, utilizando-se da rigidez dos elementos estruturais os valores a seguir:

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c$$

- Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c \quad \text{para } A_{s'} \neq A_s \text{ e}$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c \quad \text{para } A_{s'} \neq A_s \text{ e}$$

- Pilares

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$$

Onde:

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

E_c : é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

2.5 AÇÕES ATUANTES E DESLOCAMENTOS

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), “Denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura.”

2.5.1 AÇÕES DO VENTO

A NBR 6123:1988, determina que as forças estáticas provenientes do vento, varia de acordo com a localidade da construção, fatores topográficos, rugosidade do terreno, o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A velocidade característica do vento é dada pela equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

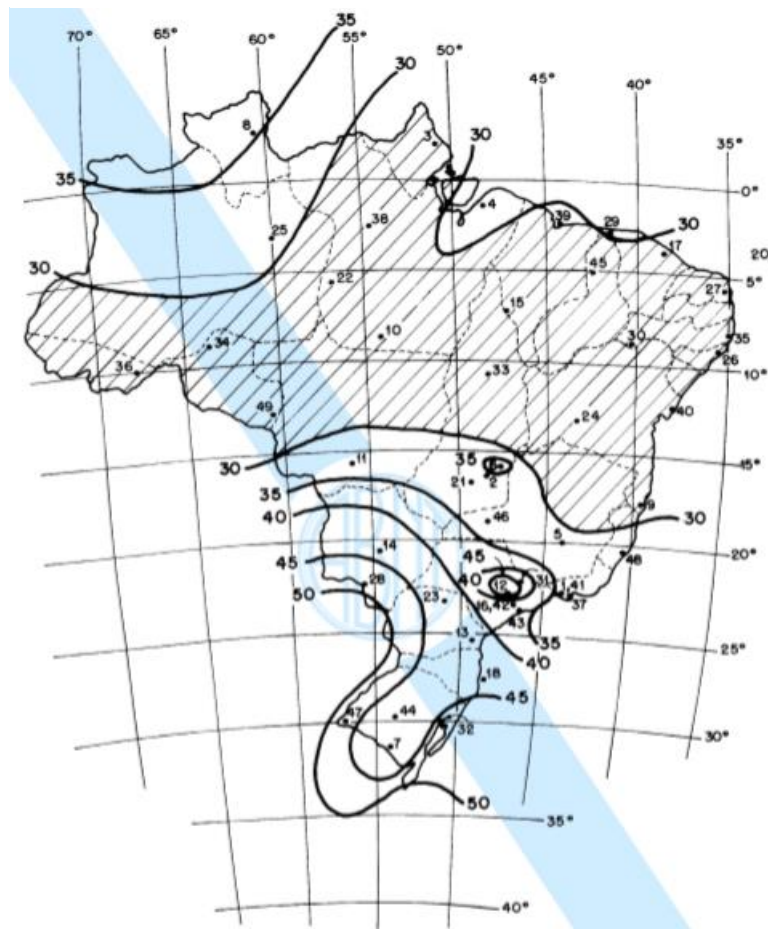
V_0 : velocidade básica do vento, obtida a partir da região da construção, Figura 16;

S1: fator topográfico;

S2: fator que relacionado rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura a ser construída;

S3: fator baseado em conceitos estatísticos, levando em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Figura 16 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123, 1988

2.5.2 AÇÕES PERMANENTES

São aquelas que acontecem nas estruturas com valores regulares ou de pequena variância, durante toda a vida da construção (GIONGO, 2007).

2.5.2.1 AÇÕES PERMANENTES DIRETAS

As ações permanentes diretas são formadas pelo peso próprio da estrutura, pesos dos elementos construtivos fixos, instalações permanentes e dos empuxos permanentes (NBR 6118:2014).

2.5.2.2 AÇÕES PERMANENTES INDIRETAS

As ações permanentes indiretas podem ser consideradas os recalques de apoio por causa dos deslocamentos estruturais que servem de apoio ou por recalque de solo e retração dos materiais (GIONGO, 2007).

2.5.3 AÇÕES VARIÁVEIS

Segundo Giongo (2007), ações variáveis são as que acontecem em um edifício apresentando alterações significativas em torno de sua média, essas podem ser: pessoas, móveis, veículos, bem como efeitos de frenagem, impacto, efeitos do vento, etc.

2.5.4 AÇÕES EXCEPCIONAIS

São aquelas que possuem duração curta e baixa possibilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que precisam ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas (GIONGO, 2007).

2.5.5 DESLOCAMENTOS DE UMA ESTRUTURA

Os deslocamentos excessivos em um elemento estrutural causam vários danos, não só a funcionalidade e estética, como à de outros elementos, estruturais ou não, que a ele estejam ligados. São exemplos desses danos o mau funcionamento de portas e janelas, o acúmulo de água em lajes de cobertura e a vibração excessiva em lajes de piso. Problemas como esses usualmente nada têm a ver com a segurança, mas provocam desconforto e, até mesmo, certa desconfiança dos usuários em sua resistência, principalmente se os deslocamentos forem visíveis a olho nu (GUARDA, 2005).

2.5.5.1 DESLOCAMENTOS-LIMITES

Segundo a NBR 6118, deslocamentos-limites são valores diretos usados para aferição em serviço do estado-limite de deformações da estrutura. São classificados em quatro grupos

- Aceitabilidade sensorial: é caracterizado por vibrações excessivas ou algum efeito visual desagradável;

- Efeitos específicos: podem de alguma forma impedir o uso adequado da estrutura;
- Efeitos em elementos não estruturais: Apesar de não estarem ligados a estrutura, deslocamentos estruturais podem causar um mau funcionamento desses elementos;
- efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem prejudicar o comportamento estrutural, ocasionando afastamento em relação às hipóteses de cálculo utilizadas.

Tabela 1 - Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

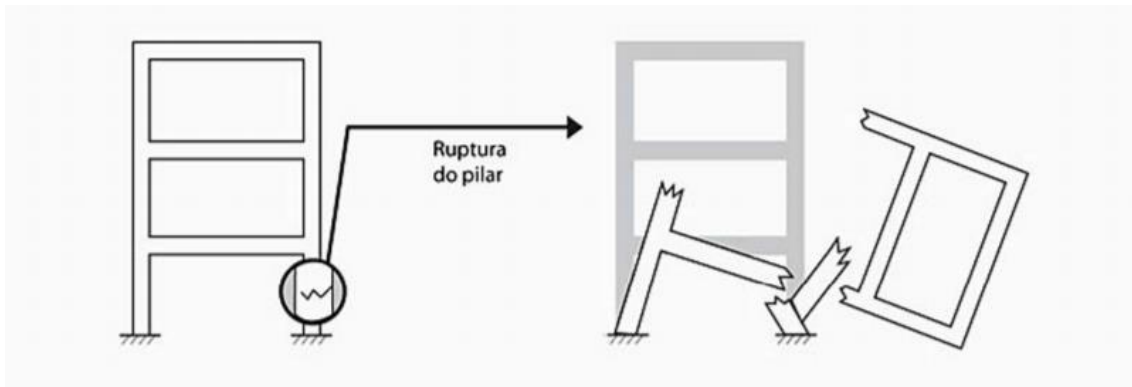
2.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo a NBR 6118 no item 11.8.1, carregamento é definido pela combinação das ações que têm possibilidades que não podem ser desprezadas de atuarem ao mesmo tempo sobre a estrutura, durante um intervalo pré-estabelecido, essas combinações devem ser efetuados de forma que possam ser estabelecido os efeitos mais prejudicial para o elemento estrutural; a verificação da segurança em relação aos ELU e ELS, devem ser realizadas em função de combinações últimas e de serviço.

De acordo com Kimura (2007), exemplos ocasionados ao ultrapassar o ELU.

- Um pilar mal dimensionado provoca a ruína de um prédio.

Figura 17 - Ruptura de um pilar.

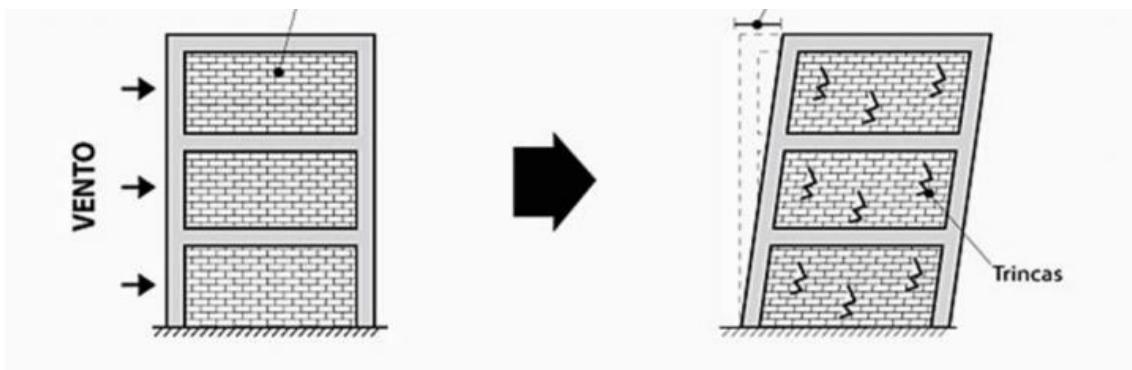


Fonte: KIMURA, 2007.

Seguindo com Kimura (2007), exemplos ocasionados ao ultrapassar o ELS.

- Fissuras visíveis em uma viga causam sensação de desconforto.
- As alvenarias trincam como consequência de um deslocamento excessivo do prédio.
- Uma janela deixa de abrir devido à deformação excessiva de uma viga.

Figura 18 - Deslocamento excessivo ocasionando fissuras.



Fonte: KIMURA, 2007.

2.6.1 COMBINAÇÕES ULTIMAS

De acordo com a NBR 6118:2014, classifica as combinações últimas como normais, especiais ou de construção e excepcionais. Nessas combinações devem ser consideradas as ações permanentes principais e as ações variáveis correspondentes a cada caso, conforme a NBR 8681.

2.6.2 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

De acordo com a NBR 6118:2014, são classificadas de acordo com sua continuidade na estrutura”. Sendo classificadas como: frequentes, raras e quase permanentes. Frequentes, quando acontecem várias vezes durante o tempo de vida da estrutura e pode ser necessária a verificação quanto aos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Raras, que quase nunca ocorrem no período de vida da estrutura e pode ser necessária a verificação quanto aos estados-limites de formação de fissuras. Quase permanentes, podem agir durante grande parte do da vida da estrutura e pode ser necessária a verificação do estado-limite de deformações excessivas.

2.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.7.1 PILARES

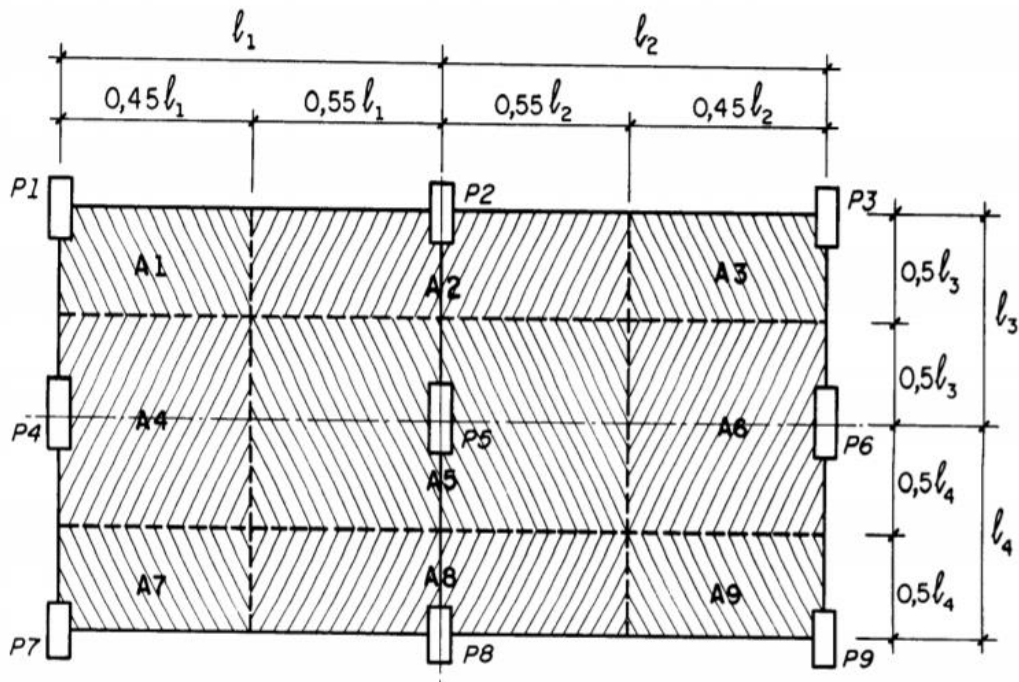
2.7.1.1 ÁREA DE INFLUÊNCIA

Consiste em dividir o pavimento em áreas de influência de cada pilar, e a partir daí estimar a carga que os pilares irão receber, calculando a área da seção transversal de cada pilar, considerando que ele esteja submetido a compressão centrada (BACARJI, 1993).

Essa divisão é obtida dividindo-se as distâncias entre os centros dos pilares em intervalos de 0,45l a 0,55l (BACARJI, 1993).

- 0,45l: o pilar de canto ou pilar de extremidade na direção da menor dimensão do pilar;
- 0,55L: complemento dos vãos do caso anterior;
- 0,50L: pilar de canto ou pilar de extremidade na direção da maior dimensão do pilar.

Figura 19 - Áreas de influência dos pilares.



Fonte: BACARJI, 1993.

2.7.1.2 SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES

A área de seção transversal do pilar de acordo com Bacarji (2003) é:

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A \cdot P(n + 0,7)}{\sigma_{id}}$$

Onde:

α : coeficiente de majoração da carga;

A: área de influência de cada pilar;

P: carga uniformemente distribuída na laje;

n: número de repetições de pavimento tipo;

0,7: coeficiente referente a cobertura;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo.

$$\sigma_{id} = 0,85f_{cd} + \rho\sigma_{sd}$$

onde:

σ : tensão no aço relativa a deformação específica 0,002;

ρ : taxa geométrica de armadura.

$$\alpha = \gamma f \cdot \alpha o$$

Onde:

γf : fator de correção igual a 1,4.

αo : coeficiente de majoração da carga em função da redução das situações de flexão composta normal/oblíqua em uma situação de compressão centrada.

Tabela 2 - Valores do coeficiente αo

PILARES	αo
intermediário	1,80
extremidade	2,20
canto	2,50

Fonte: adaptado, BACARJ, 1993.

2.7.2 VIGAS

Segundo a NBR 6118:2014, a seção transversal das vigas não deve possuir largura inferior a 12 cm e a das vigas-parede, inferior a 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos até 10 cm que é o mínimo absoluto e somente utilizado em casos excepcionais, seguindo as seguintes condições:

- Respeitar os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na NBR 6118:2014. Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos da estrutura.
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

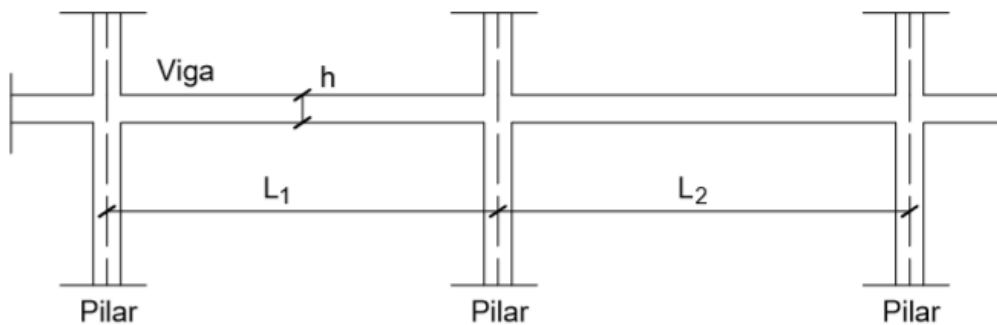
Logo para o pré-dimensionamento das vigas, a altura da viga será definida em função do maior vão (ALVA, 2015).

$$h = \frac{l}{10} \text{ a } \frac{l}{12} \geq 30 \text{ cm}$$

l: vão da viga

- Vãos comparáveis:

Figura 20 - Vigas contínuas.



Fonte: ALVA, 2015.

$$\frac{2}{3} \leq \frac{L1}{L2} \leq \frac{3}{2}$$

$$Lm = \frac{L1 + L2}{2}$$

Onde:

Lm: comprimento médio.

2.7.3 LAJES

Segundo a NBR 6118:2014, “Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura.”

- 7 cm - cobertura não em balanço;
- 8 cm - lajes de piso não em balanço;
- 10 cm - lajes em balanço;
- 10 cm - lajes que suportem veículos de peso total ≤ 30 kN;
- 12 cm - lajes que suportem veículos de peso total > 30 kN.

Alva (2015), para o pré-dimensionamento de lajes maciças, a espessura pode ser definida como:

$$h = \frac{Lx}{40}$$

Onde:

h : espessura da laje;

L_x : é o menor vão da laje.

3. METODOLOGIA

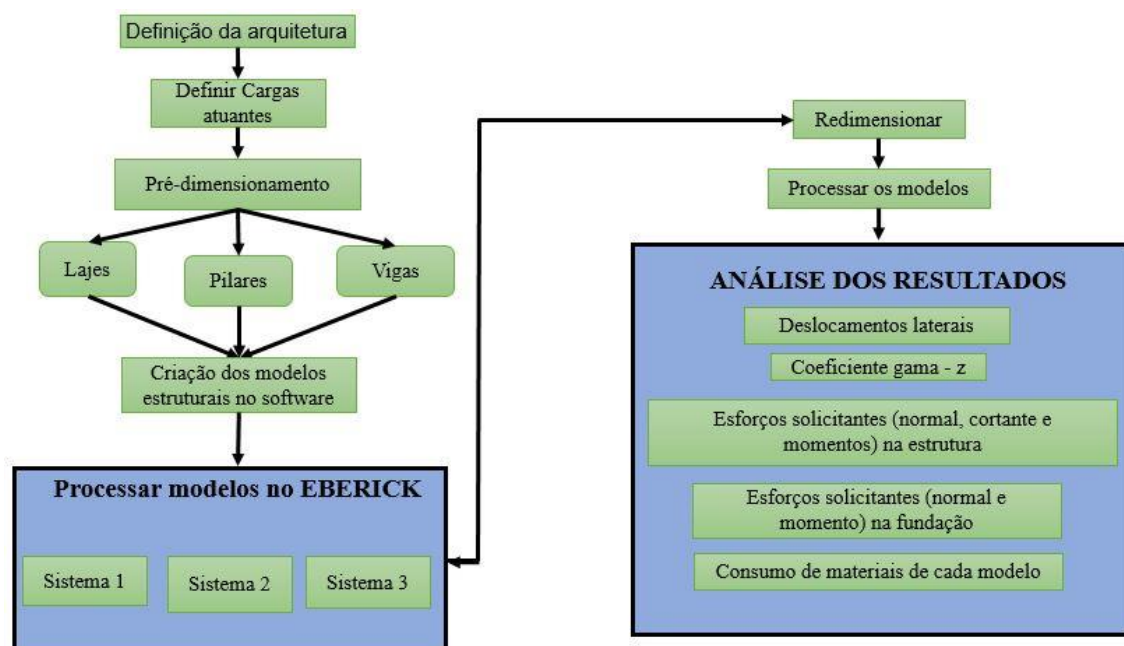
3.1 DIRETRIZES

O trabalho de conclusão de curso em questão consistiu na realização de três modelos estruturais na ferramenta computacional EBERICK, versão 10, em um edifício residencial de múltiplos pavimentos em concreto armado. O trabalho consiste em analisar consistem em três sistemas de contraventamento: Pórtico plano de contraventamento, Pórtico plano + Pilar-parede e Pórtico plano + Pilar-parede + Núcleo rígido. Cada um desses será adequado a arquitetura proposta com base no pré-dimensionamento realizado de acordo com o item 2.9 desta monografia.

- Sistema 1: sistema estrutural constituído único e exclusivamente por pórticos planos de contraventamento.
- Sistema 2: sistema estrutural constituído pela associação de pórticos planos de contraventamento e Pilares-parede.
- Sistema 3: Sistema estrutural constituído pela associação de pórticos, pilar-parede e núcleo rígido.

Na Figura 25, pode ser visto o fluxograma que resume a metodologia dessa monografia, mostrando a divisão das etapas e quais os seguintes passos a serem considerados.

Figura 21 - Fluxograma da metodologia.



Fonte: Autor.

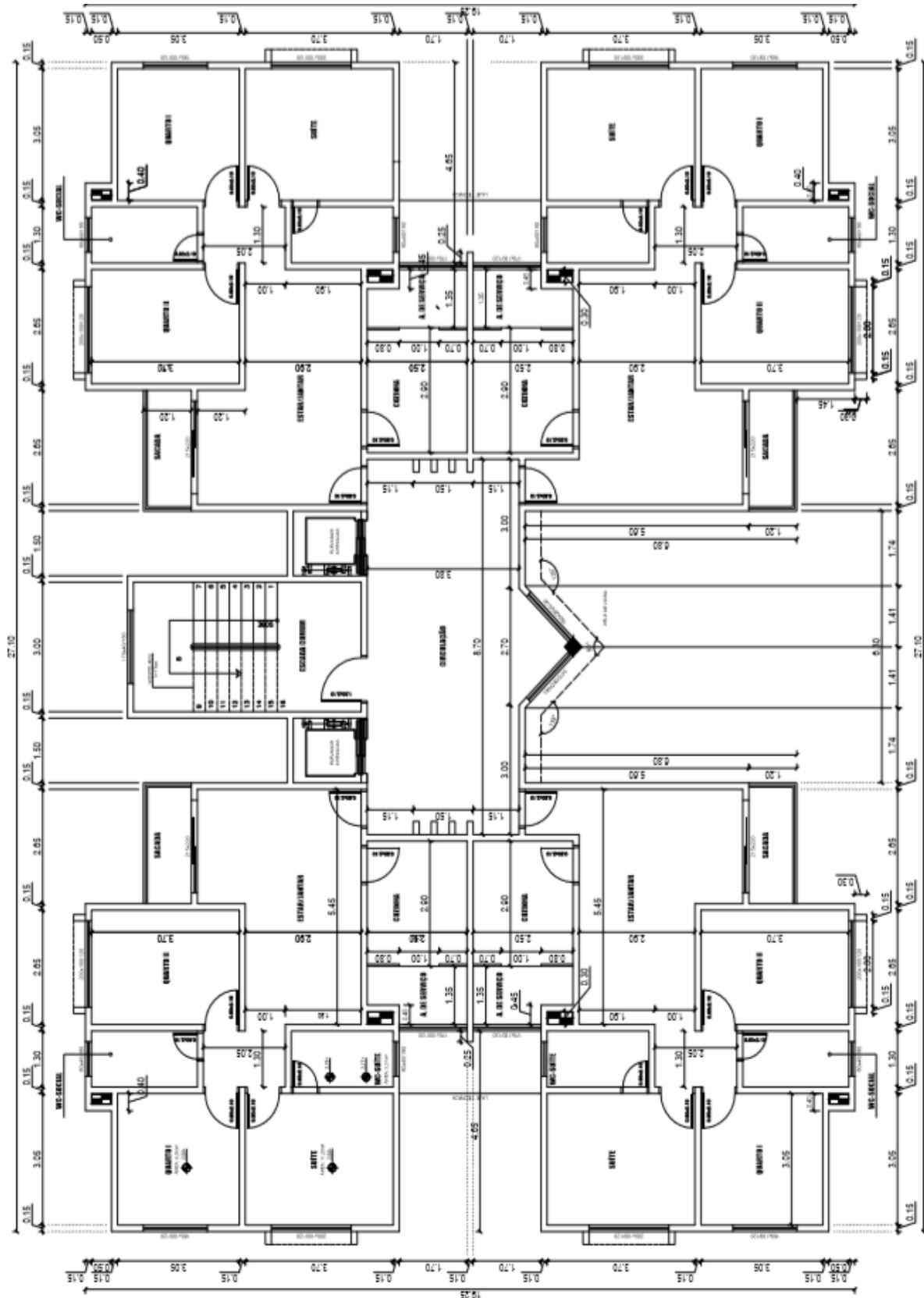
3.2 PLANTA BAIXA ADOTADA

Sabe-se que a geometria de uma planta baixa afeta diretamente no seu desempenho, pois a incidência de cargas verticais e horizontais pode alterar a maneira de estabilizar a estrutura. Quanto maior a área de incidência dos ventos nas fachadas, maior é o efeito causado pelas cargas horizontais, aumentando-se também os deslocamentos laterais, momentos nos pilares, entre outros (FREITAS, 2015).

O edifício em questão, trata-se de uma edificação residencial concebida em um escritório de projetos na cidade de Palmas - TO, originalmente com 8 pavimentos, no entanto, para um estudo mais detalhado sobre a ação do vento nas estruturas, foi designado que essa mesma tenha um total de 25 pavimentos (piso 1 ao 25), térreo e cobertura na qual contém os reservatórios.

A planta possui 27,10 m de largura por 19,25 m de comprimento. A distância piso a piso no pavimento térreo tem altura igual a 3,20 m, enquanto que nos demais (1 ao 25) possui altura de 3,00 m, na cobertura onde se encontra as lajes técnicas e o reservatório foi concebida uma altura de 6,15 m, como prescreve o projeto arquitetônico, totalizando uma altura de 84,35 m.

Figura 22 - Planta baixa do pavimento tipo (piso 1 ao 25).



Planta Baixa - Pav. Tipo (Piso 1 ao Piso 25)

Escala: 1/50

3.3 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL

3.3.1 ESPECIFICAÇÕES

Para o projeto em questão serão determinados os dados referentes as classes do concreto que serão utilizadas nessa monografia. Os valores são previamente calculados pelo próprio software, ao escolher a resistência do concreto, para o trabalho em questão foi escolhida uma resistência de 30 Mpa, logo os demais coeficientes como peso específico, módulos de elasticidade (268384 Kgf/cm² para o módulo de elasticidade secante (Ecs) e 306725 Kgf/cm² para o módulo inicial).

Figura 24 - Classes do concreto (determinação de parâmetros para as análises).

Classes de concreto

Classes de resistência	Identificação	Resistência à compressão	Módulo de elasticidade
C-10	C-30	Resistência característica (fck) 300 kgf/cm ²	<input checked="" type="checkbox"/> Obter a partir do fck
C-20		Resistência de cálculo (fcd) 214.29 kgf/cm ²	Módulo secante (Ecs) 268384 kgf/cm ²
C-21			Módulo inicial (Eci) 306725 kgf/cm ²
C-22			
C-25			
C-30			
C-35			
C-40			
C-45			
C-50			

Parâmetros	Valor	Unidade
Peso específico	2500	kgf/m ³
Abatimento (slump)	5	cm
Coeficiente de dilatação térmica	0.00001	/°C
Tipo de agregado	granito	
Tipo de cimento	CP-IV	
Resistência média (fctm)	28.96	kgf/cm ²
Característica inferior (fctk_inf)	20.28	kgf/cm ²
Característica superior (fctk_sup)	37.65	kgf/cm ²
Resistência de cálculo (fctd)	14.48	kgf/cm ²
Material	261.13	R\$/m ³
Execução	131.50	R\$/m ³

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor

3.3.2 CARGAS PERMANENTES

- **PESO PRÓPRIO:** A própria ferramenta EBERICK de acordo com peso específico do concreto armado que de acordo com a NBR 6120:1980 é de 25 KN/m³ e as dimensões calcula o peso da estrutura.
- **PESO DAS ALVENARIAS:** O software trabalha com um valor de 13 KN/m³, logo essa mesma se manterá no lançamento das alvenarias.
- **CARGA DE REVESTIMENTO:** Para revestimento de piso, adotou-se 1,50 KN/m².

3.3.3 CARGAS ACIDENTAIS

A NBR 6120:1980 preconiza para edifícios residenciais o mínimo está no intervalo de 1,5 a 2, na monografia em questão será considerado 2 KN/m².

3.3.4 FORÇAS PROVENIENTES DO VENTO

Para o cálculo da pressão dinâmica do vento, será calculado de acordo com o item 2.5.1 do referencial teórico, isto é, seguindo as recomendações da NBR 6123:1988.

Fator S1 - fator topográfico: Como identifica o item “a” da norma, o terreno será considerado plano ou fracamente acidentado com o valor de S1=1,0

Fator S2 - Rugosidade do terreno, dimensões e altura da edificação: Para a rugosidade utilizou-se a CLASSIFICAÇÃO V, que indica a presença de cidades bastante urbanizadas.

Para as dimensões, CLASSIFICAÇÃO B, entre 20 e 50 m.

Confrontando os valores com a altura de 80 m, obteve-se um valor para S2 = 1,0

Tabela 3 - Fator S2.

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123, 1988.

Fator S3, fator estatístico: Grupo 2 – Construções (hotel e residência). Edificações com alto fator de ocupação, S3=1,0. Logo, calcula-se a velocidade característica do vento (Vk), utiliza-se a fórmula de pressão dinâmica conforme a NBR 6123, 1988:

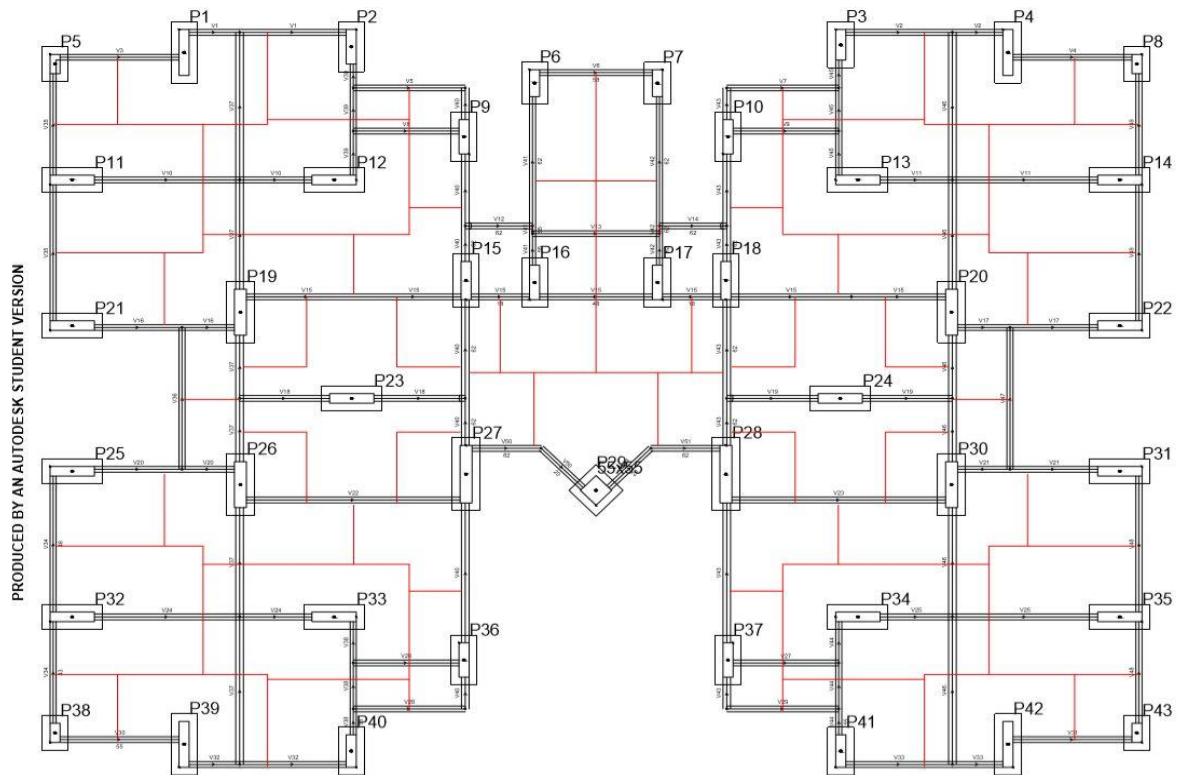
$$Vk = V0.S1.S2.S3$$

$$Vk = 30 \times 1 \times 1 \times 1 = 30 \text{ m/s}$$

3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

- a) Pilares: para o pré-dimensionamento dos pilares foi tomado em conta o item 2.8.1 desta monografia, utilizando-se das áreas de influências para determinar a seção dos pilares.

Figura 25 - Áreas de influências.



Fonte: Autor.

Seguindo a arquitetura, os pilares foram locados de acordo com o pavimento térreo, isto é, não houve alteração nos pilares locados pela arquitetura, foram acrescentados mais alguns em torno das caixas de escadas e elevadores para fim de pré-dimensionamento. Em sua totalidade foram locados 51 pilares em planta, desses foram pré-dimensionados 17 pilares pois arquitetura em questão é simétrica.

Tabela 4 - Pré-dimensionamento pilares.

PILAR	AREA	α	σ_{id}	AC	B	H	H
P1	7,95	2,5	2,43	2732,61	25	109,304	110
P2	4,55	2,5	2,43	1563,95	25	62,5578	65
P5	2,5	2,5	2,43	859,311	25	34,3724	35
P6	3,45	2,5	2,43	1185,85	25	47,434	50
P9	4,75	2,2	2,43	1436,77	25	57,4707	60
P11	9,05	2,2	2,43	2737,42	25	109,497	110
P12	11,25	1,8	2,43	2784,17	25	111,367	115
P13	8,9	1,8	2,43	2202,59	25	88,1034	90
P17	5,1	2,2	2,43	1542,63	25	61,7054	65
P19	8,65	1,8	2,43	2140,71	25	85,6286	90
P20	6,75	1,8	2,43	1670,5	25	66,82	70
P23	4,8	2,5	2,43	1649,88	25	65,9951	70
P24	12,9	1,8	2,43	3192,51	30	106,417	110
P25	7,85	1,8	2,43	1942,73	30	64,7577	65
P29	11,65	1,8	2,43	2883,16	25	115,326	120
P31	10,06	2,2	2,43	3042,92	25	121,717	125
P37	8,3	2,5	2,43	2852,91	55	51,8711	55

$\alpha = a.o.yf$		
intermediário	1,285	1,80
extremidade	1,57	2,20
canto	1,785	2,50

PILARES	
intermediário	1,80
extremidade	2,20
canto	2,50

σ_{id}	2,43
---------------	------

Fonte: Autor.

- b) VIGAS: O lançamento das vigas seguiu a locação dos pilares já disponibilizadas pelo projeto arquitetônico seguindo as projeções das paredes, sendo necessário o lançamento das demais onde não houve a locação prévia dos pilares.

Para o pré-dimensionamento das vigas foi utilizado o item 2.8.2 do referencial teórico desta monografia. Foram analisadas 18 vigas de um total de 45 onde essas apresentam simetria devido ao projeto arquitetônico, não havendo necessidade de pré-dimensionar todas as vigas.

Tabela 5 - Pré-dimensionamento das vigas.

Vigas	Comp	Comp2	Comp med	Análise dos vãos	H	Hadot	B
V1	3,9		3,9		0,33	0,35	0,15
V3	2,95		2,95		0,25	0,3	0,15
V5	2,9		2,9		0,24	0,3	0,15
V6/V8	2,8		2,8		0,23	0,3	0,15
V10	5,4	0	5,4		0,45	0,45	0,15
V12	1,67		1,67		0,14	0,3	0,15
V15	5,33		5,33		0,44	0,45	0,15
V16	3,48	0	3,48		0,29	0,3	0,15
V18	2,23	2,23	2,23	1,00	0,19	3	0,15
V35	3,55	2,65	3,1	1,34	0,26	0,3	0,15
V37	6,6	3,3	4,95	2,00	0,41	0,45	0,15
V39	2,9		2,9		0,24	0,3	0,15
V40	3,8	3,65	3,725	1,04	0,31	0,35	0,15
V41	4,4		4,4		0,37	0,4	0,15
V50	2,75		2,75		0,23	0,3	0,15

Fonte: Autor.

- c) LAJES: Igualmente aos anteriores, o pré-dimensionamento foi realizado de acordo com o item 2.8.3 dessa monografia.

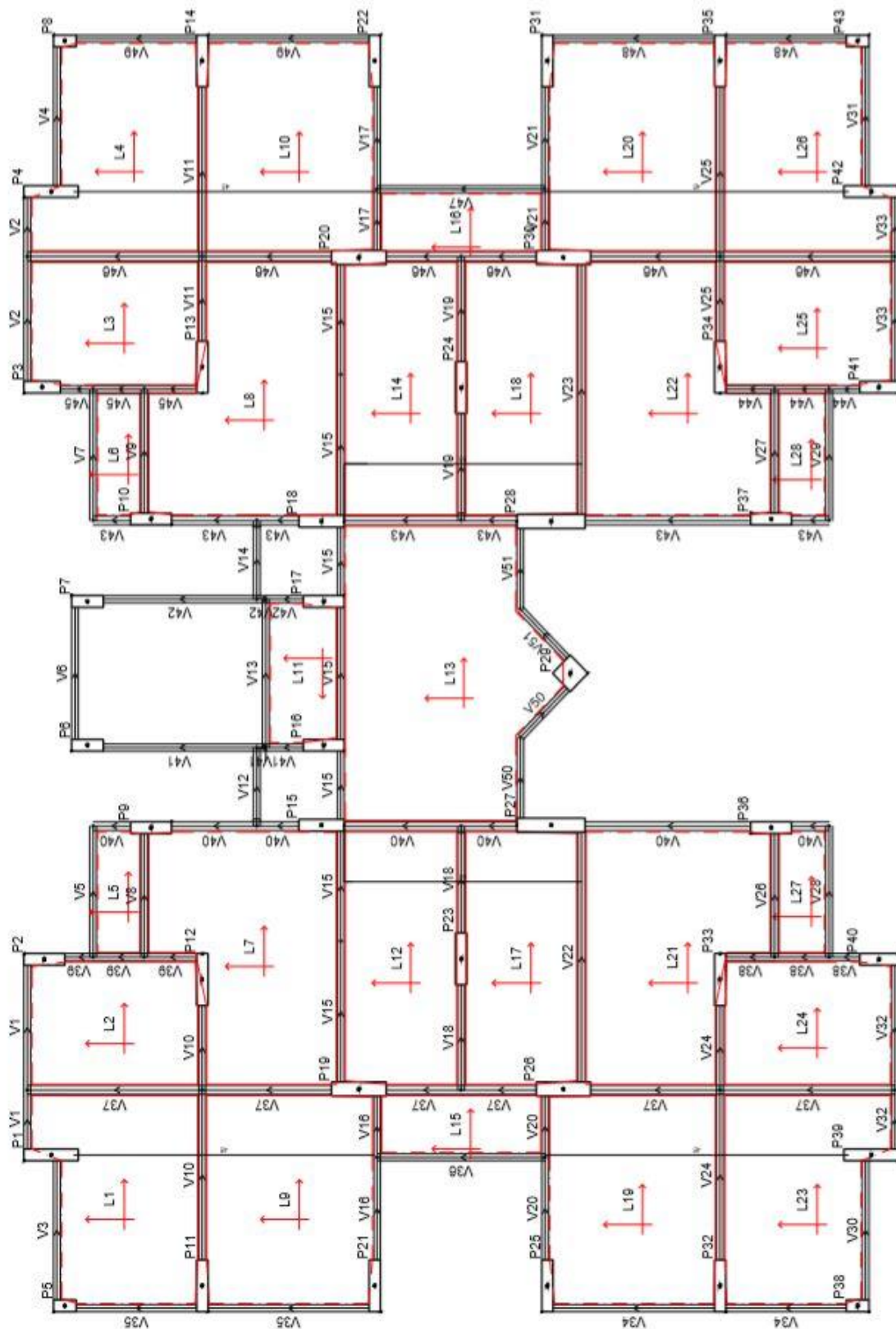
Foram pré-dimensionadas 10 lajes dentre as 28, como anteriormente nos itens passados, não houve necessidade de pré-dimensionar todas as lajes devido a simetria do projeto. Foi padronizado a altura de lajes igual a 10 cm para todas as lajes com exceção da L7 e suas simétricas L8, L21 e 22 que tiveram altura igual a 12 cm e a L13 que deu 15cm.

Tabela 6 - Pré-dimensionamento das lajes.

LAJES	LX	H	Hadot
L01	3,05	0,07625	0,1
L02	2,65	0,06625	0,1
L05	1	0,025	0,1
L07	4,18	0,1045	0,12
L09	3,7	0,0925	0,1
L10	2,5	0,0625	0,1
L11	1,5	0,0375	0,1
L12	2,5	0,0625	0,1
L13	4,85	0,12125	0,15
L15	1,3	0,0325	0,1

Fonte: Autor.

Figura 26 - Planta de formas (Pilar, Vigas e Lajes).



Fonte: Autor.

3.5 CRIAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS NO SOFTWARE

3.5.1 MODELOS DE ANÁLISE DO EBERICK

No Eberick, existem dois modelos para análise de uma estrutura, o modelo separado de grelhas e pórtico espacial e o modelo integrado (FRANCESCHI, 2018).

a) Modelo separado de grelhas e pórtico espacial

Os modelos gerados por esse sistema, a análise global é considerada apenas com o pórtico formado pelas vigas e pilares da estrutura.

b) Modelo integrado

Os modelos gerados por esse sistema, a análise global é considerada com pórticos, formados pelas vigas e pilares, mais a associação das lajes, isto é, a estrutura torna-se mais rígida alterando os resultados da estabilidade global.

Nessa monografia optou-se pela utilização do modelo separado de grelhas e pórtico espacial, pois como os objetivos estão diretamente atrelados a análise dos deslocamentos na estrutura, escolher um modelo onde os deslocamentos são consideravelmente maiores, torna a análise mais conveniente.

3.5.2 MODELAGEM ESTRUTURAL

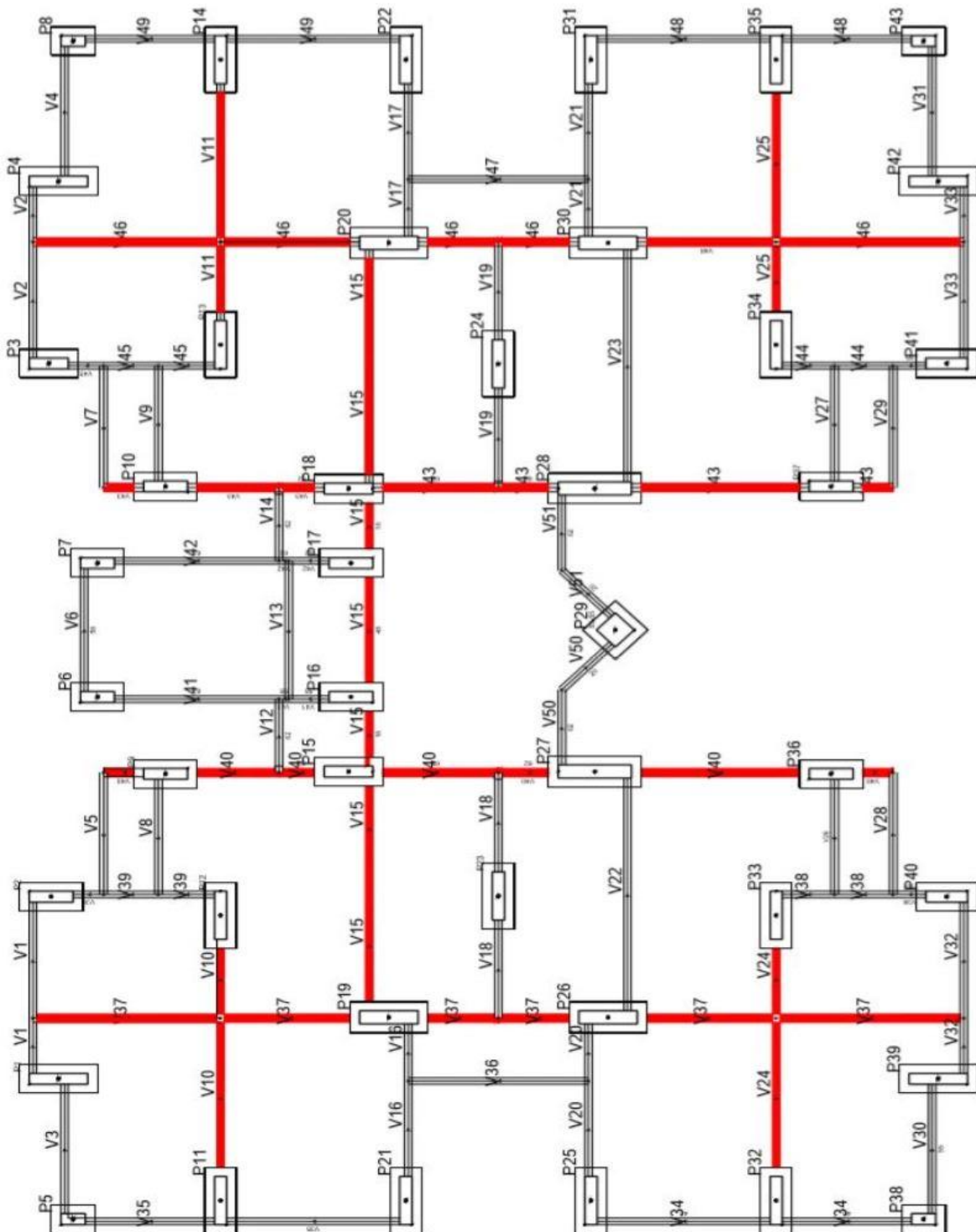
A modelagem dos modelos estruturais foi realizada no software da AltoQi, o Eberick, os sistemas terão seus vínculos engastados com as fundações, representando o que ocorre nos escritórios de engenharia. Os modelos serão criados conforme os próximos parágrafos.

Para a criação do sistema 1, o sistema de pórticos planos de contraventamento, foi realizado o enrijecimento da ligação Pilar-Viga, na ferramenta computacional isto será feito com a consideração de nós rígidos ou engastes nas ligações entre esses elementos, será efetuado pelo menu nos comandos “Elementos – Vigas – Engastar”.

Para a criação dos sistemas 2, o sistema com pilar-parede, consistiu na realização de um aumento significativo na seção dos pilares, tornando-os maiores, fazendo com que o momento de inercia aumente, esses pilares são: 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 18, 19, 20, 21, 22, 25, 26, 27, 28, 30, 31, 32, 33, 34, 45, 36 e 37. De acordo com Longo (2018), “a rigidez aos esforços horizontais normalmente fica concentrada nesses pilares, que atuam de modo mais isolado”, o sistema 3 consiste na associação de pilares-parede, que ficam em torno de caixas de elevadores

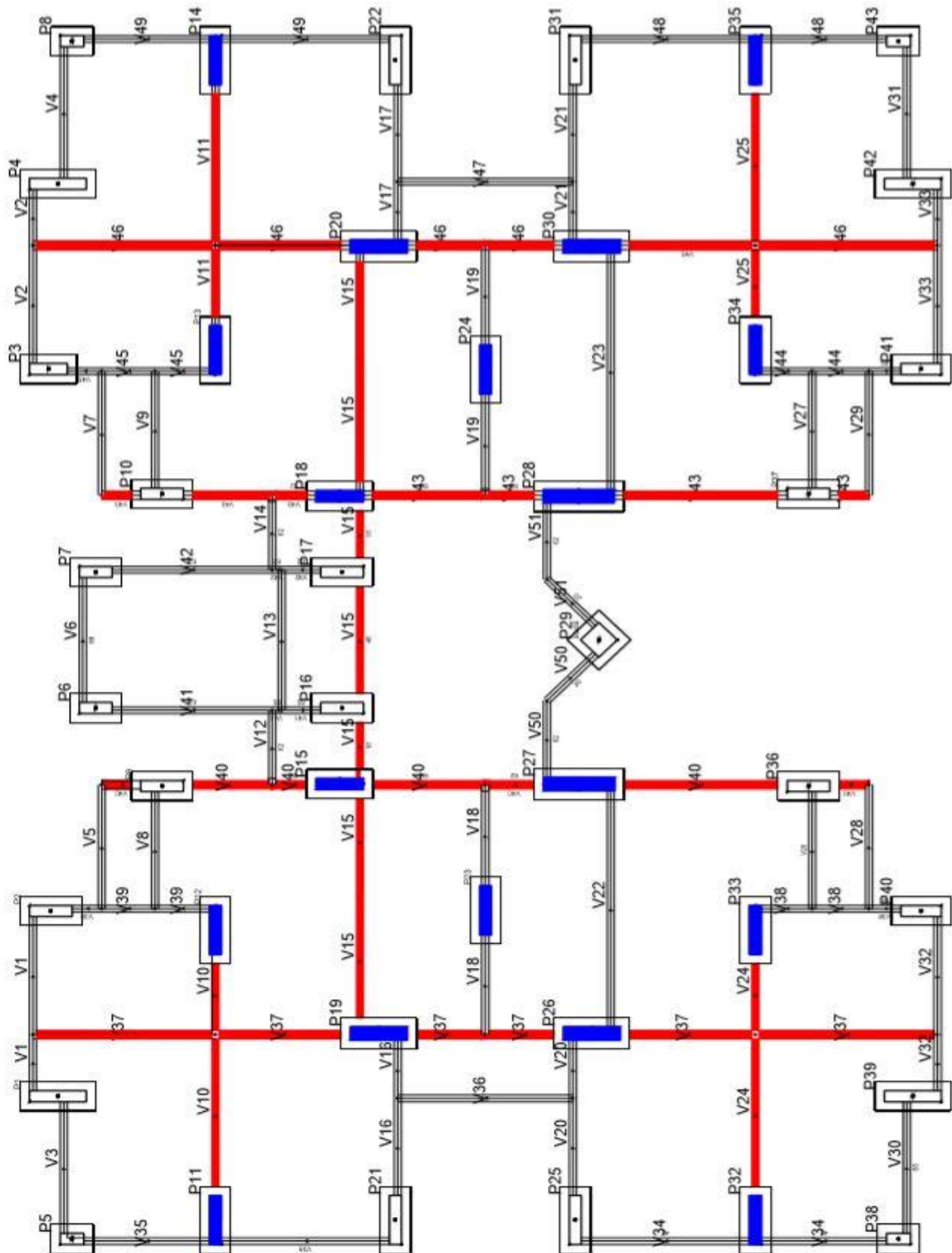
e escadas, na planta de caso adotada o mesmo ficará em torno das caixas dos elevadores, pilares: 15, 16, 17 e 18.

Figura 27 - Sistema de Pórticos planos de contraventamento.



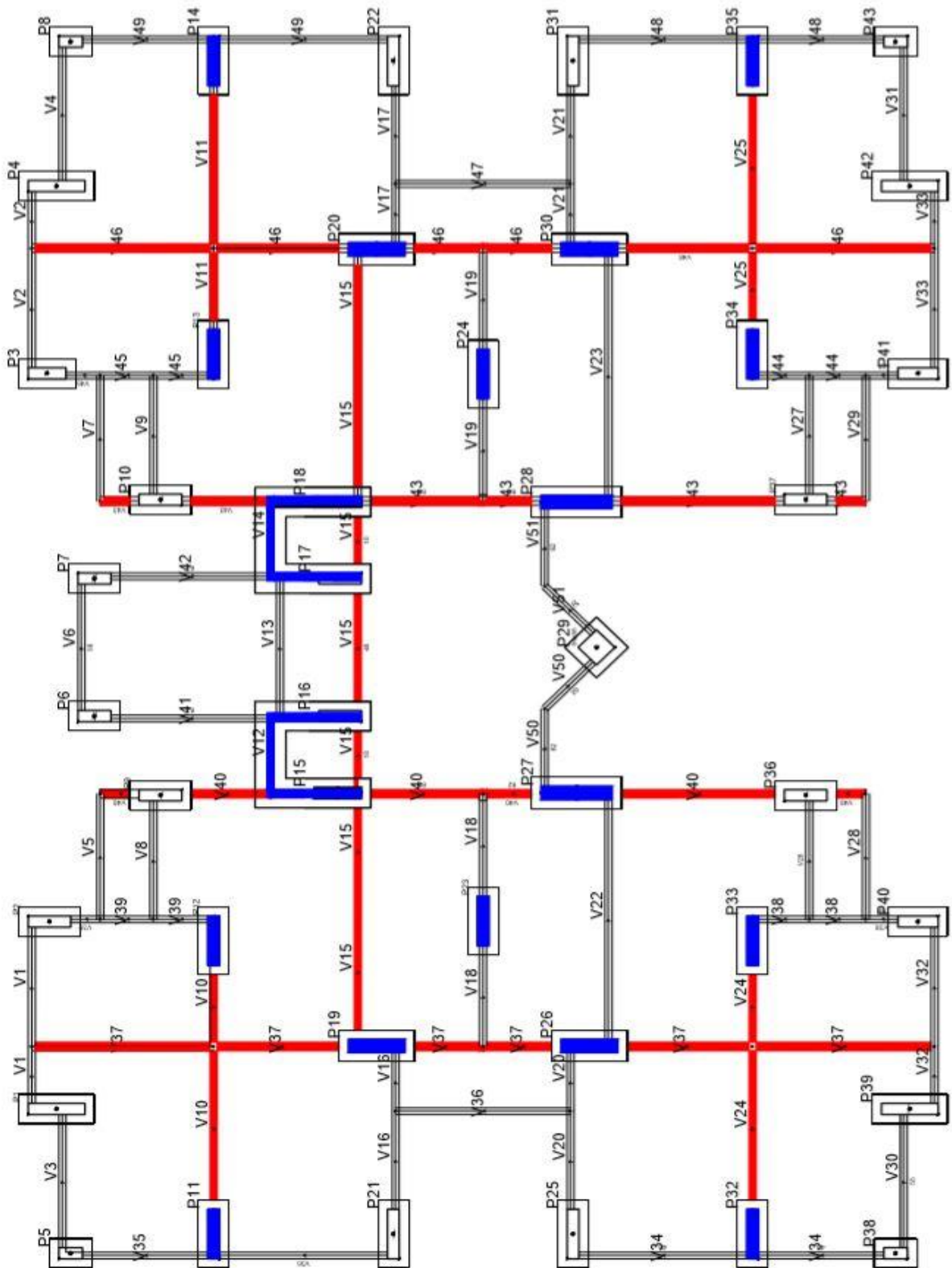
Fonte: Autor.

Figura 28 - Sistema de Pórticos planos e Pilares-parede.



Fonte: Autor.

Figura 29 - Sistema de Pórticos planos, Pilares-parede e Núcleo rígido.



Fonte: Autor.

3.6 PROCESSAMENTO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Adicionando as plantas no formato DWG, no software estrutural Eberick, para assim realizar as análises estruturais, essas que serão realizadas na instituição CEULP/ULBRA, nos laboratórios, e em um computador de uso pessoal do autor.

Após adicionado a planta, ocorreu as primeiras análises seguindo o pré-dimensionamento explicado no item 3.4 e a modelagem estrutural para cada sistema adotado explicado no item 3.5.2, a partir dessa análise, o software, realizou-se as análises de primeira e segunda ordem, considerando as não-linearidades física e geométrica.

A partir dessa primeira análise os modelos foram redimensionados e processados afim de atender os parâmetros normatizados pela ABNT NBR 6118:2014 como os estados-limites e deslocamentos, para então ser realizada as análises dos resultados.

3.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

a) DESLOCAMENTOS LATERAIS

Como a estrutura foi considerada de nós móveis, $Gama-Z > 1.1$, o processo $P - \Delta$, entra para avaliar os esforços de segunda ordem, com isso foi considerado as não-linearidades, isto é, por meio desse processo, planilhas foram formuladas de acordo com os deslocamentos obtidos através software, apontando os deslocamentos no transcorrer da altura do edifício.

Seguindo o item 2.5.3, a NBR 6118:2014 aponta como deslocamento máximo total a relação entre sua altura por 1700, ou seja, para cada modelo foi analisado e comparado entre os demais, o deslocamento total da estrutura, verificando se atendeu o máximo exigido por norma. A análises do deslocamento além de prever os itens anteriores, foi considerada nessa monografia tanto na direção X quanto na Y.

Essas análises foram realizadas por intermédio de planilhas no Microsoft Excel 2016 e as planilhas geradas automaticamente pelo software.

Figura 30 - Verificação ao estado limite de serviço.

Verificações ao ELS

Flechas

Aceitabilidade sensorial (visual)

Deslocamentos visíveis devidos à carga

Vigas L/ 250

Lajes L/ 250

Muros L/ 150

Vigas PM (construção preliminar) L/ 500

Combinações: Frequentes

Aceitabilidade sensorial (vibração)

Vibrações sentidas no piso devidas à carga acidental L/ 350

Combinações: Frequentes

Efeitos estruturais em serviço

Deslocamentos após a construção do piso L/ 600

Combinações: Frequentes

Efeitos após a construção das paredes

Deslocamento em alvenarias caixilhos e revestimentos L/ 500

Deslocamento limite 10 mm

Rotação limite 0.0017 rad

Combinações: Quase permanentes

Movimentos laterais

Movimentos laterais do edifício devidos à ação do vento H/ 1700

HPav/ 850

Combinações: Frequentes

Demais situações

Combinações: Frequentes

Limites da contraflecha

Vigas L/ 350

Não permitir maior que o deslocamento imediato

OK Cancelar Ajuda

Fonte: ALTOQI, 2017.

b) PARÂMETRO Gama - z.

O coeficiente Gama - z no software Eberick é obtido por meio de uma análise elástica, considerando a não linearidade física dos elementos estruturais por meio dos seus valores de rigidez, através da configuração dos valores de rigidez destes, acessíveis no menu "Configurações – Análise" (LONGO, 2018).

No software foram calculados valores de γ_z nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Sendo determinada pelo próprio software os máximos valores para determinação do valor final do gama - z.

Como valor de gama-z representa o efeito de segunda ordem, à condição $\gamma_z \leq 1.1$ deve ser analisada para considerar a estrutura como indeslocável (nós fixos). No Eberick, o valor do coeficiente gama-z foi analisado e comparado com os demais sistemas a partir do relatório gerado através do menu "Estrutura – Relatórios - Estabilidade Global".

c) ESFORÇOS SOLICITANTES

Em todos os modelos foram realizadas análises dos esforços solicitantes (axial e momentos), esse que foi gerado pelo software utilizando-se da do processo $P - \Delta$, pois o parâmetro Gama-Z foi superior a 1.10, sendo considerado os esforços de segunda ordem por agregar valores significativos aos de primeira ordem.

A análise foi realizada no pilar intermediário P23 da estrutura, a escolha deste foi baseada na sua posição pois o mesmo foi o pilar que mais sofreu alterações devido aos sistemas de contraventamento, pois o mesmo no sistema 1 está entre 4 pilares (P15, P19, P26 e P27) pilares que são amarrados por sistemas de pórticos, no sistema 2, esses 4 pilares tornam-se pilares-parede e no sistema 3 no P15 torna-se o núcleo rígido, logo foi possível ter noção das variações causadas pela mudança dos sistemas de contraventamento.

CONSUMO DE MATERIAIS

Para esta etapa da monografia, planilhas com o consumo de materiais utilizados em cada sistema foi gerada a partir do menu “Estrutura” – “Resumo dos materiais”.

Através dessas planilhas pode-se ter o conhecimento dos materiais utilizados e suas quantidades, esses materiais são:

- Aço;
- Planta de forma;
- Volume de concreto.

A partir desses dados uma análise comparativa foi realizada a ponto de dizer qual sistema mais econômico dentre os 3 analisados, utilizando os valores do default do software.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

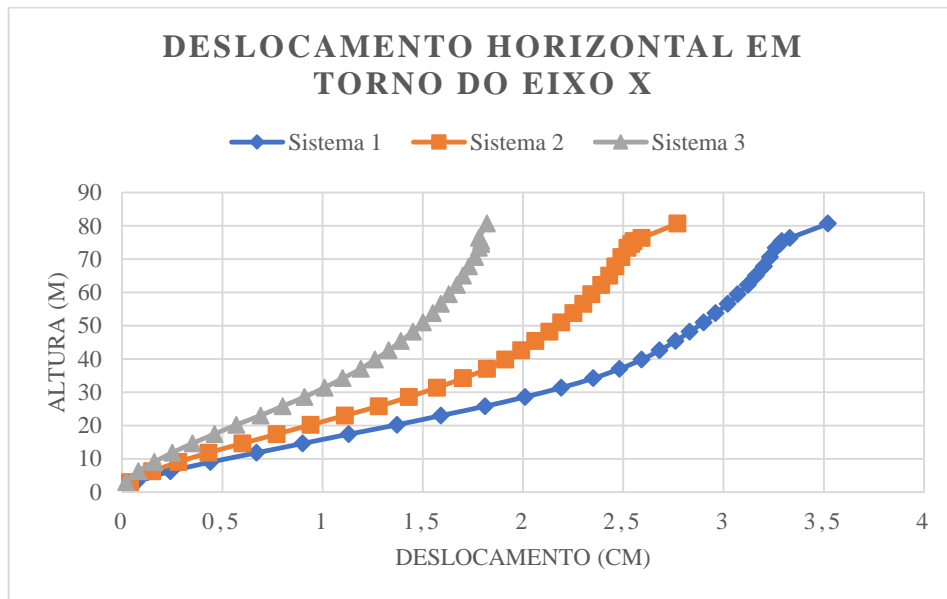
A partir da tabela 7 abaixo obtida através do menu relatórios foram gerados os gráficos para a análise dos resultados dos deslocamentos, sendo essas na direção x e y, as comparações foram realizadas entre o sistema 1, 2 e 3, análises essas levaram em consideração o processo P - Δ.

Tabela 7- Deslocamentos nos eixos X e Y da estrutura

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamentos Sistema 1 (cm)				Deslocamentos sistema 2 (cm)				Deslocamentos sistema 3 (cm)			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
tet 4	80,7	3,52	-3,52	2,58	-2,58	2,77	-2,77	1,97	-1,97	1,82	-1,82	1,75	-1,75
tet 3	76,4	3,33	-3,33	2,54	-2,54	2,59	-2,59	1,93	-1,93	1,78	-1,78	1,70	-1,70
tet 2	75,4	3,29	-3,29	2,52	-2,52	2,55	-2,55	1,92	-1,92	1,79	-1,79	1,69	-1,69
tet 1	74,6	3,28	-3,28	2,51	-2,51	2,54	-2,54	1,91	-1,91	1,79	-1,79	1,68	-1,68
pav 25	73,4	3,26	-3,26	2,5	-2,5	2,52	-2,52	1,9	-1,9	1,78	-1,78	1,67	-1,67
pav 24	70,6	3,23	-3,23	2,47	-2,47	2,49	-2,49	1,87	-1,87	1,76	-1,76	1,64	-1,64
pav 23	67,8	3,2	-3,2	2,43	-2,43	2,46	-2,46	1,84	-1,84	1,73	-1,73	1,61	-1,61
pav 22	65	3,16	-3,16	2,39	-2,39	2,43	-2,43	1,81	-1,81	1,70	-1,70	1,57	-1,57
pav 21	62,2	3,12	-3,12	2,35	-2,35	2,39	-2,39	1,77	-1,77	1,67	-1,67	1,54	-1,54
pav 20	59,4	3,07	-3,07	2,3	-2,3	2,34	-2,34	1,73	-1,73	1,63	-1,63	1,50	-1,50
pav 19	56,6	3,02	-3,02	2,25	-2,25	2,3	-2,3	1,69	-1,69	1,59	-1,59	1,46	-1,46
pav 18	53,8	2,96	-2,96	2,19	-2,19	2,25	-2,25	1,65	-1,65	1,55	-1,55	1,41	-1,41
pav 17	51	2,9	-2,9	2,13	-2,13	2,19	-2,19	1,6	-1,6	1,50	-1,50	1,37	-1,37
pav 16	48,2	2,83	-2,83	2,07	-2,07	2,13	-2,13	1,55	-1,55	1,45	-1,45	1,31	-1,31
pav 15	45,4	2,76	-2,76	2	-2	2,06	-2,06	1,49	-1,49	1,39	-1,39	1,26	-1,26
pav 14	42,6	2,68	-2,68	1,93	-1,93	1,99	-1,99	1,44	-1,44	1,33	-1,33	1,20	-1,20
pav 13	39,8	2,59	-2,59	1,85	-1,85	1,91	-1,91	1,37	-1,37	1,26	-1,26	1,14	-1,14
pav 12	37	2,48	-2,48	1,76	-1,76	1,82	-1,82	1,3	-1,3	1,19	-1,19	1,07	-1,07
pav 11	34,2	2,35	-2,35	1,66	-1,66	1,7	-1,7	1,22	-1,22	1,10	-1,10	1,00	-1,00
pav 10	31,4	2,19	-2,19	1,53	-1,53	1,57	-1,57	1,13	-1,13	1,01	-1,01	0,91	-0,91
pav 9	28,6	2,01	-2,01	1,4	-1,4	1,43	-1,43	1,02	-1,02	0,91	-0,91	0,82	-0,82
pav 8	25,8	1,81	-1,81	1,25	-1,25	1,28	-1,27	0,91	-0,91	0,80	-0,80	0,73	-0,73
pav 7	23	1,59	-1,59	1,1	-1,1	1,11	-1,11	0,8	-0,8	0,69	-0,69	0,63	-0,63
pav 6	20,2	1,37	-1,37	0,95	-0,95	0,94	-0,94	0,68	-0,68	0,57	-0,57	0,53	-0,53
pav 5	17,4	1,13	-1,13	0,78	-0,78	0,77	-0,77	0,56	-0,56	0,46	-0,46	0,43	-0,43
pav 4	14,6	0,9	-0,9	0,62	-0,62	0,6	-0,6	0,44	-0,44	0,35	-0,35	0,33	-0,33
pav 3	11,8	0,67	-0,67	0,46	-0,46	0,43	-0,43	0,33	-0,33	0,25	-0,25	0,24	-0,24
pav 2	9	0,44	-0,44	0,31	-0,31	0,28	-0,28	0,22	-0,22	0,16	-0,16	0,16	-0,16
pav 1	6,2	0,24	-0,24	0,17	-0,17	0,15	-0,15	0,12	-0,12	0,08	-0,08	0,08	-0,08
baldrame	3	0,07	-0,07	0,05	-0,05	0,04	-0,04	0,03	-0,03	0,02	-0,02	0,02	-0,02

Fonte: Autor.

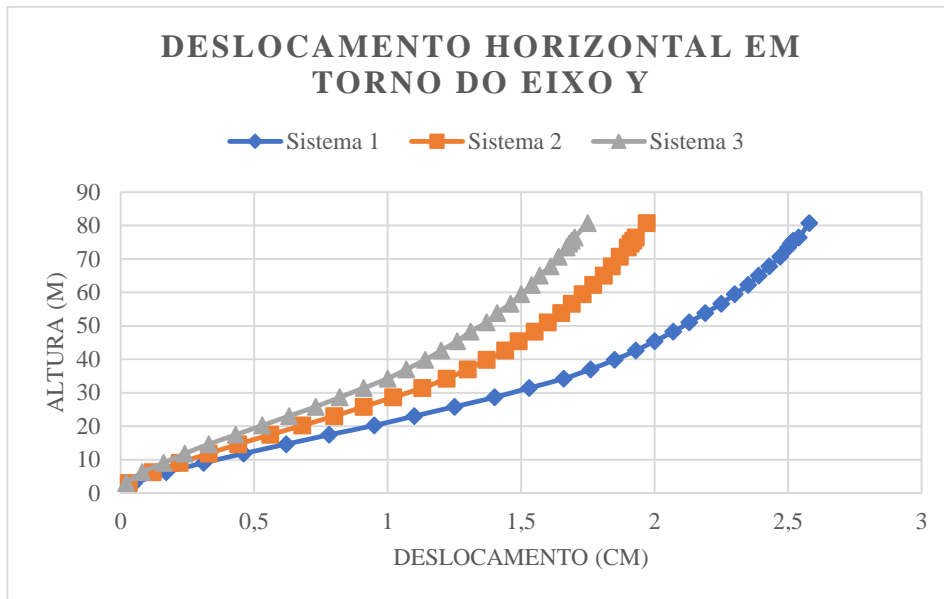
Gráfico 1– Deslocamento Horizontal no Eixo X da estrutura.



Fonte: Autor.

Comparando os deslocamentos entre os sistemas estruturais estudados, o sistema 1 constituído somente por pórticos planos de contraventamento teve um deslocamento horizontal máximo de 3,52 cm, esse ocorrido no topo da estrutura, esse quando comparado ao sistema 2, constituído por pórticos planos com a adição de pilar parede, houve um decréscimo de aproximadamente 21,30 %, ficando com o deslocamento de 2,77 no topo da estrutura, uma redução já esperada, devido ao aumento na seção dos pilares que foi 40% na direção do maior vão. O sistema 1 comparado com o sistema 3 teve um decréscimo de 48,30 %, ou seja, a adição dos núcleos rígidos combinados aos pilares paredes causou uma redução de quase metade dos deslocamentos da edificação proposta, mostrando que a associação desses sistemas trazem ótimos resultados, porém falta analisar a viabilidade econômica, pois essa redução dos deslocamentos ao mesmo tempo que diminui o gama-z, a mesma aumenta em o consumo de materiais, isto é, uma análise foi realizada nos próximos tópicos, analisando se essa redução foi viável no que tange a custo-benefício.

Gráfico 2 - Deslocamento Horizontal no Eixo Y da estrutura.



Fonte: Autor.

Já na direção Y, os deslocamentos foram bem inferiores em relação os da direção X, devido à disposição das vigas que favoreceu na construção dos pórticos planos de contraventamento. O deslocamento no primeiro sistema foi de 2,58 enquanto no segundo sistema foi de 1,97, tendo uma redução de 23,64%, a mesma era esperada que fosse superior a em relação a do eixo x, devido que os maiores pórticos planos de contraventamento estão na direção Y, assim como a maioria dos pilares parede estarem com o maior vão em direção ao eixo Y. O sistema 3 em comparação ao sistema 1 teve uma redução em seu deslocamento de 32,17% indo de 2,58 no primeiro sistema para 1,75 no sistema 3, diferença também esperada, no entanto, não foi tão acentuada como no eixo X.

4.2 ESTABILIDADE GLOBAL A PARTIR DO COEFICIENTE GAMA-Z

Para o cálculo do Gama-Z, o Eberick utiliza-se de diversas combinações e dentro dessas combinações, o próprio software admite o pior caso para o cálculo do coeficiente e atestar a estabilidade da estrutura.

Tabela 8 Coeficiente Gama-Z dos sistemas estudados.

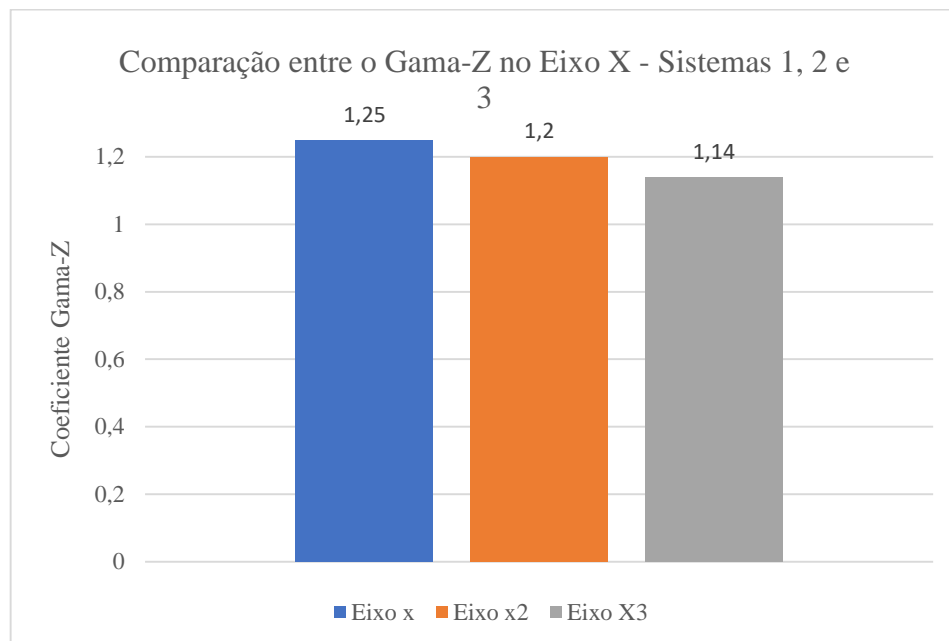
Coeficiente Gama-Z - Sistema 1		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	2982,84	4011,81
Momento de 2º ordem de cálculo (tf.m)	603,92	549,91
Gama-Z	1,25	1,16

Coeficiente Gama-Z - Sistema 2		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	2982,84	4011,81
Momento de 2º ordem de cálculo (tf.m)	494,73	448,98
Gama-Z	1,2	1,13

Coeficiente Gama-Z - Sistema 3		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	2982,84	4082,43
Momento de 2º ordem de cálculo (tf.m)	372,96	469,98
Gama-Z	1,14	1,13

Fonte: Autor.

Gráfico 3- Coeficiente Gama-Z no Eixo X



Fonte: Autor.

Em ambos os modelos o coeficiente Gama-Z deu acima de 1.10 (Gráfico1), tornando-as estruturas de nós-móveis, no entanto, com a adição dos pilares-parede ao sistema constituído

por pórticos houve uma redução de 4%, o que para a estrutura em questão é uma grande redução visto ao aumento de seção dos pilares como pode ser visto na tabela 9.

Tabela 9 - Pilares Parede no Eixo X

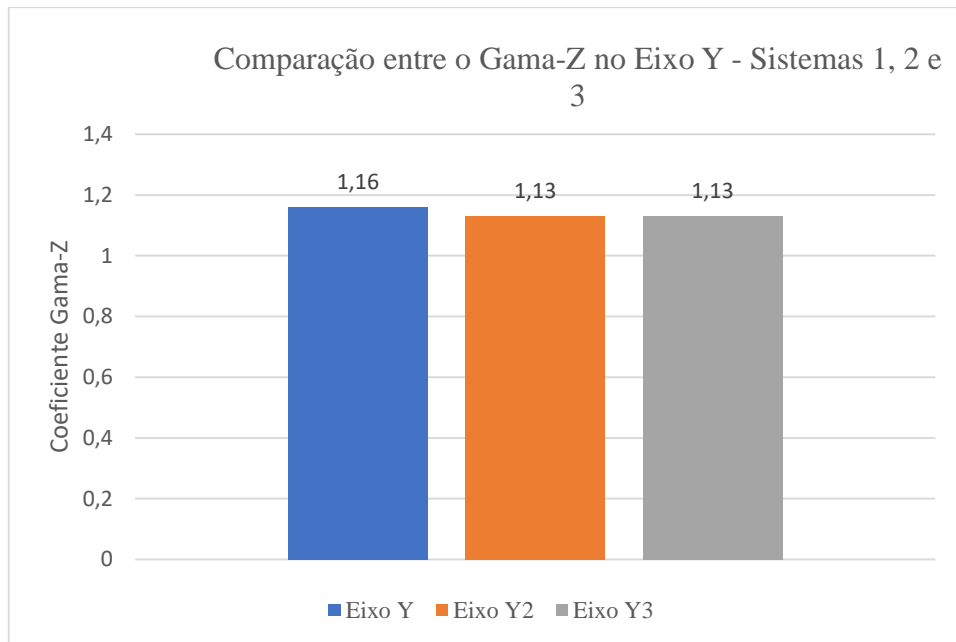
Pilares-parede no eixo X							
Sistema 1		Sistema 2		Aumento	Sistema 3		Aumento
Nome	Seção (cm x cm)	Nome	Seção (cm x cm)		Nome	Seção (cm x cm)	
P11	25x110	P11	25x155	41%	P11	25x155	0%
P12	25x110	P12	25x155	41%	P12	25x155	0%
P13	25x110	P13	25x155	41%	P13	25x155	0%
P14	25x110	P14	25x155	41%	P14	25x155	0%
P21	25x110	P21	25x150	36%	P21	25x150	0%
P22	25x110	P22	25x150	36%	P22	25x150	0%
P25	25x110	P25	25x150	36%	P25	25x150	0%
P31	25x110	P31	25x150	36%	P31	25x150	0%
P32	25x110	P32	25x155	41%	P32	25x155	0%
P33	25x110	P33	25x155	41%	P33	25x155	0%
P34	25x110	P34	25x155	41%	P34	25x155	0%
P35	25x110	P35	25x155	41%	P35	25x155	0%

Fonte: Autor.

Conforme pode ser visto na tabela acima, 12 pilares na direção X foram alterados e foram aumentados na região do maior vão em cerca de 40%, no sistema 3 nenhum dos pilares e pilares-paredes sofreram alterações em suas dimensões, pois o sistema 3 está diretamente ligado ao núcleo rígido, isto é, nenhum dos pilares e pilares-paredes foram alterados.

Com a adição do núcleo rígido houve uma enorme redução no Gama-z isso se deve porque na região onde foram interligados os pilares 15, 16 e 17, 18, foi adicionado 1 pilar em cada para formar o pilar em U, e esses pilares possuem dimensão de 2,0 m o que acrescenta muito na resistência lateral, diminuindo os esforços de segunda ordem, pois estrutura ficou mais rígida pois o núcleo começou a trabalhar como um pilar único, isto é, os pilares que estavam direcionados para o eixo Y passaram a reduzir o deslocamento no eixo X quando estes tornaram-se o núcleo.

Gráfico 4 - Coeficiente Gama-Z no eixo Y



Fonte: Autor.

Já na direção Y, a redução do Gama-Z do sistema 1 para o sistema 2 foi de 2,60%, aumento esse também muito significativo, tornando-a na direção Y quase de nós-móveis, o aumento não foi superior devido a diversos pilares que no sistema 1 tinham base igual a 30cm, e no sistema de Pilares-parede tiveram uma redução para 25cm. Essa mudança ocorreu pois no sistema 1 os pilares não passavam com 25 cm sem alterar o maior vão, isto é, para resolver o problema o maior vão deveria ser aumentado, tornando-a pilares parede, então a solução encontrada foi aumentar a base e que o eixo X é superior ao eixo Y, devido a arquitetura, isto é, mesmo com o aumento da mesma quantidade de pilares do eixo X e na mesma proporção a redução no Gama-z não foi igual.

Da mesma maneira no eixo X, o eixo Y teve 12 pilares alterados, sempre alterados na direção do maior vão e em sua maioria em conjunto com os pórticos planos de contraventamento para que assim haja uma melhor integração de ambos os sistemas.

Tabela 10- Pilares parede no eixo Y

Pilares-parede no eixo Y							
Sistema 1		Sistema 2		Aumento	Sistema 3		Aumento
Nome	Seção (cm x cm)	Nome	Seção (cm x cm)		Nome	Seção (cm x cm)	
P9	25x90	P9	25x145	61%	P9	25x145	0%
P10	25x90	P10	25x145	61%	P10	25x145	0%
P19	30x120	P19	25x145	1%	P19	25x145	0%
P20	30x120	P20	25x145	1%	P20	25x145	0%
P26	30x120	P26	25x145	1%	P26	25x145	0%
P27	30x150	P27	30x175	17%	P27	30x175	0%
P28	30x150	P28	30x175	17%	P28	30x175	0%
P30	30x120	P30	25x145	1%	P30	25x145	0%
P36	25x90	P36	25x145	61%	P36	25x145	0%
P37	25x90	P37	25x145	61%	P37	25x145	0%
P15	25x100	P15	25x150	50%	P15	210x200x25x25	280%
P18	25x100	P18	25x150	50%	P18	210x200x25x25	280%

Fonte: Autor.

Já o sistema 3, não houve nenhuma alteração no Gama-z, mesmo com adição do núcleo rígido, isso se deve porque os pilares 15, 16, 17 e 18, aumentaram pouco suas dimensões além de terem sido diminuídos de 4 para 2 únicos pilares em forma de U pela arquitetura favoreceu mais ao Eixo X do que o eixo Y.

4.3 NORMAIS E MOMENTOS FLETORES NO PILAR 23

Com as estruturas já processadas, foi recolhido de cada modelo os dados referentes aos esforços solicitantes do pilar 23 (pilar que mais sofre alterações em seus esforços ao longo de sua altura) da estrutura, analisando as diferenças dos esforços de acordo com cada sistema, foram elaboradas 3 tabelas e dessas tabelas foram feitos 6 gráficos para a análise dessas diferenças. Foram analisados os esforços normais máximos e mínimos, os momentos fletores na direção da base e da altura do pilar, tanto no topo quanto na base.

Tabela 11 - ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 1

Sistema 1							
Pavimentos	Altura (m)	Nd máx (Tf)	Nd mín (Tf)	MBd topo (Tf.m)	MBd base (Tf.m)	MHd topo (Tf.m)	MHd base (Tf.m)
Baldrame	3	325,03	185,32	1422	1495	28788	49577
pav 1	6,2	321,75	182,87	232	1460	10367	34051
pav 2	9	309,19	176,21	309	293	3683	18910
pav 3	11,8	296,94	169,55	82	376	1630	13773
pav 4	14,6	284,63	162,86	10	154	4881	9373
pav 5	17,4	272,27	156,13	64	83	7054	6511
pav 6	20,2	259,88	149,37	103	16	8494	4395
pav 7	23	247,46	142,58	136	47	9527	2774
pav 8	25,8	235,2	135,45	167	83	10422	1383
pav 9	28,6	223,03	128,12	207	117	11342	817
pav 10	31,4	210,82	120,8	250	161	12834	2495
pav 11	34,2	198,57	113,5	375	210	14420	4698
pav 12	37	186,29	106,23	350	341	19212	8087
pav 13	39,8	173,17	98,55	187	306	14294	3848
pav 14	42,6	160,02	90,87	143	148	11276	2523
pav 15	45,4	146,84	83,2	115	109	9835	3902
pav 16	48,2	133,64	75,52	104	84	8934	4245
pav 17	51	120,42	67,84	98	76	8345	4280
pav 18	53,8	107,19	60,15	96	73	7883	4113
pav 19	56,6	93,94	52,46	93	72	7482	3867
pav 20	59,4	80,67	44,77	91	73	7090	3577
pav 21	62,2	67,39	37,07	89	74	6742	3288
pav 22	65	54,11	29,37	84	74	6200	2956
pav 23	67,8	40,81	21,67	75	74	6310	2877
pav 24	70,6	27,5	13,98	71	69	3614	2178
pav 25	73,4	14,19	6,28	24	76	11448	4432

Fonte: Autor

Tabela 12- ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 2

Fonte: Autor.

Sistema 2							
Pavimentos	Altura (m)	Nd máx (Tf)	Nd mín (Tf)	MBd topo (Tf.m)	MBd base (Tf.m)	MHd topo (Tf.m)	MHd base (Tf.m)
Baldrame	3	301,54	172,53	977	1013	18393	28776
pav 1	6,2	298,33	170,06	231	1005	9421	21575
pav 2	9	285,86	163,37	253	277	4672	14882
pav 3	11,8	273,74	156,69	94	306	1135	11472
pav 4	14,6	261,6	150,01	33	150	1754	8688
pav 5	17,4	249,46	143,32	32	91	3760	6535
pav 6	20,2	237,31	136,62	66	37	5267	4798
pav 7	23	225,16	129,9	94	20	6430	3343
pav 8	25,8	213,02	123,17	120	50	7415	2058
pav 9	28,6	200,89	116,42	151	79	8219	797
pav 10	31,4	188,78	109,64	182	113	9420	1248
pav 11	34,2	176,86	102,55	261	148	9480	2875
pav 12	37	164,93	95,49	248	232	14553	4302
pav 13	39,8	153,09	88,44	145	208	12676	2851
pav 14	42,6	141,26	81,41	115	111	10405	2899
pav 15	45,4	129,43	74,4	94	83	9249	3774
pav 16	48,2	117,62	67,42	85	65	8383	3921
pav 17	51	105,81	60,44	80	58	7778	3964
pav 18	53,8	94,02	53,47	77	55	7297	3860
pav 19	56,6	82,23	46,52	75	55	6892	3696
pav 20	59,4	70,44	39,57	73	55	6507	3492
pav 21	62,2	58,66	32,63	70	55	6179	3291
pav 22	65	46,88	25,7	66	55	5651	3049
pav 23	67,8	35,09	18,77	58	55	5828	3055
pav 24	70,6	23,3	11,84	51	50	3025	2305
pav 25	73,4	11,52	4,92	23	51	11593	4963

Tabela 13- ESFORÇOS AXIAIS E MOMENTOS DO PILAR 23 - SISTEMA 3

Sistema 3							
Pavimentos	Altura (m)	Nd máx (Tf)	Nd mín (Tf)	MBd topo (Tf.m)	MBd base (Tf.m)	MHd topo (Tf.m)	MHd base (Tf.m)
Baldrame	3	290,85	167,8	737	704	10602	15516
pav 1	6,2	287,73	165,23	272	757	6533	12408
pav 2	9	275,46	158,36	262	307	3907	9881
pav 3	11,8	263,56	151,47	140	304	1929	8166
pav 4	14,6	251,67	144,57	82	186	476	6800
pav 5	17,4	239,8	137,66	29	130	1758	5603
pav 6	20,2	227,94	130,75	36	78	2947	4560
pav 7	23	216,08	123,83	65	39	3923	3615
pav 8	25,8	204,23	116,92	90	25	4775	2746
pav 9	28,6	192,39	110,02	116	51	5403	1875
pav 10	31,4	180,56	103,12	141	79	6405	1119
pav 11	34,2	168,73	96,23	185	106	5738	1378
pav 12	37	156,91	89,36	185	154	11308	2127
pav 13	39,8	145,48	82,75	130	139	11405	5791
pav 14	42,6	134,1	76,15	108	89	10044	4748
pav 15	45,4	122,75	69,57	92	71	9412	5214
pav 16	48,2	111,43	63	83	59	8822	5152
pav 17	51	100,14	56,44	78	53	8371	5135
pav 18	53,8	88,87	49,89	73	50	7978	5047
pav 19	56,6	77,62	43,34	70	49	7633	4941
pav 20	59,4	66,39	36,81	67	48	7292	4817
pav 21	62,2	55,17	30,27	63	47	7027	4714
pav 22	65	43,96	23,74	59	46	6479	4547
pav 23	67,8	32,75	17,21	51	44	7006	4722
pav 24	70,6	21,55	10,68	47	38	3185	3732
pav 25	73,4	10,35	4,14	17	36	16334	7651

Fonte: Autor.

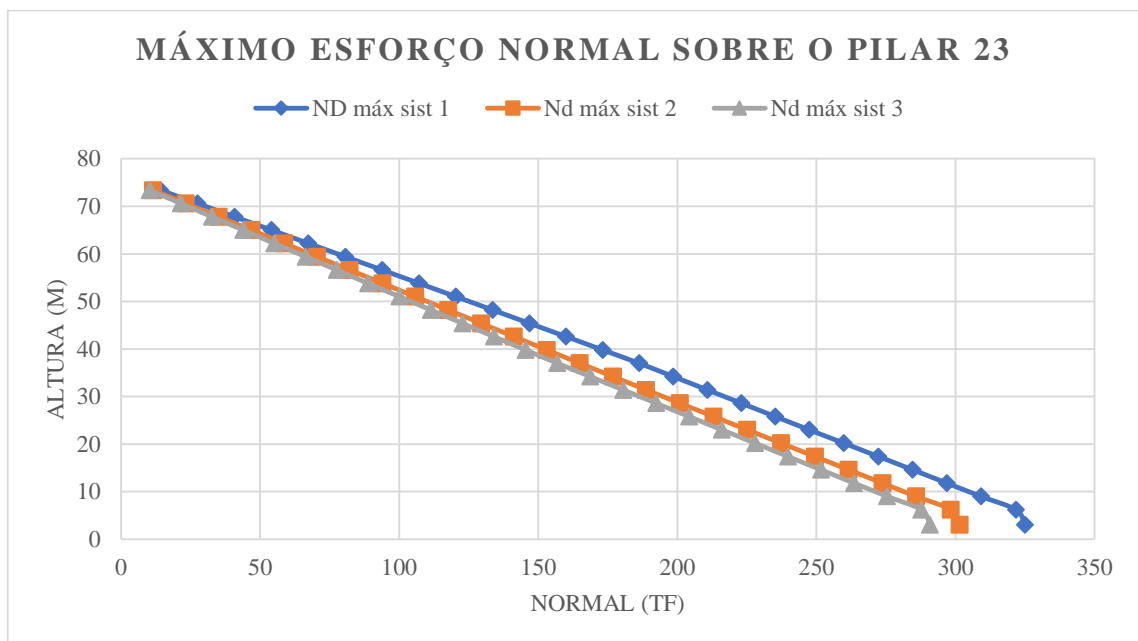
4.3.1 ESFORÇO NORMAL

- ESFORÇO NORMAL MÁXIMO

Analisando os esforços normais ao longo da edificação, percebe-se uma grande diferença nos esforços do sistema 1 para o sistema 2, diferença essa que variou dos 19% de redução no pavimento 25 e 7% no baldrame, dando uma média de aproximadamente 11% em, essa diferença foi grande devido ao esforço ser pequeno no pavimento 25 fazendo com que qualquer diferença fosse notável, diferentemente no baldrame onde a diferença é bem superior ao pavimento 25, porém a carga acumulada no decorrer dos pavimentos é muito alta.

Já no sistema 2 para o 3 houve uma diferença não tão notável quanto do sistema 1 para o sistema 2, essa redução girou em torno de 4% no baldrame e 10% no pavimento 25, dando uma média de 5% contando os demais pavimentos, isto é, com a adição do núcleo rígido a redução foi inferior em relação ao sistema 2.

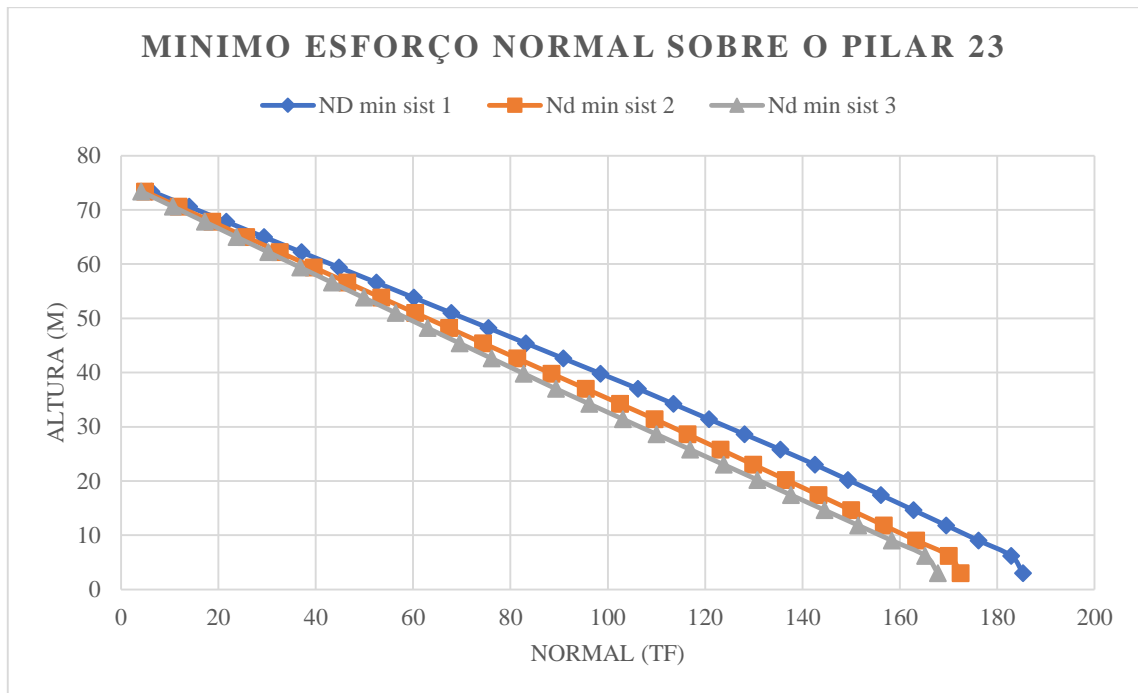
Gráfico 5 - Esforço normal máximo - Pilar 23



Fonte: Autor.

- **ESFORÇO NORMAL MÍNIMO**

Gráfico 6- Esforço normal mínimo - Pilar 23



Fonte: Autor.

O comportamento do esforço normal mínimo seguiu praticamente a mesma linha do máximo, com uma diferença de 7% no baldrame e 22% no pavimento 25, teve uma média de 10% do sistema 1 para o sistema 2.

Do sistema 2 para o sistema 3, teve uma redução no baldrame de 3% e no pavimento 25 de 16% tendo uma média de 6%, ou seja, muito similar a normal máxima.

- **CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ESFORÇOS NORMAIS**

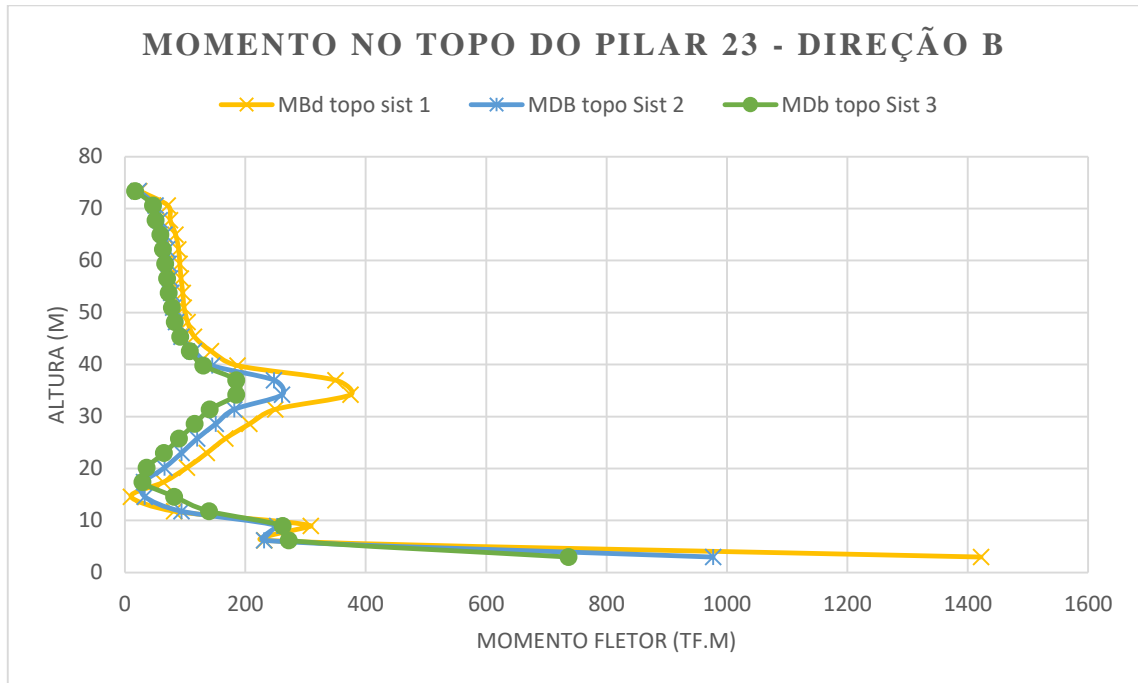
Tanto a normal máxima quanto a mínima tiverem reduções semelhantes nos pavimentos, pode-se perceber que do sistema 1 para o sistema 2 houve uma maior redução nas normais, isso ocorreu, pois, o pilar 23 no sistema 2 está rodeado por 4 pilares-parede e esses aliviam a carga desse pilar.

Já no sistema 3 ocorreu da mesma maneira só que em uma escala menor, no entanto, já esperado o núcleo rígido próximo ao pilar 23 aliviou ainda mais os esforços normais concentrados além de aliviar os pilares-parede do sistema 2.

4.3.2 MOMENTOS FLETORES

- MOMENTO FLETOR NO TOPO DO PILAR 23– DIREÇÃO B

Gráfico 7 - Momento no topo do pilar 23 - Direção B



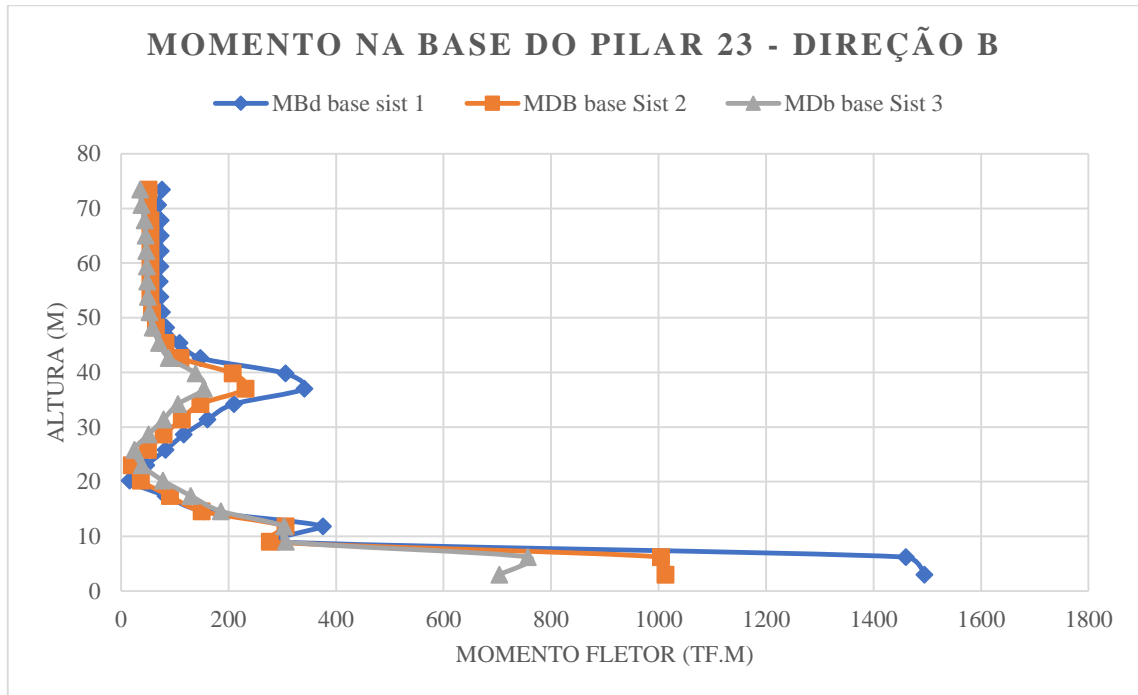
Fonte: Autor.

No decorrer da altura do edifício, os momentos fletores na direção b, referente ao topo do pilar se mantiveram constantes e com poucas alterações no decorrer da altura do mesmo, no entanto, pode-se perceber novamente como aconteceu nos esforços normais que o sistema 2 trouxe para o pilar em questão uma maior redução quando comparado ao sistema 3.

Os momentos fletores no topo do pilar quando chegam na altura entre o 4 e o 1 pavimento admitem uma nova configuração, isto é, quando os momentos estão chegando a fundação o sistema 2 e 3 apresentam um aumento no momento fletor ao invés de reduzir como faz nos demais pavimentos, esse aumento é decorrido dos esforços que são transmitidos para a fundação (vento, peso próprio), porém quando estes chegam ao baldrame voltam a sua configuração inicial. O valor desse acréscimo no pior caso (pavimento 4) foi de 230% do sistema 1 para o 2 e de 148% do sistema 2 para o 3.

- MOMENTO FLETOR NA BASE DO PILAR 23 – DIREÇÃO B

Gráfico 8 - Momento na base do pilar 23 - Direção B



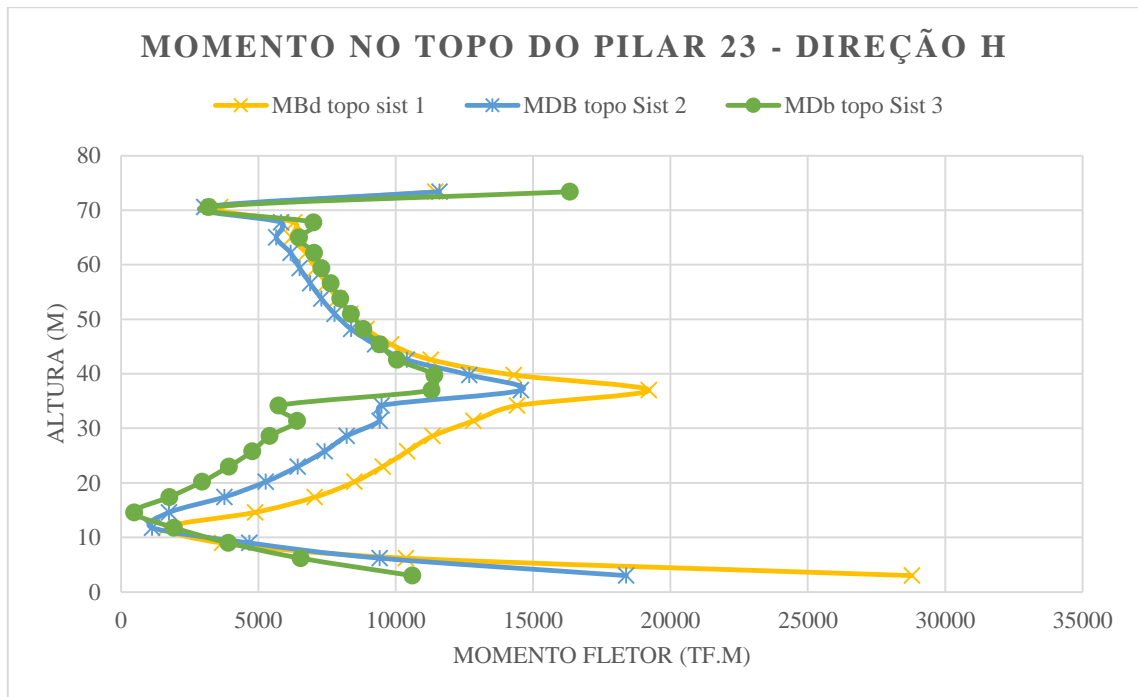
Fonte: Autor.

A análise começa a partir do pavimento tipo 25, onde mostra uma redução nos momentos fletores no decorrer da altura até o pavimento 7, nesse intervalo os sistemas trabalham de forma com que pode se perceber que o sistema 2 trouxe uma grande redução para os momentos do sistema 1, o sistema 3 também acarretou numa redução significativa, no entanto não foi tão significativa quanto no sistema 2.

O comportamento do momento na base seguiu a mesma lógica dos momentos no topo dos pilares, a diferença se teve que ao invés dos momentos estarem entre o 4 e o 1 pavimento, estes se localizam entre o 6 e o 2, com exceção do terceiro onde o sistema diminuiu os momentos no pilar em questão. Entre o 6 e o 2, onde ocorreu essa variação teve-se no pior caso (pavimento 6) um acréscimo de 131% do sistema 1 para o 2, e um acréscimo de 110% do sistema 2 para o sistema 3, isto é, mais que dobrou o valor de momento inicial.

- MOMENTO FLETOR NO TOPO DO PILAR 23 – DIREÇÃO H

Gráfico 9 - Momento no topo do pilar 23 - Direção h



Fonte: Autor.

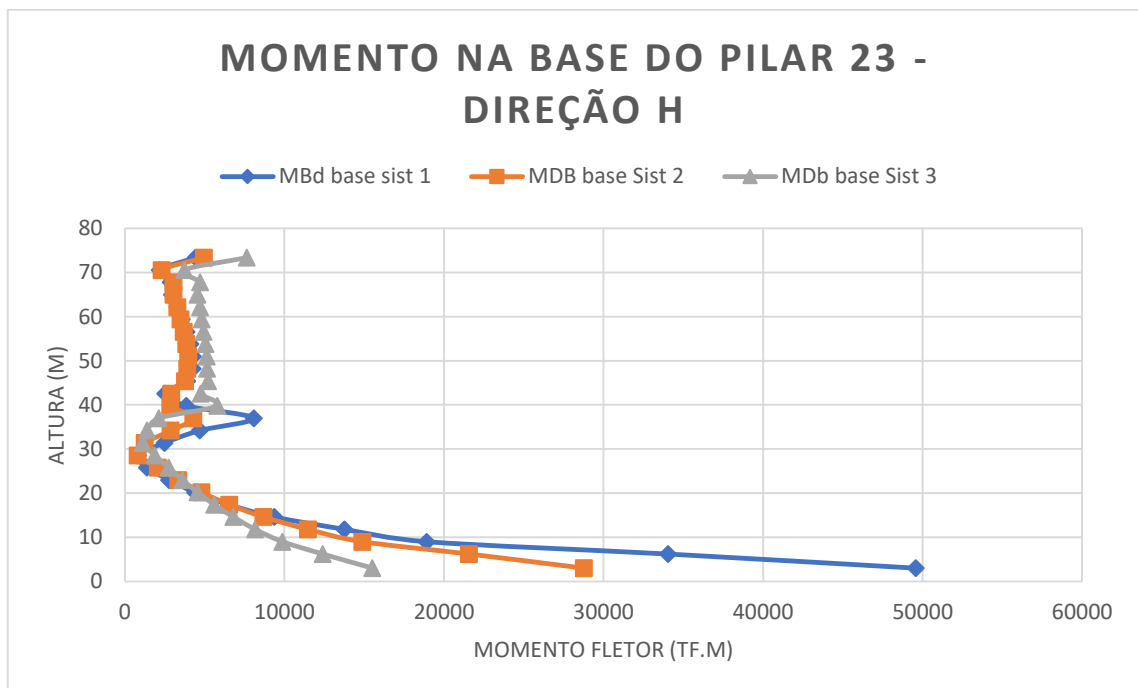
A direção h dos pilares, isto é, o maior vão sofreu alterações bastante distintas ao longo de sua altura quando comparadas, pois na direção B o momento no pilar em questão, diminuía de acordo com os sistemas, ou seja, o sistema 3 apresentava valores menores que o sistema 2 e o sistema 2 apresentava valores menores que o sistema 1 e quando chegava nos primeiros pavimentos havia uma alteração que se normalizava quando chegava no baldrame.

Já quando se trata dos momentos no topo do pilar na maior direção, a configuração dessa variação muda, como pode-se perceber no gráfico 9 as maiores divergências se encontram entre os pavimentos 25 e 17, onde os sistemas de contraventamento ao invés de aliviarem os momentos provenientes do sistema 1, fizeram ter um aumento considerável destes, no pior caso (pavimento 25), do sistema 1 para o 2 houve um acréscimo não muito significativo de 1%, enquanto que do sistema 2 para o sistema 3 houve um acréscimo de 41%, comparando o sistema 1 com o sistema 3 o aumento foi de 42%. Já do pavimento 24 ao 17, houve uma diferença também grande, girando em torno dos 8% do sistema 1 para o sistema 2, e 20% do sistema 2 para o 3. Pode-se perceber que esse aumento é proveniente devido a ação do vento que é superior nas maiores alturas e devido ao momento de inércia da peça pois na direção Y a altura da peça é ínfima quando comparada a base.

Quando a altura da edificação vai diminuindo, logo as ações laterais consequentemente diminuem e os sistemas de contraventamento 2 e 3 começam a reduzir os momentos, até chegarem nos pavimentos 2 e 3 que como na direção B essa variação sempre ocorre nos pavimentos próximos a fundação tendo em seu pior caso (pavimento 3), um aumento de 30% do sistema 1 para o sistema 2 e um aumento de 70% do 2 para o 3, retornando à normalidade no pavimento 1 e por fim no baldrame.

- MOMENTO FLETOR NA BASE DO PILAR 23 – DIREÇÃO H

Gráfico 10 - Momento na base do pilar 23 - Direção h



Fonte: Autor.

Na análise dos momentos na base do pilar pode-se perceber a maior mudança de um sistema para o outro, isto é, somente em 7 pavimentos que o momento do pilar em questão foi aliviado, isto é, no pilar em questão os sistemas de contraventamento 2 e 3 tiveram um aumento considerado no valor desse momento, no pior caso (pavimento 13) do sistema 1 para o sistema 2 houve um acréscimo de 26%, e do sistema 2 para o 3 um acréscimo de 103%, e igual as demais direções o momento quando chega em torno dos primeiros pavimentos, os sistemas começam a reduzir os valores do sistema 1.

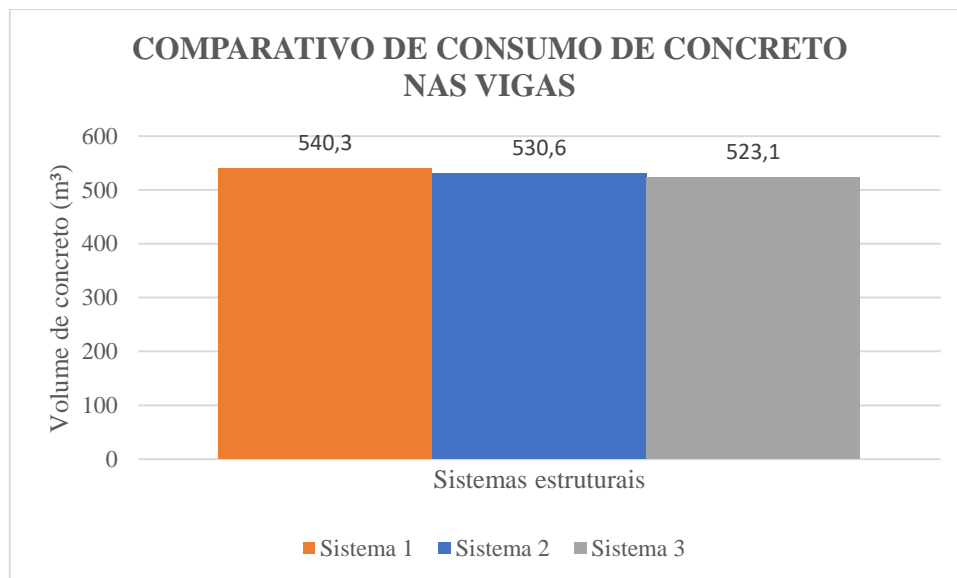
4.4 CONSUMO DE MATERIAIS

Após a verificação dos deslocamentos de todos os sistemas estruturais estudados, partiu para a análise do consumo de materiais de cada um deles. Foram analisados consumo de concreto, área de forma e consumo de aço para se constatar qual foi o melhor sistema para a arquitetura estuda.

4.4.1 CONSUMO NAS VIGAS

- CONSUMO DE CONCRETO

Gráfico 11 - Consumo de concreto nas vigas - sistema 1, 2 e 3

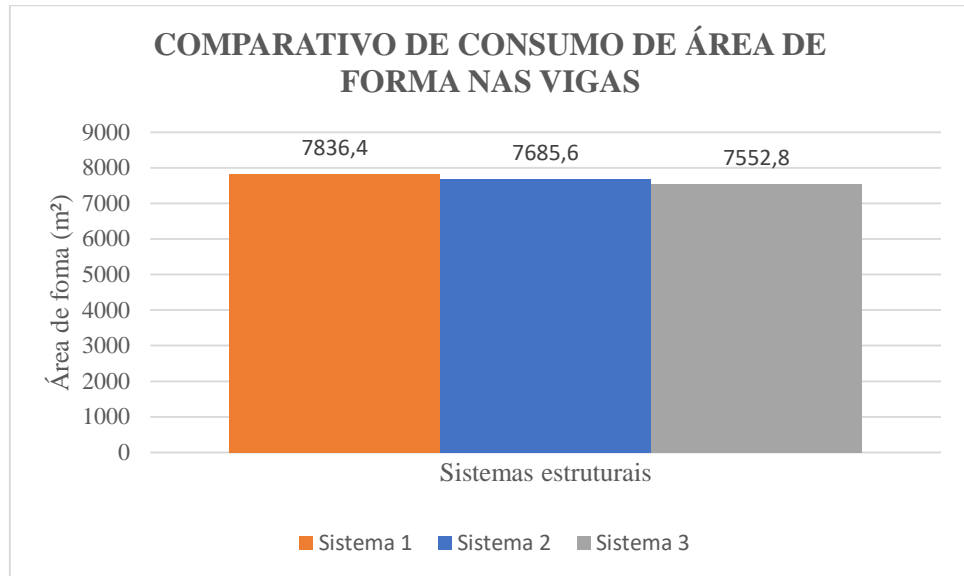


Fonte: Autor.

Como apresentado no gráfico o consumo de concreto nas vigas diminuiu no sistema 2 em 1,8%, uma diferença de 9,7 m³ de concreto, essa diminuição se deve por causa dos pilares paredes-parede ao longo da estrutura, pois eles puxam mais carga para si, aliviando os elementos estruturais na vizinhança. Já no sistema 3 percebe uma diferença de 7,5 m³ de concreto do sistema 2 para o 3, que é uma diferença menor do que o sistema 1 para o 2, mas torna-se uma diferença muito mais significativa em termos de consumo pois no sistema 3 foram acrescentados 2 núcleos que diminuiram 7,5 m³ enquanto que no 2 foram 24 pilares-parede.

- CONSUMO DE ÁREA DE FORMA

Gráfico 12 - Consumo de área de forma nas vigas - sistema 1, 2 e 3

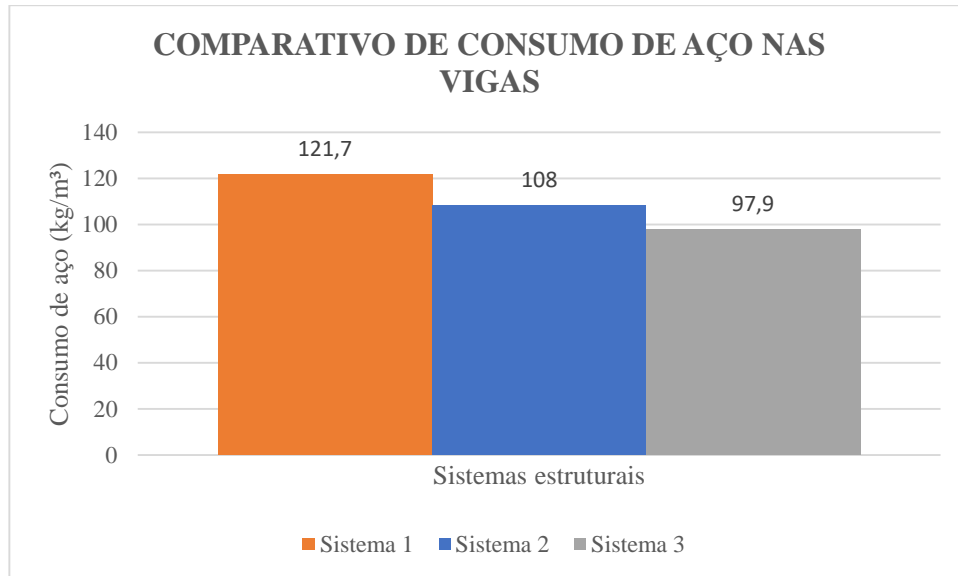


Fonte: Autor.

A área de forma segue o mesmo princípio que o concreto tanto para o sistema 2 e 3, ou seja, pelo aumento da seção dos vários pilares na planta e com o núcleo rígido, houve uma redução na área dessas vigas, pois os pilares passaram a ocupar mais espaço e ao longo da altura da edificação que criou essa diferença considerável, de 150,8 m² do sistema 1 para o sistema 2, representando uma redução de 1,92%, do sistema 2 para o 3, houve uma redução de 132,8 m² representando uma redução de 1,73% e comparando o sistema 1 com o sistema 3 houve uma redução de 283,6 m² representando uma redução de 3,62%.

- CONSUMO DE AÇO

Gráfico 13 - Consumo de aço nas vigas - sistema 1, 2 e 3



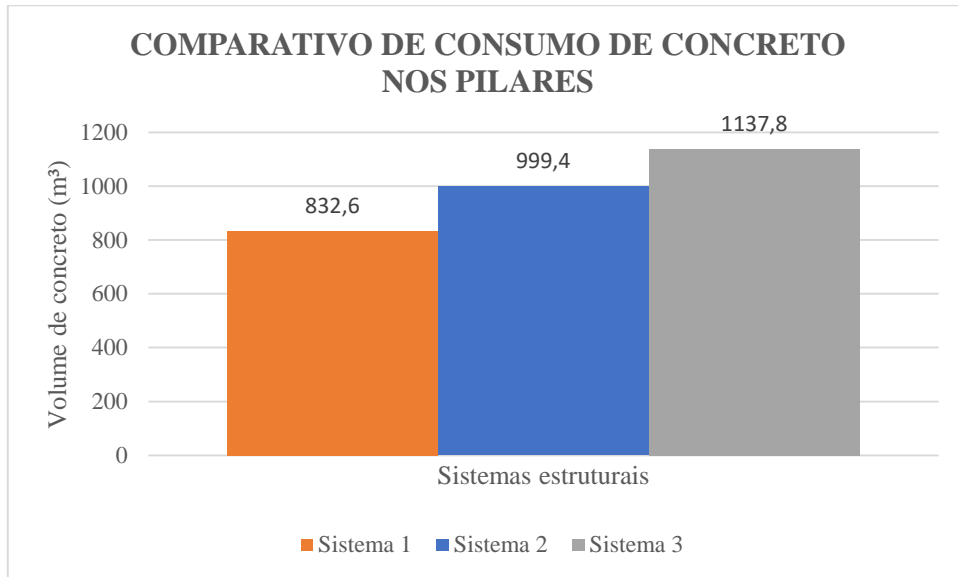
Fonte: Autor.

Para o consumo de aço segue o mesmo princípio do concreto e formas, como houve um aumento na seção dos pilares, conseqüentemente houve uma redistribuição dos esforços como também perda seção com o aumento dos pilares, uma redução de 11,26% do sistema 1 para o sistema 2, uma redução de 9,35% do sistema 2 para o 3 e a redução total entre o sistema 1 e o sistema de 19,56%.

4.4.2 CONSUMO NOS PILARES

- CONSUMO DE CONCRETO

Gráfico 14 - Consumo de concreto nos pilares - sistema 1, 2 e 3

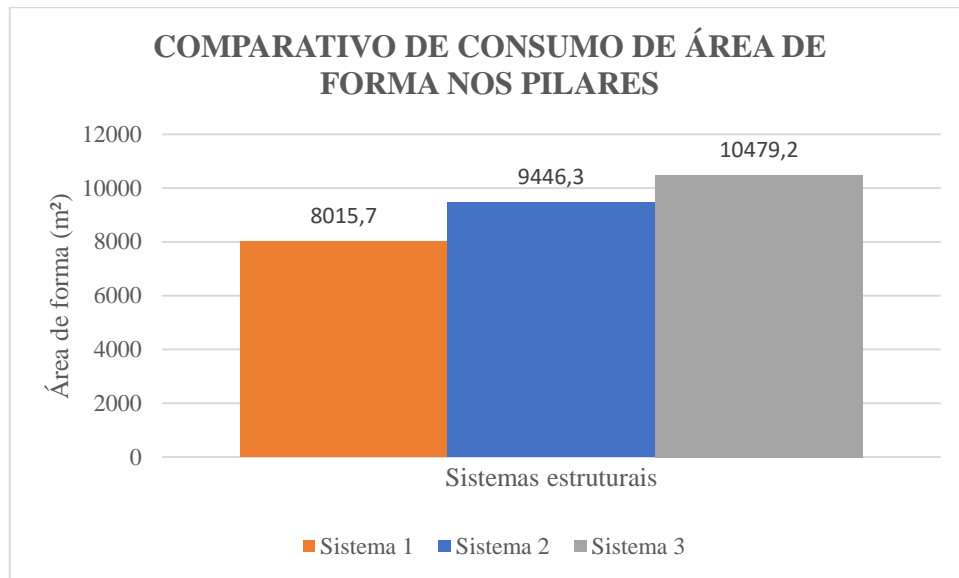


Fonte: Autor.

Partindo para a análise dos pilares pode-se perceber que no consumo de concreto houve um aumento de 20,03%, isto é, 166,80 m³ de concreto do sistema 1 para o sistema 2, esse aumento ocorreu por causa do aumento de seção dos pilares comuns (sistema 1) para os pilares parede (sistema 2), pois além do aumento de seção eles aliviam os elementos estruturais mais próximos a eles. Teve um aumento de 138,4 m³ de concreto do sistema 2 para o sistema 3, esse aumento se decorreu pelos 2 núcleos rígidos pilar 44 e 45, que por sua grande dimensão consome uma grande quantidade de concreto.

- CONSUMO DE ÁREA DE FORMA

Gráfico 15 - Consumo de área de forma nos pilares - sistema 1, 2 e 3

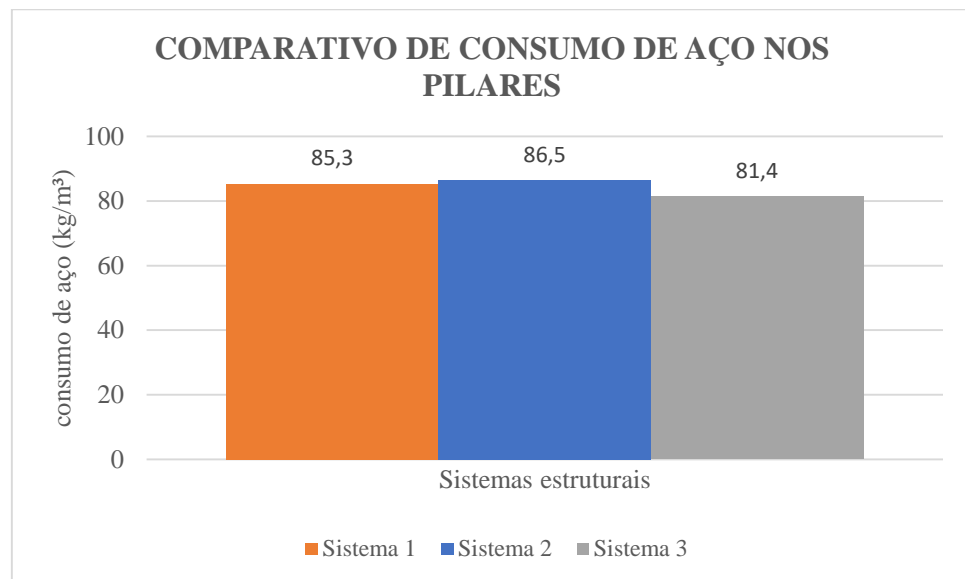


Fonte: Autor.

A área das formas teve um grande aumento de um sistema para o outro, um crescimento de 17,85% do sistema 1 para o 2, aumento esse devido ao aumento da área dos pilares. Já na próxima análise houve um crescimento de 10,93% do sistema 2 para o 3, um crescimento menor que o sistema 1 para o 2, porém onde pode-se notar o gasto na produção do núcleo rígido, isto é, na construção de 2 núcleos rígidos de certo modo pequenos, o aumento da área das formas alcançou mais da metade do crescimento referente aos pilares paredes que foram 24 no total.

- CONSUMO DE AÇO

Gráfico 16 - Consumo de aço nos pilares - sistema 1, 2 e 3



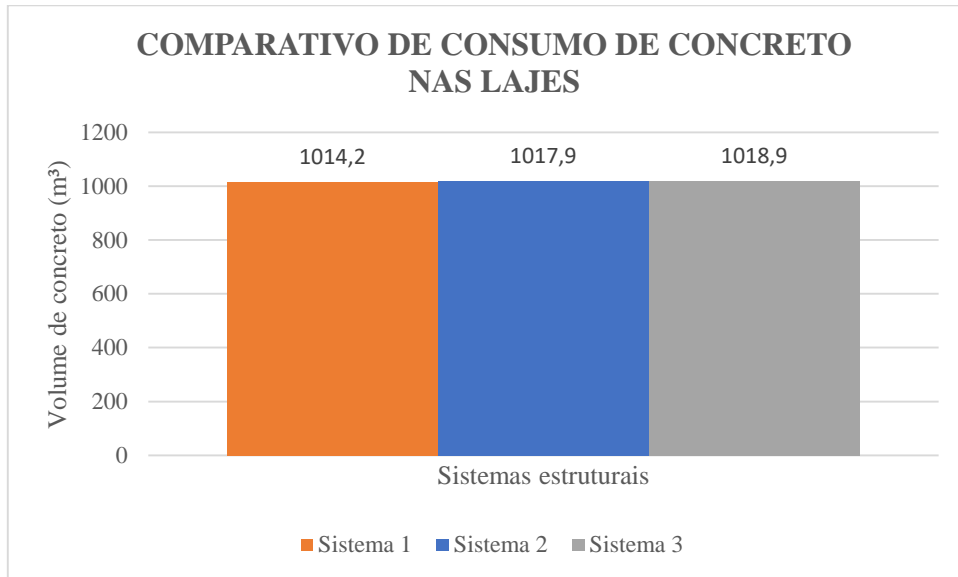
Fonte: Autor.

Já no consumo de aço dos pilares teve uma variação todos os modelos estavam admitindo uma regressão linear, nesse caso já se torna algo próximo a uma parábola. No sistema 1 para o sistema 2 houve um aumento na área de aço, devido ao aumento da seção dos pilares como citado anteriormente e a redistribuição de força das vigas. Já do sistema 2 para o sistema 3 houve uma enorme queda nesse consumo, isso se deve porque os núcleos rígidos, pilares 44 e 45 causam uma redistribuição global nos carregamentos, isto é, ele solicita mais carga aliviando os demais, com esse alívio, diminui as forças atuantes nos mesmos, consequentemente houve um novo redimensionamento onde esses elementos estruturais tiveram uma redução na taxa de aço com os compunha, também deve se levar em consideração com o concreto nesses mesmos elementos teve um aumento significativo, ou seja, o concreto está trabalhando mais reduzindo assim a taxa de aço necessária.

4.4.3 CONSUMO NAS LAJES

- CONSUMO DE CONCRETO

Gráfico 17 - Consumo de concreto lajes - sistema 1, 2 e 3

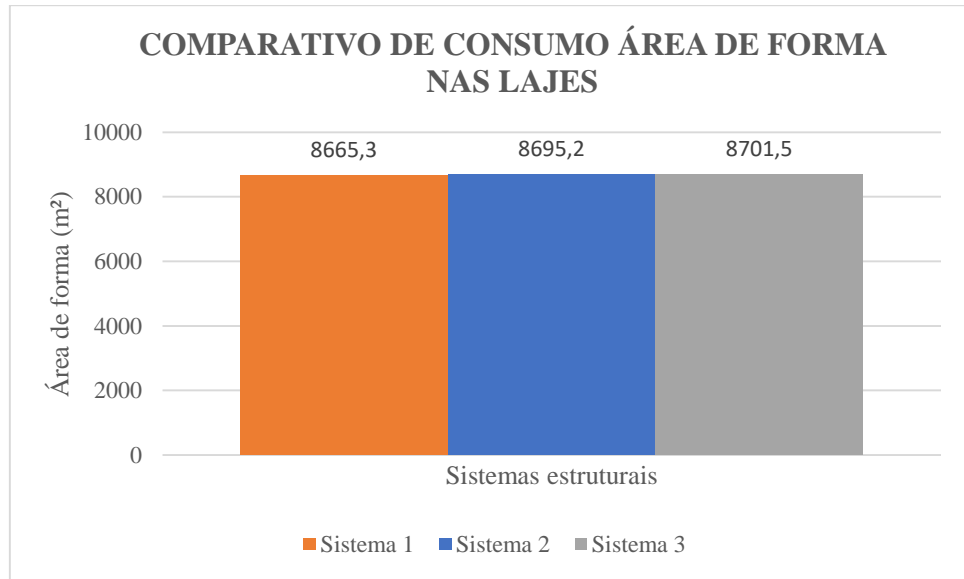


Fonte: Autor.

Com a redistribuição dos esforços entre os sistemas estudados, as lajes foram as que menos afetadas por essa mudança, houve um aumento no consumo de concreto menor que 0,5% entre os sistemas, isso se teve porque as maiores alterações foram nas vigas e principalmente nos pilares. Esse aumento parte do mesmo princípio das vigas, onde teve uma redistribuição nos esforços em direção aos pilares-parede aliviando um pouco a taxa de armadura nessas, consequentemente aumentando de maneira irrisória a quantidade de concreto.

- CONSUMO DE ÁREA DE FORMA

Gráfico 18 - - Consumo de área de forma nas lajes - sistema 1, 2 e 3

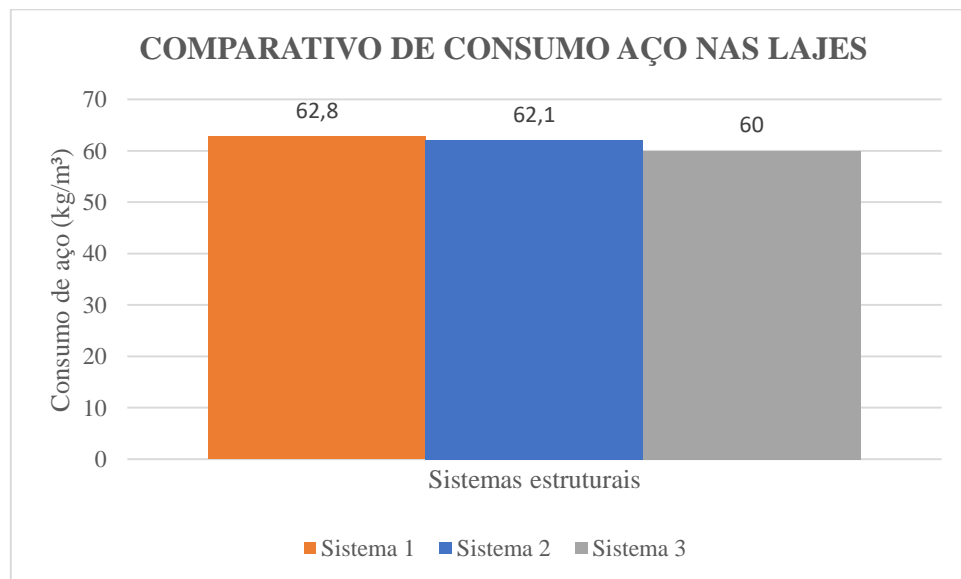


Fonte: Autor.

Segue o mesmo princípio do consumo de concreto, um aumento não significativo, devido a diminuição nos esforços por causa dos pilares-paredes (sistema 2) e núcleo rígido (sistema 3) que aliviam as cargas e tensões nos elementos próximos a eles.

- CONSUMO DE AÇO

Gráfico 19 - Consumo de aço nas lajes - sistema 1, 2 e 3



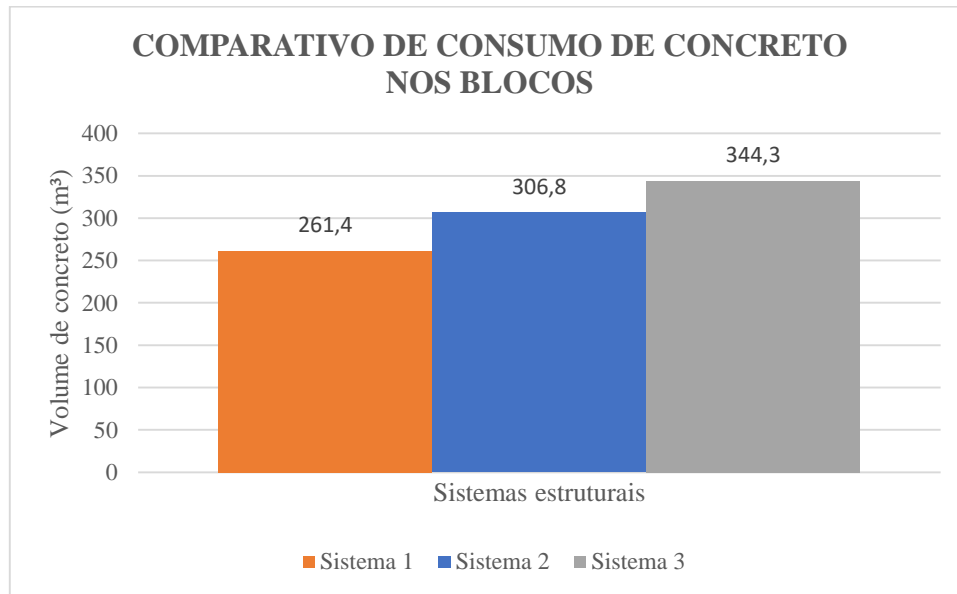
Fonte: Autor.

Devido a redistribuições dos esforços que geraram o aumento no consumo de concreto, essa redistribuição ocasionou uma redução no consumo de aço, igual a aproximadamente 1% no sistema 2 e 3,5% no sistema 3, redução essa equivalente ao aumento ocorrido no concreto.

4.4.4 CONSUMO NAS FUNDAÇÕES

- CONSUMO DE CONCRETO

Gráfico 20 - Consumo de concreto nos blocos - sistema 1, 2 e 3

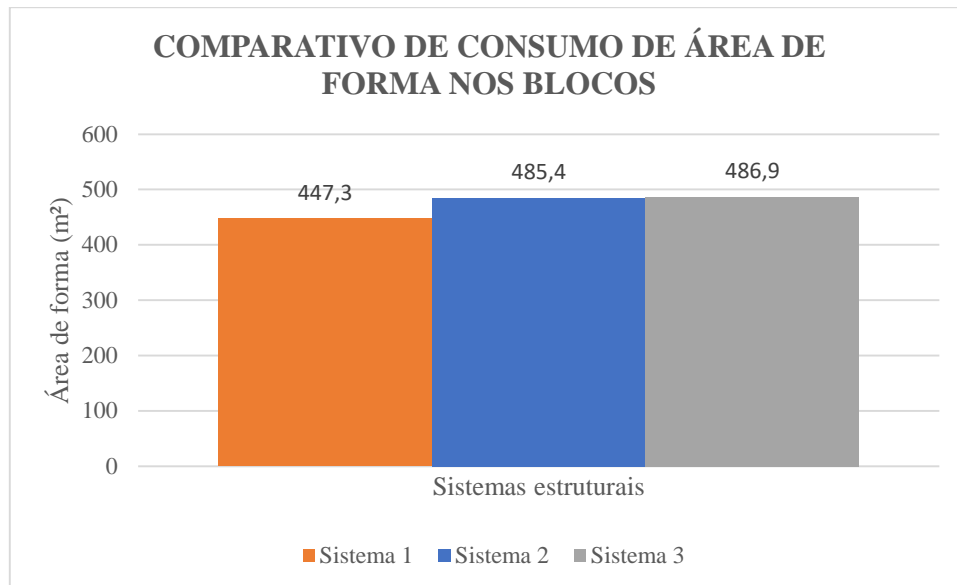


Fonte: Autor.

De acordo com a o gráfico x pode-se perceber que grande parte do consumo de concreto foi proveniente dos blocos, do sistema 1 para o sistema 2, pode-se analisar um aumento de 17,36%, um grande aumento, aumento esse que foi decorrido a adição dos pilares-paredes, isto é, os pilares absorvem mais cargas para si aliviando os elementos estruturais ao seu redor, logo essa carga que foi acumulada nos pavimentos e transmitidos para a fundação, exige um maior volume de concreto para dissipar essas tensões. No sistema 3 ocorre da mesma maneira tendo um aumento de 12,22%, aumento esse ocasionado pelos núcleos rígidos que atraem para si muita carga, conseqüentemente um enorme consumo de concreto é necessário para a dissipação do mesmo.

- CONSUMO DE ÁREA DE FORMA

Gráfico 21 - Consumo de área de forma nos blocos - sistema 1, 2 e 3

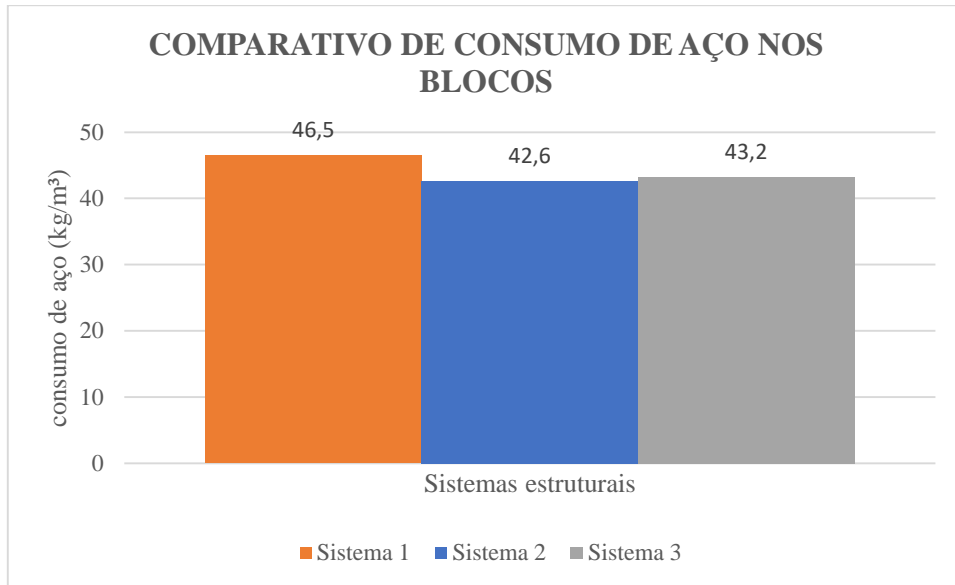


Fonte: Autor.

Pode-se perceber que do sistema 1 para o 2 houve um acréscimo de 8,52% devido as dimensões dos blocos de fundações, já do sistema 2 para o 3 a diferença foi pequena não chegando na casa dos 0,5%, logo pode-se afirmar que em consumo de forma o sistema 3 teve a mesma área de forma do sistema 2, isso ocorreu por causa nos núcleos rígidos do sistema 3, pois ele aliviou os elementos estruturais a sua volta, consequentemente os pilares-parede, logo houve uma redução na área de forma desses elementos aliviados, e essa redução foi compensada com o aumento gerado pelos núcleos rígidos.

- CONSUMO DE AÇO

Gráfico 22 - Consumo de aço nos blocos - sistema 1, 2 e 3



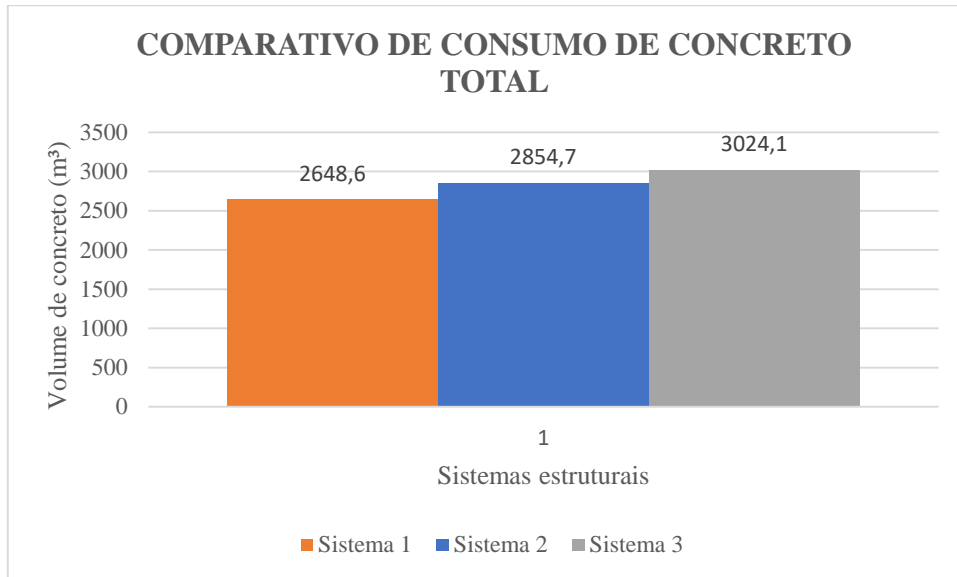
Fonte: Autor.

Devido a redistribuição global dos esforços por causa dos pilares-parede (Sistema 2), houve uma redução na taxa de aço de 8,4%, essa redução ocorreu devido aos elementos como (vigas, lajes e pilares) que foram aliviados pelos pilares-paredes, isto é, enquanto os blocos de fundações dos pilares-paredes aumentaram, os demais blocos dos pilares que não foram alterados (19 ao todo) da edificação sofreram um alívio de tensões, logo sua área de aço foi reduzida, e essa redução foi superior ao aumento ocasionados pelos pilares-parede. Já no sistema 3, o consumo de aço foi um pouco superior ao sistema 2, esse aumento foi devido ao enorme volume de concreto dos núcleos rígidos.

4.4.5 CONSUMO TOTAL

- CONSUMO TOTAL DE CONCRETO

Gráfico 23 - Consumo total de concreto - sistema 1,2 e 3

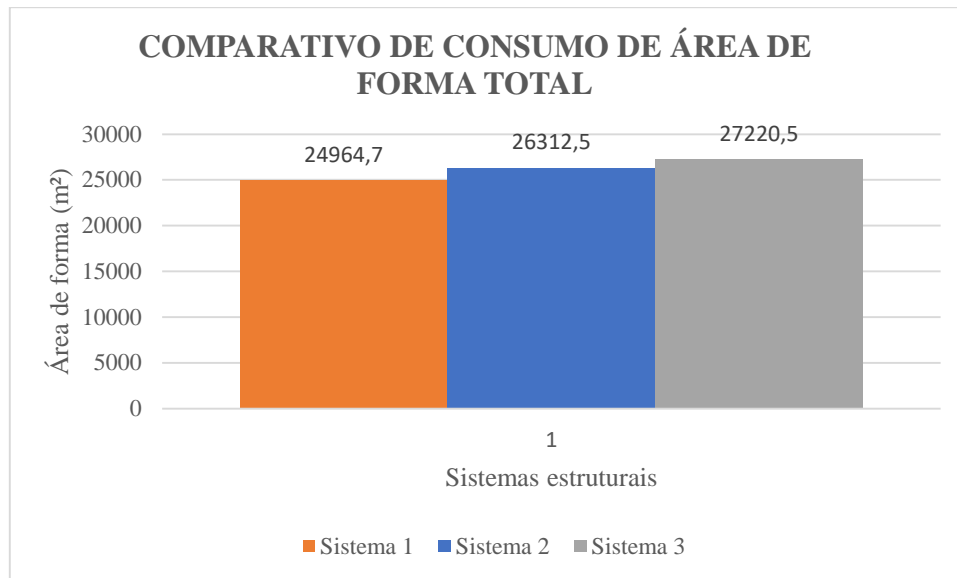


Fonte: Autor.

Do sistema 1 para o 2, houve um aumento de 206 m³, representando um aumento de quase 8% no consumo de concreto. Já o sistema 2 comparada ao terceiro teve um aumento de 169,7 m³, isto é, um aumento de quase 6% no consumo de concreto, quando se compara o sistema 1 ao sistema 3 há uma diferença de 376 m³ de concreto representando um aumento de 14,18% no consumo de concreto.

- CONSUMO TOTAL DE ÁREA DE FORMA

Gráfico 24 - Consumo total de área de forma - sistema 1,2 e 3

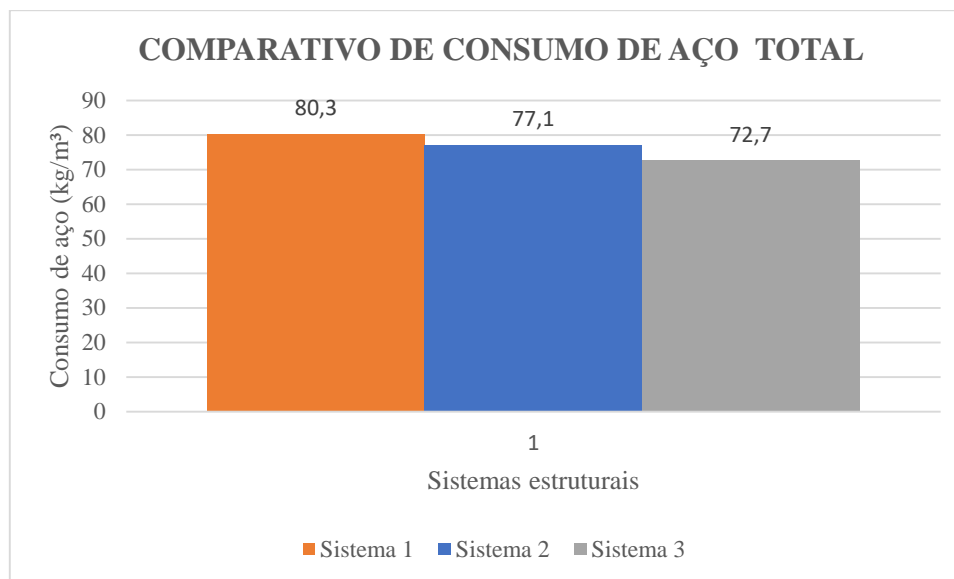


Fonte: Autor.

As áreas de forma se comportam da mesma maneira que o concreto, pois na mudança de sistema de contraventamento, há uma mudança na área dos elementos estruturais, conseqüentemente na área de forma. Com um aumento de 1347,8 m² do sistema 1 para o 2, representando um aumento de 5,4%, do sistema 2 para o sistema 3 teve um aumento de 908 m², representando um aumento de 3,45%, comparando o sistema 1 e 3 o aumento foi de 2255,8 m², tendo um aumento igual a 9%.

- CONSUMO DE AÇO

Gráfico 25 - Consumo total de aço - sistema 1,2 e 3



Fonte: Autor.

Com o aumento de concreto e a redistribuição dos esforços para os pilares, do sistema 1 para o sistema 2 teve uma redução de 4% no consumo de aço esse valor foi devido principalmente a contribuição das vigas que tiveram uma perda de seção e um valor reduzido de esforços atuantes devido aos pilares-parede que aliviou as essas vigas. Já no sistema 3, há a maior redução, redução de 5,7% do sistema 2 para o 3 e comparando o sistema 1 e 3 a redução foi de aproximadamente 9,5%. Essa redução se deve pelo mesmo motivo do sistema 1 para o 2, pilares que aliviam a carga dos elementos estruturais próximos a eles, isto é, no sistema 2 os pilares aliviaram as vigas, já no sistema 3 os núcleos rígidos aliviaram toda a estrutura, incluindo os pilares que aliviaram as vigas, por este motivo que a redução foi tão brusca comparada ao sistema anterior.

4.5 CUSTO DOS SISTEMAS

Foi realizada uma análise do custo dos sistemas estudados para fins de se escolher o sistema apropriado para a arquitetura estudada. AltoQi na versão do eberick de 2018 implementou a opção de custos no software para se ter uma estimativa dos materiais a serem utilizados no projeto calculando o preço do material e também a mão de obra mas essa é uma análise que não substitui um bom orçamento.

Os valores utilizados na análise são valores pré configurados pela própria AltoQi, tratando de valores próximos da realidade, mas que em uma análise no contexto onde a

edificação seria realmente construída esses valores deveriam ser analisados e calculados de acordo com a região da obra, pois não foi encontrada em nenhum site da AltoQi, artigos que expliquem como esses valores foram considerados.

Logo para este trabalho foi utilizada essa opção como fator determinante para a escolha do sistema ideal para a arquitetura estudada com base nos valores pré configurados pela própria AltoQi, como pode ser visto nas figuras 31, 32 e 33.

Figura 31 - Classes de concreto (preço de material e execução)

Classes de concreto

Classes de resistência

- C-10
- C-20
- C-21
- C-22
- C-25
- C-30
- C-35
- C-40
- C-45
- C-50

Identificação: C-30

Resistência à compressão

Resistência característica (fck): 300 kgf/cm²

Coefficiente de minoração (γ_c): 1.4

Resistência de cálculo (fcd): 214.29 kgf/cm²

Peso específico: 2500 kgf/m³

Abatimento (slump): 5 cm

Coefficiente de dilatação térmica: 0.00001 /°C

Tipo de agregado: granito

Tipo de cimento: CP-IV

Módulo de elasticidade

Obter a partir do fck

Módulo secante (Ecs): 268384 kgf/cm²

Módulo inicial (Eci): 306725 kgf/cm²

Resistência à tração

Obter a partir do fck

Resistência média (fctm): 28.96 kgf/cm²

Característica inferior (fctk_inf): 20.28 kgf/cm²

Característica superior (fctk_sup): 37.65 kgf/cm²

Resistência de cálculo (fctd): 14.48 kgf/cm²

Custo

Material: 261.13 R\$/m³

Execução: 131.50 R\$/m³

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor.

Figura 32 - Configurações barras (Custo do material e execução)

Armadura

	Bitola	Ativa	Aço	Fabricação	Comprimento (cm)	Peso do rolo(kg)	Emenda	Custo do material (R\$/kg)	Custo de execução (R\$/kg)
1	3.2	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.96	3.99
2	3.4	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.96	3.99
3	4.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.96	3.99
4	4.2	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.96	3.99
5	4.6	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.82	3.19
6	5.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.82	3.19
7	6.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.00	4.88
8	6.3	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.82	4.88
9	7.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma	4.07	4.88
10	8.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	5.50	3.92
11	10.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.69	2.99
12	12.5	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.44	1.98
13	16.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.41	0.70
14	20.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.22	0.41
15	22.2	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.84	0.20
16	25.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse	4.84	0.20
17	32.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	solda	4.84	0.20

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor.

Figura 33 - Custo de forma

Custo de forma

Custo	Material	Execução	
Vigas	46.70	55.93	R\$/m ²
Pilares	51.65	78.67	R\$/m ²
Lajes	44.27	73.53	R\$/m ²
Escadas	44.27	73.53	R\$/m ²
Fundações	69.56	73.52	R\$/m ²
Reservatórios	2.89	9.93	R\$/m ²
Muros	69.56	73.52	R\$/m ²

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor.

4.5.1 COMPARATIVO DOS SISTEMAS

Como explicado anteriormente no capítulo sobre custos, a edificação teve diversas variações no consumo de materiais, seja ela em pilares, vigas, lajes e fundações, no entanto, prevalece aquele sistema que dentre todos estivesse dentro dos parâmetros de deslocabilidade. Na tabela 14 pode-se ver o resumo de cada elemento e o total em reais calculado pelo próprio software.

Tabela 14 - Resumo de custo dos sistemas 1, 2 e 3

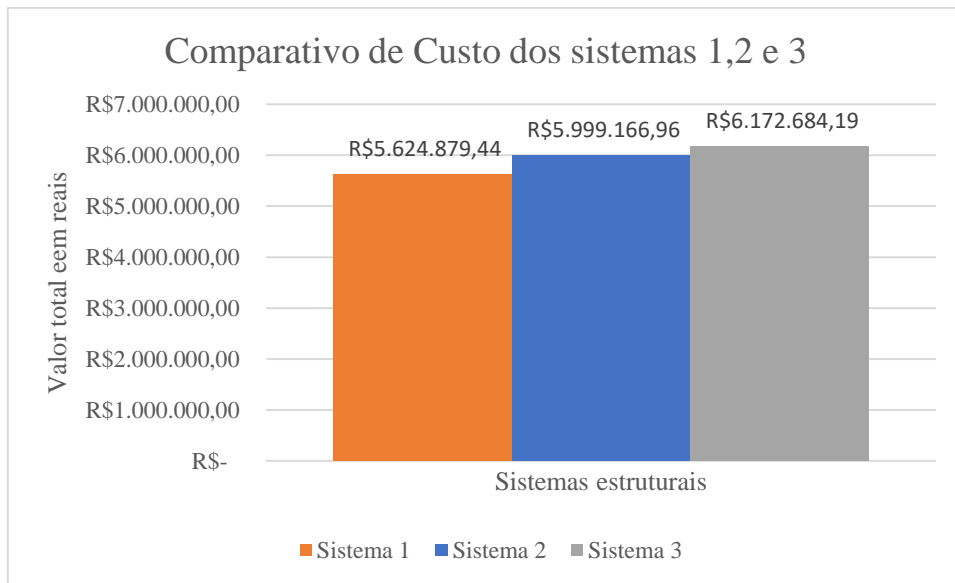
Resumo de custos					
Sistema 1	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	Total
Concreto	R\$ 212.140,00	R\$ 326.918,00	R\$ 398.223,00	R\$ 102.644,75	R\$ 1.039.925,75
Área de forma	R\$ 804.249,00	R\$ 1.044.604,00	R\$ 1.020.774,00	R\$ 64.006,10	R\$ 2.933.633,10
Aço	R\$ 444.155,00	R\$ 594.588,00	R\$ 539.977,00	R\$ 72.600,59	R\$ 1.651.320,59
					R\$ 5.624.879,44
Resumo de custos					
Sistema 2	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	Total
Concreto	R\$ 208.332,00	R\$ 392.397,00	R\$ 399.657,00	R\$ 120.467,70	R\$ 1.120.853,70
Área de forma	R\$ 788.774,00	R\$ 1.231.047,00	R\$ 1.024.290,00	R\$ 69.453,63	R\$ 3.113.564,63
Aço	R\$ 407.343,00	R\$ 740.914,00	R\$ 537.897,00	R\$ 78.594,63	R\$ 1.764.748,63
					R\$ 5.999.166,96
Resumo de custos					
Sistema 3	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	Total
Concreto	R\$ 205.391,00	R\$ 446.751,00	R\$ 400.038,00	R\$ 135.164,85	R\$ 1.187.344,85
Área de forma	R\$ 775.140,00	R\$ 1.365.655,00	R\$ 1.025.042,00	R\$ 69.668,38	R\$ 3.235.505,38
Aço	R\$ 376.602,00	R\$ 759.350,00	R\$ 526.100,00	R\$ 87.781,96	R\$ 1.749.833,96
					R\$ 6.172.684,19

Fonte: Autor.

Logo analisando a gráfico 26 pode concluir mesmo com as pequenas diferenças entre os sistemas o sistema 1, além de estar dentro de todos os estados limites esse também obteve o menor custo dentre os 3 sistemas.

Com uma diferença de 7% do sistema 1 para o 2, uma diferença de 3% do sistema 2 para o sistema 3 e a diferença entre sistemas, 1 e 3 foi de 10%. Logo pode-se perceber que a redução nos deslocamentos trouxe um aumento grande no consumo de materiais.

Gráfico 26 - Comparativo de custos dos sistemas de contraventamento



Fonte: Autor.

CONCLUSÃO

Analisando os sistemas estudados, pode-se perceber que de acordo com o acréscimo dos sistemas de contraventamento, houve uma redução significativa nos deslocamentos da estrutura, de quase 50% no eixo X e de quase 25% no eixo Y, do sistema 1 (menos rígido) ao sistema 3 (mais rígido), redução essa que afirma a importância da utilização dos sistemas de contraventamento para a redução dos deslocamentos da estrutura.

Ao analisar os três sistemas utilizados, o sistema 1, constituído única e exclusivamente por pórticos planos de contraventamento, teve a maior deslocabilidade porém esse valor está dentro de todos os parâmetros estabelecido pela NBR 6118:2014 e obteve o menor consumo e custo de material entre os 3 sistemas analisados, corroborando para a escolha do mesmo como o sistema ideal de contraventamento para o projeto idealizado utilizando a arquitetura proposta nesta monografia.

Como dito anteriormente o sistema 1 foi o sistema ideal para a arquitetura utilizada nesta monografia, no entanto, para outros projetos com grande número de pavimentos essa análise deve ser refeita pois cada estrutura tem um comportamento diferente, o que implica em um consumo de materiais e conseqüentemente no custo.

A variação de custos observada nos sistemas, não foi tão exorbitante, no entanto, a mesma não leva em consideração a dificuldade proposta nos sistemas 2 e 3, isto é, para a construção desses modelos, existe um esforço muito maior na confecção dos elementos estruturais, pois para a execução de um pilar-parede e o núcleo rígido torna-se muito mais laboriosa do que um pilar comum, logo o sistema 1 além de ter um custo menor, exigiria um esforço menor na confecção dos elementos, logo aumentando a produtividade e diminuindo o tempo de execução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA**. Santa Maria: Ufsm, 2014. 20 p. Disponível em: <www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Aulas_9-12_2014>. Acesso em: 06 out. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 256 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 1 ed. Rio de Janeiro, 1996. 33 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. 1 ed. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.
- BACARJI, Edgar. **Análise de estruturas de edifícios: Projeto de pilares**. 1993. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.
- BARBOZA, Marcos Robiati. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. 161 f. UNESP – Campus de Bauru/SP, 2008.
- BUENO, Monica Maria Emerenciado. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 88 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Faculdade Tecnológica de Brasília, Brasília, 2009.
- CARMO, Maria Regina dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Concreto Armado**. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 415 p.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.
- COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- CORELHANO, Angelo Giovanni Bonfim. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CUNHA, J. **Estruturas de concreto armado**. Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, 198 p. Apostila, 2014.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 120f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FREITAS, Felipe Coelho de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

GIONGO, José Samuel. **Projeto estrutural de edifícios**. São Carlos, 2007. 176 p.

GUARDA, Mônica Cristina Cardoso da. **CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS EM PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**. 5005. 252 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundação profunda**. 1998. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

KIMURA, Alíó Ernesto. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2007. 632p.

LONGO, Luis Felipe. Altoqi. **Como contraventar uma estrutura?** 2018. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001186613-Como-contraventar-uma-estrutura->>. Acesso em: 07 out. 2018.

LUCAS FRANCESCHI. Altoqi. **Efeito da escolha do modelo de análise na estabilidade global da estrutura**. 2018. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360002182574-Efeito-da-escolha-do-modelo-de-an%C3%A1lise-na-estabilidade-global-da-estrutura>>. Acesso em: 07 out. 2018.

MARANGON, Marcio. **INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PARÂMETROS PARA FUNDAÇÕES**. 3. ed. Juiz de Fora: Ufjf, 2018. 71 p. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF03-Investiga%C3%A7%C3%A3o-Geot%C3%A9cnica-e-Par%C3%A2metros-para-Funda%C3%A7%C3%B5es-2018.pdf>>. Acesso em: 09 out. 2018.

MATIAS JUNIOR, Ivan Gomes. **ANALISE NAO LINEAR DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS DE EDIFICIOS ALTOS COM NÚCLEOS RESISTENTE SOBRE FUNDAÇÕES FLEXIVEIS**. 1997. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

MELHADO, Silvio Burrattino et al. **Fundações**. São Carlos: USP, 2002. 33 p.
Disponível em:

<http://www.civilnet.com.br/Files/FUNDACOES/Apostila_fundacoes_3.pdf>. Acesso em: 29 set. 2018.

MELO, P.R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 105 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

OLIVERIA, J.C.A de. **Avaliação da Rigidez de Pórticos Tridimensionais de Concreto Armado**. 121 f. Tese (Doutorado) – Curso de Estruturas e Construção Civil, Publicação PECC.TD – 001A /09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.

PEREIRA, Ana Claudia de Oliveira. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. 2000. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PEREIRA, Rui Daniel Gonsalves. **EDIFÍCIOS ALTOS – PROBLEMAS ASSOCIADOS E ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM CASO PRÁTICO**. 2011. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2011.

SANTOS, Luciano Ferreira. **SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM ESTRUTURAS PRÉMOLDADAS DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**. 2015. 194 f. Tese (Doutorado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

SARKISIAN, M. **Designing tall buildings: structure as architecture**. New York, USA: Routledge, 2012.

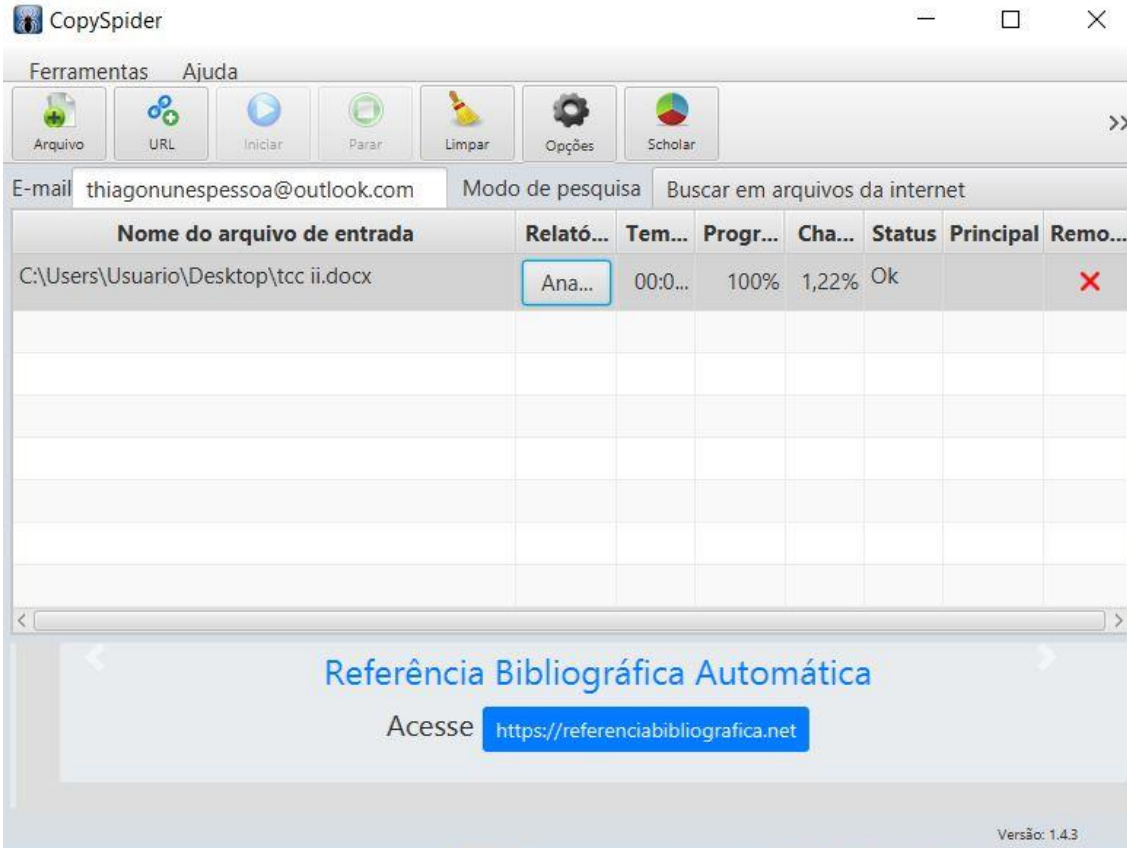
SOUSA JUNIOR, Edgard. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. 130 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton, USA: CRC, 2010.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** 2003. 94 f. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

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

RELATÓRIO ANTI-PLÁGIO



The screenshot displays the CopySpider application window. At the top, there is a menu bar with 'Ferramentas' and 'Ajuda'. Below it is a toolbar with icons for 'Arquivo', 'URL', 'Iniciar', 'Parar', 'Limpar', 'Opções', and 'Scholar'. The main interface shows an 'E-mail' field with 'thiagonunespessoa@outlook.com' and a search mode set to 'Modo de pesquisa' with the option 'Buscar em arquivos da internet'. A table displays the progress of the anti-plagiarism check for the file 'C:\Users\Usuario\Desktop\tcc ii.docx'. The table has columns for 'Nome do arquivo de entrada', 'Relató...', 'Tem...', 'Progr...', 'Cha...', 'Status', 'Principal', and 'Remo...'. The first row shows the file name, a button labeled 'Ana...', a time of '00:0...', a progress of '100%', a character count of '1,22%', a status of 'Ok', and a red 'X' in the 'Remo...' column. Below the table, there is a section titled 'Referência Bibliográfica Automática' with a button to 'Acesse' the website 'https://referenciabibliografica.net'. The version number 'Versão: 1.4.3' is visible in the bottom right corner.

Nome do arquivo de entrada	Relató...	Tem...	Progr...	Cha...	Status	Principal	Remo...
C:\Users\Usuario\Desktop\tcc ii.docx	Ana...	00:0...	100%	1,22%	Ok		✗

Referência Bibliográfica Automática

Acesse <https://referenciabibliografica.net>

Versão: 1.4.3

Localizar na página Nenhum resultado < > Opções

Português Login

CopySpider Scholar

Exportar relatório Referências ABNT Visualizar

toc ii.docx (12/05/2019):

Documentos candidatos

maxwell.vrac.puc-rio... [1,22%]
 nead.uesc.br/arquivo... [0,19%]
 formatacaoabnt.blogs... [0,18%]
 blog.metzter.com/gui... [0,15%]
 pt.wikipedia.org/wik... [0,1%]
 tecmundo.com.br/font... [0,03%]
 arxiv.org/pdf/cs/061... [0,03%]
 soloswiss.fr/wp-cont... [0%]

Arquivo de entrada: toc ii.docx (11602 termos)

Arquivo encontrado	Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)	
maxwell.vrac.puc-rio...	Visualizar	2247	167	1,22
nead.uesc.br/arquivo...	Visualizar	2105	26	0,19
formatacaoabnt.blogs...	Visualizar	3404	28	0,18
blog.metzter.com/gui...	Visualizar	1377	20	0,15
pt.wikipedia.org/wik...	Visualizar	1041	13	0,1
tecmundo.com.br/font...	Visualizar	1136	4	0,03
arxiv.org/pdf/cs/061...	Visualizar	11700	7	0,03
soloswiss.fr/wp-cont...	Visualizar	2590	0	0
lista.mercadoivre.c...	-	-	-	-
inta.edu.br/SouINTA...	-	-	-	-

Download falhou. HTTP response code: 0
 Download falhou. HTTP response code: 0